

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE ABOU BEKR BEIKAID TLEMCEM
Faculté de Technologie



Département de Génie Civil



Mémoire pour l'obtention du Diplôme
De Master en génie Civil
Spécialité : Ingénierie des structures

Thème :

ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE D'UN BATIMENT (SS+R+9)
EN BETON ARME A ORAN

Présenté le 11 Juin 2017 par :

MALFI AMINA

Devant le jury composé de :

Mr. BOUCLI HASANE M.A.
Mme. BOUCIF N.
Melle. SAIL L.
Mr. HASSAINE N.
Mr. HOUTI F.B.

Président
Examinatrice
Examinatrice
Encadrant
Encadrant

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicace

A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de Mon cœur, ma vie et mon bonheur ; maman que j'adore.

A l'homme de ma vie, mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, mon père.

Ames chères sœurs Ammara et wafa pour leur encouragement et leurs soutien moral.

*A toute la famille MALFI sans exception et la famille NICHANE
Spécialement mon oncle Mohamed pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire. Sans oublié mes oncles, mes tantes, mes cousins, et mes cousines.*

A celui qui m'a soutenue tout au long de ce projet : mon fiancé Abdallah, et à toute la famille BENAZZA.

A mes chères amies awanisse : Anfal, Basma, Khadija, Sadika, et Imane.

Aux personnes qui m'ont toujours aidé et encouragé, qui étaient toujours à mes côtés, et qui m'ont accompagnaient durant mon chemin d'études supérieures, mes aimables amis, collègues d'étude, Sœurs et frères de cœur, toi kholoud, Amel, Fatima Zohra, hassane, Amine, Abd sami et fayçal. et toute la promotion M2 GC 2016 d'université de Tlemcen.

A tous mes enseignants et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible, je vous dis merci.

Remerciements

Je remercie DIEU le tout puissant de m'avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

Je remercie en premier lieu mes parents qui m'ont toujours encouragés et soutenus durant la réalisation du mémoire.

Je remercie en deuxième lieu mes encadreurs Mr HASSAINE, et Mr HOUTI qui ont acceptés de suivre ce travail et ont consacré leurs temps pour me guider avec beaucoup de gentillesse par leurs expériences et leurs conseils judicieux.

Je tiens à remercier aussi tous les membres du jury Mr BOUKLI HACENE, Mme BOUCIF et Melle SAIL d'avoir accepté de lire, de présider et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à ce projet

Un autre remerciement est réservé à Mr BENAMAR et Melle MEDJEHED De m'avoir aider à réaliser ce travail.

Je tiens à adresser mes sincères remerciements à tous les enseignants du département de génie civil qui ont participés à notre formation.

En fin mes profonds remerciements vont également à toutes les personnes qui m'ont aidés et soutenues de près ou de loin principalement à tous l'effectif du groupe IS M2 GC.

RESUME

Ce projet de fin d'étude présente une étude détaillée d'un bâtiment à multiples usages constitué d'un sous-sol, un rez de chaussée et 9 étages.

La structure est implantée dans la wilaya d'Oran, zone de sismicité moyenne (*zone II_A*).

Notre étude se compose de deux parties principales :

La première consiste à étudier le côté technique c'est à dire la conception et l'étude de la structure

La deuxième partie consiste à étudier la partie managériale et économique dans le but d'estimer le cout global de ce projet et le délai de réalisation.

La première partie est divisée en plusieurs chapitres :

- ✚ L'introduction et la description des éléments de la structure ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés (béton, acier).
- ✚ La descente des charges et le pré-dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles)
- ✚ L'étude des éléments secondaires (poutrelles, escalier, acrotère, balcon, ascenseur, dalle pleine).
- ✚ L'étude dynamique du bâtiment pour choisir le système de contreventement et de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements à fin d'assurer la stabilité de la structure en utilisant le logiciel « SAP 2000 V 14 »
- ✚ L'étude des éléments résistants de la structure (poteau, poutre, voile, radier général).

La deuxième partie a permis de mettre en évidence un aspect important concernant La réduction des délais et des couts.

Les calculs ont été effectués conformément aux règlements : RPA99V2003, CBA93. et BAEL91.

Mots clés :

Bâtiment, béton armé, SAP2000, RPA99V2003, BAEL91, CBA93, un projet, management De projet, MS Project.

SUMMARY:

This plan of the end of study introduces a detailed study of a building with mixed usage constituted by a basement, a ground floor and 9 floors.

Structure is established in the state of Oran, zone of medium seismicity (zone II a).

Our study is made up of two main parts:

The first one consists in studying the technical side that is conception and study of structure .

The second part consists in studying the manager and economic part with the intention of estimating the total of this plan and the delay of realization.

The first part is made up in several stages:

- ✚ Introduction and description of the elements of structure as well as characteristics of materials used (concrete, steel).
- ✚ The descent of expenses and meadow-sizing of the structural elements (posts, beams, veils)
- ✚ The study of the secondary elements (girders, staircase, acroterion, balcony, lift, full slab).
- ✚ The dynamic study of the building to choose the system of bracing and to determine different solicitations due to loads at the end to assure the stability of structure by using software «SAP 2000 V 14»
- ✚ The study of the resistant elements of structure (post, beam, veil, remove general).

The second part allowed to highlight a concerning important aspect

The reduction of delays and of C

Calculations were performed according to the Algerian regulations: RPA99V2003, CBA93 and BAEL91.

Key words:

Building, Ferroconcrete, SAP2000, RPA99V2003, BAEL91, CBA93, a plan, management Of plan, MS Project.

ملخص:

يهدف هذا المشروع إلى دراسة مفصلة لبناىة سكنية و تجارية تتألف من طابق تحت أرضي، طابق أرضي + 9طوابق بولاية وهران المنطقة 2 أ

تنقسم هذه الدراسة إلى مرحلتين :

الأولى تتضمن الجانب التقني و الثانية تتضمن الجانب المالي و الأجال لإنجاز المشروع

المرحلة الأولى تنقسم إلى عدة محاور

- ✚ مقدمة ووصف عناصر البناىة و كذلك مواد البناىة(الخرسانة و الفولاذ)
- ✚ معالجة نزل الحمولات و كذلك أبعاد العناصر المكونة للمبنى
- ✚ حساب مختلف الروافد و العناصر الثانوية مثل المسند، المدرجات
- ✚ الدراسة الديناميكية للبناىة بواسطة برنامج SAP2000
- ✚ حساب تسليح العناصر المقاومة للبناىة، الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة و الأساسات

المرحلة الثانية تمكننا من تحديد تكاليف و آجال المشروع باستعمال برنامج MS Project

الكلمات المفتاحية :

العمارة، الخرسانة المسلحة، BAEL99، RPA 99 v 2003

Sommaire :

Dédicace.

Remerciements.

Résumé.

Summary.

ملخص

Liste des tableaux.

Liste des figures.

Introduction générale.

Chapitre I : Présentation de projet

I.1. Présentation de l'ouvrage	1
I.1.1. Introduction générale	1
I.1.2. Implantation du projet	1
I.1.3. Description du projet	2
I.1.4. Caractéristique géométrique	2
I.1.5 Classification de l'ouvrage selon son importance	2
I.1.6.Conception de la structure du bâtiment	2
I.1.7.Etude géotechnique	4
I.2. caractéristique des matériaux	4
I.2.1. le béton	4
I.2.2. l'acier	7
I.3.les hypothèses de calcul	8

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges

II.1. Introduction.....	10
II.2.Détermination de l'épaisseur du plancher	10
II.2.1.Plancher a corps creux	10
II.2.2 .Les poutrelles	11
II.2.3.Plancher a dalle pleine.....	11
II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux	13
II.3.1. Introduction	13
II.3.2. Les poutres.....	13
II.3.2.1.Les poutres principales.....	13
II.3.2.2. Les poutres secondaires.....	14
II.3.3.Les poteaux.....	15
II.3.4.Les voiles	17
II.4.Descente des charges	18
II.4.1. Plancher terrasse inaccessible	18
II.4.2. Plancher terrasse accessible	19
II.4.3. Plancher étage courant	20
II.4.4. Balcons	20
II.4.5. Murs	21
II.4.6 Dalle pleine de rez de chaussée.....	22

Chapitre III : Etude des planchers

III.1. Introduction	23
III.2. Etude du plancher à corps creux	23
III.2.1. Vérification des conditions.....	23
III.2.2. Type de poutrelles	24
III.2.3 La charge appliquée sur les poutrelles	27
III.2.4. Détermination des efforts internes	27
III.2.5. Tableaux d'évaluation des moments fléchissant et de l'effort tranchant des poutrelles	33.
III.2.6. Détermination de ferrailage de poutrelle	34
III.2.7.Ferrailage de la dalle de compression	39
III.2.8.Ferrailage de la dalle pleine réz de chaussé	40
III.2.8.1.Ferrailage de la dalle pleine (Parking)	40
III.2.8.2.Ferrailage de la dalle pleine (habitation)	44
III.9. Étude de la rampe d'accès au sous-sol	50

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.1 L'acrotère	56
IV.1.1. Introduction	56
IV.1.2. Etude de l'acrotère	56
IV.1.2.1 Evaluation des charges.....	56
IV.1.2.2. Calcul des sollicitations.....	57
IV.1.2.3. Calcul de l'excentricité	57
IV.1.2.4 Détermination du ferrailage	58
IV.2. Etude des escaliers	60
IV.2.1. Introduction	60
IV.2.2 Terminologie	60
IV.2.3. Calcul des escaliers.....	60
IV.3. Etude de la Poutre palière.....	76
IV.4. Etude de l'ascenseur	81
IV.4.1. Introduction	81
IV.4.2. Vérification de la dalle au poinçonnement	82
IV.4.3. Calcul des sollicitations	83

Chapitre V : Etude dynamique

V.1. Introduction	89
V.2. Objectifs de l'étude dynamique	89
V.3. Présentation du programme SAP2000	89
V.4. Méthode de calcul	90
V.4.1 Méthode statique équivalente.....	90
V.4.2. Méthode d'analyse modale spectrale	91
V.4.3. Méthode d'analyse dynamique par accélerogramme	91
V.5 .Choix de la méthode de calcul	91
V.6. Modélisation de la structure étudiée	91

V.7. Méthode statique équivalente	92
V.7.1. Détermination de la force sismique	92
V.8. Analyse du modèle	96
V.8.1. la disposition des voiles	96
V.8.2. Poids de la structure W	102
V.8.3. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure	102
V.8.4. Evaluation des excentricités	105
V.8.5 Spectre de réponse de calcul	106
V.8. 6. Représentation graphique du Spectre	106
V.8. 7 Distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur	107
V.8.8. Détermination de l'effort tranchant et de la force sismique de chaque niveau	107
V.8.9. Vérification du coefficient de comportement R.....	108
V.8.10. Résultante des forces sismiques de calcul	109
V.10. Vérification des déplacements	109
Chapitre VI : Etude des éléments porteurs	
VI.1 .Introduction	112
VI.2. les poteaux	112
VI.2.1. Les combinaisons de calcul	112
VI.2.3. Vérification spécifique sous sollicitation tangentes	113
VI.2.3. Exemple d'étude d'un poteau	114
VI.3. Les poutres	119
VI.3.1. Introduction	119
VI.3.2. Recommandation du RPA99	120
VI.3.3. Exemple d'étude d'une poutre principale.....	120
VI.3.4. Poutre secondaire	125
VI.4. Etude des voiles	130
VI.4.1. Introduction	130
VI.4.2. les combinaisons	130
VI.4.3. Détermination des sollicitations	131
VI.4.4. Vérification des contraintes de cisaillement	136
VI.4.5. Vérification de l'effort normal réduit	136
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	
VII.1. Introduction	137
VII.2. Etude préliminaire du choix de type de semelle	137
VII.2.1. Semelle isolée.....	137
VII.2.2. Semelle filante.....	138
VII.2.3. Radier général.....	138
VII.2.3.1. Dimensionnement	138
VII.2.3.2. Vérification de poinçonnement	140
VII.2.3.3. Les différents sollicitations	140
VII.2.4. Calcul de ferrailage.....	142
VII.2.4.1. Ferrailage de la dalle	142
VII.2.4.2. Ferrailage de la nervure.....	146

Chapitre. VIII. Réalisation de projet

GENERALITE	152
VIII.1.Introduction.....	152
VIII.2 .Management du projet.....	152
VIII.2.1 Projet	152
VIII.2.2 Le cycle de vie d'un projet	153
VIII.2.3 Les déférents intervenants du projet	154
VIII.3 .Organisation du chantier	155
VIII.3.1. Etablissement du plan d'hygiène et de sécurité.....	155
VIII.3.2. Installation de chantier.....	155
VIII.3.3. Le planning	155
VIII.3.4. Suivi de chantier.....	156.
VIII.3.5. Les ressources matérielles	156
VIII.3.6 La sécurité dans le chantier	157
VIII.4. Les étapes de réalisation de la construction	158
VIII.4.1. La conception du projet	158
VIII.4.2. Etude Architecturel.....	159
VIII.4.3.Implantation et piquetage	159
VIII.4.4. Réalisation des éléments constitutifs du bâtiment	160
VIII.4.4.1. Réalisation des gros ouvres	160
VIII.4.4.2.Réalisation des secondes œuvres	161
VIII.5.Etude économique	163
VIII.6.Conclusion	163

Conclusion générale

Annexe-A-

Annexe-B-

Annexe-C-

Liste des figures :

Chapitre I : Présentation de projet

Figure. I.1.la situation d'ouvrage.....	2
Figure. I.2.Plancher à corps creux.....	3
Figure. I.3.Plancher à dalle pleine.....	3
Figure. I.4. brique creuse.....	4
Figure. I.5.Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle a la compression f_{cj}	5
Figure. I.6.diagramme contrainte-déformation de béton.....	6
Figure. I.7.diagramme contrainte déformation de l'acier.....	8

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges

Figure. II.1.Dalle à corps creux.....	10
Figure. II. 2.Coupe d'une poutrelle.....	11
Figure II.3.dalle pleine.....	12
Figure. II. 4.Coupe d'une poutre.....	14
Figure. II.5.la surface supportée par le poteau le plus sollicité.....	15
Figure. II.6. Coupe de voile en élévation.....	17
Figure. II.7.Plancher type terrasse.....	18
Figure. II.8.Plancher type étage courant.....	20
Figure. II.9.Balcon.....	20
Figure. II.10.Coupe transversale du mur extérieur.....	21
Figure. II.11.Coupe transversale du mur intérieur.....	22

Chapitre III : Etude des planchers

Figure.III.1. Coupe transversale du plancher.....	23
Figure.III.2.Schéma statique des différents types de poutrelles.....	26
Figure.III.3. Les effort interne du poutrelle a l'ELU et l'ELS.....	27
Figure.III.4.Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'aide du SAP 200.....	32
Figure.III.5. Ferrailage des poutrelles.....	39
Figure.III.6.La section de plus grand panneau de la dalle pleine de réz de chaussée (Parking).....	40
Figure.III.7. Diagramme des moments dans les deux sens.....	41
Figure.III.8. Diagramme des moments à l'ELU.....	41
Figure.III.9. Diagramme des moments a l'ELS.....	42
Figure.III.10.Section de calcul de la dalle pleine réz de chaussée (parking).....	42

Figure.III.11.La section de plus grand panneau de la dalle pleine de réz de Chaussée (habitation).....	45
Figure.III.12. Diagramme des moments dans les deux sens.....	46
Figure.III.13. Diagramme des moments à l'ELU.....	46
Figure.III.14. Diagramme des moments a l'ELS.....	46
Figure.III.15.Section de calcul de la dalle pleine réz de chaussée (habitation).....	46
Figure.III.16. Dalle pleine de la rampe.....	50
Figure.III.17.La section de plus grand panneau de la rampe.....	51
Figure.III.18. Diagramme des moments dans les deux sens.....	52
Figure.III.19. Diagramme des moments à l'ELU.....	52
Figure.III.20. Diagramme des moments a l'ELS.....	52
Figure.III.21.Section de calcul de la dalle pleine réz de chaussée (parking).....	53

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Figure .IV.1 : coupe transversale de l'acrotère.....	56
Figure .IV.2 : coupe transversale d'un mètre linéaire de l'acrotère.....	58
Figure. IV.3. Ferrailage de l'acrotère.....	60
Figure. IV.4. coupe transversale d'une volée.....	60
Figure. IV.5 : Schéma statique de l'escalier à (ELU).....	68
Figure IV.6: Schéma statique de l'escalier à (ELS).....	69
Figure. IV.7.les moments fléchissant.....	70
Figure. IV.8. les efforts tranchants.....	71
Figure. IV.9.les moments fléchissant.....	77
Figure. IV.10. les efforts tranchants.....	77
Figure IV.11. Schéma d'un ascenseur mécanique.....	81
Figure. IV.12. Schéma statique de la dalle d'ascenseur.....	83
Chapitre V : Etude dynamique	
Figure.V.1. Modélisation de la structure.....	92
Figure.V.2. Structure contreventée.....	101
Figure. V. 3. Spectre de réponse R=5.....	106

Chapitre VI : Etude des éléments porteurs

Figure.VI.1. Ferrailage de poteau.....	119
Figure.VI.2.Ferrailage de la poutre principale.....	124
Figure VI.3. Ferrailage de la poutre secondaire.....	129
Figure VI.4.Schéma statique d'une section partiellement comprimé.....	132
Figure.VI.5.Ferrailage de voile.....	136

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Figure. VII.1. Semelle isolée.....	137
Figure. VII.2. Les déplacement Z_{max} et Z_{min}	139
Figure. VII.3. Radier nervuré.....	140
Figure. VII.4. Moment M_{11} à l'ELU.....	141
Figure. VII.5. Moment M_{22} à l'ELU	141
Figure. VII.6. Ferrailage de la nervure.....	151

Chapitre VIII : Réalisation de projet

Figure. VIII.1. Objectifs principal d'un projet.....	153
Figure. VIII.2. Cycle de vie d'un projet.....	154
Figure. VIII.3. Signalisation des chantiers.....	157
Figure. VIII.4. le piquetage dans un chantier.....	159

Liste des tableaux :

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges

Tableau. II.1 : Récapitulation du pré dimensionnement.....	17
Tableau. II.2 : Charge à la terrasse inaccessible due aux plancher corps creux.....	19
Tableau. II.3 : Charge à la terrasse accessible due aux plancher corps creux.....	19
Tableau. II.4 : Charge due aux plancher corps creux de niveau courant.....	20
Tableau. II.5 : Descente des charges des Balcons.....	21
Tableau. II.6.Charge permanents des murs extérieurs.....	21
Tableau. II.7 : Descentes des charges de la dalle de réz de chaussée (parking).....	22
Tableau .II.8 : Descentes des charges de la dalle de réz de chaussée (habitation).....	22

Chapitre III : Etude des planchers

Tbleau.III.1 : Evaluation des charges.....	27
Tableau.III.2 : Différents sollicitations pour l'ELU et l'ELS aux plancher étage Courants.....	33
Tableau.III.3.Différents sollicitations pour l'ELU et l'ELS aux plancher terrasse accessible.....	33
Tableau.III.4 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutrelles.....	38
Tableau.III.5 : récapitulation des résultats de ferrailage.....	49

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Tableau. IV.1.Les caractéristiques des différentes volées (Type1).....	62
Tableau. IV.2 : les caractéristiques de différentes volées (Type2).....	63
Tableau. IV.3 : Evaluation des charges et des surcharges pour le palier.....	65
Tableau. IV.4 : Evaluation des charges et des surcharges pour la paillasse.....	65
Tableau. IV.5 : la charge et la surcharge de différentes volées.....	66
Tableau. IV.6 : les efforts internes pour les différentes volées.....	71
Tableau. IV.7. : réduplicatif de ferrailage des déférents types des escaliers.....	75
Tableau .IV.8 : Moment fléchissant et effort tranchant de la poutre palière.....	77
Tableau. IV. 9: Ferrailage des poutres palières.....	81
Tableau. IV .10 : Sollicitations de la dalle d'ascenseur.....	84

Chapitre V : Etude dynamique

Tableau. V.1 : Pénalité en fonction des critères de qualité q.....	94
Tableau.V.2. Période et masse modale de la structure.....	100
Tableau V.3 : Poids des différents niveaux.....	102
TableauV.4. Centre de torsion de la structure.....	103
Tableau V.5. Centre de masse de chaque niveau de la structure.....	104
Tableau .V.6 : Valeur de l'excentricité théorique de chaque niveau.....	105
Tableau. V.7 : Valeur de l'excentricité accidentelle de chaque niveau.....	105
Tableau. V.8. Valeurs des forces sismiques et des efforts tranchants des différents niveaux pour R=5.....	108
Tableau V.9. Valeurs efforts tranchants à la base statiques et dynamiques	109
Tableau .V.10 : Vérification du déplacement dans le sens X.....	110
Tableau .V.11 : Vérification du déplacement dans le sens Y.....	110
Tableau .V.12 : Valeur de M_s suivant X.....	111
Tableau V.13. Valeur de M_s suivant Y.....	111

Chapitre VI : Etude des éléments porteurs

Tableau VI.1 : Vérification des poteaux sous sollicitation normales.....	113
Tableau VI.2 : Vérification spécifique sous sollicitation tangentes.....	114
Tableau VI.3 : les sollicitations des poteaux (N_{max}, M_{corr}).....	114
Tableau VI.4 : les sollicitations des poteaux (M_{max}, N_{corr}).....	115
Tableau VI.5 : Ferrailage des poteaux.....	117
Tableau VI.6 : la section des armatures transversal des poteaux.....	118
Tableau VI.7. Ferrailage transversal et espacements entre les cadres.....	119
Tableau VI.8 : Sollicitations des poutres principales.....	120
Tableau VI.9 : Ferrailage longitudinal des poutres principales.....	123
Tableau VI.10 : Ferrailage transversal des poutres principales.....	124
Tableau VI.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	124
Tableau VI.12 : Sollicitations des poutres secondaires.....	125
Tableau VI.13 : Ferrailage longitudinal des poutres secondaires.....	128
Tableau VI.14 : Ferrailage transversal des secondaires.....	128
Tableau VI.15 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.....	129
Tableau.VI.16 : Sollicitation dans les voiles.....	131
Tableau.VI.17 : Ferrailage de voile01.....	134
Tableau.VI.18 : Ferrailage de voile 02.....	134
Tableau VI.19 : Ferrailage de deux types de voiles.....	135
Tableau VI.20 : Vérification des contraintes tangentielles.....	136

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Tableau. VII.1 : Sollicitation du radier142

Tableau .VII.2: Ferrailage de la dalle et la nervure.....151

Chapitre VIII : Réalisation de projet

Tableau.VIII.1 : Les matériaux utilisés dans la réalisation de projet.....156

Notations

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

E : Action accidentelle.

f_{bc} : Contrainte de calcul

f_{cj} : Résistance à la compression du béton à (j) jour

f_{tj} : Résistance à la traction du béton à (j) jour

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction 28 jours

A_{st} : Section d'armature.

A_r : Armature de répartition.

I_x, I_y : Moment d'inertie

i_x, i_y : Rayon de giration

Z : Bras de levier

d : Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures

d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre.

l_f : Longueur de flambement.

l : Longueur de portée.

e : Epaisseur.

f_e : Limite d'élasticité d'acier

E_{ij} : Module d'élasticité instantané

E_{vj} : Module d'élasticité différé

E_s : Module d'élasticité de l'acier

C_p : Facteur de force horizontale

B_r : Section réduite

M : Moment fléchissant

M_{trav} : Moment en travée

M_{appuis} : Moment en appuis

M_0 : Moment maximum.

$M_{rédui}$: Moment réduit.

M_U : Moment à l'état limite ultime.

M_S : Moment à l'état limite de service.
 N_U : Effort normal à l'état limite ultime.
 N_S : Effort normal à l'état limite de service.
 T : Effort tranchant.
 N : Effort normal.
 A : Coefficient d'accélération de zone.
 D : Facteur d'amplification dynamique.
 R : Coefficient de comportement.
 Q : Facteur de qualité
 W : Poids total de la structure
 V : Force sismique total
 ddl : Degré de liberté
 $V_{dunamique}$: La résultante des forces sismiques
 $V_{statique}$: La résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.
 h_d : Epaisseur de la dalle.
 h_n : Epaisseur de la nervure.
 F_p : L'action du vent.
 W_i : Poids sismique au niveau i
 W_{Gi} : Poids dues aux charges permanentes
 W_{Qi} : Poids dues aux charges d'exploitation.
 C_T : Coefficient de période.
 K : Coefficient de raideur de sol.
 T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie de site.
 f : Flèche.
 \bar{f} : Flèche admissible.
ELU : Etat limite ultime.
ELS : Etat limite de service.
 $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton.
 $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'acier.
 $\bar{\tau}_u$: Contrainte ultime de cisaillement.
 σ_{bc} : Contrainte du béton.
 σ_{st} : Contrainte d'acier.

τ_u : Cont

rainte de cisaillement.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier

θ : Coefficient d'application.

μ : Moment ultime réduit.

α : Position relative de la fibre neutre

η : Facteur de correction d'amortissement

β : Coefficient de pondération

ε : Déformation relative

ε_{bc} : Déformation du béton en compression

λ : Élançement

Introduction générale

Le génie civil représente l'ensemble des techniques des constructions civiles.

Les ingénieurs civils ou ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir.

Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé. On sait que le monde actuel connaît un développement industriel et une croissance démographique importante, ce qui nous a amenés à des systèmes de constructions en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail (bureaux, ateliers,).

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, Les ingénieurs sont toujours confrontés aux problèmes de la non connaissance exacte des lois de comportement des matériaux, ainsi que celles des sollicitations ceci a conduit les ingénieurs à établir des règlements de conception et de calcul des structures avec un compromis entre coût et niveau de sécurité à considérer.

Mon projet de fin d'étude consiste à faire une étude technique d'une structure en béton armé (tour en béton armé (SS+R+9) à usage multiple implantés à Oran).

Composée d'un REZ de chaussée, et de 9 Étages avec un sous-sol contreventés par des murs voiles et portiques.

Le problème posé est d'assurer la résistance de notre construction aux différents effets tout en prenant le coté économique en considération.

Le travail est structuré comme suit :

- Le premier chapitre donne une idée générale sur le projet étudié, leurs caractéristiques géométriques et les matériaux utilisés.
- Le deuxième chapitre contient le pré dimensionnement des éléments porteurs (tel que les poteaux, les poutres et les voiles), et non porteurs (comme les planchers).
- Le troisième chapitre présente l'étude des planchers qui existent dans la structure (les dalles en corps creux, les balcons et les dalles pleines)
- Le quatrième chapitre concerne l'étude des éléments secondaires de la structure (l'acrotère, les escaliers, l'ascenseur)
- Le cinquième chapitre présente l'étude dynamique du bâtiment, L'étude sera faite par la modélisation de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul SAP2000. qui permet la détermination de la force sismique.
- Le sixième chapitre est réservé au calcul des éléments porteurs de la structure.
- Le septième chapitre concerne le calcul et le dimensionnement de l'infrastructure.
- Le huitième chapitre concerne la planification de projet.

Chapitre I :

Présentation

du projet

I.1. Présentation de l'ouvrage :

I.1.1. Introduction générale :

Le domaine de construction est un vaste domaine, qui a connu durant son histoire plusieurs innovations non seulement dans les procédés de conception et de réalisation, mais aussi dans les techniques et les matériaux utilisées dans les structures, selon les besoins et les capacités. Ainsi on a désormais une variété de choix dans les matériaux le béton armé , l'acier, le bois.

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé a trois buts classés comme suit :

- 1-Un maximum de sécurité (le plus important) : consiste à assurer la stabilité de l'ouvrage.
- 2-Economique : sert à diminuer les couts du projet (les dépenses).
- 3-Esthétique

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

- ✓ La souplesse d'utilisation.
- ✓ Durabilité (durée de vie).
- ✓ Résistance au feu.

Donc, pour tous ces avantages les constructeurs en Algérie préfèrent l'utilisation du béton armé dans la réalisation des projets de bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (Poteaux, poutres, voiles.....) à différentes sollicitations (compression, flexion.....).

La résistance de ces éléments est en fonction du type de matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

On va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en 2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage.

La réalisation de cette étude va me permettre de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différents techniques de calcul, les règlements et les concepts régissant le domaine étudié.

I.1.2. Implantation du projet :

Ce projet est implanté a Oued Tlelat (parfois orthographiée Oued Tlélat ou Oued Tiélat), anciennement Sainte-Barbe-du-Tlelat, est une commune algérienne de la wilaya d'Oran, située à 27 km au sud-est d'Oran. C'est le chef-lieu de la Daïra d'Oued Tlelat.

La conception architecturale est prévue pour la projection d'un certain nombre de blocs en **R+10 et R+9**.

La région de l'implantation de cet ouvrage est une région de moyenne sismicité (**Zone II_a**) et de groupe d'usage **2**, selon le règlement parasismique algérien (**RPA99V2003**).



Figure. I.1. la situation d'ouvrage

I.1.3. Description du projet :

Nous sommes chargés d'étudier un bloc R+9 en béton armé composé de :

- ✚ Un sous-sol parking de **3.06m** de hauteur.
- ✚ Un rez de chaussée à usage d'habitation+ parking de **4.76m** de hauteur.
- ✚ 9étages pour habitation composée de logement « F3 » de **3.06m** de hauteur.

I.1.4. Caractéristique géométrique :

La structure se caractérise par :

- ✚ Une longueur en plan : **22m**
- ✚ Largeur en plan : **11.35m**
- ✚ Hauteur totale : **38.49m**

I.1.5 Classification de l'ouvrage selon son importance :

Le niveau de la protection parasismique du bâtiment doit être modulé en fonction de l'enjeu associé à une classification des bâtiments en catégorie d'importance et donc établie en fonction des risques pour la sécurité des personnes.

D'après la classification du RPA99V2003, le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (**groupe d'usage 2**) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas **48m**.

I.1.6. Conception de la structure du bâtiment :

a-Structure de contreventement :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portique -voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

b-Plancher :

Les planchers sont des ouvrages horizontaux constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation. On distingue :

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

❖ Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles espacées de **65cm** de corps creux (Hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de **5 cm**.

Ce type de plancher est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- ✓ Facilité de réalisation.
- ✓ Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- ✓ Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- ✓ Une économie du cout de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).



Figure. I.2. Plancher à corps creux

❖ Plancher dalle pleine :

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines à cause de leurs charges importantes et ceci dans le but de minimiser la section de ferrailage nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

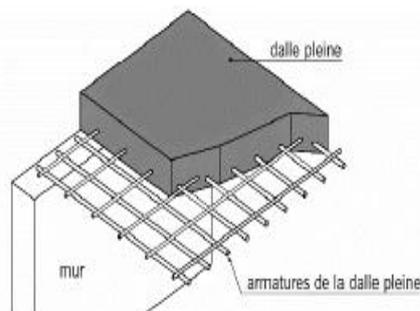


Figure. I.3. Plancher à dalle pleine

c-Maçonnerie :

On distingue :

- ✚ Mur extérieur (double paroi).
- ✚ Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en brique creuses .pour cet ouvrage nous avons deux types de murs.



Figure. I.4. brique creuse

❖ **Mur extérieur :**

Sont des murs réalisés en double parois en brique creuse de (15 cm ; 10cm) séparées par un vide de 5cm.

❖ **Mur intérieur :**

Sont des murs réalisées en simple paroi en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

d-Escalier :

Sont des éléments non structuraux .permettant le passage d'un niveau à un autre

e-Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

Un carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.

De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.

Du mortier de ciment pour crépissage des façades extérieures.

I.1.7.Etude géotechnique :

D' après le rapport du laboratoire mécanique de sol, la contrainte admissible est : 1.5bars.

I.2. caractéristique des matériaux :**I.2.1. le béton :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment (**CEMII/A 42.5**), granulats (sable, gravillons) et eau de gâchage .Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se former Soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, Et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

a- la masse volumique du béton :

La masse volumique du béton varie entre **2200(kg/m³)**et **2400(kg/m³)**.

On considère réglementairement que la masse volumique du béton armé est de **2500(kg/m³)**.

b- la déformation thermique du béton :

La déformation thermique est l'augmentation ou la diminution de la longueur

$$\Delta l = l * \alpha * \Delta t \text{ Tel que :}$$

Δt : La variation de température

α : Le coefficient de dilatation, varie entre 7 et $12 * 10^{-6}$ pour le béton, et sera pris égal à $10 * 10^{-6}$ Pour le béton armé

l : La longueur initiale.

c- la résistance du béton à la compression :

le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression f_{cj} à j jours d'âge déterminé à partir d'essai sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

La résistance caractéristique à la compression f_{cj} à l'âge de j jours, est

Pour $j \leq 60$ jours:

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.38j} * f_{c28}; \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} * f_{c28}; \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour $j \geq 60$ jours:

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28}$$

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à l'âge de 28 jours.

Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

d- la résistance du béton à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0.275f_{cj}^{2/3} \quad \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Pour $t=28j$, on a $f_{t28} = 0.6 + 0.06 * 25 \rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

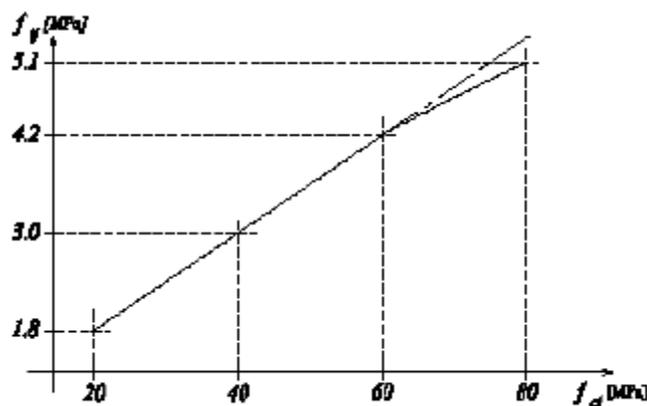


Figure. I.5. Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} .

e- la déformation longitudinale du béton :**✚ Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinal instantané du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

- Pour $j=28$ jours $E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.1951 \text{MPa}$.

✚ Module de déformation différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est égale à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

- Pour $j=28$ jours $E_{V28} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.8656 \text{MPa}$.

f-le coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson ν est le rapport entre les deux déformations (transversale et longitudinales), et égal à :

$$\nu = (\Delta d/d)/(\Delta L/L)$$

Avec : $(\Delta d/d)$: déformation relative transversale

$(\Delta L/L)$: déformation relative longitudinale

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

0 pour le calcul à **ELU**

0.2 pour le calcul à **ELS**

g- Les contraintes limites :

❖ Etat limite ultime(ELU) :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole - rectangle, et dans certains cas par mesure de Simplification un diagramme rectangulaire

Diagramme parabole rectangulaire :

C'est un diagramme contrainte déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas d'ELU.

Les déformations du béton sont :

$$\begin{aligned} \varepsilon_{bc1} &= 2\text{‰} & \text{Si } f_{cj} &\leq 40 \text{MPa} \\ & \text{Min}(4.5; 0.025; f_{cj})\text{‰} & \text{Si } f_{cj} &> 40 \text{MPa} \end{aligned}$$

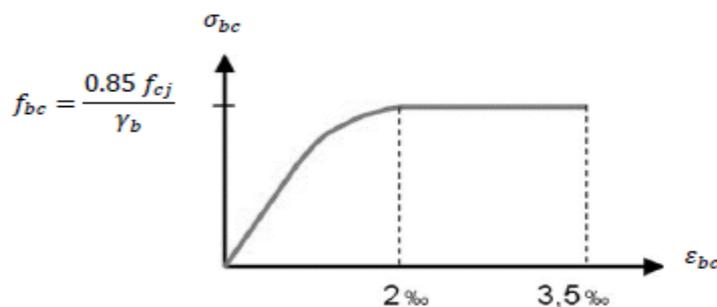


Figure. I.6. diagramme contrainte-déformation de béton

La contrainte admissible de compression à l'ELU est donnée par :

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta * \gamma_b}$$

Avec :

$$\gamma_b = 1.5 \quad \text{pour les cas généraux}$$

$$\gamma_b = 1.15 \quad \text{pour les cas accidentels}$$

Et

$$\theta = 1 \quad \text{pour une longue durée} > 24\text{h}$$

$$\theta = 0.9 \quad \text{si : } 1\text{h} < \text{la durée} < 24\text{h}$$

$$\theta = 0.85 \quad \text{si la durée} < 1\text{h}$$

❖ Etat limite de service :

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée par

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28}$$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ $\overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

❖ Contrainte limite de cisaillement :

• Fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

Les actions permanentes : $\tau_u = \min[3.33; 5\text{MPa}] \longrightarrow \tau_u = 3.33\text{MPa}$

Les actions accidentelles : $\tau_u = \min[4.34; 5\text{MPa}] \longrightarrow \tau_u = 4.34\text{MPa}$

• Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.15 * f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

Les actions permanentes : $\tau_u = \min[2.5; 4\text{MPa}] \longrightarrow \tau_u = 2.5\text{MPa}$

Les actions accidentelles : $\tau_u = \min[3.26; 4\text{MPa}] \longrightarrow \tau_u = 3.26\text{MPa}$

I.2.2. l'acier :

L'acier est un alliage de fer et de Carbone, le pourcentage de Carbone est de **0.5% à 2%**

En fonction de ce pourcentage on peut définir plusieurs qualités. Le rôle de l'acier est de résister aux efforts de traction, de cisaillement et de torsion. sa température de fusion varie de 1400 à 1600° La densité varie entre 7.8 à 7.9 kg/dm³.

Sa limite d'élasticité garantie est désignée par f_e .

Dans la pratique on utilise les nuances d'acier suivantes :

Acier HA FeE400 (Fe=400MPa), pour les armatures longitudinales.

Acier RL FeE235 (Fe=235MPa), pour les armatures transversales.

Acier TSL (Fe=500MPa), pour les treillis soudés

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000\text{MPa}$.

a-contraintes limites :

❖ L'état limite ultime :

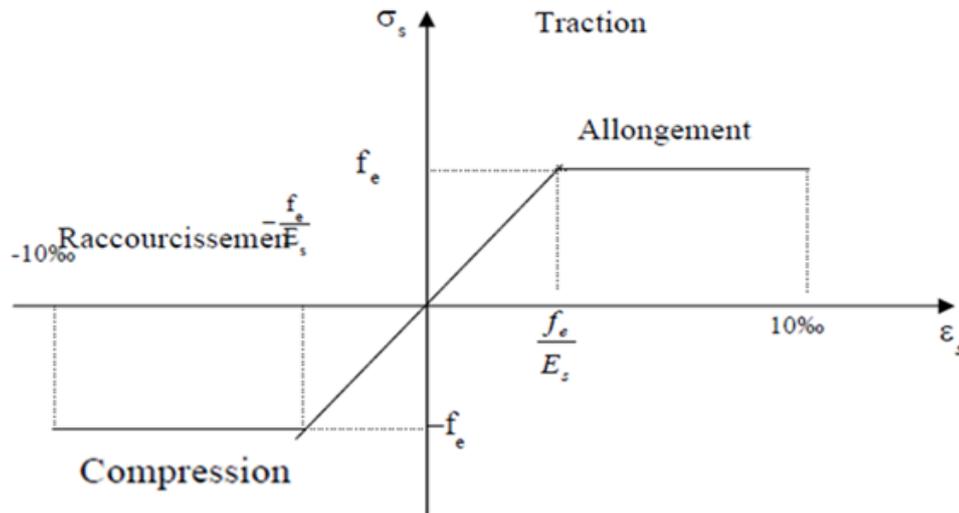


Figure. I.7. diagramme contrainte déformation de l'acier.

Les contraintes sont proportionnelles aux déformations

$$\varepsilon_s = \sigma_s / E_s$$

Avec :

$\gamma_s = 1$ dans le cas accidentel

$\gamma_s = 1.15$ dans cas durable ou transitoire $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

❖ L'état limite service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- **Fissuration peut nuisible** : pas de limitation
- **Fissuration préjudiciable** :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110\sqrt{\eta * f_{tj}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.66; 201.63) = \mathbf{201.63MPa}$$

- **Fissuration très préjudiciable** :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \sigma_{st} = \min\left(\frac{1}{2} * f_e; 90\sqrt{\eta * f_{tj}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(200; 164.97) = \mathbf{164.97MPa}$$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les ronds lisses **RL**

$\eta = 1.6$ pour les armatures a haute adhérence **HA**

Avec : $\sigma_{bc} = f_e / \gamma_s$

I.3.les hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- ✚ La résistance du béton à la compression à 28 jours est $f_{c28} = 25MPa$
- ✚ La résistance du béton à la traction est $f_{t28} = 2.1MPa$
- ✚ Le module d'élasticité différé de béton est $E_{vj} = 10818.8656MPa$
- ✚ Le module d'élasticité instantané de béton est $E_{ij} = 32164.1951MPa$

✚ Pour l'acier :

- Longitudinales on choisit le « FeE400 » H.A.
- Transversales on choisit « le FeE235 » R.L.
- Treillis soudés (de la dalle de compression) « FeE500 »H.A.

Chapitre II :
Descente de charge
et pré-
dimensionnement

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments résistants (les poutres, les poteaux, les voiles) est non résistants une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

✚ Sollicitations verticales :

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation des plancher, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

✚ Sollicitations horizontales :

Elles sont généralement d'origine sismique et sont reprises par les éléments de contreventement constitué par les portiques et les voiles.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles **B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003.**

II.2.Détermination de l'épaisseur du plancher :

Dans notre structure, les plancher des étages courants sont en corps creux, le rez de chaussé et la buanderie en dalle pleine.

II.2.1.Plancher a corps creux :

L'épaisseur du plancher est conditionnée par :

$$h \geq \frac{l}{22.5}$$

$$h \geq \frac{520}{22.5}$$

$$h \geq 23.11$$

$$h = (20 + 5)\text{cm}$$

✚ 20cm pour le corps creux

✚ 5cm pour la dalle de compression

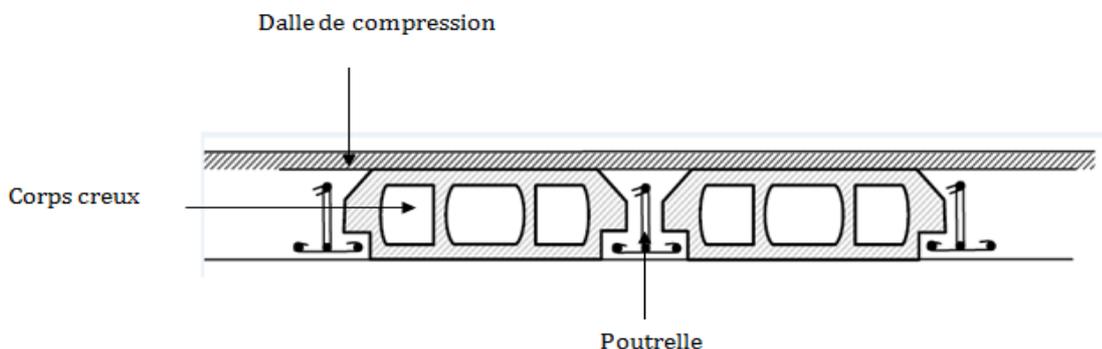


Figure. II.1.Dalle à corps creux

II.2.2 Les poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments qui constituent la structure porteuse du plancher, elles reposent à leurs extrémités sur des murs porteurs ou des poutres en béton armé. Les poutrelles sont disposées à intervalles réguliers et reçoivent les hourdis.

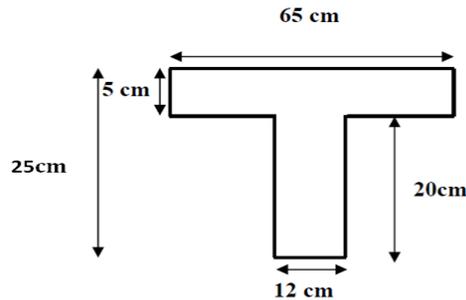


Figure. II. 2. Coupe d'une poutrelle

b_0 : la largeur de nervure

b : la largeur de la table

h_0 : la hauteur de la table

h : la hauteur total du plancher

$$\left\{ \begin{array}{l} b_0 = 12\text{cm} \\ b = 65\text{cm} \\ h_0 = 5\text{cm} \\ h = 25\text{cm} \end{array} \right.$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = \frac{53}{2} = 26.5$$

$$b_1 = 26.5\text{cm} \leq 38.5\text{cm} \rightarrow \text{C. V}$$

$$b_1 = 26.5\text{cm} \leq 30 \text{ et } 40 \text{ cm} \rightarrow \text{C. V}$$

II.2.3. Plancher a dalle pleine :

Dans cette structure le rez de chaussée est en dalle pleine, il se compose de deux parties (parking + habitation)

Parking :

Lx=5.6m

Ly=5.95m

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{5.6}{5.95} = \mathbf{0.94}$$

$$0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$$

$$h \geq \frac{l_x}{40} = \frac{5.6}{40} = 0.14\text{m}$$

h ≥ 14cm

On prend : **h = 20cm**

Habitation :

Lx=4.85m

Ly=5.6m

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{4.85}{5.6} = 0.867$$

$$0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$$

$$h \geq \frac{l_x}{40} = \frac{4.85}{40} = 0.12125\text{m}$$

h ≥ 12.125cm

Pour assurer l'isolation thermique et phonique on prend :

h = 15cm

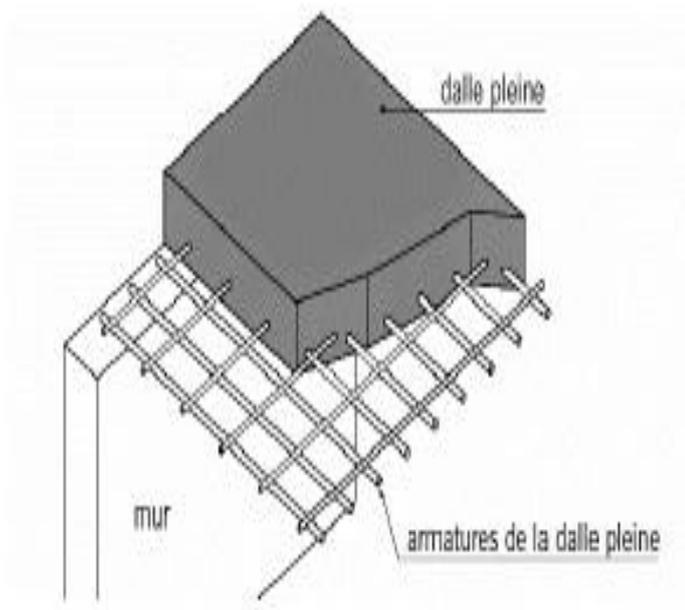


Figure II.3.dalle pleine

II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.3.1. Introduction :

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles) soient pré dimensionnés de telle manière à reprendre toutes les sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges
- Sollicitations horizontales concernant le séisme.

Le pré dimensionnement de la structure est calculé conformément aux règles

B.A.E.L91 et RPA99 version 2003.

II.3.2 .Les poutres :

D'une manière on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

✚ Les poutres principales :

- Elles reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelle) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.
- Elles relient les poteaux.
- Elles supportent la dalle.

✚ Les poutres secondaires (chainages) :

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

1) D'après le RPA99 V2003

Les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

2) D'après BAEL

Les poutres doivent respecter les dimensions suivant :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

L : portée de la poutre

h : hauteur de la section transversale

b : largeur de la section transversale

II.3.2.1.Les poutres principales

$$L_{\max} = 5.95\text{m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{595}{15} \leq h \leq \frac{595}{10}$$

$$39.6\text{cm} \leq h \leq 59.5\text{cm}$$

$$h = 50\text{cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.3 * 50 \leq b \leq 0.7 * 50$$

$$15 \leq b \leq 35$$

$$b = 30\text{cm}$$

❖ Vérification selon RPA :

$$h = 50\text{cm} > 30\text{cm} \rightarrow \text{C. V}$$

$$b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \rightarrow \text{C. V}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{50}{30} = 1.67 < 4 \rightarrow \text{C. V}$$

II.3.2.2. Les poutres secondaires :

$$L_{\text{max}} = 5.6\text{m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{560}{15} \leq h \leq \frac{560}{10}$$

$$37\text{cm} \leq h \leq 56\text{cm}$$

$$h = 40\text{cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.3 * 40 \leq b \leq 0.7 * 40$$

$$12 \leq b \leq 28$$

$$b = 30\text{cm}$$

❖ Vérification selon RPA :

$$h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \rightarrow \text{C. V}$$

$$b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \rightarrow \text{C. V}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \rightarrow \text{C. V}$$

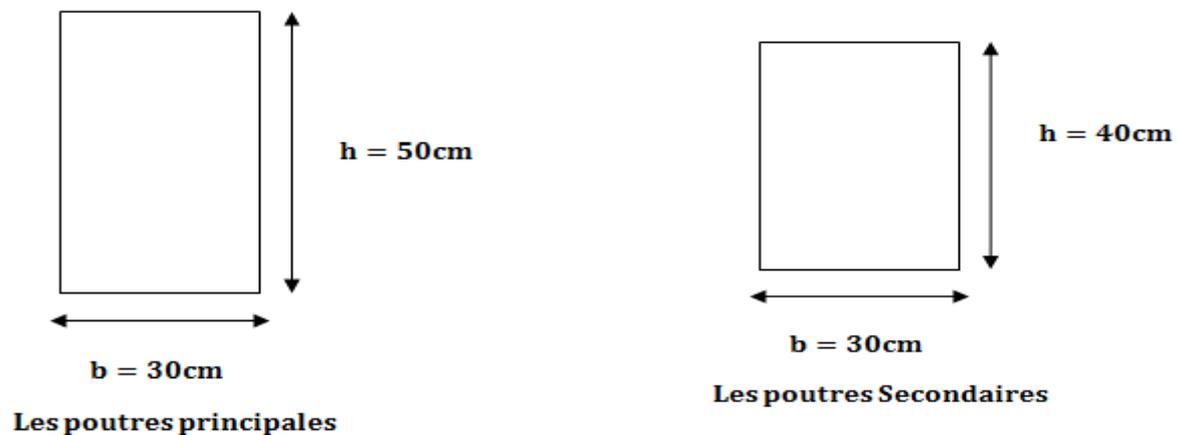


Figure. II. 4.Coupe d'une poutre

II.3.3. Les poteaux :

En considérant que les différents éléments agissant sur les poteaux seront réduit à une force de compression centrée N , le calcul sera basé sur le poteau le plus sollicité (le poteau central).

$$\min(a, b) \geq 25\text{cm}$$

$$\min(a, b) \geq h_e/20$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

Avec : h_e hauteur du poteau

Le poteau le plus sollicité :

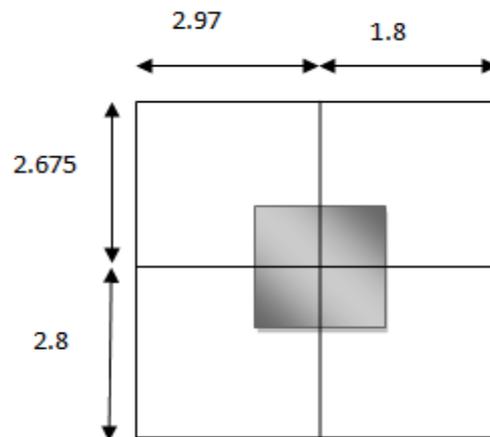


Figure. II.5. la surface supportée par le poteau le plus sollicité

La surface supportée par le poteau le plus défavorable :

S : la section que doit supporter le poteau le plus sollicité.

$$S = 4.775 * 5.475 = 26.14\text{m}^2$$

N_U : la charge verticale à l'ELU

On suppose que la charge moyenne répartie de $P_U = 1\text{t/m}^2$

Avec :

$$N_U = P_U * S * n$$

P_U : charge de plancher

$$P_U = 1\text{t/m}^2$$

n : nombre d'étage

$$N_U = 1 * 26.14 * 11 = 287.54\text{t}$$

$$N_U = 2.875\text{MN}$$

D'après le règlement BAEL91 modifiée 99 :

B_r : la section réduite de poteaux

Pour un poteau rectangulaire :

$$B_r = (a - 0.02) * (b - 0.02)\text{m}^2$$

$$Br \geq \frac{\beta * Nu}{\frac{fbc}{0,9} + 0,85 * \frac{As}{Br} * \frac{fe}{\gamma_s}}$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 1 + 0,2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50 \\ \beta = 0,85 * \frac{\lambda^2}{1500} = 1,2 \quad \text{Si } 50 < \lambda < 70 \end{array} \right.$$

On fixe un élançement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où $\beta=1.2$

$$\left\{ \begin{array}{l} fe = 400 \text{ MPa} \\ fc28 = 25 \text{ Mpa} \\ fbc = 14,17 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1,15 \end{array} \right.$$

$$fbc \frac{0,85 * fc28}{\theta * \gamma_b} = \frac{0,85 * 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

Pourcentage minimal des armatures est de **0,8%B** en zone \mathbf{II}_a , on peut prendre :

$$\frac{As}{Br} = 1\%$$

$$Br \geq \frac{1,2 * 2,875}{\frac{14,17}{0,9} + 0,85 * \frac{1}{100} * \frac{400}{1,15}}$$

$$Br \geq \mathbf{0.1845m^2}$$

$$a \geq \sqrt{Br} + 0,02$$

$$a \geq \mathbf{44.95cm}$$

Donc on prend : $a = b = 50\text{cm}$

❖ **Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a, b) \geq 25\text{cm}, a = b = 50\text{cm} \rightarrow \text{C. V} \\ \text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20} = \frac{476}{20} = 23,8 \rightarrow \text{C. V} \\ \text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \rightarrow \text{C. V} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \rightarrow \text{C. V} \end{array} \right.$$

❖ **Vérification du flambement :**

➤ **Calcul du moment d'inertie ($I_X; I_Y$) :**

$$I_X = I_Y = \frac{a^4}{12} = \frac{50^4}{12} = \mathbf{520833.3333 \text{ cm}^4}$$

➤ **Calcul de rayon de giration ($i_x; i_y$) :**

$$i_x = i_y = \sqrt{I/A} = \sqrt{520833.3333/50^2} = 14.43 \text{ cm}$$

$$\text{Max}(\lambda_x, \lambda_y) \leq 50$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i} = \frac{0.71}{i} = \frac{0.7 * 306}{14.43} = 14.84$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 14.84 < 50 \rightarrow \text{C.V}$$

Tableau. II.1 : Récapitulation du pré dimensionnement

Niveau	n	N(KN)	$B_r(m^2)$	$e_0(m)$	a (cm)	b (cm)	$\lambda_x = \lambda_y$
S-SOL	11	2875.4	0.19	3.06	50	50	14.84
RDC	10	2614	0.17	4.76	50	50	23.09
Etage 1	9	2352.6	0.15	3.06	45	45	16.48
Etage 2	8	2091.2	0.13	3.06	45	45	16.48
Etage 3	7	1829.8	0.12	3.06	40	40	18.56
Etage 4	6	1568.4	0.1	3.06	40	40	18.56
Etage 5	5	1307	0.08	3.06	35	35	21.20
Etage 6	4	1045.6	0.07	3.06	35	35	21.2
Etage 7	3	784.2	0.05	3.06	30	30	24.73
Etage 8	2	522.8	0.03	3.06	30	30	24.73
Etage 9	1	261.4	0.02	3.06	30	30	24.73

II.3.4. Les voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme.

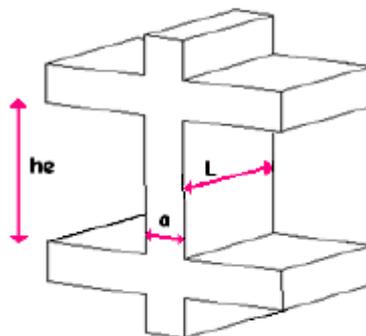
✚ **Voile de contreventement :****Zone II_a :**

Nombre d'étage ≥ 4

La hauteur $\geq 12\text{m}$

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

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

**Figure. II.6. Coupe de voile en élévation**

Le RPA99 V 2003 considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

$$L \geq 4a$$

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

Avec :

L : longueur du voile

a : épaisseur des voiles (**a_{min} = 15cm**)

h_e : hauteur libre d'étage

✚ **Sous-sol :**

$$h_{S-SOL} = 3.06m$$

$$\frac{h}{20} = \frac{306 - 25}{20} = 14.05cm$$

$$a = 25cm$$

✚ **RDC :**

$$h_{RDC} = 4.76m$$

$$\frac{h}{20} = \frac{476 - 25}{20} = 22. cm$$

$$a = 25cm$$

✚ **Etage :**

$$h_{EC} = 3.06m$$

$$\frac{h}{20} = \frac{306 - 25}{20} = 14.05cm$$

$$a = 15cm$$

II.4.Descente des charges :

La descente de charge a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

- { **G** : charge permanente
- { **Q** : charge d'exploitation

II.4.1. Plancher terrasse inaccessible :

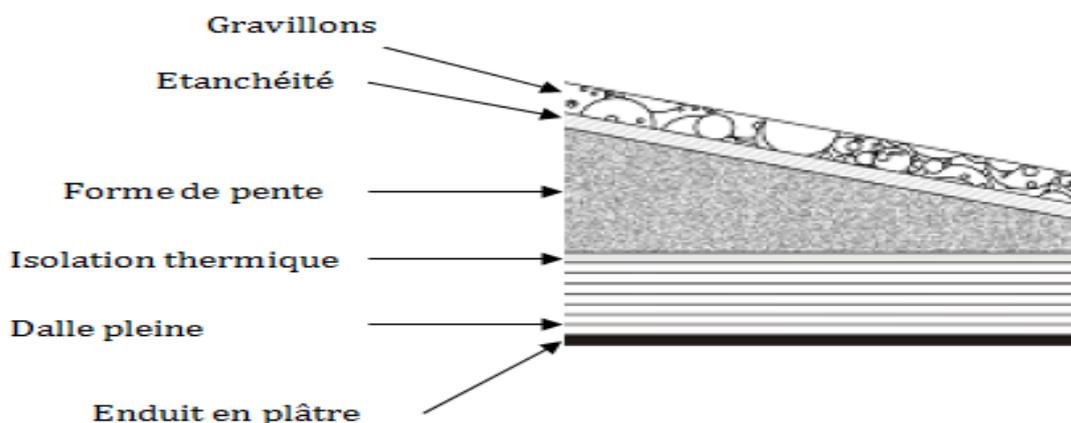


Figure. II.7.Plancher type terrasse

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

Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{KN/m}^2)$
Couche de gravier	17	0.05	0.85
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.1	2.2
Isolation thermique en liège	4	0.05	0.2
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
G	7.32 (KN/m²)		
Q	1 (KN/m²)		

II.4.2. Plancher terrasse accessible :**Tableau. II.3 : Charge à la terrasse accessible due aux plancher corps creux**

Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{KN/m}^2)$
Carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Dalle en corps creux +Dalle de compression	/	0.25	3.5
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
G	5.02 (KN/m²)		
Q	1.5 (KN/m²)		

II.4.3. Plancher étage courant :

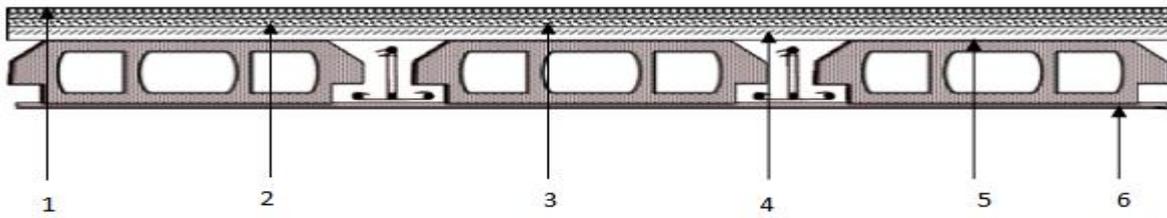


Figure. II.8. Plancher type étage courant

- 1 —————> Carrelage
- 2 —————> Mortier de pose
- 3 —————> Lit de sable
- 4 —————> Dalle de compression
- 5 —————> Corps creux
- 6 —————> Enduit en plâtre

Tableau. II.4 : Charge due aux plancher corps creux de niveau courant

Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{KN/m}^2)$
Carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0,4
Lit de sable	18	0.02	0,36
Dalle en corps creux +Dalle de compression		/	3.5
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Cloison intérieure	100	0.1	1
G	5.86 KN/m²		
Q	1.5 KN/m²		

II.4.4. Balcons :

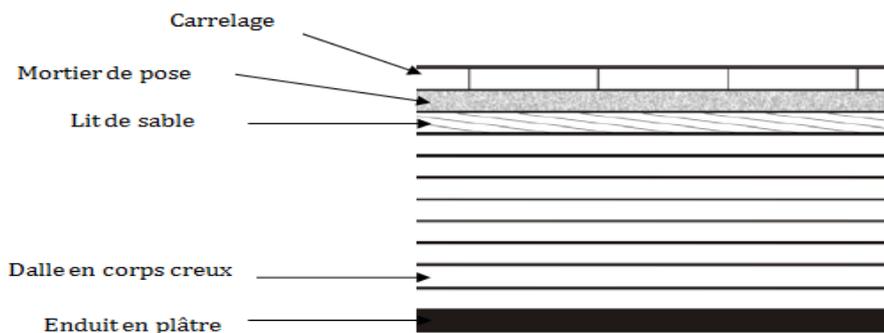


Figure. II.9. Balcon

Tableau. II.5 : Descente des charges des Balcons

Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e(m)	G(KN/m ²)
Carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0,4
Lit de sable	18	0.02	0,36
Dalle en corps creux +Dalle de compression		/	3.5
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Cloison intérieure	100	0.1	1
G	5.86 KN/m²		
Q	3.5 KN/m²		

II.4.5. Murs :

✚ Murs extérieurs :

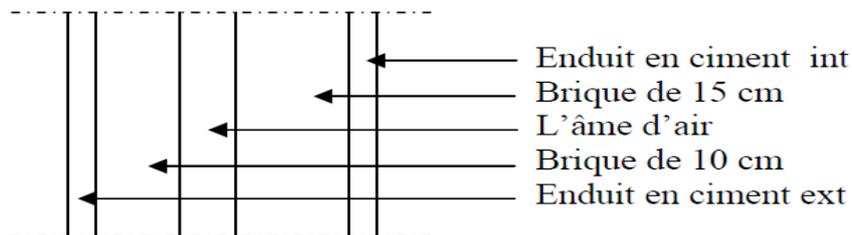


Figure. II.10.Coupe transversale du mur extérieur

Tableau. II.6.Charge permanents des murs extérieurs

Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e(m)	G(KN/m ²)
Enduit extérieur	20	0,02	0,4
Brique creuse		0.15	1.3
Brique creuse		0.1	0.9
Mortier de liant	20	0.02	0.4
Ame d'air	/	0.05	/
G	3 KN/m²		

✚ Murs intérieurs :

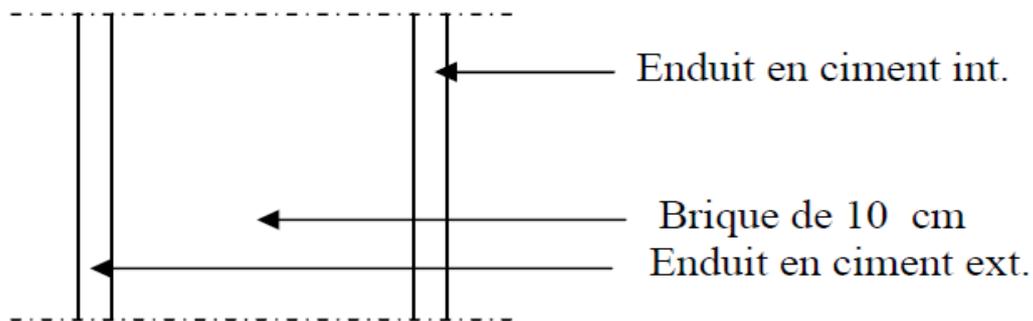


Figure. II.11. Coupe transversale du mur intérieur

II.4.6 Dalle pleine de réz de chaussée:

✚ Parking

Tableau. II.7 : Descentes des charges de la dalle de réz de chaussée (parking)

désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e(m)	G (KN/m ²)
Chape en béton	22	0.04	0.88
Dalle pleine	25	0.2	5
Enduit en liant	18	0.02	0.36
G	6.24(KN/m²)		
Q	2.5(KN/m²)		

✚ Habitation :

Tableau .II.8 : Descentes des charges de la dalle de réz de chaussée (habitation)

Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e(m)	G(KN/m ²)
carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
Cloison intérieur	10	0.1	1
G	6.27 (KN/m²)		
Q	1.5 (KN/m²)		

Chapitre III :
Etude des
Planchers

III.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, donc l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

III.2. Etude du plancher à corps creux :

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction :

- ✚ **Celle de la résistance** : les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations, servent à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la comptabilité des déplacements horizontaux. Ils sont infiniment rigides dans leurs plans.
- ✚ **Celle d'isolation thermique et acoustique** : Le calcul d'un plancher se résume au calcul des poutrelles.

Un **plancher**, dans le domaine du bâtiment, est un ouvrage de charpente de menuiserie ou de maçonnerie, tout ou partie en bois, en fer ou en béton, formant une plate-forme horizontale au rez-de-chaussée ou une séparation entre les étages d'une construction.

Dans notre structure, on a deux types de plancher :

- ✚ **Plancher en béton armé (dalle pleine).**
- ✚ **plancher en corps creux (20+5=25cm)** =poutrelles +corps creux + dalle de compression.

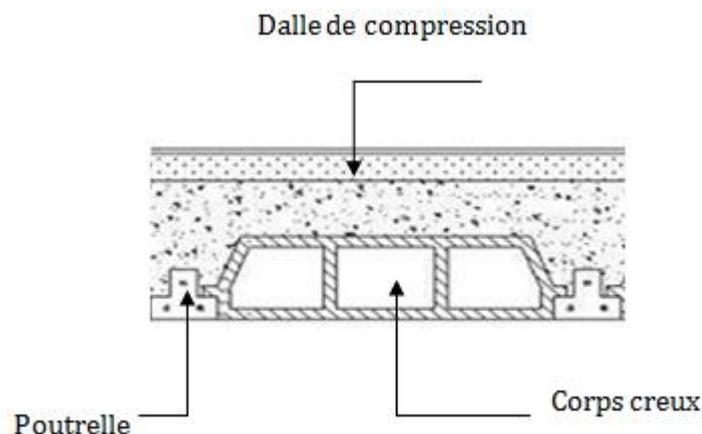


Figure.III.1. Coupe transversale du plancher

III.2.1.Vérification des conditions :

D'après le **B.A.E.L91** pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles ; on utilise l'une des trois méthodes

- ❖ **Méthode Forfaitaire**
- ❖ **Méthode de Caquot**
- ❖ **Méthode des trois moments**

III.2.2. Type de poutrelles :

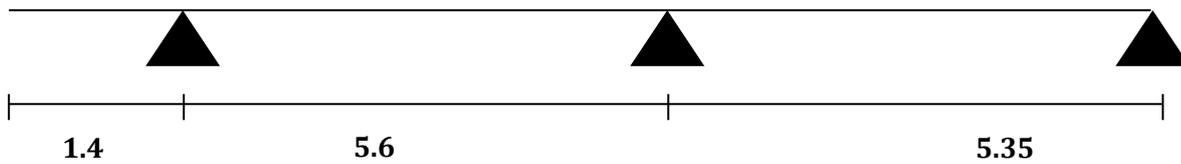
Il Ya **13** types de poutrelles dans ce bâtiment suivant leurs nombres de travées, longueurs ainsi que leur chargements.

❖ **Etage courant :**

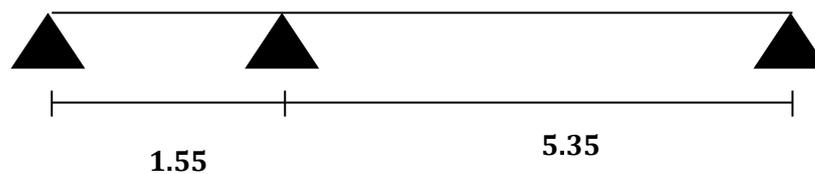
-Type1-



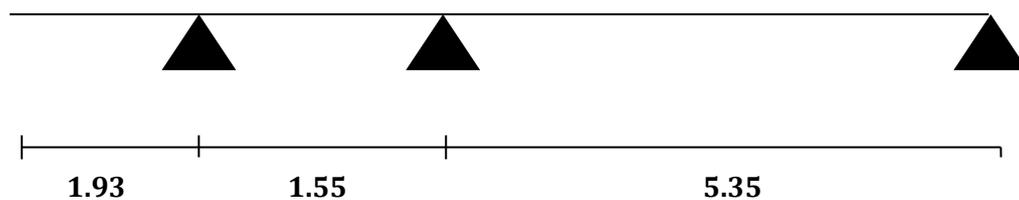
-Type2-



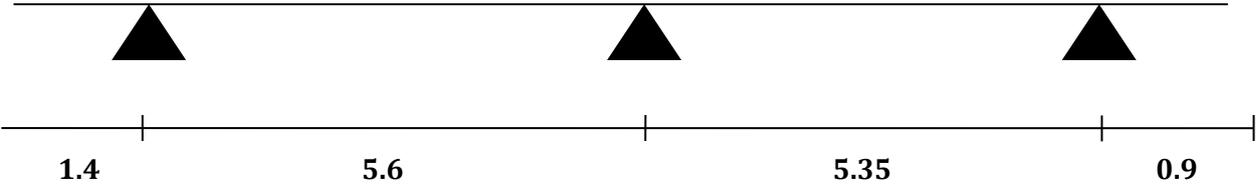
-Type3-



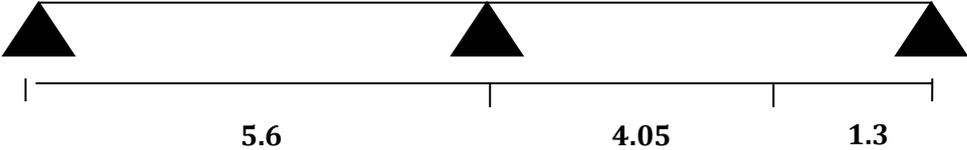
-Type4-



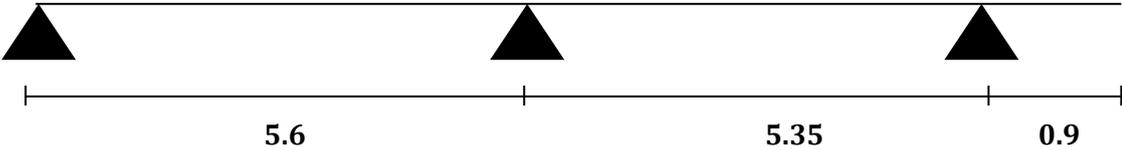
-Type5-



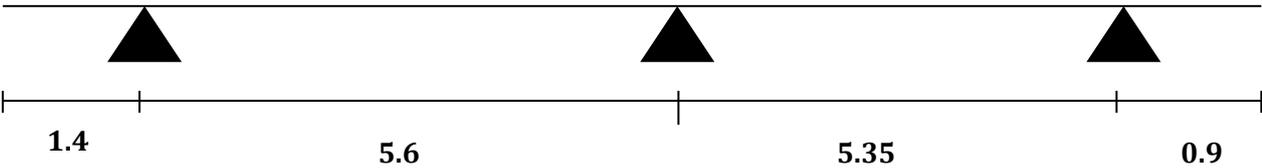
-Type6-



-Type7-



-Type8-



❖ Terrasse accessible :

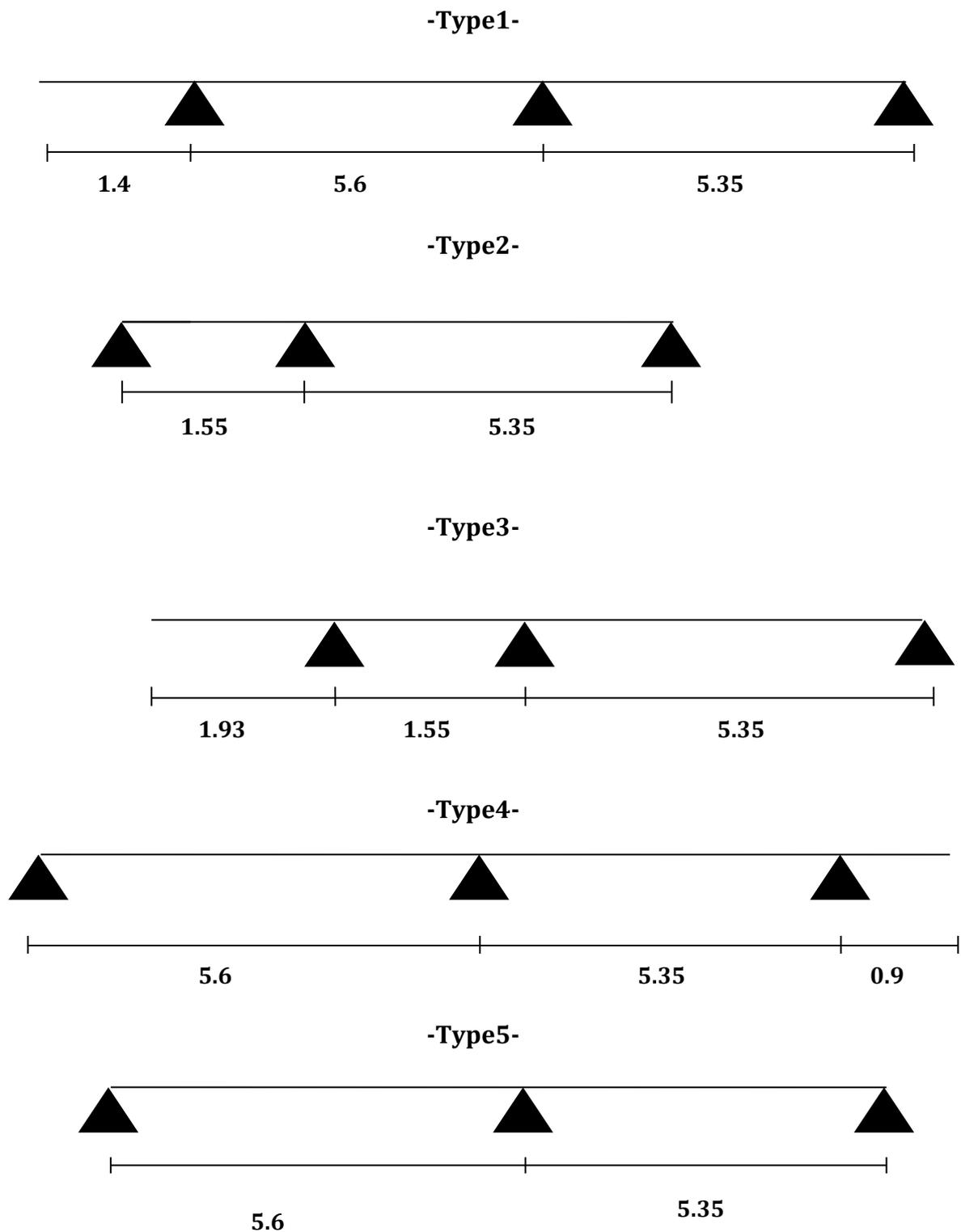


Figure.III.2.Schéma statique des différents types de poutrelles

III.2.3 La charge appliquée sur les poutrelles :

Tbleau.III.1 : Evaluation des charges

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	B(m)	ELU (KN/ml) $q_u = (1.35G + 1.5Q) * b$	ELS (KN/ml) $q_s = (G + Q) * b$
Terrasse accessible	5.02	1.5	0.65	5.868	4.238
Etage courant	5.86	1.5	0.65	6.605	4.784

III.2.4. Détermination des efforts internes :

Exemple de calcul RDM, par la méthode des trois moments :

Type de poutrelle : **05 de terrasse accessible**

$$G=5.02\text{KN/m}^2$$

$$Q=1.5\text{KN/m}^2$$

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) * b = (1.35 * 5.02 + 1.5 * 1.5) * 0.65$$

$$q_u = 5.86\text{KN/ml}$$

$$q_s = (G + Q) * b = (5.02 + 1.5) * 0.65$$

$$q_s = 4.238\text{KN/ml}$$

❖ Les charges :

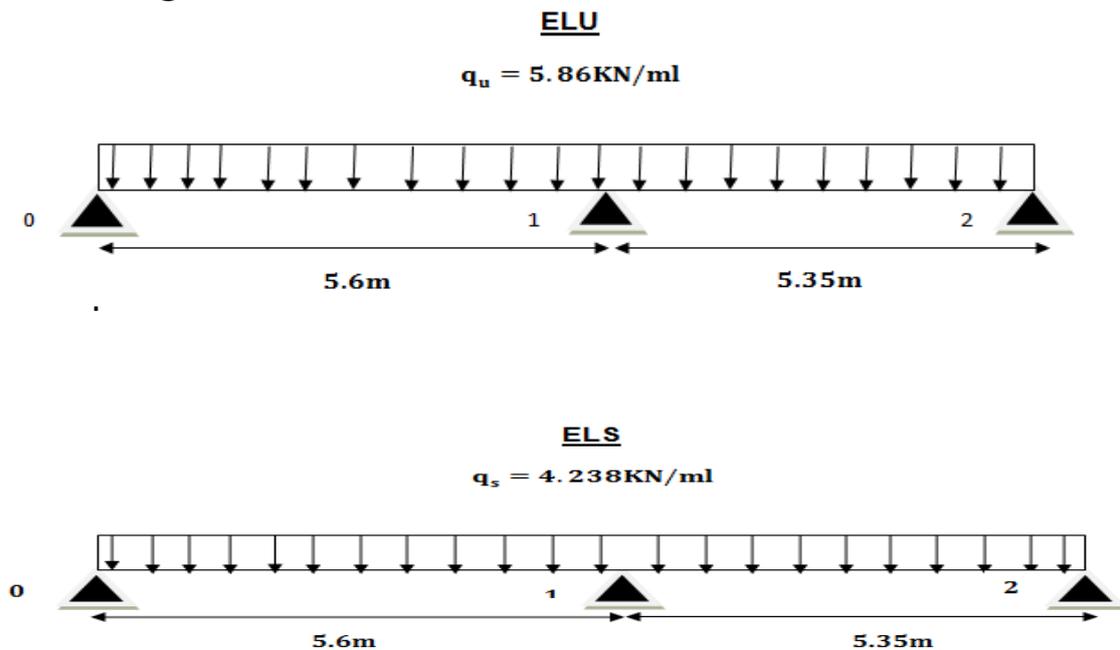
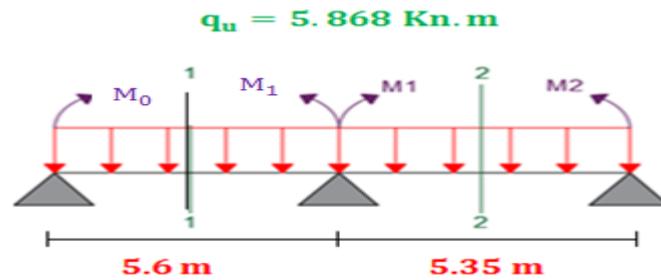


Figure.III.3. Les effort interne du poutrelle a l'ELU et l'ELS

- ELU :



$$M_0 * L_1 + 2M_1 * (L_1 + L_2) + M_2 * L_2 = -6EI * (W_{g1} + W_{d1})$$

$$W_{g1} = \frac{-P_W * L_{1W}^3}{24EI}$$

$$W_{d1} = \frac{P_e * L_{1e}^3}{24EI}$$

✚ Les conditions aux limites :

$$M_0 = M_2 = 0$$

$$2M_1 * (L_1 + L_2) = -6 * EI * \left(\frac{-P_W L_{1W}^3 + P_e L_{1e}^3}{24EI} \right)$$

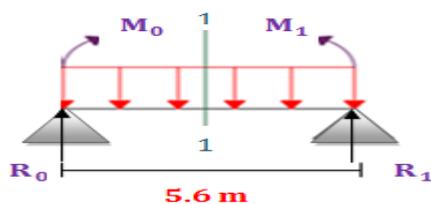
$$M_1 = - \frac{(P_W L_{1W}^3 + P_e L_{1e}^3)}{8(L_1 + L_2)}$$

$$M_1 = - \frac{(5.86 * 5.6^3 + 5.86 * 5.35^3)}{8 * (5.6 + 5.35)}$$

$$M_1 = -21.99 \text{ KN.m}$$

✚ Calcul de moment fléchissant et effort tranchant :

- Travée (0-1)



$$R_0 + R_1 - q_u * l = 0 \Rightarrow R_0 + R_1 = q_u * l = 5.86 * 5.6 = 32.86 \text{ KN}$$

$$\sum M/0 = 0 \Rightarrow R_1 * l - q_u * \frac{l^2}{2} + M_1 = 0$$

$$R_1 = \frac{q_u * l}{2} - \frac{M_1}{l} = \frac{5.86 * 5.6}{2} + \frac{21.99}{5.6}$$

$$R_1 = 20.36 \text{ KN}$$

$$R_0 = 32.86 - 20.36$$

$$R_0 = 12.50 \text{ KN}$$

➤ **Moment fléchissant :**

$$S_{11}: 0 \leq X \leq 5.6$$

$$M(x) = R_0 * x - q_u * \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(5.6) = -21.99 \text{KN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T(x) = -R_0 + q_u * x$$

$$T(0) = -12.5 \text{KN}$$

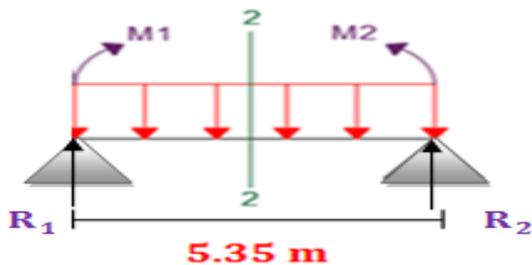
$$T(5.6) = 20.36 \text{KN}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow -R_0 + q_u * x = 0$$

$$R_0 = q_u * x \Rightarrow x = \frac{R_0}{q_u} = \frac{12.5}{5.86} = 2.13 \text{m}$$

$$M_{\max} = M(x) = M(2.13) = 13.32 \text{KN.m}$$

○ **Travée 1-2 :**



$$R_1 + R_2 = q_u * l$$

$$R_1 + R_2 = 31.88 \text{KN}$$

$$\sum M/1 = 0 \Rightarrow R_2 * l - q_u * \frac{l^2}{2} - M_1 = 0$$

$$R_1 = \frac{q_u * l}{2} + \frac{M_1}{l} = \frac{5.86 * 5.35}{2} - \frac{21.99}{5.35}$$

$$R_2 = 11.58 \text{KN}$$

$$R_1 = 20.36 \text{KN}$$

$$R_0 = 31.38 - 11.58$$

$$R_1 = 19.80 \text{KN}$$

➤ **Moment fléchissant :**

$$S_{11}: 0 \leq X \leq 5.35$$

$$M(x) = R_1 * x - q_u * \frac{x^2}{2} + M_1$$

$$M(0) = -21.99 \text{KN.m}$$

$$M(5.35) = 0$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T(x) = -R_1 + q_u * x$$

$$T(0) = -19.8 \text{KN}$$

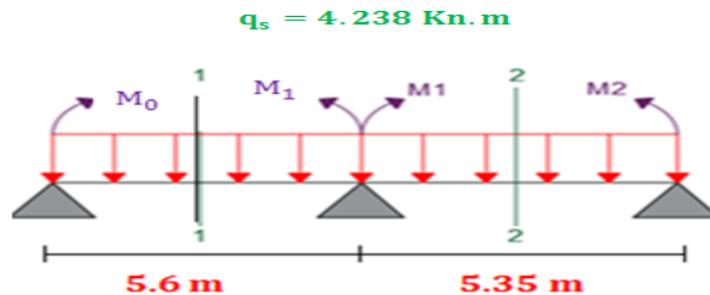
$$T(5.35) = 11.59 \text{KN}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow -R_1 + q_u * x = 0$$

$$R_1 = q_u * x \Rightarrow x = \frac{R_1}{q_u} = \frac{19.8}{5.86} = 3.37\text{m}$$

$$M_{\max} = M(x) = M(3.37) = 11.42\text{KN.m}$$

- ELS :



$$M_0 * L_1 + 2M_1 * (L_1 + L_2) + M_2 * L_2 = -6EI * (W_{g1} + W_{d1})$$

$$W_{g1} = \frac{-P_W * L_{1W}^3}{24EI}$$

$$W_{d1} = \frac{P_e * L_{1e}^3}{24EI}$$

- ✚ Les conditions aux limites :

$$M_0 = M_2 = 0$$

$$2M_1 * (L_1 + L_2) = -6 * EI * \left(\frac{-P_W L_{1W}^3 + P_e L_{1e}^3}{24EI} \right)$$

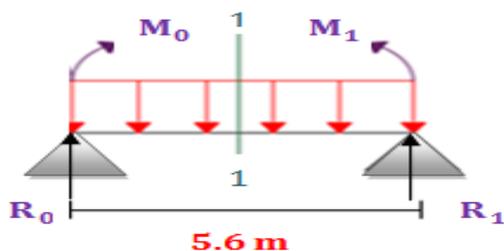
$$M_1 = - \frac{(P_W L_{1W}^3 + P_e L_{1e}^3)}{8(L_1 + L_2)}$$

$$M_1 = - \frac{(4.238 * 5.6^3 + 4.238 * 5.35^3)}{8 * (5.6 + 5.35)}$$

$$M_1 = -15.90\text{KN.m}$$

- ✚ Calcul de moment fléchissant et effort tranchant :

- Travée (0-1)



$$R_0 + R_1 - q_s * l = 0 \Rightarrow R_0 + R_1 = q_s * l = 4.238 * 5.6 = 23.73\text{KN}$$

$$\sum M/0 = 0 \Rightarrow R_1 * l - q_s * \frac{l^2}{2} + M_1 = 0$$

$$R_1 = \frac{q_s * l}{2} - \frac{M_1}{l} = \frac{4.238 * 5.6}{2} + \frac{15.90}{5.6}$$

$$R_1 = 14.70\text{KN}$$

$$R_0 = 23.73 - 14.7$$

$$R_0 = 9.03 \text{ KN}$$

➤ **Moment fléchissant :**

$$S_{11}: 0 \leq X \leq 5.6$$

$$M(x) = R_0 * x - q_s * \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(5.6) = -15.88 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T(x) = R_0 - q_s * x$$

$$T(0) = 9.03 \text{ KN}$$

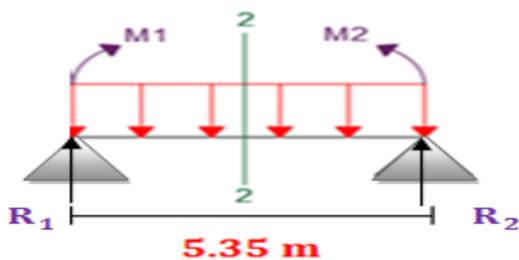
$$T(5.6) = -14.70 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_0 - q_s * x = 0$$

$$R_0 = q_s * x \Rightarrow x = \frac{R_0}{q_s} = \frac{9.03}{4.238} = 2.13 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(x) = M(2.13) = 9.62 \text{ KN.m}$$

○ **Travée 1-2 :**



$$R_1 + R_2 = q_s * l$$

$$R_1 + R_2 = 22.67 \text{ KN}$$

$$\sum M/1 = 0 \Rightarrow R_2 * l - q_s * \frac{l^2}{2} - M_1 = 0$$

$$R_2 = \frac{q_s * l}{2} + \frac{M_1}{l} = \frac{4.238 * 5.35}{2} - \frac{15.88}{5.35}$$

$$R_2 = 8.37 \text{ KN}$$

$$R_1 = 22.67 - 8.37$$

$$R_1 = 14.30 \text{ KN}$$

➤ **Moment fléchissant :**

$$S_{11}: 0 \leq X \leq 5.35$$

$$M(x) = R_1 * x - q_s * \frac{x^2}{2} + M_1$$

$$M(0) = -15.88 \text{ KN.m}$$

$$M(5.35) = 0$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T(x) = R_1 - q_s * x$$

$$T(0) = -14.30\text{KN}$$

$$T(5.35) = -8.37\text{KN}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_1 - q_s * x = 0$$

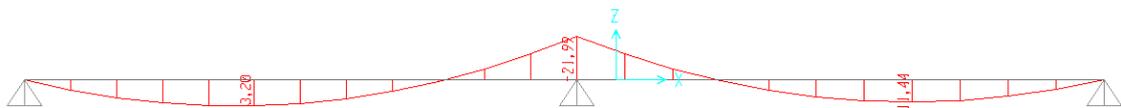
$$R_1 = q_s * x \Rightarrow x = \frac{R_1}{q_s} = \frac{14.3}{4.238} = 3.37\text{m}$$

$$M_{\max} = M(x) = M(3.37) = 8.25\text{KN.m}$$

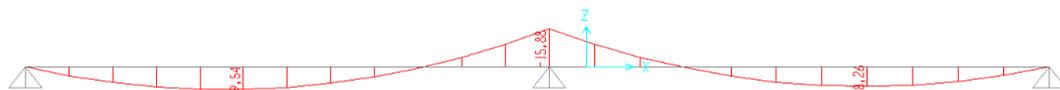
❖ **Moment fléchissant :**

Al 'aide de l'utilisation de logiciel SAP2000 on obtient les résultats suivants :

➤ **ELU :**



➤ **ELS :**



❖ **Effort tranchant :**

➤ **ELU :**



➤ **ELS :**

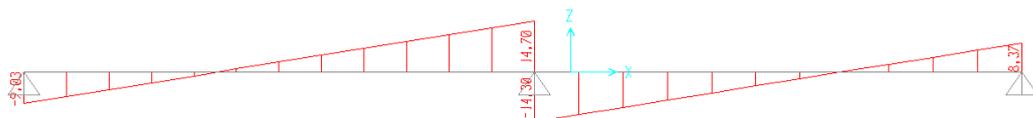


Figure.III.4.Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'aide du SAP 200

III.2.5. Tableaux d'évaluation des moments fléchissants et des efforts tranchants des poutrelles :

Les tableaux ci-après représentent une récapitulation des moments fléchissants et efforts tranchants agissant sur les poutrelles, en utilisant la méthode RDM des moments et le logiciel **SAP2000**.

❖ **Plancher étage courant :**

Tableau.III.2 : Différents sollicitations pour l'ELU et l'ELS aux plancher étage courants

Type de poutrelle	ELU			ELS		
	M _{app} (KN.m)	M _{trav} (KN.m)	T(KN)	M _{app} (KN.m)	M _{trav} (KN.m)	T(KN)
Type1	20.99	15.72	21.68	15.44	11.36	15.67
Type2	20.99	14.82	21.29	15.44	10.75	15.41
Type3	18.66	15.09	21.16	13.52	10.93	15.32
Type4	17.34	15.57	20.91	12.56	11.28	15.15
Type5	20.99	9.39	19.61	15.44	6.76	14.38
Type6	25.14	14.70	22.98	18.19	10.66	16.64
Type7	21.83	16.08	22.39	15.77	11.66	16.21
Type8	20.04	12.72	20.81	14.47	9.21	15.06

❖ **Plancher terrasse accessible :**

Tableau.III.3. Différents sollicitations pour l'ELU et l'ELS aux plancher terrasse accessible.

Type de poutrelles	ELU			ELS		
	M _{app} (KN.m)	M _{trav} (KN.m)	T(KN)	M _{app} (KN.m)	M _{trav} (KN.m)	T(KN)
Type1	19.31	12.41	19.30	13.92	8.97	13.94
Type2	16.58	13.40	18.79	11.97	9.68	13.57
Type3	15.41	13.83	18.58	11.13	9.99	13.42
Type4	20.66	13.75	20.12	14.91	9.94	14.53
Type5	21.99	13.2	20.36	15.88	9.54	14.70

III.2.6. Détermination du ferrailage des poutrelles :

Pour trouver le ferrailage nécessaire aux poutrelles .on utilise les moments fléchissants et les efforts tranchants maximums.

Exemple de calcul de ferrailage, sous la flexion simple :

✚ Ferrailage longitudinal :

❖ En travée :

• ELU :

Du **Tableau.III.2** on a le moment ultime max en travée

$$M_{\max} = 15.72 \text{KN.m} = 0.01572 \text{MN.m}$$

$$M_t = b h_0 * f_{bc} * (d - \frac{h_0}{2})$$

$$b = 0.65 \text{m}, h_0 = 0.05 \text{m}, h = 0.25 \text{m}, d = 0.9h, h = 0.225 \text{m}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{MPa}$$

$$M_t = 0.65 * 0.05 * 14.17 * (0.9 * 0.25 - 0.025) = 0.092 \text{MN.m}$$

→ moment qui équilibre la table.

$$M_U < M_t \text{ (l'axe neutre sera à l'intérieur de la table)}$$

Le calcul du ferrailage se fait comme une section rectangulaire.

$$\mu = \frac{M_U}{b d^2 f_{bc}} = \frac{15.72 * 10^{-3}}{0.65 * (0.9 * 0.25)^2 * 14.17} = 0.034$$

$\mu_U < \mu_R = 0.392$ → les armatures comprimées ne sont pas nécessaire (section simple armature)

$$A_{st} \geq \frac{M_U}{z * \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0.043}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = \mathbf{0.221 \text{m}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = \mathbf{247.82 \text{Mpa}}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{15.72 * 10^{-3}}{0.221 * 347.82} = \mathbf{2.044 \text{cm}^2}$$

$$\text{Choix: } A_{st} = \mathbf{3T12} = \mathbf{3.39 \text{cm}^2}$$

✚ Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max[(b.h)/1000; 0.23b.d f_{t28}/f_e]$$

$$A_{st} \geq \max[(65 * 25)/1000; 0.23 * 65 * 0.9 * 25 * 2.1/400]$$

$$A_{st} \geq \max[1.625; 1.766]$$

$$A_{st} = 2.044 > 1.766 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **ELS :**

Ce type de poutrelle est soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

$M_u = 14.72 \text{ KN.m}$

$M_s = 11.36 \text{ KN.m}$

$$\gamma = \frac{14.72}{11.36} = 1.296$$

$$\alpha \leq \frac{1.296 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$\alpha = 0.034 \leq 0.398 \Rightarrow \text{C. V}$

✚ **Vérification des contraintes:**

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{C. V}$

$\overline{\sigma_{st}} = \text{pas de limite fissuration peu préjudiciable} \Rightarrow \text{C. V}$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

- **En appuis :**

- **ELU :**

On prend le moment max des appuis :

$M_u = 25.14 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{25.14 * 10^{-3}}{0.12 * (0.9 * 0.25)^2 * 14.17} = 0.292$$

$\mu_u = 0.292 < \mu_R = 0.392 \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simple armature)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z * \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.4437$$

$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.185 \text{ m}$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z * \sigma_{st}} = \frac{25.14 * 10^{-3}}{0.185 * 347.826}$$

$A_{st} \geq 3.906 \text{ cm}^2$

Choix : $A_{st} = 2T16 = 4.02 \text{ cm}^2$

- **ELS:**

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

$M_u = 25.14 \text{ KN.m}$

$M_s = 18.19 \text{ KN.m}$

$$\gamma = \frac{25.14}{18.19} = \mathbf{1.382}$$

$$\alpha \leq \frac{1.382 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = \mathbf{0.441} \leq \mathbf{0.4437} \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

○ **Ferraillage transversale :**

Exemple (Etage courant)

✚ **Vérification au cisaillement:**

$$\mathcal{T}_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 * d}$$

$$\mathcal{T}_u = \frac{22.98 * 10^{-3}}{0.12 * 0.9 * 0.25}$$

$$\mathcal{T}_u = \mathbf{0.851 \text{ MPa}}$$

$$\mathcal{T}_{u \text{ adm}} = \min\left(0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

$$\mathcal{T}_{u \text{ adm}} = \min(3.33; 5\text{MPa}) = \mathbf{3.33}$$

$$\mathcal{T}_u = 0.851 < \mathcal{T}_{u \text{ adm}} = 3.333 \text{ Donc C.V}$$

✚ **Vérification au glissement:**

○ **En appuis**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 * d} \leq 0$$

$$22.98 - \frac{25.14}{0.9 * 0.9 * 0.25} = \mathbf{-101.168\text{KN}} = \mathbf{-0.101\text{MN}}$$

$$\mathbf{-0.094} \leq \mathbf{0} \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

✚ **Vérification de la flèche:**

Si les conditions suivantes sont vérifiées on n'a pas besoins de vérifier la flèche.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 * M_0}$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.25}{5.2} = 0.0481 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \mathbf{C.N.V}$$

La condition est non vérifiée donc on doit calculée la flèche.

$$f \leq f_{\text{adm}}$$

$$L_{\text{max}} = 5.2\text{m}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = \frac{520}{500} = \mathbf{1.04 \text{ cm}}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 * A_{\text{st}} * \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$I_0 = 0.65 * \frac{0.25^3}{12} + 15 * 3.39 * 10^{-4} * \left(\frac{0.25}{2} - 0.1 * 0.21\right)^2$$

$$I_0 = \mathbf{8.972 * 10^{-4} m^4}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{\left(2 + 3 * \frac{b_0}{b}\right) * \varphi}$$

$$\varphi = \frac{A_{st}}{b_0 * d} = \frac{3.39 * 10^{-4}}{0.12 * 0.9 * 0.25} = \mathbf{0.013}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 * 2.1}{\left(2 + 3 * \frac{0.12}{0.65}\right) * 0.013} = \mathbf{3.163}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4\varphi\sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.013 * \frac{400}{1.15} + 2.1} = \mathbf{0.818}$$

$$I_{fi} = 1.1 * \frac{I_0}{1 + \lambda_i * \mu} = \frac{1.1 * 8.972 * 10^{-4}}{1 + 3.163 * 0.818} = \mathbf{2.751 * 10^{-4} m^4}$$

$$f = \frac{M_{ts} * L^2}{10E_i I_{fi}} = \frac{18.19 * 5.2^2 * 10^{-3}}{10 * 32164.2 * 2.751 * 10^{-4}} = \mathbf{0.00559m}$$

0.559 cm < 1.04 cm ⇒ C. V.

✚ **Armatures transversales:**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{l \min}; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0.714; 1.2; 1.2)$$

$$\phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$$

$$A_t = n\phi_t = 2 * \frac{\pi * 0.6^2}{4} = \mathbf{0.57 \text{ cm}^2}$$

Choix : A_t = 2T8

✚ **Espacements entre les barres:**

D'après les règles du RPA 99 v.2003:

○ **Zone nodale :**

$$S_T \leq \min\left(\frac{h_t}{4}; 12\phi_{l \min}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_T \leq 6.25 \text{ cm}$$

On prend **S_T = 7 cm** (min RPA)

○ **Zone courante :**

$$S_T' \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_T' \leq 12.5 \text{ cm}$$

$$S_T' = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

✚ **Ancrage des barres :**

$$l_s = \frac{\phi}{4} * \frac{f_e}{\tau_s}$$

$$\tau_s = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = \mathbf{2.835 \text{ MPa}}$$

$$l_s = \frac{1.6 * 10^{-2}}{4} * \frac{400}{2.835} \approx 56.437$$

On prend $l_s = 56.437 \text{ cm}$

On adopte un crochet à $\theta = 90^\circ$

$$\alpha = 1.87$$

$$\beta = 2.19$$

$$\varphi = 0.4$$

$$r = 5.5 \phi \text{ (HA)}$$

$$L_2 = l_s - \alpha * L_1 - \beta r \text{ Avec } L_1 = 10\phi = 10 * 1.6 \text{ cm}$$

$$L_2 = 56.437 - 1.87 * (10 * 1.6) - 2.19 * (5.5 * 1.6)$$

$$L_2 = 7.245 \text{ cm}$$

$$L = L_2 + r + \frac{\phi}{2} = 7.245 + 5.5 * 1.6 + \frac{1.6}{2} = 16.845 \text{ cm}$$

$$L = 16.845 \text{ cm} < b = 30 \text{ cm}$$

Tableau.III.4 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles

	Type	Ferrailage longitudinal				Ferrailage transversal	
		En travée		En appuis		Le choix	Espacement (cm)
		Section calculée (cm ²)	Le choix	Section calculée (cm ²)	Le choix		
Etage courant	01	2.057	3T12	3.126	2T16	Ø8	Zone nodale (7cm)
	02	1.923	3T12	3.126	2T16		
	03	1.960	3T12	2.721	2T14		
	04	2.024	3T12	2.499	2T14		
	05	1.212	2T12	3.301	2T16		Zone courante (10cm)
	06	1.909	3T12	3.906	2T16		
	07	2.091	3T12	3.278	2T16		
	08	1.648	2T12	2.959	2T14		
Terrasse accessible	01	1.607	2T12	2.832	2T14	Ø8	Zone nodale (7cm)
	02	1.738	2T12	2.375	2T14		
	03	1.794	2T12	2.186	2T14		Zone courante (10cm)
	04	1.784	3T12	3.068	2T16		
	05	1.711	2T12	3.307	2T16		

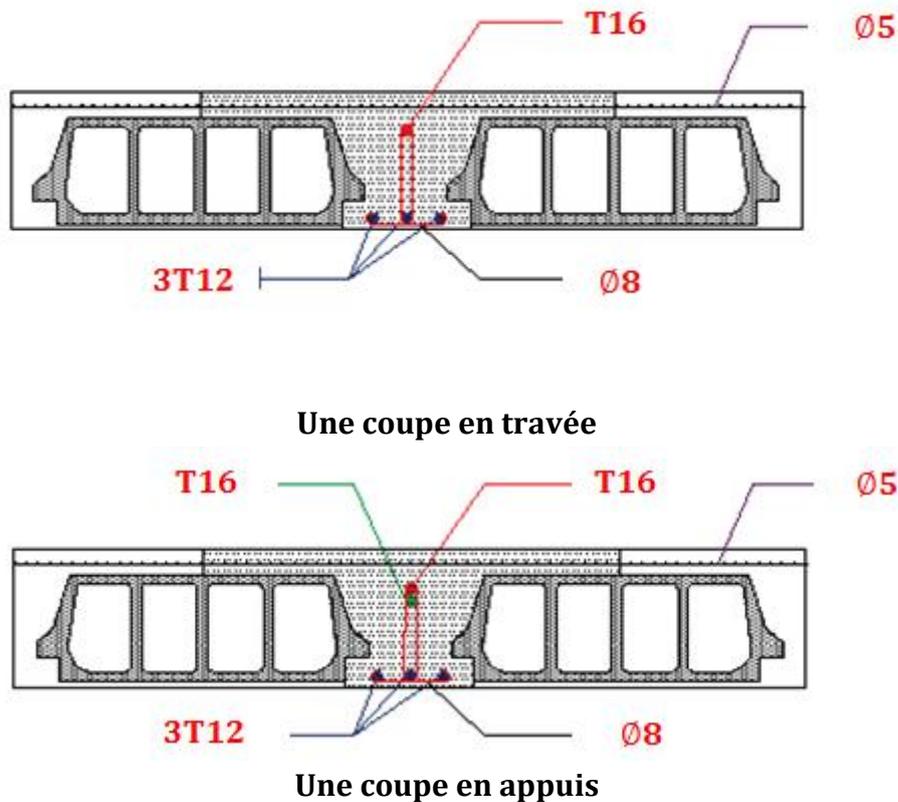


Figure.III.5. Ferrailage des poutrelles

III.2.7. Ferrailage de la dalle de compression :

D'après le règlement CBA :

La dalle de compression a une épaisseur de 5cm armée par un treillis soudés de diamètre 5mm, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Pour les armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A1 \geq \frac{4 * L}{f_e}$$

Avec $L= 65 \text{ cm}$ $f_e=500 \text{ MPa}$

$$A1 \geq \frac{4 * 65}{500}$$

$$A1 \geq 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A2 = \frac{A1}{2} = \frac{0.52}{2} = 0.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc : On adopte un treillis soude de $\phi 5$ espacement $(15*15) \text{ cm}^2$

III.2.8.Ferrailage de la dalle pleine de réz chaussé :

Dans notre structure le réz de chaussée est en dalle pleine, il se compose en deux parties (parking et habitation).

III.2.8.1.Ferrailage de la dalle pleine (Parking) :

✚ Les charges :

Du tableau II. 7 de la descente de charge on a les charges suivantes :

$$G = 6.24 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

✚ Les combinaisons :

- ELU

$$P_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow P_u = 1.35 * (6.24) + 1.5 * (2.5)$$

$$P_u = 12.174 \text{ KN/m}$$

- ELS :

$$P_s = G + Q = 6.24 + 2.5$$

$$P_s = 8.74 \text{ KN/m}$$

✚ Calcul des moments fléchissant :

On utilise la méthode **BAEL** pour déterminer les moments dans les deux sens X et Y

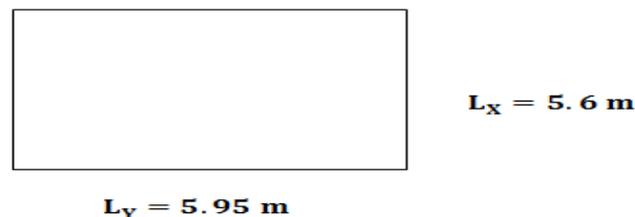


Figure.III.6.La section de plus grand panneau de la dalle pleine de réz de chaussée (parking)

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5.6}{5.95} = 0.94$$

$$\alpha = 0.94$$

D'après les tableaux on obtient les valeurs de μ_x et μ_y dans l'ELU ET L'ELS.

- ELU :

$$\mu_x = 0.0419$$

$$\mu_y = 0.8661$$

$$M_x = \mu_x * P_u * l_x \Rightarrow M_x = 0.0419 * 12.174 * (5.6)^2$$

$$M_x = 15.996 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x \Rightarrow M_y = 0.8661 * 15.996$$

$$M_y = 13.855 \text{ KN.m}$$

- **ELS :**

$$\mu_x = 0.0491$$

$$\mu_y = 0.9087$$

$$M_x = \mu_x * P_u * l_x \Rightarrow M_x = 0.0419 * 8.47 * (5.6)^2$$

$$M_x = 13.458 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x \Rightarrow M_y = 0.8661 * 13.458$$

$$M_y = 12.229 \text{ KN.m}$$

- ✚ **Calcul de Ferrailage :**

La dalle portante dans les deux directions et hyperstatique, donc pour le calcul de ferrailage, on prend le plus grand panneau en surface et on adopte un ferrailage identique dans les deux sens X et Y.

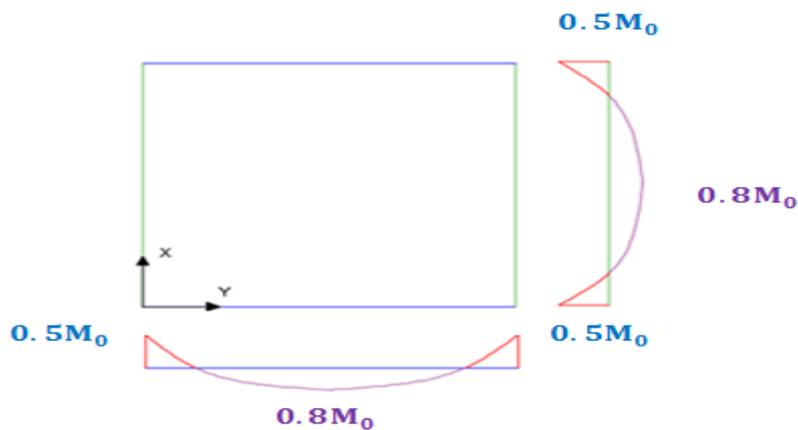


Figure.III.7. Diagramme des moments dans les deux sens

Avec :

$$M_0 = \text{Max}(M_x; M_y).$$

- ❖ **ELU :**

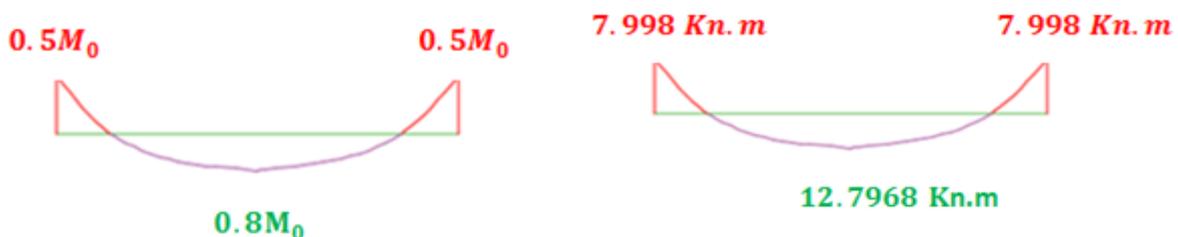


Figure.III.8. Diagramme des moments à l'ELU

❖ **ELS :**

Figure.III.9. Diagramme des moments à l'ELS

Le calcul de ferrailage se fait à la flexion simple d'une section rectangulaire de (0.2×1) m².

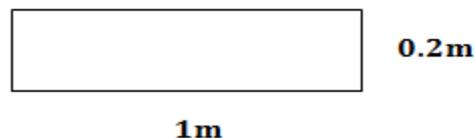


Figure.III.10. Section de calcul de la dalle pleine réz de chaussée (parking)

✚ **En travée :**

$$M_{\text{réduite}} = 0.8 * M_0 = 0.8 * 15.996 = 12.7968 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{réduite}} = M_u = 12.7968 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12.796 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 0.2)^2 * 14.17} = \mathbf{0.028}$$

$\mu_u = 0.028 < \mu_R = 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section à simple armature)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0.035}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z * \sigma_{st}} = \frac{12.796 * 10^{-3}}{0.177 * 347.826}$$

$$\mathbf{A_{st} \geq 2.0784 \text{ cm}^2}$$

Le choix : 5T12=5.65 cm².

❖ **Vérification à ELS :**

$$M_{\text{réduite}} = 0.8 * 13.458 = 10.7664 \text{ KN.m}$$

✚ **Les conditions des contraintes :**

$$\frac{b * x^2}{2} - n A_{st} * (d - x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 * 5.65 * (0.9 * 20 - x) = 0 \Leftrightarrow 50x^2 - 1525.5 + 84.75x = 0$$

$$\Delta = 312282.5625 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 558.822$$

$$\mathbf{X_1 = 4.741 \text{ cm.}}$$

✚ **Le moment d'inertie :**

$$I/AN = \frac{bx^3}{3} + nAst * (d - x)^2$$

$$I/AN = \frac{100 * 4.741^3}{3} + 15 * 5.65 * (0.9 * 20 - 4.741)^2$$

$$I/AN = \mathbf{18451.270cm^4}$$

✚ **Les contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms * x}{I} = \frac{10.7664 * 10^{-3} * 4.741 * 10^{-2}}{18451.270 * 10^{-8}} = 2.751$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{2.751 MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = \mathbf{15 MPa} \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n * Ms * (d - x)}{I} = \frac{15 * 10.7664 * 10^{-3} * (0.9 * 0.2 - 4.741 * 10^{-2})}{18451.270 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{116.050 MPa} < \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta ft28}\right) = \mathbf{201.63 MPa} \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

➤ **En appuis :**

$$M_{réduite} = 0.8 * M_x = 0.5 * 15.996 = 7.998 \text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.998 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 0.2)^2 * 14.17} = \mathbf{0.0174}$$

$$\mu_u = \mathbf{0.0174} < \mu_R = \mathbf{0.392} \rightarrow \text{les armatures comprimées ne sont pas nécessaire (section simple armature)}$$

$$Ast \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = \mathbf{0.022}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = \mathbf{0.178 m}$$

$$Ast \geq \frac{M_u}{Z * \sigma_{st}} = \frac{7.998 * 10^{-3}}{0.178 * 347.826}$$

$$Ast \geq \mathbf{1.289 cm^2}$$

$$\text{Le choix : } \mathbf{5T12=5.65cm^2}$$

❖ **Vérification a ELS :**

$$M_{réduite} = 0.5 * M_x = 0.5 * 13.458 = 6.729 \text{KN.m}$$

✚ **Les conditions des contraintes :**

$$\frac{bx^2}{2} - n * Ast * (d - x) = 0$$

$$\frac{100 * x^2}{2} - 15 * 5.65 * (0.9 * 20 - x) = 0 \Leftrightarrow 50x^2 - 1525.5 + 84.75x = 0$$

$$\Delta = 312282.5625 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 558.822$$

$$X_1 = \mathbf{4.741 cm}$$

✚ **Le moment d'inertie :**

$$I/AN = \frac{bx^3}{3} + nA_{st} * (d - x)^2$$

$$I/AN = \frac{100 * 4.741^3}{3} + 15 * 5.65 * (0.9 * 20 - 4.741)^2$$

$$I/AN = \mathbf{18451.270cm^4}$$

✚ **Les contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I} = \frac{6.729 * 10^{-3} * 4.741 * 10^{-2}}{18451.270 * 10^{-8}} = 2.751$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{1.729 MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = \mathbf{15 MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n * M_s * (d - x)}{I} = \frac{15 * 6.729 * 10^{-3} * (0.9 * 0.2 - 4.741 * 10^{-2})}{18451.270 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{72.531MPa} < \overline{\sigma}_{st} = \mathbf{201.63MPa}$$

✚ **Verification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées on n'a pas besoins de vérifier la flèche.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 * M_0}$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.2}{1} = \mathbf{0.2} \geq \frac{1}{16} = \mathbf{0.0625} \Rightarrow \text{C.V.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.2}{1} = \mathbf{0.2} \geq \frac{M_t}{10 * M_0} = \frac{0.8 * M_0}{10 * M_0} = \mathbf{0.08} \Rightarrow \text{C.V.}$$

$$\frac{A_{st}}{b * d} = \frac{5.65 * 10^{-4}}{1 * 0.9 * 0.2} = \mathbf{0.0031} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = \mathbf{0.0105} \Rightarrow \text{C.V.}$$

Donc la flèche est vérifiée.

III.2.8.2.Ferrailage de la dalle pleine (habitation) :

✚ **Les charges :**

Du tableau II. 8 de la descente de charge on a les charges suivantes :

$$G = \mathbf{6.27 KN/m^2}$$

$$Q = \mathbf{1.5 KN/m^2}$$

✚ **Les combinaisons :**

• **ELU :**

$$P_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow P_u = 1.35 * (6.24) + 1.5 * (2.5)$$

$$P_u = \mathbf{1.7145KN/m}$$

• **ELS :**

$$P_s = G + Q = 6.24 + 2.5$$

$$P_s = \mathbf{7.77 KN/m}$$

✚ Calcul des moments fléchissant :

On utilise la méthode **BAEL** pour déterminer les moments dans les deux sens X et Y

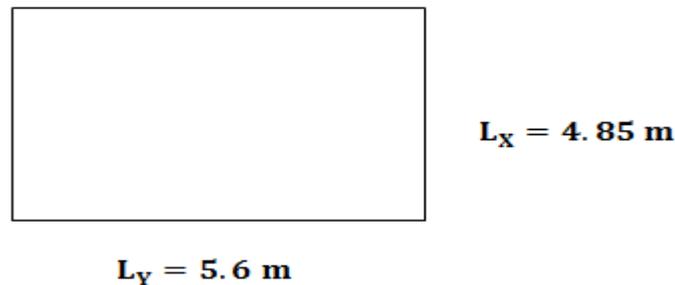


Figure.III.11.La section de plus grand panneau de la dalle pleine de réz de chaussée (habitation)

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.85}{5.6} = 0.8660$$

$$\alpha = \mathbf{0.87}$$

D'après les tableaux on obtient les valeurs de μ_x et μ_y dans l'ELU ET L'ELS.

• ELU :

$$\mu_x = \mathbf{0.0486}$$

$$\mu_y = \mathbf{0.7244}$$

$$M_x = \mu_x * P_u * l_x \Rightarrow M_x = 0.0486 * 1.7145 * (4.85)^2$$

$$M_x = \mathbf{12.249 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = \mu_y * M_x \Rightarrow M_y = 0.7244 * 12.249$$

$$M_y = \mathbf{8.873 \text{ KN.m}}$$

• ELS :

$$\mu_x = \mathbf{0.0556}$$

$$\mu_y = \mathbf{0.8074}$$

$$M_x = \mu_x * P_u * l_x \Rightarrow M_x = 0.0556 * 7.77 * (4.85)^2$$

$$M_x = \mathbf{10.162 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = \mu_y * M_x \Rightarrow M_y = 0.8074 * 10.162$$

$$M_y = \mathbf{8.205 \text{ KN.m}}$$

✚ Calcul de Ferrailage :

La dalle portante dans les deux directions et hyperstatique, donc pour le calcul de ferrailage, on prend le plus grand panneau en surface et on adopte un ferrailage identique dans les deux sens X et Y.

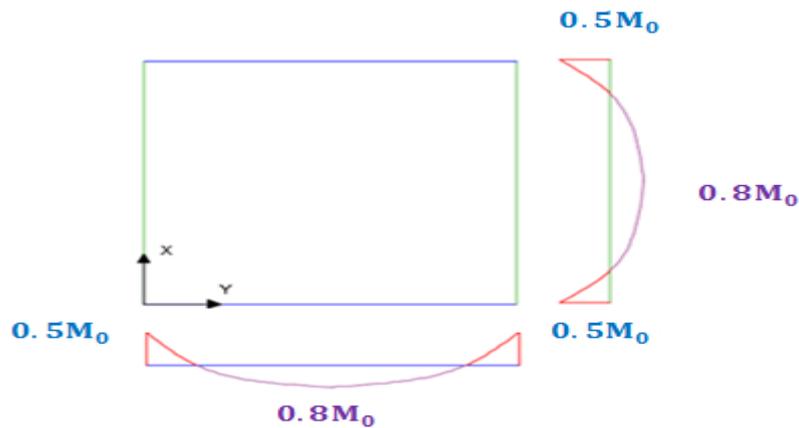


Figure.III.12. Diagramme des moments dans les deux sens

Avec :

$$M_0 = \text{Max}(M_x; M_y).$$

❖ ELU :

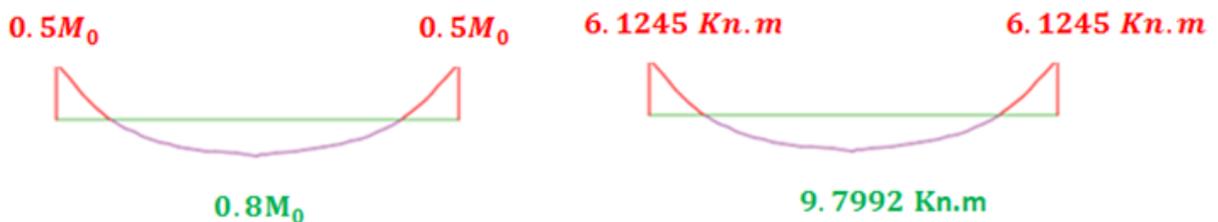


Figure.III.13. Diagramme des moments à l'ELU

❖ ELS :

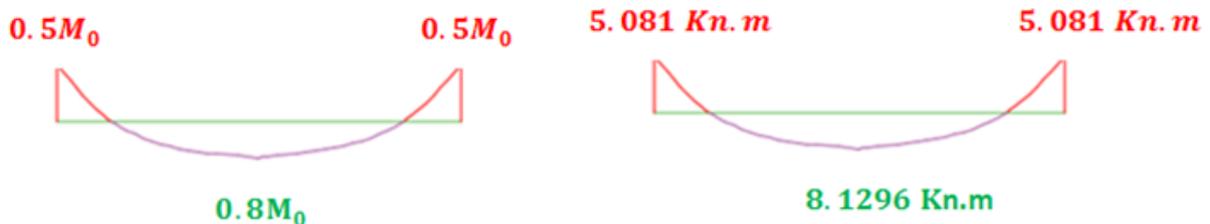


Figure.III.14. Diagramme des moments à l'ELS

Le calcul de ferrailage se fait à la flexion simple d'une section rectangulaire de $(0.2 \times 1) \text{ m}^2$.

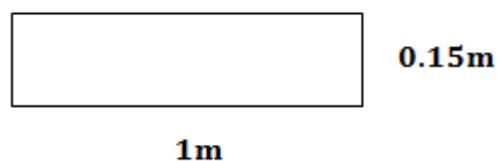


Figure.III.15. Section de calcul de la dalle pleine réz de chaussée (habitation)

✚ **En travée :**

$$M_{\text{réduite}} = 0.8 * M_0 = 0.8 * 12.249 = 9.7992 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{réduite}} = M_u = 12.7968 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9.7992 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 0.15)^2 * 14.17} = \mathbf{0.038}$$

$\mu_u = 0.038 < \mu_R = 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section à simple armature)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = \mathbf{0.048}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1324 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z * \sigma_{st}} = \frac{9.7992 * 10^{-3}}{0.1324 * 347.826}$$

$$A_{st} \geq \mathbf{2.1278 \text{ cm}^2}$$

Le choix : 5T12=5.65 cm².

❖ **Vérification a ELS :**

$$M_{\text{réduite}} = 0.8 * 10.162 = 8.1296 \text{ KN.m}$$

✚ **Les conditions des contraintes :**

$$\frac{b * x^2}{2} - nA_{st} * (d - x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 * 5.65 * (0.9 * 15 - x) = 0 \Leftrightarrow 50x^2 - 1144.125 + 84.75x = 0$$

$$\Delta = 236007.5625 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 485.806$$

$$X_1 = \mathbf{4.011 \text{ cm.}}$$

✚ **Le moment d'inertie :**

$$I/AN = \frac{bx^3}{3} + nA_{st} * (d - x)^2$$

$$I/AN = \frac{100 * 4.011^3}{3} + 15 * 5.65 * (0.9 * 15 - 4.011)^2$$

$$I/AN = \mathbf{9781.967 \text{ cm}^4}$$

✚ **Les contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I} = \frac{8.1296 * 10^{-3} * 4.011 * 10^{-2}}{9781.967 * 10^{-8}} = 3.333$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{3.333 \text{ MPa}} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}} \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n * M_s * (d - x)}{I} = \frac{15 * 8.1296 * 10^{-3} * (0.9 * 0.15 - 4.011 * 10^{-2})}{9781.967 * 10^{-8}} = 118.292$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{118.292 \text{ MPa}} < \overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_t 28} \right\} = \mathbf{201.63 \text{ MPa}} \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

➤ **En appuis :**

$$M_{\text{réduite}} = 0.8 * M_x = 0.5 * 15.996 = 7.998 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6.1245 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 0.15)^2 * 14.17} = \mathbf{0.0237}$$

$\mu_u = \mathbf{0.0237} < \mu_R = \mathbf{0.392}$ → les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simple armature)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = \mathbf{0.03}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = \mathbf{0.1334 \text{ m}}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z * \sigma_{st}} = \frac{6.1245 * 10^{-3}}{0.1334 * 347.826}$$

$$\mathbf{A_{st} \geq 1.3199 \text{ cm}^2}$$

Le choix : 5T12=5.65cm²

❖ **Vérification a ELS :**

$$M_{\text{réduite}} = 0.5 * M_x = 0.5 * 10.162 = 5.081 \text{ KN.m}$$

✚ **Les conditions des contraintes :**

$$\frac{bx^2}{2} - n * A_{st} * (d - x) = 0$$

$$\frac{100 * x^2}{2} - 15 * 5.65 * (0.9 * 15 - x) = 0 \Leftrightarrow 50x^2 - 1144.125 + 84.75x = 0$$

$$\Delta = 236007.5625 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 485.806$$

$$\mathbf{X_1 = 4.011 \text{ cm}}$$

✚ **Le moment d'inertie :**

$$I/AN = \frac{bx^3}{3} + nA_{st} * (d - x)^2$$

$$I/AN = \frac{100 * 4.011^3}{3} + 15 * 5.65 * (0.9 * 15 - 4.011)^2$$

$$\mathbf{I/AN = 9781.967 \text{ cm}^4}$$

✚ **Les contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I} = \frac{5.081 * 10^{-3} * 4.011 * 10^{-2}}{9781.967 * 10^{-8}} = 2.751$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{2.083 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n * M_s * (d - x)}{I} = \frac{15 * 6.729 * 10^{-3} * (0.9 * 0.2 - 4.741 * 10^{-2})}{9781.967 * 10^{-8}} = 73.932$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{73.932 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_{st} = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

✚ Verification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées on n'a pas besoins de vérifier la flèche.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 * M_0}$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{1} = 0.15 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{C. V.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{1} = 0.15 \geq \frac{M_t}{10 * M_0} = \frac{0.8 * M_0}{10 * M_0} = 0.08 \Rightarrow \text{C. V.}$$

$$\frac{A_{st}}{b * d} = \frac{5.65 * 10^{-4}}{1 * 0.9 * 0.15} = 0.0042 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{C. V.}$$

Donc la flèche est vérifiée.

✚ Armature de répartition :

$$A_R = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.3375 \text{ cm}^2$$

Le choix 5T10=3.93 cm²

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.5 : récapitulation des résultats de ferrailage

Type de la dalle pleine	Armature long (cm ²)				Armature de répartition (cm ²)	
	A _{st} calculée		F _{err} choisie		A _{st} calculée	F _{err} choisie
	Travée	Appuis	Travée	Appuis		
RDC (Parking)	2.0784	1.289	5T12 5.65	5T12 5.65	1.3375	5T10 3.93
RDC (Habitation)	2.1278	1.3199	5T12 5.65	5T12 5.65	1.3375	5T10 3.93

III.9. Étude de la rampe d'accès au sous-sol :

C'est une rampe qui se situe entre le RDC et le sous-sol, pour que les voitures réussissent à accéder au parking (Figure III.15). On va la faire en dalle pleine.

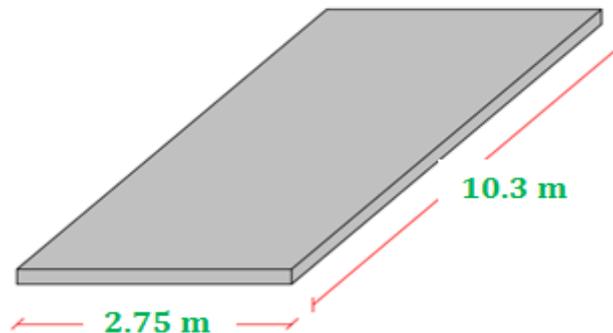


Figure.III.16. Dalle pleine de la rampe.

✚ Pré dimensionnement :

$$\alpha = 11\%$$

$$L_x = 2.25 \text{ m}$$

$$L_y = 5.25 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{L_x}{40} = \frac{2.25}{40} = 5.625 \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur de $h = 20 \text{ cm}$.

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{2.25}{5.25} = 0.4286 > 0.4$$

Dalle portée sur deux sens

✚ Les charges :

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G = \frac{0.2 * 25}{\cos 11} = 5.0936 \text{ KN/m}^2$$

✚ Les combinaisons :

• ELU

$$P_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow P_u = 1.35 * (5.0936) + 1.5 * (2.5)$$

$$P_u = 10.6264 \text{ KN/m}$$

• ELS

$$P_s = G + Q = 5.0936 + 2.5$$

$$P_s = 7.5936 \text{ KN/m}$$

✚ Calcul des moments fléchissant :

On utilise la méthode **BAEL** pour déterminer les moments dans les deux sens X et Y

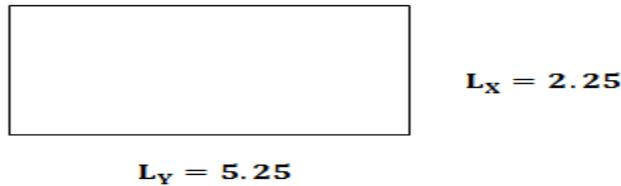


Figure.III.17.La section de plus grand panneau de la rampe

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.25}{5.25} = 0.4286$$

$$\alpha = 0.43$$

D'après les tableaux on obtient les valeurs de μ_x et μ_y dans l'ELU ET L'ELS.

• ELU :

$$\mu_x = 0.1062$$

$$\mu_y = 0.2500$$

$$M_x = \mu_x * P_u * l_x \Rightarrow M_x = 0.1062 * 10.6264 * (2.25)^2$$

$$M_x = 5.7132 \text{ KN. m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x \Rightarrow M_y = 0.2500 * 5.7132$$

$$M_y = 1.4283 \text{ KN. m}$$

• ELS :

$$\mu_x = 0.1087$$

$$\mu_y = 0.3077$$

$$M_x = \mu_x * P_u * l_x \Rightarrow M_x = 0.1087 * 7.5936 * (2.25)^2$$

$$M_x = 4.1787 \text{ KN. m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x \Rightarrow M_y = 0.3077 * 4.1787$$

$$M_y = 1.2858 \text{ KN. m}$$

✚ Calcul de Ferrailage :

La dalle portante dans les deux directions et hyperstatique, donc pour le calcul de ferrailage, on prend le plus grand panneau en surface et on adopte un ferrailage identique dans les deux sens X et Y.

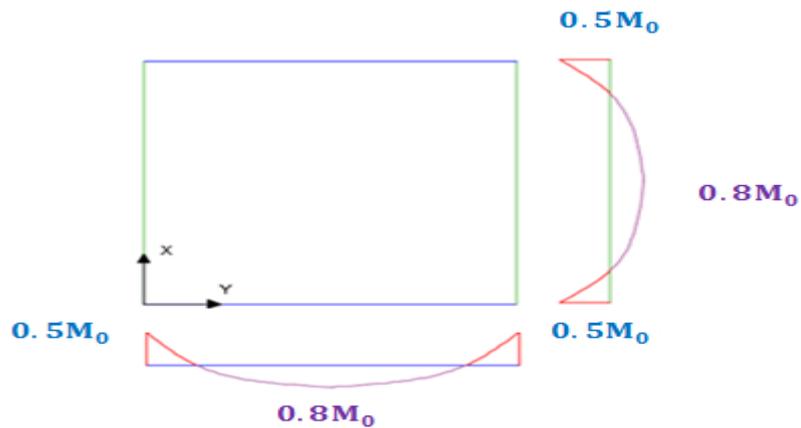


Figure.III.18. Diagramme des moments dans les deux sens

Avec :

$$M_0 = \text{Max}(M_x; M_y).$$

❖ ELU :

Figure.III.19. Diagramme des moments à l'ELU

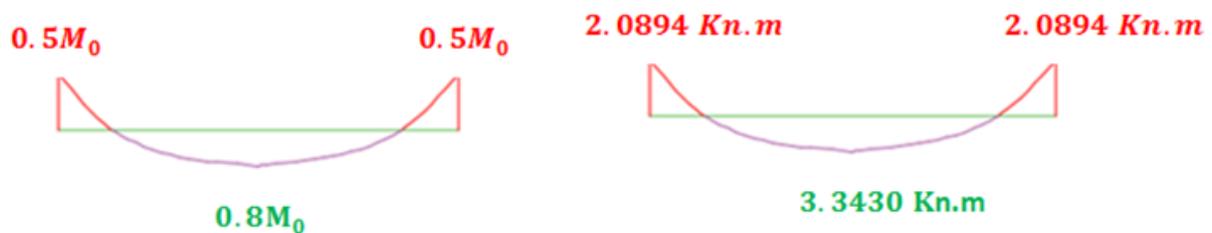
❖ ELS :

Figure.III.20. Diagramme des moments à l'ELS

Le calcul de ferrailage se fait à la flexion simple d'une section rectangulaire de (0.2*1) m².

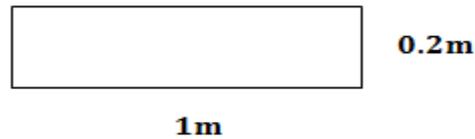


Figure.III.21. Section de calcul de la dalle pleine réz de chaussée (parking)

✚ En travée :

$$M_{\text{réduite}} = 0.8 * M_0 = 0.8 * 15.996 = 12.7968 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{réduite}} = M_u = 12.7968 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.5706 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 0.2)^2 * 14.17} = \mathbf{0.0099}$$

$\mu_u = 0.0099 < \mu_R = 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section à simple armature)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0.0125}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1791 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z * \sigma_{st}} = \frac{4.5706 * 10^{-3}}{0.1791 * 347.826}$$

$$A_{st} \geq \mathbf{0.7337 \text{ cm}^2}$$

Le choix : 5T12=5.65 cm².

❖ Vérification a ELS :

$$M_{\text{réduite}} = 0.8 * 4.1787 = 3.3430 \text{ KN.m}$$

✚ Les conditions des contraintes :

$$\frac{b * x^2}{2} - nA_{st} * (d - x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 * 5.65 * (0.9 * 20 - x) = 0 \Leftrightarrow 50x^2 - 1525.5 + 84.75x = 0$$

$$\Delta = 312282.5625 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 558.822$$

$$X_1 = \mathbf{4.741 \text{ cm.}}$$

✚ Le moment d'inertie :

$$I/AN = \frac{bx^3}{3} + nA_{st} * (d - x)^2$$

$$I/AN = \frac{100 * 4.741^3}{3} + 15 * 5.65 * (0.9 * 20 - 4.741)^2$$

$$I/AN = \mathbf{18451.270 \text{ cm}^4}$$

✚ **Les contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I} = \frac{3.3430 * 10^{-3} * 4.741 * 10^{-2}}{18451.270 * 10^{-8}} = 0.8589$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{0.8589 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}} \Rightarrow \mathbf{C. V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n * M_s * (d - x)}{I} = \frac{15 * 3.3430 * 10^{-3} * (0.9 * 0.2 - 4.741 * 10^{-2})}{18451.270 * 10^{-8}} = 36.0339$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{6.0399 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta ft28}\right) = \mathbf{201.63 \text{ MPa}} \Rightarrow \mathbf{C. V}$$

➤ **En appuis :**

$$M_{réduite} = 0.5 * M_x = 0.5 * 5.7132 = 2.8566 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2.8566 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 0.2)^2 * 14.17} = \mathbf{0.0062}$$

$\mu_u = \mathbf{0.0062} < \mu_R = \mathbf{0.392}$ → les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simple armature)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = \mathbf{0.0078}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = \mathbf{0.1794 \text{ m}}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z * \sigma_{st}} = \frac{2.8566 * 10^{-3}}{0.1794 * 347.826}$$

$$A_{st} \geq \mathbf{0.4578 \text{ cm}^2}$$

Le choix : 5T12=5.65cm²

❖ **Vérification a ELS :**

$$M_{réduite} = 0.5 * M_x = 0.5 * 4.1787 = 2.0894 \text{ KN.m}$$

✚ **Les conditions des contraintes :**

$$\frac{bx^2}{2} - n * A_{st} * (d - x) = 0$$

$$\frac{100 * x^2}{2} - 15 * 5.65 * (0.9 * 20 - x) = 0 \Leftrightarrow 50x^2 - 1525.5 + 84.75x = 0$$

$$\Delta = 312282.5625 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 558.822$$

$$\mathbf{X_1 = 4.741 \text{ cm}}$$

✚ **Le moment d'inertie :**

$$I/AN = \frac{bx^3}{3} + nA_{st} * (d - x)^2$$

$$I/AN = \frac{100 * 4.741^3}{3} + 15 * 5.65 * (0.9 * 20 - 4.741)^2$$

$$I/AN = \mathbf{18451.270 \text{ cm}^4}$$

✚ **Les contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms * x}{I} = \frac{2.0894 * 10^{-3} * 4.741 * 10^{-2}}{18451.270 * 10^{-8}} = 0.5369$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{0.5369 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n * Ms * (d - x)}{I} = \frac{15 * 2.0894 * 10^{-3} * (0.9 * 0.2 - 4.741 * 10^{-2})}{18451.270 * 10^{-8}} = 22.5215$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{22.5215 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_{st} = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

✚ **Verification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées on n'a pas besoins de vérifier la flèche.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 * M_0}$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.2}{1} = \mathbf{0.2} \geq \frac{1}{16} = \mathbf{0.0625} \Rightarrow \text{C.V.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.2}{1} = \mathbf{0.2} \geq \frac{M_t}{10 * M_0} = \frac{0.8 * M_0}{10 * M_0} = \mathbf{0.08} \Rightarrow \text{C.V.}$$

$$\frac{A_{st}}{b * d} = \frac{5.65 * 10^{-4}}{1 * 0.9 * 0.2} = \mathbf{0.0031} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = \mathbf{0.0105} \Rightarrow \text{C.V.}$$

Donc la flèche est vérifiée.

✚ **Armature de répartition :**

$$A_R = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.3375 \text{ cm}^2$$

Le choix 5T10=3.93 cm²

Chapitre IV :
Etude des éléments
Secondaires

IV.1 L'acrotère :

IV.1.1. Introduction :

L'acrotère est un élément de protection qui contour la terrasse inaccessible, elle est assimilée à une console encastrée dans le plancher

✚ Le rôle de l'acrotère :

- ✓ Empêche l'écoulement de l'eau.
- ✓ A un aspect esthétique.
- ✓ Protection des personnes.

Le calcul de l'acrotère se fera en flexion composée, car il est soumis à son poids propre, W_p et à une force horizontale F_p due à la pression du vent.

$\left\{ \begin{array}{l} W_p : \text{Poids propre de l'acrotère} \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} F_p : \text{Surcharge d'exploitation (due à la pression du vent)} \end{array} \right.$

IV.1.2. Etude de l'acrotère :

IV.1.2.1 Evaluation des charges :

- **Poids propre de l'acrotère :**

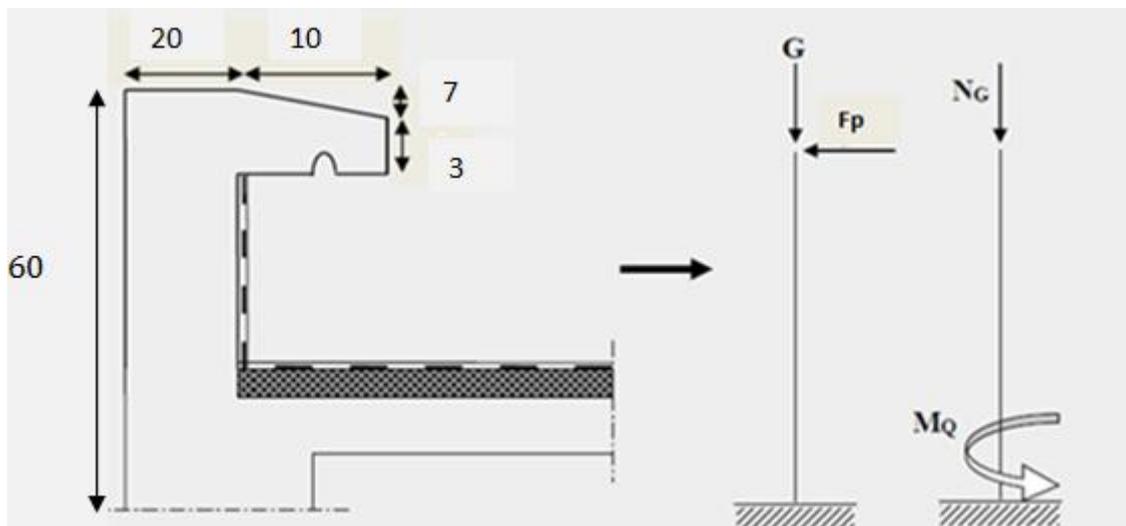


Figure .IV.1 : coupe transversale de l'acrotère

$$S = (0.6 * 0.1) + (0.03 * 0.1) + \left(\frac{0.07 * 0.1}{2} \right) + (0.1 * 0.1)$$

$$S = 0.0765 \text{m}^2$$

$$G = s * \rho = 0.0765 * 25$$

$$G = 1.91125 \text{KN/ml}$$

- **L'action du vent F_p :**

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

A : Coefficient d'accélération

W_p : Poids propre de l'acrotère

C_p : Facteur de la forme horizontale

$$A = 0.15 \dots \dots \dots \text{RPA99V2003}$$

$$C_p = 0.8 \dots \dots \dots \text{RPA99V2003}$$

$$F_p = 4 * 0.15 * 0.8 * 1.91125$$

$$F_p = 0.9174 \text{KN/ml}$$

IV.1.2.2. Calcul des sollicitations :

L'acrotère est assimilé à une console au niveau du plancher .Le calcul se fait par rapport à une bande de 1ml

- **ELU :**

- **Le moment fléchissant :**

$$M_u = 1.5 * F_p * \frac{l^2}{2}$$

$$M_u = 1.5 * 0.9174 * \frac{0.6^2}{2}$$

$$M_u = 0.2478 \text{KN.m}$$

- **L'effort normal :**

$$N_u = 1.35 * G$$

$$N_u = 1.35 * 1.91125$$

$$N_u = 2.580 \text{KN}$$

- **ELS :**

- **Le moment fléchissant :**

$$M_s = \frac{Q * L^2}{2}$$

$$M_s = 0.9174 * \frac{0.6^2}{2}$$

$$M_s = 0.1651 \text{KN.m}$$

- **Effort normal :**

$$N_s = G$$

$$N_s = 1.91125 \text{KN}$$

IV.1.2.3. Calcul de l'excentricité :

L'excentricité « e » c'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$E = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.2478}{2.580} = 0.096 \text{m}$$

$$ht = 10 \text{cm}$$

$$\frac{ht}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.0167 \text{m}$$

$$e = 0.096 \text{m} > \frac{ht}{6} = 0.0167 \text{m}$$

Donc la section est partiellement comprimée parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur de la section.

IV.1.2.4 Détermination du ferrailage :

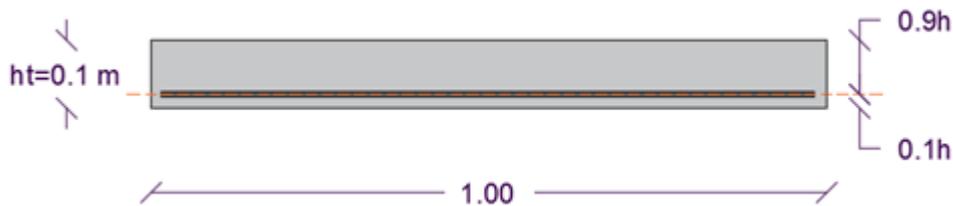


Figure .IV.2 : coupe transversale d'un mètre linéaire de l'acrotère

d : la distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures

d' : la distance entre l'armature inférieure et la fibre la plus tendue

$$d = 0.9 * h = 0.09 \text{ m}$$

$$d' = h - d = 0.01 \text{ m}$$

- **ELU:**

- **Le moment de flexion fictive M_a :**

$$M_a = M_u + N_u \left(d - \frac{h_t}{2} \right)$$

$$M_a = 0.2478 + 2.580 * \left(0.09 - \frac{0.1}{2} \right)$$

$$M_a = 0.351 \text{ KN.m}$$

- **Le moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.351 * 10^{-3}}{1 * (0.1 * 0.9)^2 * 14.17} = 3.0581 * 10^{-3}$$

$\mu < 0.392$ donc il ne faut pas prévoir des armatures comprimées c.-à-d. :

$$A_2 = 0$$

$$A_1 = \frac{1 * \left(\frac{M_a}{Z} - N_u \right)}{\sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 3.8285 * 10^{-3}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.0899 \text{ m}$$

$$A_1 = A_{st} = 0.03807 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st \min} \geq 0.23bd * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} \geq 0.23 * 0.1 * 0.09 * \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st \min} \geq 1.0868 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4T8 = 2.012 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.1651}{1.91125} = \mathbf{0.0864 \text{ m}} > \frac{h}{6} = \mathbf{0.0168 \text{ m}}$$

Section partiellement comprimée

➤ Vérification des contraintes:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{S}$$

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_s(d - d')}{S}$$

$$S = \frac{bx^2}{2} + nA_2 * (x - d')$$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$p = -3 \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6nA_2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d' \right) = \mathbf{-0.0017m^2}$$

$$q = 2 \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6nA_2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d' \right)^2 = \mathbf{-0.0001957m}$$

On calcule e_1 par la méthode d'itération successive en utilisant une des deux formules

$$e_1 = \frac{-e_1 - q}{p} \dots \dots (1)$$

$$e_1 = \sqrt[3]{-pe_1 - q} \dots \dots (2)$$

On fixe la première valeur de $e_1 = 0.5$ et on remplace dans **la formule (2)**

$$e_1 = 0.5$$

0.5	→	0.1016
0.0719	←	0.0686
0.0682	←	0.0681
0.0681	←	0.0681

Après calcul on trouve que la valeur de e_1 s'est stabilisée a $e_1 = \mathbf{0.0681}$

Donc :

$$\mathbf{X = 3.17 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{S = 3.2667 * 10^{-4} m^3}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.91125 * 10^{-3} * 0.0317}{3.2667 * 10^{-4}} = \mathbf{18.55 * 10^{-2} MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{1.91125 * 10^{-3} (0.09 - 0.01)}{3.2667 * 10^{-4}} = \mathbf{14.5319 \text{ MPa}} < \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

Donc le ferrailage calculé en Elu convient à l'ELS

➤ Les armatures de répartition:

$$A_1 = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.012}{4} = \mathbf{0.503 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{Choix : 4T6=1.13 \text{ cm}^2}$$

➤ **Espacement :**

$$St = \min(3h, 33\text{cm})$$

$$St = \min(30\text{cm}, 33\text{cm})$$

$$St = 30\text{cm}$$

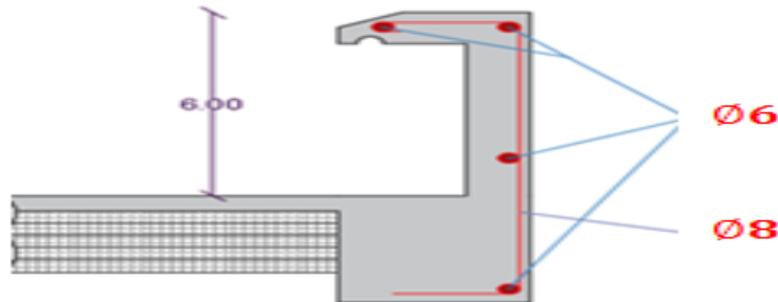


Figure. IV.3. Ferrailage de l'acrotère.

IV.2. Etude des escaliers :

IV.2.1. Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue de secours importante en cas d'incendie

IV.2.2 Terminologie :

Un escalier se compose de plusieurs éléments :

La cage : est le volume se situe l'escalier.

Marche : partie horizontale.

Emmarchement : la longueur de ces marches.

Le giron : la largeur d'une marche « g »

Contre marche : la partie verticale d'une marche.

Paillasse : la dalle inclinée qui se situe sous les marches.

Palier : la dalle horizontale à la fin début de la paillasse.

IV.2.3. Calcul des escaliers :

Dans ce projet on a deux types d'escalier le premier constitué de deux volées séparés par un palier de repos pour le s-sol et les étages courants et le deuxième constitué de quatre. Volées pour le RDC.

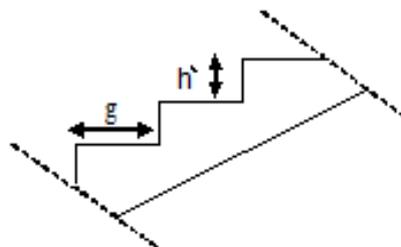


Figure. IV.4. coupe transversale d'une volée

h' : la partie verticale qui limite la marche-contre marche.

Le giron : la largeur d'une marche « g »

Elle est comprise entre 16 à 18 cm on prend **$h'=17\text{cm}$**

D'après la formule de blondel

$$59\text{cm} \leq 2h' + g \leq 66\text{cm} \rightarrow 23\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm}$$

On prend : **$g=30\text{ cm}$**

❖ **Type01 :**

✚ **Nombre de marches et contre marches:**

$$n = \frac{H_e}{h'} = \frac{476}{17} = 28$$

Contre marches

Nombre de marches $n'=n-1=27$ marches

- Pour la première volée : **$n_1 = 5 ; n_1' = 4$**
- Pour la deuxième volée : **$n_2 = 9 ; n_2' = 8$**
- Pour la troisième volée : **$n_3 = 5 ; n_3' = 4$**
- Pour la quatrième volée : **$n_4 = 9 ; n_4' = 8$**

✚ **Longueur de la ligne de foulée:**

$$L_1 = g * n_1' = 30 * 4 = \mathbf{120\text{ cm}}$$

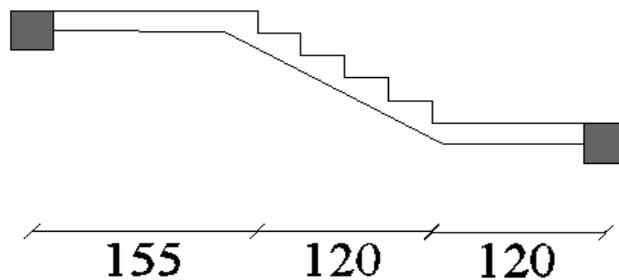
$$L_2 = g * n_2' = 30 * 8 = \mathbf{240\text{ cm}}$$

$$L_3 = L_1 = \mathbf{120\text{ cm}}$$

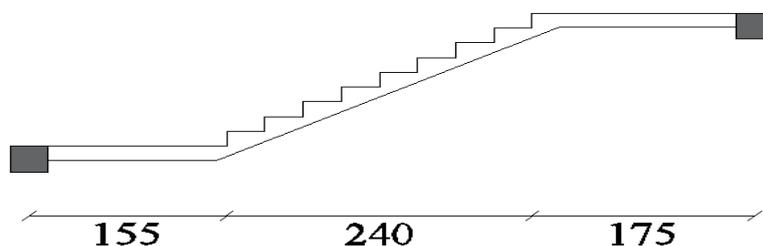
$$L_4 = L_2 = \mathbf{240\text{ cm}}$$

✚ **L'inclinaison de paillasse :**

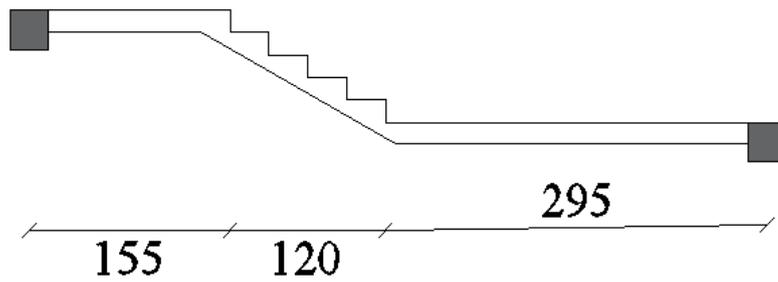
- **Volée 01 :**



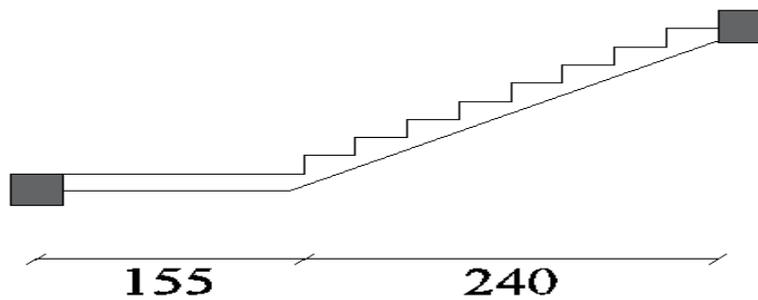
- **Volée02 :**



○ Volée03 :



○ Volée04 :



$$\alpha_1 = \alpha_3 = \arctg \frac{0.85}{1.20} = 35.31^\circ$$

$$\alpha_2 = \alpha_4 = \arctg \frac{1.53}{2.4} = 32.52^\circ$$

Tableau. IV.1. Les caractéristiques des différentes volées (Type1)

volée n	g(cm)	N° de marche	l(cm)
01	30	4	120
02	30	8	240
03	30	4	120
04	30	8	240

✚ **Calcul des épaisseurs :**

➤ **Palier :**

$$\frac{L_t}{20} \leq e \leq \frac{L_t}{15}$$

$$L_t = 30 * \left(\frac{28}{4} - 1 \right) = \mathbf{180cm}$$

$$\frac{180}{20} \leq e \leq \frac{180}{15}$$

$$9 \leq e \leq 12 \text{ cm}$$

On prend **e=15cm**

➤ **Paillasse:**

$$\frac{L_t}{30\cos\alpha} \leq e_1 = e_3 \leq \frac{L_t}{20\cos\alpha}$$

$$\frac{120}{30 * \cos(35.31)} \leq e_1=e_3 \leq \frac{120}{20 * \cos(35.31)}$$

$$4.9\text{cm} \leq e_1=e_3 \leq 7.53\text{cm}$$

On prend : **e₁ = e₃ = 15cm**

$$\frac{L_t}{30\cos\alpha} \leq e_2 = e_4 \leq \frac{L_t}{20\cos\alpha}$$

$$\frac{240}{30 * \cos(32.52)} \leq e_2=e_4 \leq \frac{240}{20 * \cos(32.52)}$$

$$4.9\text{cm} \leq e_1=e_3 \leq 7.53\text{cm}$$

On prend : **e₁ = e₃ = 15cm**

❖ **Type02**

✚ **Nombre de marches et contre marches:**

$$n = \frac{H_e}{h'} = \frac{306}{17} = \mathbf{18 \text{ contre marche.}}$$

Nombre de marches **n'=n-1=17 marches**

- Pour la première et la deuxième volée : **n₁ = 9 ; n₁' = 8**

✚ **Longueur de la ligne de foulée:**

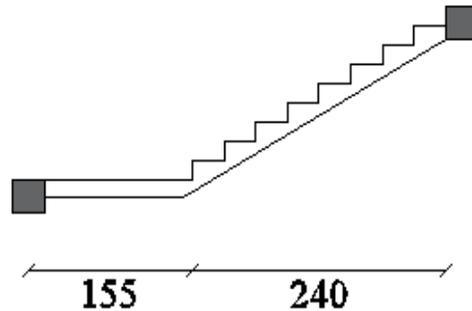
$$L_1 = L_2 = g * n_1' = 30 * 8 = \mathbf{240 \text{ cm}}$$

Tableau. IV.2 : les caractéristiques de différentes volées (Type2)

Volée	g(cm)	N°de marche	l(cm)
01	30	8	240
02	30	8	240

✚ L'inclinaison de paillasse :

- Volée01&02 :



$$\alpha_1 = \alpha_2 = \arctg \frac{1.53}{2.4} = 32.52^\circ$$

✚ Calcul des épaisseurs :

➤ Palier :

$$\frac{L_t}{20} \leq e \leq \frac{L_t}{15}$$

$$L_t = 30 * \left(\frac{18}{2} - 1 \right) = 240 \text{ cm}$$

$$\frac{240}{20} \leq e \leq \frac{240}{15}$$

$$12 \text{ cm} \leq e \leq 16 \text{ cm}$$

On prend **e=15cm**

➤ Paillasse:

$$\frac{L_t}{30 \cos \alpha} \leq e_1 = e_3 \leq \frac{L_t}{20 \cos \alpha}$$

$$\frac{240}{30 * \cos(32.52)} \leq e_1 = e_3 \leq \frac{240}{20 * \cos(32.52)}$$

$$9.49 \text{ cm} \leq e_1 = e_3 \leq 14.23 \text{ cm}$$

On prend : **e₁ = e₃ = 15cm**

- calcul des moments fléchissant et effort tranchant :

- Palier :

Tableau. IV.3 : Evaluation des charges et des surcharges pour le palier

Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{KN/m}^2)$
Carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Couche de sable	18	0.02	0.36
Poids propre de palier	25	0.15	3.75
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
G	5.27 (KN/m²)		
Q	2.5(KN/m²)		

- Paillasse :

Tableau. IV.4 : Evaluation des charges et des surcharges pour la paillasse

Désignation	$\rho (\text{KN/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G (\text{KN/m}^2)$
carrelage	20	0.02	0.4
Mortier horizontal	20	0.02	0.4
Carrelage contre marche	$20 * \frac{0.17}{0.3}$	0.02	0.23
Mortier vertical	$20 * \frac{0.17}{0.3}$	0.02	0.23
Paillasse en BA	25	0.15	$\frac{3.75}{\cos\alpha}$
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
Contre marche	$25 * \frac{0.17}{2}$		2.125

$Q=2.5\text{KN/m}^2$ et G dépend de l'inclinaison de volée

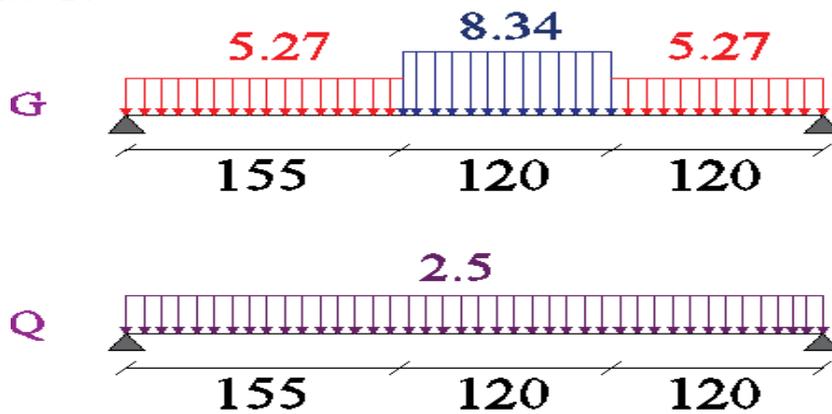
Tableau. IV.5 : la charge et la surcharge de différentes volées

		α	G paillasse (KN)	G palier (KN)	Q(KN)
Type 1	Volée01	35.31	8.34	5.27	2.5
	Volée02	32.52	8.19	5.27	2.5
	Volée03	35.31	8.34	5.27	2.5
	Volée04	32.52	8.19	5.27	2.5
Type 2	Volée01	32.52	8.19	5.27	2.5
	Volée02	32.52	8.19	5.27	2.5

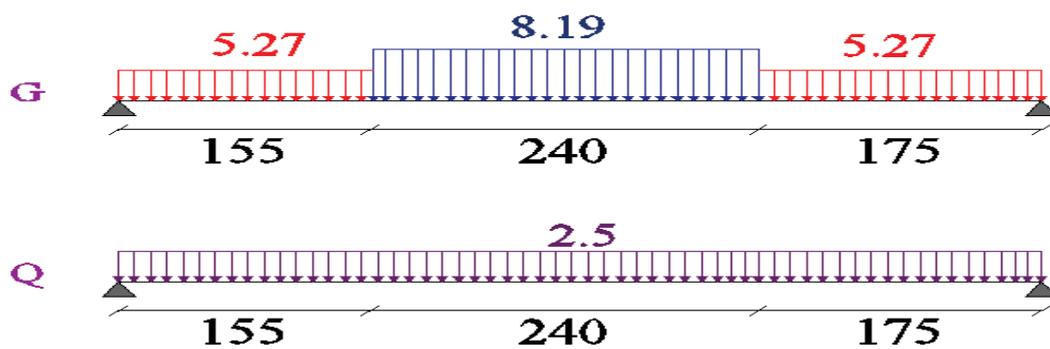
▪ Détermination des efforts internes :

❖ Type01 :

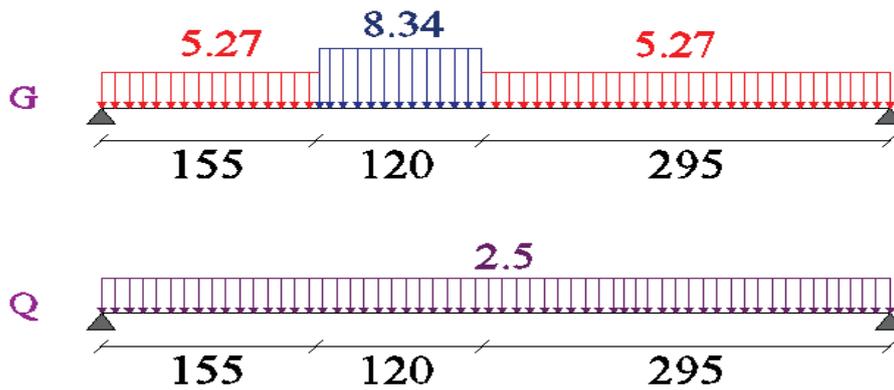
○ Volée01 :



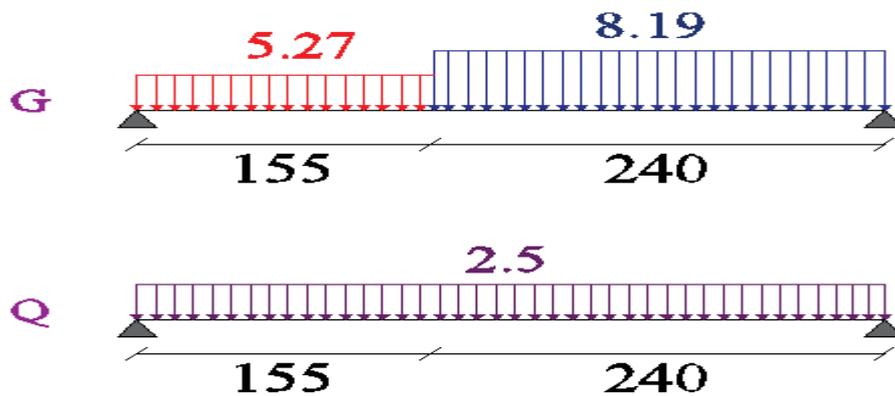
○ Volée02 :



○ Volée03 :

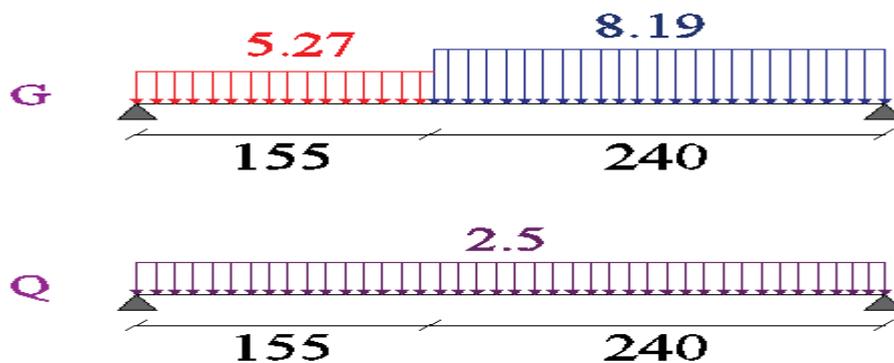


○ Volée04 :



❖ Type02 :

○ Volée 1&2 :



La détermination des efforts internes se fait pour une poutre isostatique simplement appuyée. Notre exemple de calcul sera type 02 volée 01 et 02.

- **ELU :**

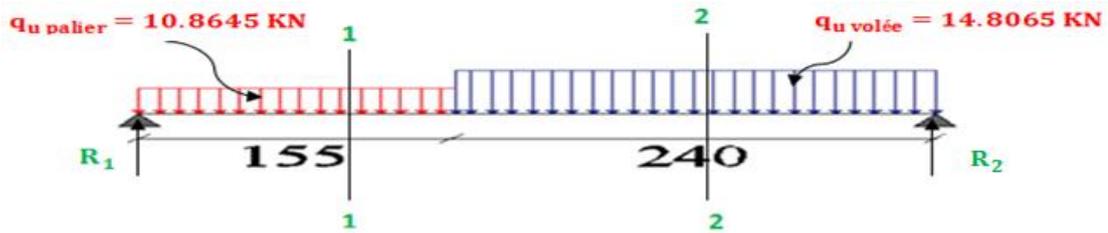


Figure. IV.5 . Schéma statique de l'escalier à (ELU)

$$q_{u \text{ palier}} = 1.35 * G + 1.5 * Q$$

$$q_{u \text{ palier}} = 1.35 * 5.27 + 1.5 * 2.5$$

$$q_{u \text{ palier}} = \mathbf{10.8645 \text{ KN/m}}$$

$$q_{u \text{ volée}} = 1.35 * G + 1.5 * Q$$

$$q_{u \text{ volée}} = 1.35 * 8.19 + 1.5 * 2.5$$

$$q_{u \text{ volée}} = \mathbf{14.8065 \text{ KN/m}}$$

$$R_1 + R_2 = q_{u \text{ palier}}(1.55) + q_{u \text{ volée}}(2.4)$$

$$R_1 + R_2 = 10.8645 * (1.55) + 14.8065 * (2.4)$$

$$R_1 + R_2 = \mathbf{52.376 \text{ KN}}$$

$$\sum M_{/1} = R_2(L_1 + L_2) - q_{u \text{ volée}} * \left(\frac{L_2}{2} + L_1\right) * L_2 - q_{u \text{ palier}} * \frac{L_1^2}{2} = 0$$

$$\sum M_{/1} = R_2 * 3.95 - 14.8065 * \left(\frac{2.4}{2} + 1.55\right) * 2.4 - 10.8645 * \frac{1.55^2}{2} = 0$$

$$\mathbf{R_2 = 28.044 \text{ KN}}$$

$$R_1 = 52.376 - R_2$$

$$\mathbf{R_1 = 13.25 \text{ KN}}$$

✚ **Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1.55 \text{ m}$**

$$M(x) = R_1 * x - \frac{qx^2}{2} = 24.332 * (x) - 10.8645 * \left(\frac{x^2}{2}\right)$$

$$\mathbf{M(0) = 0}$$

$$\mathbf{M(1.55) = 24.66 \text{ KN.m}}$$

$$T(x) = R_1 - q_{u \text{ palier}} * (x)$$

$$T(x) = 24.332 - 10.8645 * (x)$$

$$\mathbf{T(0) = 24.332 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{T(1.55) = 7.49 \text{ KN}}$$

$$R_1 - qx = 0 \Rightarrow x = \frac{R_1}{x} = \frac{24.332}{10.8645} = 1.89 \text{ m}$$

$$\mathbf{x = 1.89 \text{ m} \notin [0, 1.55]}$$

✚ Section 2-2: $0 \leq x \leq 2.4$

$$M(x) = R_2 * x - \frac{q_x^2}{2} = 28.044 * (x) - 14.8065 * \left(\frac{x^2}{2}\right)$$

$$M(0) = 0$$

$$M(2.4) = 24.66 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = -R_2 + q_u \text{ volée}(x)$$

$$T(x) = -28.044 + 10.8645(x)$$

$$T(0) = -28.044 \text{ KN}$$

$$T(2.4) = -1.9692 \text{ KN}$$

$$-R_2 + qx = 0 \Rightarrow x = \frac{R_1}{x} = \frac{28.044}{14.8065} = 1.89 \text{ m}$$

$$x = 1.89 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(1.89) = 26.55 \text{ KN.m}$$

- ELS:

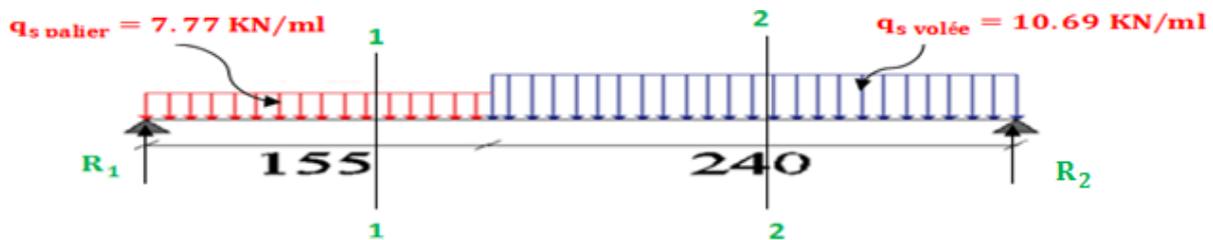


Figure .IV.6 .Schéma statique de l'escalier à (ELS)

$$q_s \text{ palier} = G + Q$$

$$q_s \text{ palier} = 5.27 + 2.5$$

$$q_s \text{ palier} = 7.77 \text{ KN/m}$$

$$q_s \text{ volée} = G + Q$$

$$q_s \text{ volée} = 8.19 + 2.5$$

$$q_s \text{ volée} = 10.96 \text{ KN/m}$$

$$R_1 + R_2 = q_s \text{ palier}(1.55) + q_s \text{ volée}(2.4)$$

$$R_1 + R_2 = 7.77 * (1.55) + 10.96 * (2.4)$$

$$R_1 + R_2 = 37.6995 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/1} = R_2(L_1 + L_2) - q_s \text{ volée} * \left(\frac{L_2}{2} + L_1\right) * L_2 - q_s \text{ palier} * \frac{L_1^2}{2} = 0$$

$$\sum M_{/1} = R_2 * 3.95 - 10.96 * \left(\frac{2.4}{2} + 1.55\right) * 2.4 - 7.77 * \frac{1.55^2}{2} = 0$$

$$R_2 = 20.22 \text{ KN}$$

$$R_1 = 37.6995 - R_2$$

$$R_1 = 17.476 \text{ KN}$$

✚ **Section1-1 : $0 \leq x \leq 1.55\text{m}$**

$$M(x) = R_1 x - \frac{q x^2}{2} = 24.332 (x) - 10.8645 \left(\frac{x^2}{2}\right)$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1.55) = 17.75\text{KN.m}$$

$$T(x) = +R_1 - q_u \text{ palier}(x)$$

$$T(x) = +17.476 - 7.77(x)$$

$$T(0) = +17.476\text{KN}$$

$$T(1.55) = +5.43\text{KN}$$

$$R_1 - qx = 0 \Rightarrow x = \frac{R_1}{x} = \frac{24.332}{10.8645} = 1.89\text{m}$$

$$x = 2.248\text{m} \notin [0, 1.55]$$

✚ **Section2-2: $0 \leq x \leq 2.4$**

$$M(x) = R_2 * x - \frac{q x^2}{2} = 20.22 * (x) - 10.96 * \left(\frac{x^2}{2}\right)$$

$$M(0) = 0$$

$$M(2.4) = 17.75\text{KN.m}$$

$$T(x) = -R_2 + q_u \text{ volée}(x)$$

$$T(x) = -20.22 + 10.69(x)$$

$$T(0) = -20.22\text{KN}$$

$$T(2.4) = +5.43\text{KN}$$

$$-R_2 + qx = 0 \Rightarrow x = \frac{R_2}{x} = \frac{20.22}{10.69} = 1.89\text{m}$$

$$x = 1.89\text{m}$$

$$M_{\max} = M(1.89) = 19.13\text{KN.m}$$

✚ **Moment fléchissant :**

❖ **ELU :**



❖ **ELS :**

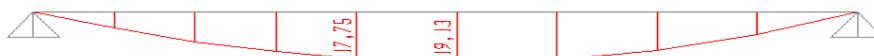
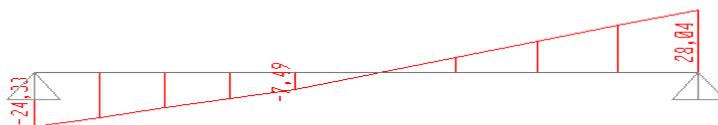


Figure. IV.7.les moments fléchissant

✚ Effort tranchant :

❖ ELU :



❖ ELS :



Figure. IV.8. les efforts tranchants

Le tableau suivant représente les résultats de calcul pour les autres cas en utilisant le SAP2000.

Tableau. IV.6 : les efforts internes pour les différentes volées

	N°de volée	ELU		ELS	
		M_{max}	T_{max}	M_{max}	T_{max}
Type 01	1	25.27	24.16	18.18	17.35
	2	54.57	35.86	39.30	27.77
	3	49.60	34.06	35.62	24.44
	4	26.55	28.04	19.13	20.22
Type02	1	26.55	28.04	19.13	20.22
	2	26.55	28.04	19.13	20.22

- Calcul du ferrailage :
 - ❖ Ferrailage longitudinal :

- ELU :

- En travée :

$$M_{\max} = 26.55 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 * M_{\max} = 0.85 * 26.55 = 22.5675 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.0225675}{1 * (0.9 * 0.15)^2 * 14.17} = 0.0873$$

$\mu_u = 0.0873 < \mu_R = 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simple armature)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.1145$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1288 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$$

Donc

$$A_{st} = \frac{0.0225675}{0.1288 * 347.82} = 5.0375 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$

✚ Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0.23 b.d f_{t28}/f_e$$

$$A_{st} \geq 0.23 * 1 * 0.9 * 0.15 * 2.1 / 400$$

$$A_{st} \geq 0.23 * 1 * 0.9 * 0.15 * \left(\frac{2.1}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq 1.6301 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} \geq 1.6301 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V.}$$

✚ Armature de répartition :

$$A_R = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.3375 \text{ cm}^2$$

Le choix 5T10 = 3.93 cm²

✚ Vérification de cisaillement :

$$\mathcal{T}_u = \frac{T_u \max}{b_0 * d}$$

$$\mathcal{T}_u = \frac{0.02804}{1 * 0.9 * 0.15}$$

$$\mathcal{T}_u = 0.2077 \text{ MPa}$$

$$\mathcal{T}_{u \text{ adm}} = \min\left(0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\mathcal{T}_{u \text{ adm}} = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) = 3.33$$

$$\mathcal{T}_u < \mathcal{T}_{u \text{ adm}} \quad \text{Donc C.V.}$$

✚ Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{3.06}{3.95} = 0.7747 \geq 0.0625 \Rightarrow \text{C. V}$$

$$\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.20}{f_e}$$

$$\frac{5.0375 * 10^{-4}}{1 * 0.9 * 0.15} \leq \frac{4.20}{400}$$

$$\mathbf{0.003731 \leq 0.0105 \Rightarrow \text{C. V}}$$

$$\frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$0.7747 \geq \frac{22.5675}{10 * 26.55}$$

$$0.7747 > 0.085 \Rightarrow \text{C. V}$$

• ELS :

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st} * (d - x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 * 6.79 * (0.9 * 15 - x) = 0$$

$$50x^2 + 101.85x - 374.975 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 285368.4225$$

$$\sqrt{\Delta} = \mathbf{534.199}$$

$$x_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$x_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$x = 4.323\text{cm}$$

✚ Moment d'inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st} * (d - x)^2$$

$$I = \frac{100 * 4.323^3}{3} + 15 * 6.79 * (0.9 * 0.15 - 4.323)^2$$

$$\mathbf{I = 11271.436\text{cm}^4}$$

✚ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{14.5.805 * 10^{-3} * 4.323 * 10^{-2}}{112771.436 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{5.678 \text{ MPa}} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \Rightarrow \text{C. V}$$

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_s (d - x)}{I} = \frac{15 * 14.805 * 10^{-3} * (0.9 * 0.15 - 4.323 * 10^{-2})}{11271.436 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{125,59 \text{ MPa}}$$

Fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110\sqrt{n * f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.67; 201.63) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

- **ELU :**

- **En appuis :**

$$M_{app} = 0.5 * M_{max} = 0.5 * 26.55 = \mathbf{13.275KNm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{0.013275}{1 * (0.9 * 0.15)^2 * 14.17} = 0.0514$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simple armature)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z * \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0.066}$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = \mathbf{0.1314 m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = \mathbf{347.82 MPa}$$

Donc

$$A_{st} = \frac{0.013275}{0.1314 * 347.82} = \mathbf{2.9038cm^2}$$

Choix : $A_{st} = \mathbf{5T12 = 3.93cm^2}$

- **ELS :**

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st} * (d - x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 * 5.65 * (0.9 * 15 - x) = 0$$

$$50x^2 + 84.75x - 1144.125 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 236007.5625$$

$$\sqrt{\Delta} = \mathbf{485.806}$$

$$x_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$x_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$\mathbf{x=4.011cm}$$

- **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st} * (d - x)^2$$

$$I = \frac{100 * 4.011^3}{3} + 15 * 5.65 * (0.9 * 15 - 4.011)^2$$

$$\mathbf{I = 9781.967cm^4}$$

✚ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{9.565 * 10^{-3} * 4.011 * 10^{-2}}{9781.967 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 3.9220 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C. V.}$$

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_s (d - x)}{I} = \frac{15 * 0.009565 * (0.9 * 0.15 - 0.04011)}{9781.967 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 139.1779 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110 \sqrt{n * f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.67; 201.63) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{C. V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

Tableau. IV.7. : réduplicatif de ferrailage des différents types des escaliers

Ferrailage		A calculée (cm ²)	A choisie (cm ²)	Armature de répartition (cm ²)	
Type01	Volée01	Appuis	3.726	5.65 5T12	
		Travée	1.782	6.79 6T12	
	Volée02	Appuis	6.155	9.03 8T12	
		Travée	10.973	15.39 10T14	
	Volée03	Appuis	5.563	9.03 8T12	
		Travée	9.866	12.32 8T14	
	Volée04	Appuis	2.904	5.65 5T12	
		Travée	5.036	6.79 6T12	
	Type02	Volée01	Appuis	2.904	5.65 5T12
			Travée	5.036	6.79 6T12
		Volée02	Appuis	2.904	5.65 5T12
			Travée	5.036	6.79 6T12
			5T10	3.393	

IV.3. Etude de la Poutre palière :

D'après le BAEL91 modifié en 99 on a :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$

Avec $l = 4.85\text{m}$

$$\frac{485}{15} \leq h \leq \frac{485}{10} \Rightarrow 32.33 \leq h \leq 48.5$$

On prend : $h = 40\text{ cm}$

La longueur de la poutre doit vérifier les conditions suivantes :

$$0.3 * h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 12 \leq h \leq 28$$

On prend : $b = 30\text{cm}$ **Selon le RPA99 V 2003**

$$b \geq 20 \Leftrightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$h \geq 30 \Leftrightarrow h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Leftrightarrow \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \Rightarrow \text{C.V}$$

La poutre palière a une dimension de $(40*30)\text{ cm}^2$

- **Évaluation des charges :**

- **Poids propre de la poutre palière :**

 G_1 : Le poids propre de la poutre G_2 : Le poids propre de mur

$$G_1 = 0.3 * 0.4 * 25 = 3\text{KN/ml}$$

$$G_2 = 3 * (2.38 - 0.4)$$

- **Réaction des escaliers :**

$$T_{\max} = \frac{R}{\frac{l}{2}}$$

Avec l est la longueur de la poutre palière

$$T_{\text{umax}} = 35.86\text{KN}$$

$$R = \frac{2 * 35.86}{4.85} = 14.7876\text{KN}$$

- **La charge d'exploitation :**

$$Q=0$$

- **Calcul des efforts interne :**

$$Q_u = 1.35 * (G_1 + G_2) + 1.5 * Q + R$$

$$Q_u = 1.35 * (3 + 5.94) + 1.5 * 0 + 14.7876$$

$$Q_u = 26.857\text{ KN/ml}$$

$$Q_s = 23.7276$$

Après l'utilisation de SAP2000 on obtient :

✚ **Moment fléchissant :**

❖ **ELU :**



❖ **ELS :**



Figure. IV.9. Les moments fléchissants

✚ **Effort tranchant :**

❖ **ELU :**



❖ **ELS :**

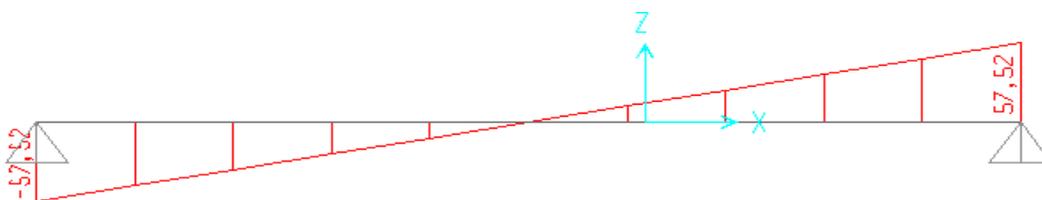


Figure. IV. 10. Les efforts tranchants

Tableau .IV.8 : Moment fléchissant et effort tranchant de la poutre palière

ELU		ELS	
$M_{\max}(\text{KN.m})$	$T_{\max}(\text{KN})$	$M_{\max}(\text{KN.m})$	$T_{\max}(\text{KN})$
78.9679	65.11	69.766	57.52

$$x_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$x = 15.7823 \text{ cm}$$

✚ **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st} * (d - x)^2$$

$$I = \frac{30 * 15.7823^3}{3} + 15 * 12.32 * (0.9 * 40 - 15.7832)^2$$

$$I = 114848.7098 \text{ cm}^4$$

✚ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{59.3016 * 10^{-3} * 15.7832 * 10^{-2}}{114848.7098 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 8.1491 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_s (d - x)}{I} = \frac{15 * 59.3016 * 10^{-3} * (0.9 * 40 - 15.7832 * 10^{-2})}{114848.7098 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 157.29 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110 \sqrt{n * f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.67; 201.63) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

• **ELU :**

➤ **En appuis :**

On prend le moment max des appuis :

$$M_{\max} = M_0 = 78.967 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{app}} = 0.5 * M_0 = 0.5 * 78.967$$

$$M_{\text{app}} = 39.4835 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{33.561 * 10^{-3}}{0.3 * (0.9 * 0.4)^2 * 14.17} = 0.0715$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simple armature)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z * \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0928$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.3466 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_s}{z * \sigma_{st}} = \frac{33.561 * 10^{-3}}{0.3511 * 347.826}$$

$$A_{st} \geq 3.2751 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 4T14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

- **ELS:**

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st} * (d - x) = 0$$

$$\frac{30x^2}{2} - 15 * 6.16 * (0.9 * 40 - x) = 0$$

$$15x^2 + 92.4x - 3326.4 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 208121.76$$

$$\sqrt{\Delta} = \mathbf{456.2036}$$

$$x_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$x_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$x = 12.140\text{cm}$$

- ✚ **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st} * (d - x)^2$$

$$I = \frac{30 * 12.140^3}{3} + 15 * 6.16 * (0.9 * 40 - 12.140)^2$$

$$I = \mathbf{70495.7027\text{cm}^4}$$

- ✚ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{34.883 * 10^{-3} * 12.140 * 10^{-2}}{70495.7027 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{6.0072\text{MPa}} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = \mathbf{15\text{MPa}} \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_s(d - x)}{I} = \frac{15 * 34.883 * 10^{-3} * (0.9 * 40 - 12.14 * 10^{-2})}{70495.7027 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{177.0977\text{MPa}}$$

Fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110\sqrt{n * f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.67; 201.63) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \mathbf{201.63\text{MPa}}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

- ✚ **Vérification au cisaillement:**

$$\mathcal{T}_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 * d}$$

$$\mathcal{T}_u = \frac{65.11 * 10^{-3}}{0.3 * 0.9 * 0.4}$$

$$\mathcal{T}_u = \mathbf{0.6029\text{MPa}}$$

$$\mathcal{T}_{u\text{adm}} = \min\left(0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

$$\mathcal{T}_{u\text{adm}} = \min(3.33; 5\text{MPa}) = \mathbf{3.33}$$

$$\mathcal{T}_u < \mathcal{T}_{u\text{adm}} \text{ Donc } \mathbf{C.V}$$

Tableau. IV. 9: Ferrailage des poutres palières

	En travée		En appuis	
	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$
Type01	4.754	9.24 6T14	2.25	4.62 3T14
Type02	5.734	12.32 8T14	3.2751	6.16 4T14
Type03	5.642	7.7 8T14	2.77	6.16 4T14
Type04	4.819	9.24 6T14	2.73	4.62 3T14

On adopte le même ferrailage pour les différents types de la poutre palière.

8T14 en travée et 4T14 n appuis

IV.4. Etude de l'ascenseur :

IV.4.1. Introduction :

L'ascenseur est un appareil élévateur, permettant le déplacement vertical aux différents niveaux du bâtiment.

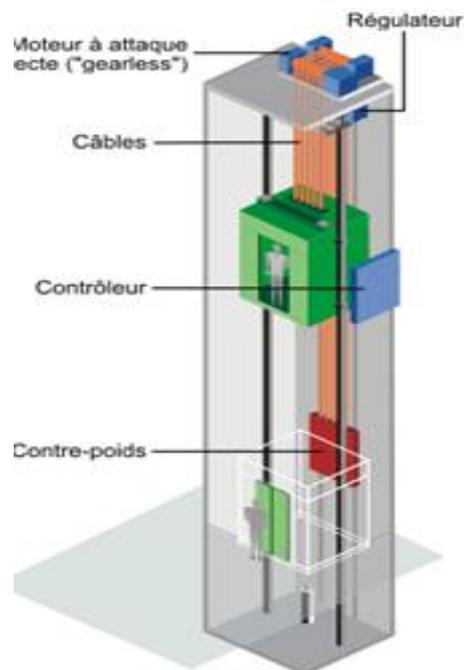


Figure IV.11. Schéma d'un ascenseur mécanique

IV.4.2. Vérification de la dalle au poinçonnement :

Pour le cas de la dalle d'ascenseur on a une section de (0.25*1.00ml) ; le calcul se fait dans les deux directions X et Y.

La dalle d'ascenseur risque le poinçonnement à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis de moteur.

Le poids de l'ascenseur est de 80 KN, le moteur a quatre appuis.

La charge d'exploitation $Q=6\text{KN}$.

Lors de l'emplacement de l'ascenseur ainsi que le moteur suppose que chaque appui Prend (1/4) de poids.

P_a : Charge permanent par appuis.

Q_a : Charge d'exploitation par appuis.

Donc :

$$P_a = \frac{P_{asc}}{\text{nombre d'appuis}} = \frac{60}{4} = 15\text{KN}$$

$$Q_a = \frac{Q_{asc}}{\text{nombre d'appuis}} = \frac{6}{4} = 1.5\text{KN}$$

Cette charge concentrée développée un effort tranchant de cisaillement en chaque point de la dalle.

D'après les règles BAEL 91, 99 on vérifie le poinçonnement par la formule suivante :

$$Q_u \leq 0.045 * U_c * h * \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

Avec :

Q_u : Charge de poinçonnement

$$Q_u = 1.35 * P_a + 1.5 * Q_a$$

$$Q_u = 1.35 * 15 + 1.5 * 1.5 = 22.5 \text{ KN}$$

H : épaisseur totale de la dalle

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

U, V : dimension d'impact $U=V=10\text{cm}$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_b = 1.5$$

$$d = 0.9 * h = 0.9 * 25 = 22.5\text{cm}$$

$$U_c = [(U_0 + V_0) * 2] * 4 = (U + h) * 16$$

$$U_c = (10 + 25) * 16 = 560\text{cm}$$

$$0.045 * 5.6 * 0.25 * \left(\frac{25 * 10^3}{1.5} \right) = 1050 \text{ KN}$$

$$Q_u = 22.5\text{KN} < 1050 \text{ KN} \Rightarrow \text{C. V.}$$

IV.4.3. Calcul des sollicitations :

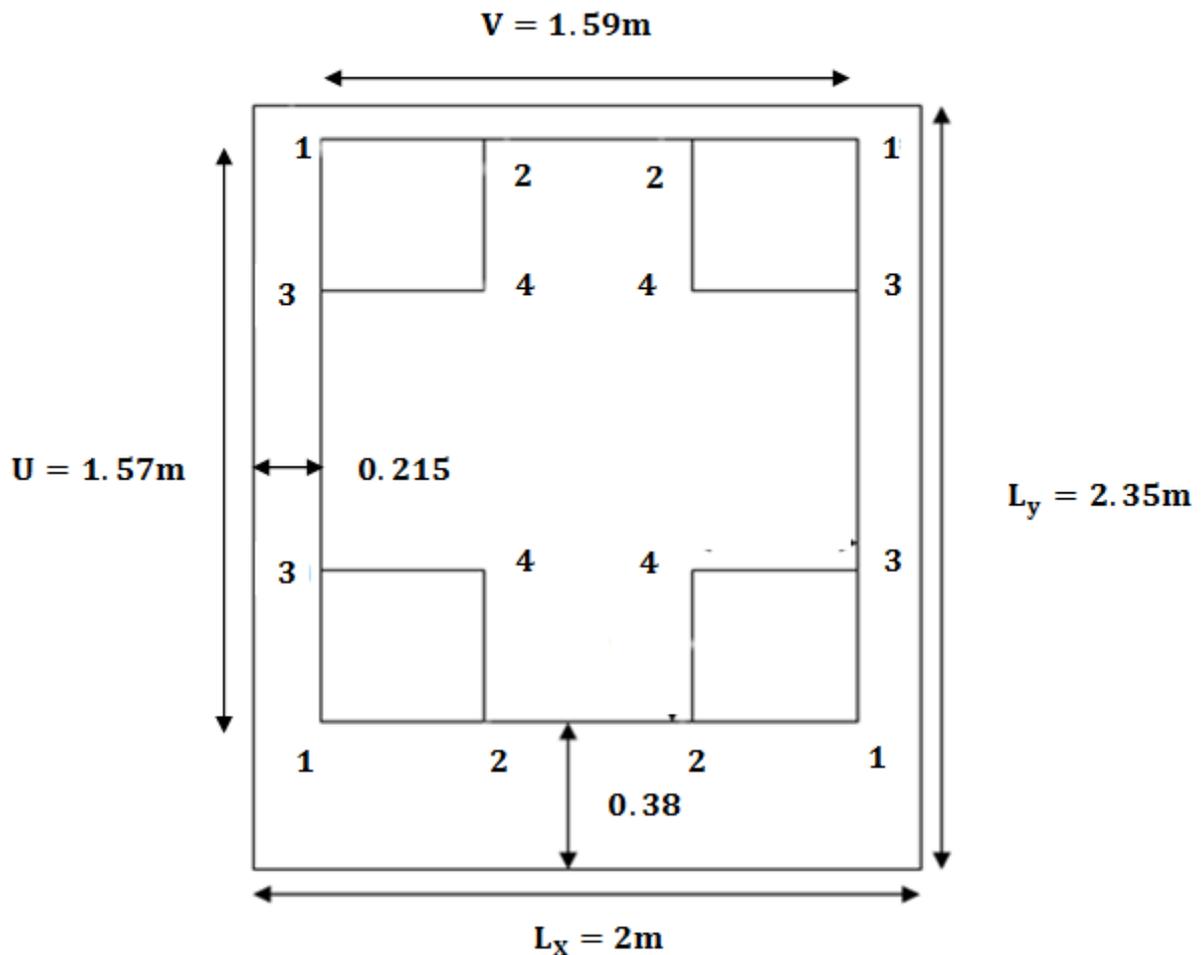


Figure. IV.12. Schéma statique de la dalle d'ascenseur

✚ les moments dus aux charges concentrées :

D'après les abaques de **PIGEAUD**, on peut déterminer les moments d'une charge uniformément répartie sur un rectangle à la plaque.

Les moments au centre de la dalle sont égaux à :

$$M_X = (M_1 + \nu M_2) * P$$

$$M_Y = (\nu M_1 + M_2) * P$$

Avec ν : coefficient de poisson.

ELU

on a $\nu = 0 \Rightarrow M_X = M_1 * P$

$$M_Y = M_2 * P$$

M_1 et M_2 Sont lus à partir des rapports :

$\frac{U_0}{l_x}$ et $\frac{V_0}{l_y}$ dans les abaques différents suivant les rapports: $\rho = l_x/l_y$

Tableau. IV .10: Sollicitations de la dalle d'ascenseur

	U	V	U ₀	V ₀	$\frac{U_0}{l_x}$	$\frac{V_0}{l_y}$	M ₁ * 10 ⁻²	M ₂ * 10 ⁻²	P _U	P _S	M _{XU}	M _{YU}	M _{XS}	M _{YS}
S1	1.57	1.59	1.82	1.84	0.91	0.78	5.8	4.2	56.16	41.18	3.25	2.35	2.73	2.20
S2	1.57	1.39	1.82	1.64	0.91	0.70	5.9	4.8	49.10	36.00	2.89	2.35	2.47	2.15
S3	1.37	1.59	1.62	1.84	0.81	0.78	6.1	4.9	49.01	35.94	1.89	2.40	2.54	2.19
S4	1.37	1.39	1.62	1.64	0.81	0.70	6.5	5.1	42.84	31.42	2.78	2.18	2.36	2.01
										SOMME	11.83	9.30	10.11	8.57

Avec :

$$U_0 = U + h$$

$$V_0 = V + h$$

$$P_U = p_U * U * V$$

$$P_S = p_S * U * V$$

$$U = 1.57\text{m}, V = 1.59\text{m}$$

$$l_x = 2\text{m}; l_y = 2.35\text{m}$$

$$P_U = 22.5\text{KN}; P_S = 15.5\text{KN}$$

🚦 **Moment due aux charges reparties :**

Les charges de terrasse inaccessible :

$$G=7.32\text{KN/ml}$$

$$Q=1\text{KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 1.35 * (7.32) + 1.5 * (1)$$

$$P_u = 11.383 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{2.35} = 0.85$$

$$0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} = 0.85 \leq 1 \Rightarrow \text{Dalle portante dans les deux directions.}$$

Méthode BAEL :

ELU :

D'après les courbes on obtient :

$$\mu_x = 0.0506$$

$$\mu_y = 0.6864$$

$$M_X = \mu_x * P_u * l_x^2$$

$$M_X = 0.0506 * 11.383 * 2^2$$

$$M_X = 2.30394\text{KN.m}$$

$$M_Y = \mu_y * M_X$$

$$M_Y = 0.6864 * 2.3039$$

$$M_Y = 1.5814\text{KN.m}$$

- **ELS :**

$$\mu_x = 0.0576$$

$$\mu_y = 0.7794$$

Les charges de terrasse inaccessible :

$$G=7.32\text{KN/ml}$$

$$Q=1\text{KN/ml}$$

$$P_s = G + Q = 7.32 + 1$$

$$P_s = 8.32 \text{ KN/ml}$$

$$M_x = \mu_x * P_s * l_x^2$$

$$M_x = 0.0576 * 8.32 * 2^2$$

$$M_x = 1.9169\text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x$$

$$M_y = 0.7794 * 1.9169$$

$$M_y = 1.49401\text{KN.m}$$

- **Calcul de ferrailage :**

- **ELU :**

- **Entravée :**

$$M_{\max} = \sum M_1 + M_2$$

M_1 : Moment due à la charge concentrée.

M_2 : Moment due à la charge répartie.

$$M_{\max} = 11.8394 + 2.3039 = \mathbf{14.1433\text{KN.m}}$$

$$M_{\text{tra}} = 14.1433 * 0.8 = 11.3146 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{11.3146 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 0.25)^2 * 14.17} = 0.0157$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simple armature)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0198$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = \mathbf{0.2232 \text{ m.}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = \mathbf{347.826 \text{ Mpa}}$$

Donc

$$A_{st} = \frac{11.3146 * 10^{-3}}{0.2232 * 347.826} = \mathbf{1.4574\text{cm}^2}$$

$$\text{Choix : } \mathbf{A_{st} = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2}$$

- **ELS :**

$$M_{\max} = \sum M_1 + M_2$$

M_1 : Moment due à la charge concentrée.

M_2 : Moment due à la charge répartie.

$$M_{\max} = 10.11 + 1.9169 = \mathbf{12.0269 \text{ KN.m}}$$

$$M_{\text{tra}} = 12.0269 * 0.8 = 9.6215 \text{ KN.m}$$

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st} * (d - x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 * 5.65 * (0.9 * 25 - x) = 0$$

$$50x^2 + 84.75x - 1906.875 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 388557.5625$$

$$\sqrt{\Delta} = \mathbf{623.3438}$$

$$x_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$x_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$\mathbf{x = 5.3859 \text{ cm}}$$

✚ **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{100 * 5.3859^3}{3} + 15 * 65.65 * (0.9 * 25 - 5.3859)^2$$

$$\mathbf{I = 30030.42416 \text{ cm}^4}$$

✚ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{9.6215 * 10^{-3} * 5.3859 * 10^{-2}}{30030.42416 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{1.7256 \text{ MPa}} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_s (d - x)}{I} = \frac{15 * 9.6215 * 10^{-3} * (0.9 * 0.25 - 5.3859 * 10^{-2})}{30030.42416 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{82.2482 \text{ MPa}}$$

Fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110 \sqrt{n * f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.67; 201.63) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

➤ **En appuis :**

$$M_{\max} = \sum M_1 + M_2$$

M_1 : Moment due à la charge concentrée.

M_2 : Moment due à la charge répartie.

$$M_{\max} = 11.8394 + 2.3039 = \mathbf{14.1433 \text{ KN.m}}$$

$$M_{\text{app}} = 14.1433 * 0.5 = 7.0716 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.0716 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 0.25)^2 * 14.17} = 0.0098$$

$\mu < 0.392$ → les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simple armature)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0.0124}$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = \mathbf{0.2239 \text{ m.}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = \mathbf{347.826 \text{ MPa}}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{7.0716 * 10^{-3}}{0.2239 * 347.826} = \mathbf{0.9080 \text{ cm}^2}$$

Choix : $A_{st} = \mathbf{5T12} = \mathbf{5.65 \text{ cm}^2}$

• **ELS :**

$$M_{\max} = \sum M_1 + M_2$$

M_1 : Moment due à la charge concentrée.

M_2 : Moment due à la charge répartie.

$$M_{\max} = 10.11 + 1.9169 = \mathbf{12.0269 \text{ KN.m}}$$

$$M_{\text{app}} = 12.0269 * 0.5 = 6.0135 \text{ KN.m}$$

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st} * (d - x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 * 5.65 * (0.9 * 25 - x) = 0$$

$$50x^2 + 84.75x - 1906.875 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 388557.5625$$

$$\sqrt{\Delta} = \mathbf{623.3438}$$

$$x_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$x_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$\rightarrow x = 5.3859 \text{ cm}$$

✚ **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n * A_{st} * (d - x)^2$$

$$I = \frac{100 * 5.3859^3}{3} + 15 * 65.65 * (0.9 * 25 - 5.3859)^2$$

$$I = 30030.42416 \text{ cm}^4$$

✚ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I} = \frac{6.0135 * 10^{-3} * 5.3859 * 10^{-2}}{30030.42416 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 1.0785 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_s(d - x)}{I} = \frac{15 * 6.0135 * 10^{-3} * (0.9 * 0.25 - 5.3859 * 10^{-2})}{30030.42416 * 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 51.4057 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110 \sqrt{n * f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.67; 201.63) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

✚ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{3.06}{2.35} = 1.3021 \geq 0.0625 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.20}{f_e}$$

$$\frac{5.65 * 10^{-4}}{1 * 0.9 * 0.25} \leq \frac{4.20}{400}$$

$$0.002511 \leq 0.0105 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$1.3021 \geq \frac{0.8 * M_0}{10 * M_0}$$

$$0.7747 > 0,085 \Rightarrow \text{C.V}$$

Donc la flèche est vérifiée.

○ **Armature de répartition :**

$$A_R = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.3375 \text{ cm}^2$$

Le choix 5T10=3.93 cm²

Chapitre V :

Etude dynamique

V.1. Introduction :

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place. Elle doit s'appuyer sur trois points :

- ✓ Respect de la réglementation parasismique.
- ✓ Conception architecturale parasismique.
- ✓ Mise en œuvre soignée.

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables.

De la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

L'estimation des forces d'origine sismique agissant sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces. Le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale. Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées.

V.2. Objectifs de l'étude dynamique :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en génie civil dans une zone sismique (zone II_a) dans notre cas, ou éventuellement soumis à des actions accidentelles.

La résolution de l'équation de mouvement d'une structure en vibration libre ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple (SAP2000) avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel SAP2000 qui présente plus de facilité d'exécution.

V.3. Présentation du programme SAP2000 :

SAP2000 est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau)

Et des travaux publics (ponts, tunnels.....), il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique.

L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

V.4. Méthode de calcul :

L'étude sismique consiste à évaluer l'effort de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante.

Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure. Le calcul de ces efforts sismiques peut être déterminé selon trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode dynamique modale spectrale.
- la méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme.

V.4.1 Méthode statique équivalente :

a- principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol, dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projecteur.

b-Modélisation :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, Les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté translation horizontale par niveau.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie. Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

c. Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA99 version 2003

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites avec une hauteur au plus égale à 30m en zone III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectent, autres les conditions de hauteur énoncées les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II : groupe d'usage 3

groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

Zone III : groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveau ou 17 m.

groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

V.4.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

a. Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représenté par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

b. Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

c. Domaine d'application :

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

V.4.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Le même principe de la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement de la méthode d'interpolation des résultats. Elle s'applique au cas pour les structures stratégiques par un personnel qualifié.

V.5. Choix de la méthode de calcul :

Dans notre cas, la structure ne répond pas aux conditions exigées par RPA99 version 2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente (Zone II groupe d'usage 2, la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m).

Alors le calcul sismique se fera à la méthode dynamique spectrale.

Toutefois, on utilisera la méthode statique équivalente pour vérifier la condition du RPAV2003

$$V_{dynamique} > 80\%V_{statique}$$

Avec :

$V_{dynamique}$: la résultante des forces sismiques

$V_{statique}$: la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

V.6. Modélisation de la structure étudiée :

La présente étude se fera en modélisant la structure en tridimensionnel 3D avec le logiciel SAP2000 qui permettra la modélisation des caractéristiques de rigidité et de masse de la construction.

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- ✓ Les éléments en portique (poutres – poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l) par nœud.
- ✓ Les voiles ont été modélisées par des éléments coques « shell » à quatre nœuds.
- ✓ Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides.
- ✓ Les dalles sont modélisées par des éléments dalle qui négligent les efforts membranaires.

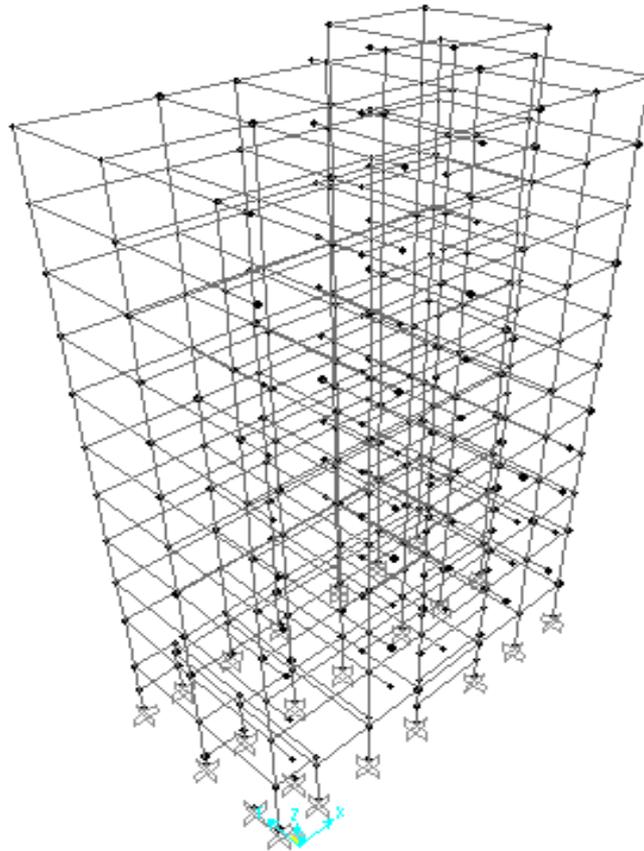


Figure.V.1. Modélisation de la structure

V.7. Méthode statique équivalente :

V.7.1. Détermination de la force sismique :

D'après RPA99version 2003, la force sismique totale est donnée par la formule suivante :

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

a) Coefficient d'accélération A :

D'après la classification sismique des Wilayas : Oran \Rightarrow Zone II_a

Ouvrage courant ou d'importance moyenne : usage d'habitation \Rightarrow Groupe 2

D'après le tableau (4.1RPA99V2003P41) et suivant les critères précédents :

$A=0.15$

b) coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3RPAV2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du RPA99V2003.

Pour notre structure on choisit le système « mixte portiques/voiles avec interaction » et une hauteur totale de la structure $h=38.42$ m donc $R=5$

c) Facteur de qualité Q :

La valeur du facteur de qualité est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

➤ **Conditions minimales sur les files de contreventement :**

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées < 1.5

Sens longitudinal :

$$3.6/4.85=0.742$$

$$4.85/3.5=1.386 \rightarrow \text{critère observé } P_q = 0$$

$$3.5/3.7=0.946$$

Sens transversal :

Dans ce cas on a que deux travée donc la condition est non vérifiée.

$$5.35/5.6=0.955 \rightarrow \text{critère non observé } P_q = 0.05$$

➤ **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de Voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Sens longitudinal :

$$5.95/3.5=1.7 > 1.5 \rightarrow \text{critère non observé } P_q = 0.05$$

Sens transversal :

$$5.6/5.35=1.046 < 1.5 \rightarrow \text{critère non observé } P_q = 0$$

➤ **Régularité en plan :**

- La structure a une forme compactée et le rapport longueur/largeur

$$\frac{22}{11.35} = 1.938 \leq 4 \Rightarrow C.V$$

- L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

$$X_t = \frac{\sum(I_{xi} * x_i)}{\sum I_{xi}} = 11.465 > 0.15$$

$$Y_t = \frac{\sum(I_{yi} * y_i)}{\sum I_{yi}} = 5.4117 > 0.15$$

Donc : le critère est non observé $P_q = 0.05$

- La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25 % du domaine de cette direction.
- La surface totale des ouvertures de planchers doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

➤ **Régularité en élévation :**

- La masse des différents niveaux restent constants ou diminue progressivement et sans chargement brusque de la base aux sommets du bâtiment on prend la masse du 8 et 9 étage.

$$\frac{187.227}{246.431} = 0.75 > 0.15 \Rightarrow \text{C.N.V}$$

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% \Rightarrow C.N.V

Donc la structure est classée irrégulièrement en élévation $P_q = 0$

➤ **Contrôle de la qualité des matériaux :**

On suppose que les matériaux utilisées dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés

Donc :

On considère que ce critère est non observé $P_q = 0.05$

➤ **Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux

On considère que ce critère est observé $P_q = 0$

Tableau. V.1 : Pénalité en fonction des critères de qualité q.

Critère q	Sens longitudinal	Sens transversal
Condition minimale sur les files de contreventement	0	0.05
Redondance en plan	0.05	0
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.05	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
ΣQ	0.2	0.2

Sens longitudinal $\rightarrow Q = 1 + 0.2 = 1.2$

Sens transversal $\rightarrow Q = 1 + 0.2 = 1.2$

a) Facteur d'amplification dynamique D :

$$D = \left\{ \begin{array}{ll} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0 \text{ s} \end{array} \right\}$$

η : Facteur de correction d'amortissement.

T : Période fondamentale.

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie de site.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.8819$$

b) Estimation empirique de la période fondamentale :

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPAV2003.

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T h_n^{\frac{3}{4}} \\ (0.09 * h_n) / \sqrt{D} \end{array} \right.$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu' au dernier niveau N

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau (4.6) du RPA99 V 2003

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

(4-7)RPA99V2003.

Valeur de T_1 et T_2 :

D' après le rapport de sol

Site $S_2 \Rightarrow T_1 = 0.15 \text{ S}$

$T_2 = 0.4 \text{ S}$

- **Dans le sens x :**

$h_n = 38.42 \text{ m}$

$D = 22 \text{ m}$

$C_T = 0.05$ (portique auto stable en béton armé)

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.05 * (38.42)^{\frac{3}{4}} \\ (0.09 * 38.42) / \sqrt{22} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.7716 \text{ S} \\ 0.7372 \text{ S} \end{array} \right.$$

Donc : $T_x = 0.7372 S$

$$T_2 = 0.4 S$$

$$T_2 \leq T \leq 3.0 S \rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 * 0.8819 \left(\frac{0.4}{0.7372}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.4667m$$

- Dans le sens Y :

$$h_n = 38.42m$$

$$D = 11.35m$$

$C_T = 0.05$ (portique auto stable en béton armé)

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.05 * (38.42)^{\frac{3}{4}} \\ (0.09 * 38.42) / \sqrt{11.35} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.7716 S \\ 1.0264S \end{array} \right.$$

Donc : $T_y = 0.7716 S$

$$T_2 = 0.4 S$$

$$T_2 \leq T \leq 3.0 S \Rightarrow D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 * 0.8819 \left(\frac{0.4}{0.7716}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.4228m$$

c) Poids totale de la structure W :

$$W_T = \sum W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dues aux charges permanentes.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération (Tableau 4.6RPAPPVersion 2003)

$$\beta = 0.2$$

V.8. Analyse du modèle :

V.8.1. la disposition des voiles :

Selon RPA 99 version 2003 la période de la structure ne doit pas dépasser $1.3T = 1.0036 s$

La période de la structure est déterminée après la modélisation de la structure sur

logiciel de calcul SAP2000. Cette période doit être inférieure ou égale à $T = 1.0036$

Il faut diminuer la période pour se faire on doit rigidifier la structure en posant des

voiles d'une manière symétrique et suivant les deux directions en respectant

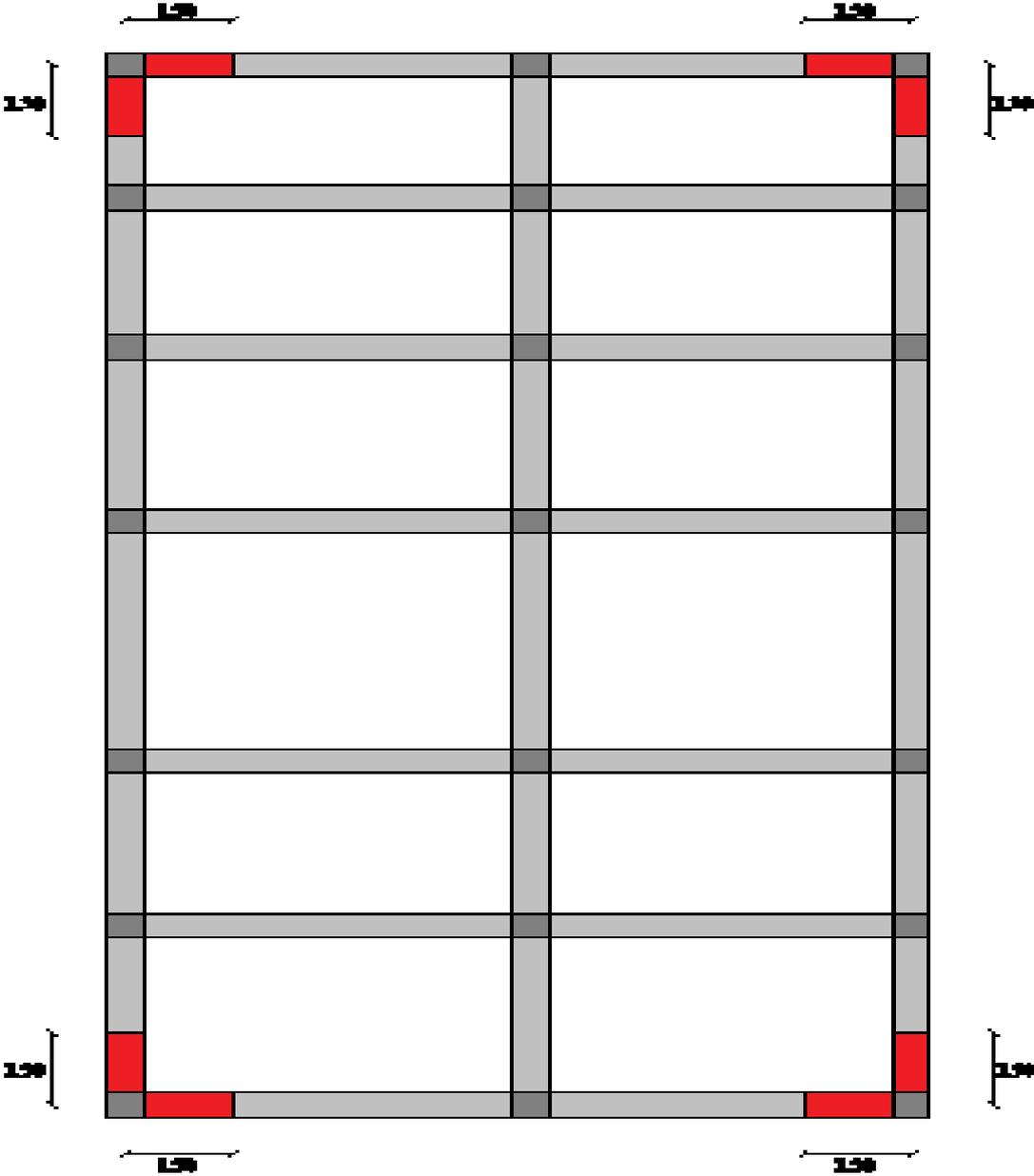
l'architecture du bâtiment jusqu'à ce que la condition soit vérifiée

Sur la structure modélisée sur le logiciel SAP2000 on ajoute des sections en béton armé

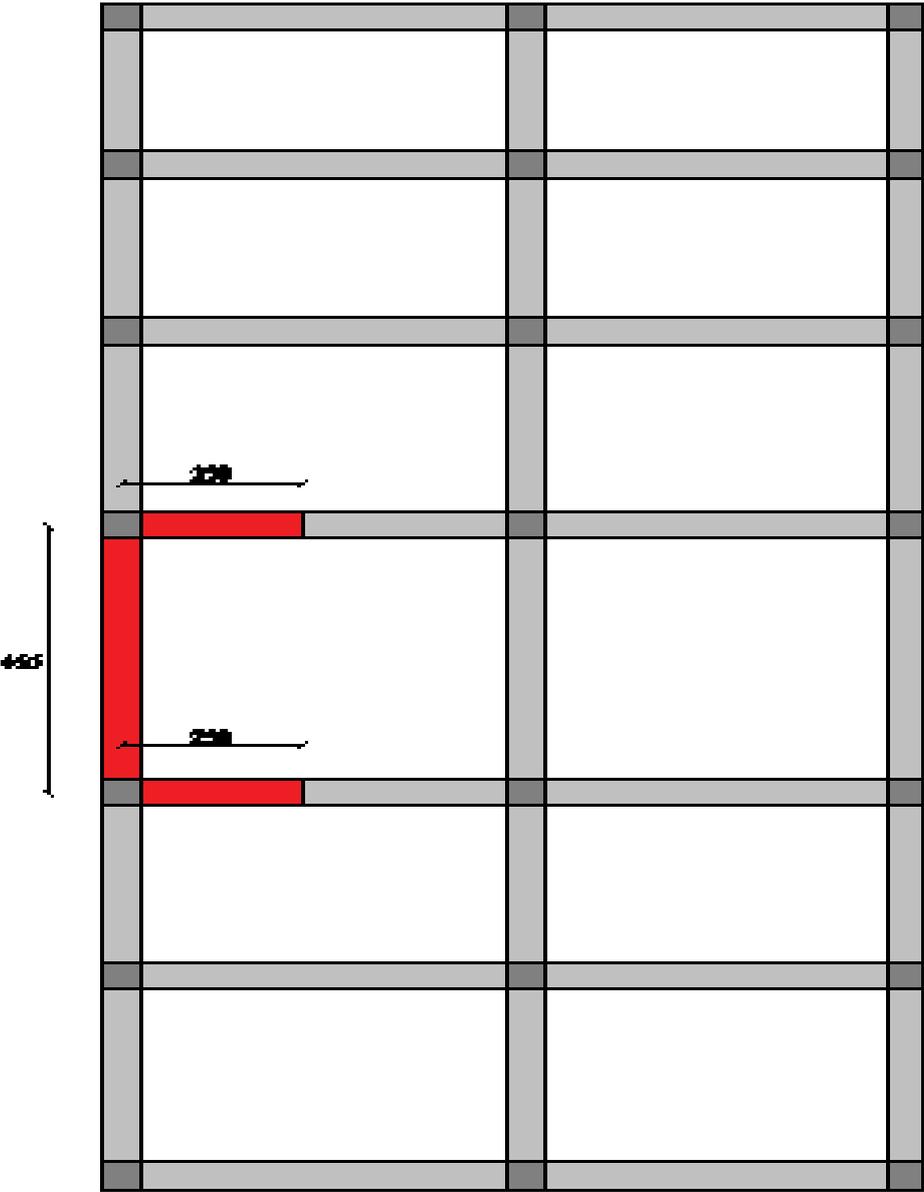
(voiles) et on marque à chaque fois la valeur de la période obtenue de chaque

disposition et après chaque changement de la longueur des voiles ou bien carrément de ces positions.

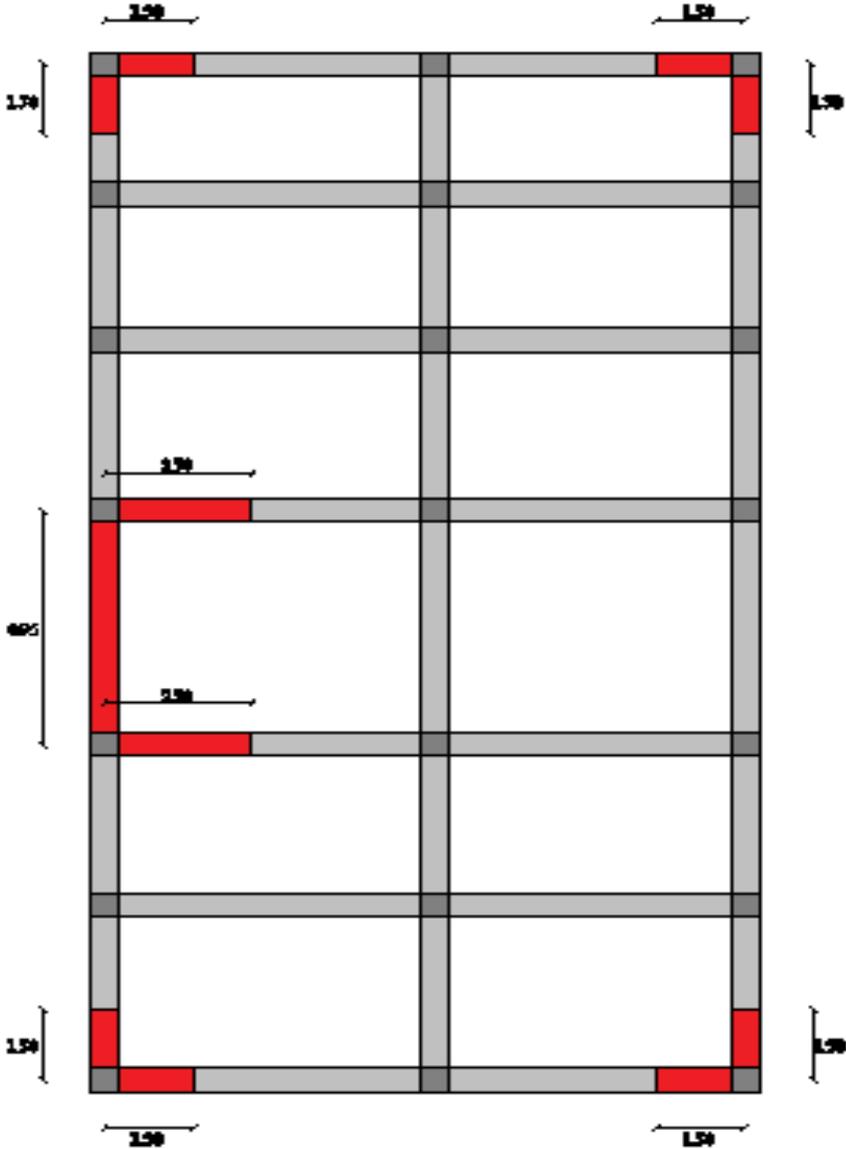
Après une centaine de variantes étudiées on propose les suivantes :



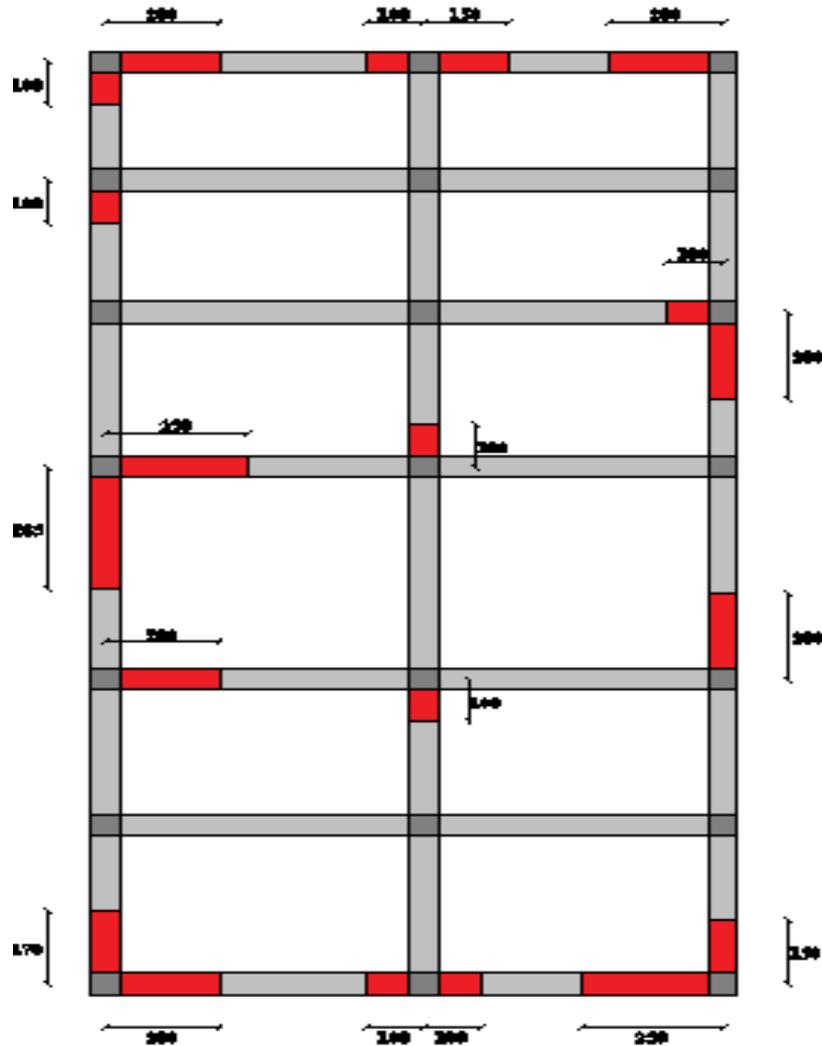
Variante 01 : T= 2.31 S



Variante 02: T= 2.1S



Variante 03 : T= 1.4 S

Variante 04 : $T=0.9876$ S

Le cas retenu (la variante 04) est pour la période la plus faible $T=0.987657$ S

Tableau.V.2. Période et masse modale de la structure

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
1	TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
2	OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
3	Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
4	MODAL	Mode	1	0,987657	0,09091	0,62391	0,000001233	0,09091	0,62391	0,000001233	0,77247	0,09212	0,17416	0,77247	0,09212	0,17416
5	MODAL	Mode	2	0,910931	0,62434	0,0904	0,000000148	0,71524	0,7143	0,000001381	0,11333	0,64008	0,36229	0,88579	0,7322	0,53645
6	MODAL	Mode	3	0,667254	0,00564	0,00027	0,000009954	0,72088	0,71458	0,00001134	0,0004	0,00737	0,18939	0,88619	0,73957	0,72583
7	MODAL	Mode	4	0,302204	0,07542	0,05869	0,000003523	0,79629	0,77327	0,00001486	0,00065	0,00052	0,00227	0,88684	0,74009	0,7281
8	MODAL	Mode	5	0,284058	0,05909	0,07829	0,00003495	0,85538	0,85156	0,00004981	0,00084	0,0008	0,09537	0,88769	0,74089	0,82347
9	MODAL	Mode	6	0,204032	0,00038	0,00000171	0,00044	0,85576	0,85156	0,00049	0,00011	0,00002717	0,03419	0,8878	0,74092	0,85766
10	MODAL	Mode	7	0,155168	0,03746	0,00656	0,00003297	0,89322	0,85813	0,00052	0,00053	0,00229	0,00058	0,88833	0,7432	0,85824
11	MODAL	Mode	8	0,143965	0,00474	0,04008	0,00083	0,89795	0,8982	0,00135	0,00366	0,000002519	0,0284	0,89199	0,7432	0,88664
12	MODAL	Mode	9	0,121286	0,00008529	0,00046	0,2814	0,89804	0,89867	0,28275	0,01898	0,04912	0,00009268	0,91097	0,79232	0,88673
13	MODAL	Mode	10	0,111798	0,00602	0,00135	0,00005814	0,90406	0,90002	0,28281	0,00025	0,00272	0,00185	0,91122	0,79504	0,88858
14	MODAL	Mode	11	0,10932	0,00711	0,00005688	0,00196	0,91117	0,90008	0,28476	0,00013	0,0027	0,01008	0,91135	0,79774	0,89866
15	MODAL	Mode	12	0,106913	0,00045	0,00003442	0,02732	0,91162	0,90011	0,31208	0,00198	0,01823	0,00281	0,91333	0,81596	0,90147

D'après les résultats de SAP2000 on constate que :

- La période dynamique $T_{dyn} = 0.987657$, par contre $1.3T_e = 1.3 * 0.7716$
 $1.3T_e = 1.00308$ S

Donc : la condition du RPA 99 version 2003 est vérifiée

$$T_{dyn} = 0.9876 < 1.3T_e = 1.00308$$

- Le premier mode de vibration est une translation suivant l'axe (xx')
- Le 2eme est une translation suivant l'axe (yy')
- Et le 3eme mode de torsions

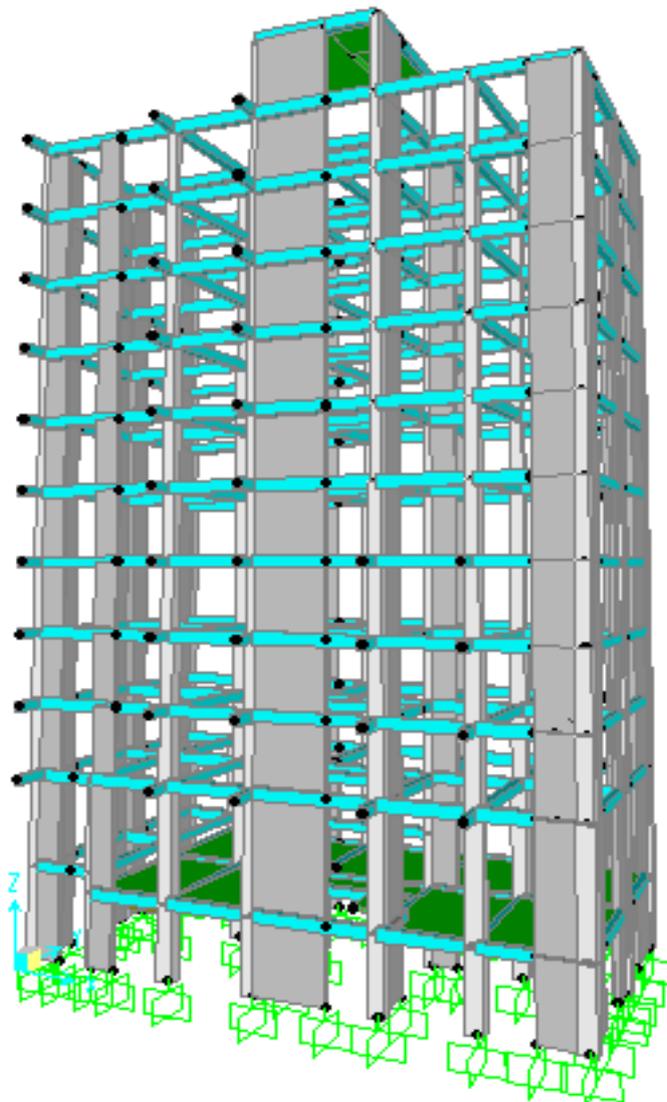


Figure.V.2. Structure contreventée

V.8.2. Poids de la structure W :

Concernant le poids des différents niveaux de la structure, le tableau suivant résume le poids de chaque étage obtenus du logiciel SAP 2000 :

Tableau V.2 : Poids des différents niveaux

Niveau	Poids	Niveau	Poids
SS	315.789	Etage 5	250.994
RDC	264.063	Etage 6	248.712
Etage 1	246.930	Etage 7	246.431
Etage 2	265.985	Etage 8	246.431
Etage 3	258.582	Etage 9	187.277
Etage 4	253.627	Buanderie	81.673

Le poids total de la structure : $W_T = \sum W_i = 2866.495T$

Donc **l'effort tranchant statique à la base :**

$$V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W = \frac{0.15 * 1.466725 * 1.20}{5} * 2866.495$$

$$V_x = 151.357 T = 1513.57KN$$

$$V_y = \frac{A * D_y * Q_y}{R} W = \frac{0.15 * 1.422817 * 1.20}{5} * 2866.495$$

$$V_y = 146.8259 T = 1468.259KN$$

D'après le programme MSE :

$$V_x = 1513.57KN = 151.357T$$

$$V_y = 1468.259KN = 146.8259T$$

V.8.3. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :**a. Centre de torsion :**

Les coordonnées du centre de torsion sont déterminées par les formules suivantes :

$$X_t = \frac{\sum (I_{xi} * x_i)}{\sum I_{xi}}$$

$$Y_t = \frac{\sum (I_{yi} * y_i)}{\sum I_{yi}}$$

Avec :

X_t : L'abscisse du centre de torsion.

Y_t : L'ordonnée du centre de torsion.

I_{xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (OX).

I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (OY).

x_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.

y_i : L'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

✓ Pour les poteaux :

$$\begin{cases} I_{xi} = \frac{a * b^3}{12} \\ I_{yi} = \frac{b * a^3}{12} \end{cases} \dots \dots \dots (A)$$

On a : a = b donc $I = \frac{a^4}{12}$

✓ Pour les voiles :

$$\begin{cases} I_{xi} = \frac{L * e^3}{12} \\ I_{yi} = \frac{e * L^3}{12} \end{cases} \dots \dots \dots (B)$$

TableauV.3. Centre de torsion de la structure

	Poteau				Voile			
niveau	$\sum I_{xi} * X_i$	$\sum I_{XI}$	$\sum I_{Yi} * Y_i$	$\sum I_{YI}$	$\sum I_{xi} * X_i$	$\sum I_{XI}$	$\sum I_{Yi} * Y_i$	$\sum I_{YI}$
SS	1.12	0.11	0.603	0.109	30.8779	2.689	0.223	0.0437
RDC	1.12	0.109	0.603	0.109	30.8779	2.689	0.223	0.0437
Etage 1	0.73	0.072	0.396	0.072	18.527	1.613	0.048	0.009
Etage 2	0.74	0.072	0.396	0.072	18.527	1.613	0.048	0.009
Etage 3	0.46	0.045	0.247	0.045	18.527	1.613	0.048	0.009
Etage 4	0.46	0.045	0.247	0.045	18.527	1.613	0.048	0.009
Etage 5	0.27	0.026	0.145	0.026	18.527	1.613	0.048	0.009
Etage 6	0.27	0.026	0.145	0.026	18.527	1.613	0.048	0.009
Etage 7	0.15	0.014	0.078	0.014	18.527	1.613	0.048	0.009
Etage 8	0.15	0.014	0.078	0.014	18.527	1.613	0.048	0.009
Etage 9	0.15	0.014	0.078	0.014	18.527	1.613	0.048	0.009
Buanderie	0.15	0.014	0.078	0.014	18.527	1.613	0.048	0.009

Niveau	$X_t(m)$	$Y_t(m)$
SS	11.4365	5.40057
RDC	11.4365	5.40057
Etage 1	11.43628822	5.509034172
Etage 2	11.43628822	5.509034172
Etage 3	11.45119541	5.445834441
Etage 4	11.45119541	5.445834441
Etage 5	11.46453602	5.409047513
Etage 6	11.46453602	5.409047513
Etage 7	11.477339599	5.353960071
Etage 8	11.477339599	5.353960071
Etage 9	11.477339599	5.353960071
B	11.477339599	5.353960071

b. Centre de masse :

$$X_m = \frac{\sum(W_i * x_i)}{\sum W_i}$$

$$Y_m = \frac{\sum(W_i * y_i)}{\sum W_i}$$

Les centres de masse de chaque niveau sont donnés par le logiciel SAP2000 comme suit :

Tableau V.4. Centre de masse de chaque niveau de la structure

Niveau	$X_m (m)$	$Y_m (m)$
SS	11.000471	6.759874
RDC	10.559961	6.476856
Etage 1	10.587056	6.63011
Etage 2	10.978599	6.783021
Etage 3	10.887329	6.879243
Etage 4	10.828410	6.933261
Etage 5	10.820666	6.933435
Etage 6	10.813822	6.933589
Etage 7	10.806851	6.933746
Etage 8	10.8068515	6.933746
Etage 9	11.112335	6.966159
Buanderie	12.445643	3.556272

V.8.4. Evaluation des excentricités :

Selon RPA 99 version 2003 il faut analyser deux types d'excentricités :

❖ **L'excentricité théorique :**

$$\begin{cases} Ex_t = |X_m - X_t| \\ Ey_t = |Y_m - Y_t| \end{cases}$$

Avec : $X_m ; Y_m$: les coordonnées du centre de masse.

$X_t ; Y_t$: les coordonnées du centre de torsion.

Les résultats des excentricités théoriques sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau .V.5 : Valeur de l'excentricité théorique de chaque niveau

Niveau	Ex_t	Ey_t
s-sol	0,436029	1,359304
RDC	0,876539	1,076286
Etage 1	0,84923222	1,121075828
Etage 2	0,45768922	1,273986828
Etage 3	0,56386641	1,433408559
Etage 4	0,62278541	1,487426559
Etage 5	0,64387002	1,524387487
Etage 6	0,65071402	1,524541487
Etage 7	0,670488599	1,579785929
Etage 8	0,670488099	1,579785929
Etage 9	0,365004599	1,612198929
Buanderie	0,968303401	1,797688071

❖ **L'excentricité accidentelle :**

$$\begin{cases} E_{xa} = \max(5\% * L_{xmax}; E_{xt}) \\ E_{ya} = \max(5\% * L_{ymax}; E_{yt}) \end{cases}$$

Avec :

$Lx=22$ m

$Ly=11.35$ m

Le tableau suivant regroupe les résultats des excentricités accidentelles :

Tableau. V.6 : Valeur de l'excentricité accidentelle de chaque niveau

Niveau	E_{xa}	E_{ya}
S-SOL	1.1	1,359304
RDC	1.1	1,076286
Etage 1	1.1	1,121075828
Etage 2	1.1	1,273986828
Etage 3	1.1	1,433408559
Etage 4	1.1	1,487426559
Etage 5	1.1	1,524387487
Etage 6	1.1	1,524541487
Etage 7	1.1	1,579785929
Etage 8	1.1	1,579785929
Etage 9	1.1	1,612198929
Buanderie	1.1	1,797688071

V.8.5 Spectre de réponse de calcul :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω). Donc pour des accélérogramme données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant donné par RPA 99 version 2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \left\{ \begin{array}{ll} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0 s \end{array} \right.$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur = 10m/s^2

A : coefficient d'accélération de zone,

η : facteur de correction d'amortissement,

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement

T_1 , T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

Q : Facteur de qualité.

V.8. 6. Représentation graphique du Spectre :

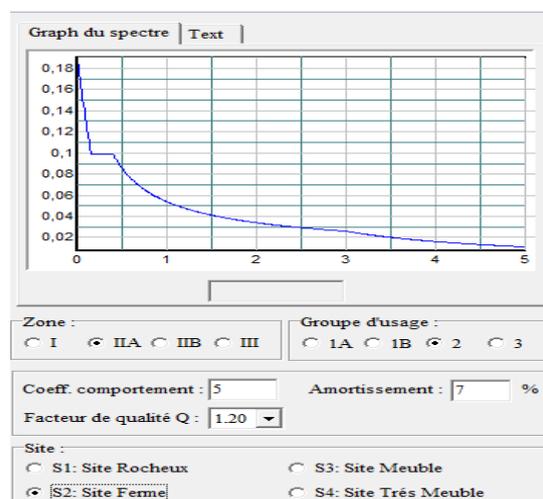


Figure. V. 3. Spectre de réponse R=5

V.8. 7 Distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:(art 4.2.5RPA99)

$$V = F_t + \sum_{i=1}^N F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$F_t = 0.07 T.V \quad \text{Si } T > 0.7 \text{ s}$$

$$F_t = 0 \quad \text{Si } T \leq 0.7 \text{ s}$$

Donc :

$$F_{tx} = 0.07 * 0.73720 * 151.357$$

$$\mathbf{F_{tx} = 7.8106T}$$

$$F_{ty} = 0.07 * 0.7715 * 146.8259$$

$$\mathbf{F_{ty} = 7.9293 T}$$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t)Wh_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j}$$

V.8.8.Determination de l'effort tranchant et de la force sismique de chaque niveau :

Les forces sismique de chaque niveau est donnée par la formule (4-11RPAVersion2003)

$$F_i = \frac{(V - F_t)Wh_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j}$$

Avec F est la force concentrée au sommet de la structure : $T < 0.7$

$$\mathbf{F_{Tx} = 7.810684T}$$

$$\mathbf{F_{Ty} = 7.930287T}$$

Les résultats des forces sismiques et les efforts tranchants à la base de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant donnés en utilisant le programme MSE .

Tableau. V.5. Valeurs des forces sismiques et des efforts tranchants des différents niveaux pour R=5

Niveau	Force F_x (T)	Effort tranchant sens X	Force F_y (T)	Effort tranchant sens Y
SS	2.470	151.357	2.390	146.826
RDC	5.279	148.887	5.108	144.436
Etage 1	6.868	143.607	6.646	139.327
Etage 2	9.479	136.739	9.172	132.682
Etage 3	11.238	127.260	10.874	123.510
Etage 4	13.007	116.022	12.586	112.635
Etage 5	14.835	103.015	14.355	100.050
Etage 6	16.646	88.179	16.107	85.695
Etage 7	18.421	71.533	17.825	69.588
Etage 8	20.349	53.112	19.690	51.764
Etage 9	16.930	32.762	16.381	32.074
buanderie	15.833	15.833	15.692	15.692

V.8.9. Vérification du coefficient de comportement R:

On doit vérifier la condition du RPA

$$\frac{V_{voiles}}{V_{global}} \leq 75\%$$

V_{global} = l'effort tranchant de la structure globale

V_{voiles} = l'effort tranchant des voiles

- **Dynamique :**

Du SAP2000 :

$$V_x = \sqrt{F_{xx}^2 + F_{yx}^2} = \sqrt{1665.015^2 + 403.91^2}$$

$$V_x = 1713.30623 \text{ KN}$$

$$V_y = \sqrt{F_{xy}^2 + F_{yy}^2} = \sqrt{403.91^2 + 1606.011^2}$$

$$V_y = 1656.0237 \text{ KN}$$

$$V_{x \text{ voiles}} = 1281.97 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ voiles}} = 1240.017 \text{ KN}$$

$$\frac{1281.97 + 1240.017}{1713.30623 + 1656.023} = \frac{2521.987}{3369.3292} = 0.7485 < 75\% \quad \text{C.V.}$$

Suivant X :

$$\frac{1281.97}{1713.30623} = 0.96 < 75\% \quad \text{C.V.}$$

Suivant Y :

$$\frac{1240.017}{1662.534} = 0.996 < 75\% \quad \text{C.V.}$$

V.8.10. Résultante des forces sismiques de calcul :

D'après le RPA 99 V2003 (article 4.3.6, p54), la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Le tableau suivant représente les résultats obtenus après l'analyse :

Tableau V.8. Valeurs efforts tranchants à la base statiques et dynamiques

Statique		Dynamique	
V_x (KN)	V_y (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)
1513.57	1468.259	1713.306	1656.0237

$$0.8 * (V_x + V_y)_{\text{statique}} = 2358.4632 \text{ KN.}$$

$$(V_x + V_y)_{\text{dynamique}} = 2695.46 \text{ KN.}$$

$$2695.46 \text{ KN} > 2358.4632 \text{ KN.}$$

D'après les résultats précédents on remarque que la condition est vérifiée

V.10. Vérification des déplacements :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

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

$$\delta_k = R * \delta_{ck}$$

R : coefficient de comportement =4

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i

Δ_k : Déplacement relatif au niveau **k** par rapport au niveau **k-1**

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

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k$$

$\bar{\Delta}_k$: Déplacement admissible =1% hauteur d'étage

Tableau .V.8 : Vérification du déplacement dans le sens X

Niveau	$\delta_{ck/x}$ (cm)	$\delta_{k,x}$ (cm)	$\Delta_{k,x}$ (cm)	$\bar{\Delta}_{k,x}$ (cm)	observation
SS	0.5	2.5	2.5	3.06	C.V
RDC	1.4	7	4.5	4.76	C.V
Etage 1	1.9	9.5	2.5	3.06	C.V
Etage 2	2.4	12	2.5	3.06	C.V
Etage 3	2.9	14.5	2.5	3.06	C.V
Etage 4	3.5	17.5	3	3.06	C.V
Etage 5	4	20	2.5	3.06	C.V
Etage 6	4.5	22.5	2.5	3.06	C.V
Etage 7	5.1	25.5	3	3.06	C.V
Etage 8	5.6	28	2.5	3.06	C.V
Etage 9	6.1	30.5	2.5	3.06	C.V
Buanderie	6.6	33	2.5	3.06	C.V

Tableau .V.9 : Vérification du déplacement dans le sens Y

Niveau	$\delta_{ck/y}$ (cm)	$\delta_{k,y}$ (cm)	$\Delta_{k,y}$ (cm)	$\bar{\Delta}_{k,y}$ (cm)	observation
SS	0.6	3	3	3.06	C.V
RDC	1.4	7	4	4.76	C.V
Etage 1	2	10	3	3.06	C.V
Etage 2	2.6	13	3	3.06	C.V
Etage 3	3.1	15.5	2.5	3.06	C.V
Etage 4	3.7	18.5	3	3.06	C.V
Etage 5	4.2	21	2.5	3.06	C.V
Etage 6	4.8	24	3	3.06	C.V
Etage 7	5.4	27	3	3.06	C.V
Etage 8	5.9	29.5	2.5	3.06	C.V
Etage 9	6.5	32.5	3	3.06	C.V
Buanderie	7	35	2.5	3.06	C.V

V.11. Justification vis-à-vis l'équilibre d'ensemble :

Pour justifier la stabilité de l'ouvrage il faut vérifier la condition:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

M_s : Moment stabilisant provoqué par les charges verticales $M_s = \sum W_i * X_i$

W_i : Poids de l'étage « i »

X_i : Coordonnée du centre de masse de l'étage « i »

M_r : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales $M_r = \sum F_i * h_i$

F_i : Force sismique du niveau i

h_i : Hauteur du niveau i

Tableau V.10 : Valeur de M_x suivant X

Niveau	Wi	Xi	Wi*Xi	FXI	hi	Fi*hi
SS	3157,89	11,000471	34738,27737	24,7	3,06	75,582
RDC	2640,63	10,559961	27884,94982	52,79	7,82	412,8178
Etage1	2463	10,587056	26075,91893	68,68	10,88	747,2384
Etage2	2659,85	10,978599	29201,42655	94,79	13,94	1321,3726
Etage3	2585,82	10,883729	28143,36412	112,38	17	1910,46
Etage4	2536,27	10,82841	27463,77143	130,07	20,06	2609,2042
Etage5	2509,94	10,820666	27159,22242	148,35	23,12	3429,852
Etage6	2487,12	10,813822	26895,27297	166,46	26,18	4357,9228
Etage7	2464,31	10,806851	26631,43099	184,21	29,24	5386,3004
Etage8	2464,31	10,8068515	26631,43222	203,49	32,3	6572,727
Etage9	1872,77	11,112335	20810,84762	169,3	35,36	5986,448
Cage	816,73	12,445643	10164,701	158,33	38,42	6083,0386
Somme			311800,6444			38892,9638

$$\frac{311800.6444}{38892.9638} = 8.01689 > 1.5 \Rightarrow C.V$$

Tableau V.11. Valeur de M_y suivant Y

Niveau	Wi	yi	Wi*yi	FYI	hi	Fi*hi
SS	3157,89	6,759874	21346,93851	23,9	3,06	73,134
RDC	2640,63	6,476856	17102,98026	51,08	7,82	399,4456
Etage1	2463	6,63011	16329,96093	66,46	10,88	723,0848
Etage2	2659,85	6,783021	18041,81841	91,72	13,94	1278,5768
Etage3	2585,82	6,879243	17788,48413	108,74	17	1848,58
Etage4	2536,27	6,933261	17584,62188	125,86	20,06	2524,7516
Etage5	2509,94	6,933435	17402,50584	143,55	23,12	3318,876
Etage6	2487,12	6,933589	17244,66787	161,07	26,18	4216,8126
Etage7	2464,31	6,933746	17086,89961	178,25	29,24	5212,03
Etage8	2464,31	6,933746	17086,89961	161,07	32,3	5202,561
Etage9	1872,77	6,966159	13046,01359	163,81	35,36	5792,3216
Buanderie	816,73	3,556272	2904,514031	156,92	38,42	6028,8664
Somme			192966,3047			36619,0404

$$\frac{192966.3047}{36619.0404} = 5.2695 > 1.5 \Rightarrow C.V$$

Chapitre VI :
Etude des éléments
porteurs

VI.1 .Introduction :

Notre bâtiment est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles. Ils sont liés rigidement et capable de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures SAP2000, qui permet la détermination des différentes combinaisons de calcul.

- ✚ Les poutres seront calculées en flexion simple.
- ✚ Les poteaux seront calculés en flexion composée.

VI.2. les poteaux :

Le poteau est un élément porteur qui est soumis à un effort normal de compression, un effort tranchant, et des moments de flexion à sa tête et à sa base .Donc le poteau est soumis à la flexion composée et sera ferrailé suivant cette sollicitation.

VI.2.1. Les combinaisons de calcul :

- **Combinaisons fondamentales selon le B.A.E.L 91**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \text{ (ELU)} \\ G + Q \text{ (ELS)} \end{array} \right.$$

- **Combinaisons accidentelle selon le RPA99V2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

Avant de calculer le ferrailage, il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA99v2003, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. L'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$V = N_d / B_c * F_{c28} < 0.3 \dots \dots \dots \text{RPAV2003.}$$

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section de béton

B_c : L'aire (la section brute) de cette dernière

F_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Tableau VI.1 : Vérification des poteaux sous sollicitation normales

Niveau	$N_d(KN)$	$B_c(cm)$	ν	Observation
S-S	2374.047	60*60	0.2638	C.V
RDC	2158.887	60*60	0.2399	C.V
Etage1	1956.079	55*55	0.2587	C.V
Etage2	1680.792	55*55	0.2223	C.V
Etage3	1418.344	50*50	0.2269	C.V
Etage4	1175.891	50*50	0.1881	C.V
Etage5	942.679	45*45	0.1862	C.V
Etage6	728.872	45*45	0.1440	C.V
Etage7	523.208	40*40	0.1308	C.V
Etage8	330.65	40*40	0.0827	C.V
Etage9	175.079	35*35	0.0572	C.V
Buanderie	134.229	35*35	0.0439	C.V

VI.2.3. Vérification spécifique sous sollicitation tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d}$$

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

V_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée.

b : la largeur de la section étudiée.

d : la hauteur utile.

$$\tau_{bu} = \rho_d * f_{c28} \dots \dots \dots \text{RPA99V2003}$$

Avec :

$$\rho_d = 0.075 \rightarrow \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0.04 \rightarrow \lambda_g < 5$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \quad \text{RPA99V2003}$$

λ_g : L'élançement géométrique du poteau donné par la formule du RPA99 V2003

Avec :

a et b ; dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée et

l_f : Longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.7 * l_0$$

Tableau VI.2 : Vérification spécifique sous sollicitation tangentes

Niveau	Section	V(KN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	Observation
S-S	60*60	22.117	0.0614	3.57	0.04	1.875	C.V
RDC	60*60	17.759	0.0493	5.5533	0.075	1.875	C.V
Etage1	55*55	14.163	0.0468	3.8945	0.04	1	C.V
Etage2	55*55	0.733	0.0024	3.8945	0.04	1	C.V
Etage3	50*50	0.618	0.0025	4.284	0.04	1	C.V
Etage4	50*50	1.852	0.0074	4.284	0.04	1	C.V
Etage5	45*45	3.096	0.015	4.76	0.04	1	C.V
Etage6	45*45	6.584	0.0325	4.76	0.04	1	C.V
Etage7	40*40	6.291	0.0393	5.355	0.075	1.875	C.V
Etage8	40*40	8.944	0.0559	5.355	0.075	1.875	C.V
Etage9	35*35	4.428	0.0362	6.12	0.075	1.875	C.V
Buanderie	35*35	21.684	0.1770	6.12	0.075	1.875	C.V

VI.2.3.Exemple d'étude d'un poteau :

Les poteaux sont calculés en flexion composées dans les plans principaux.

Le calcul de la section d'armatures dépend à la fois de deux couples de moments $[M_x; M_y]$ et un effort normal de compression $[N]$.

Tableau VI.3 : les sollicitations des poteaux (N_{max}, M_{corr})

Niveau	Sections (cm ²)	N(KN)	M(KN.m)	T(KN)
S-SOL	60*60	3232.074	5.4117	3.507
RDC	60*60	2952.482	1.4035	1.204
Etage1	55*55	2692.882	28.8832	30.251
Etage2	55*55	2351.828	89.6005	58.286
Etage3	50*50	2020.458	65.0059	44.598
Etage4	50*50	1706.681	79.4204	53.173
Etage5	45*45	1397.422	61.6312	41.907
Etage6	45*45	1103.829	74.1879	49.674
Etage7	40*40	812.809	55.3223	37.525
Etage8	40*40	531.747	65.7504	43.585
Etage9	35*35	252.295	48.5098	33.982
Buanderie	35*35	166.68	35.0944	27.363

Tableau VI.4 : les sollicitations des poteaux (M_{max} , N_{corr})

Niveau	Sections (cm ²)	N(KN)	M(KN.m)	T(KN)
S-SOL	60*60	1204.983	81.6852	45.412
RDC	60*60	1017.575	109.7215	44.4
Etage1	55*55	842.368	146.999	91.768
Etage2	55*55	685.643	142.3206	94.706
Etage3	50*50	405.092	117.9701	60.884
Etage4	50*50	347.13	127.5096	62.861
Etage5	45*45	560.601	98.1197	61.921
Etage6	45*45	422.741	117.7604	74.709
Etage7	40*40	268.709	92.1034	57.854
Etage8	40*40	153.925	101.7595	65.899
Etage9	35*35	61.192	102.969	60.71
Buanderie	35*35	135.235	52.0446	27.027

❖ Méthode de calcul :

Pour les combinaisons «ELU», « $0.8 * G \pm E, G + Q \pm E$ », On prend :

Un effort normal de compression maximum et les couples de moment correspondant.

Un couple de moment maximum et l'effort normal correspondant

La vérification à l'ELS, se fait avec les règles BAEL91.

Pour les combinaisons «ELS», on vérifie juste les contraintes.

Le calcul se fait pour chaque niveau, et celui des sections d'acier se fait avec les règles BAEL91.

Les combinaisons ELU, donnent un effort normal maximum et pour « $G + Q \pm E$ »
Donnent les valeurs de moments maximum.

• Calcul des armatures longitudinales :

On prend le poteau de dimension (60*60)

$$b=60 \text{ cm}; d=0.9*h=0.9*0.6=0.54\text{m}$$

$$d'=0.1*h=0.1*0.6=0.06$$

$$b=0.6\text{m}$$

$$d=0.54\text{m}$$

$$d'=0.06\text{m}$$

• L'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{5.4117}{3232.074} = \mathbf{0.0017\text{m}}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0.0017 + \frac{0.6}{2} - 0.06$$

$$e_a = \mathbf{0.2417\text{m}}$$

- **Le moment fictif M_a :**

$$M_a = N * e_a = 3232.074 * 10^{-3} * 0.2417$$

$$M_a = \mathbf{0.7812MN.m}$$

$$N_u * (d - d') - M_a = 3232.074 * 10^{-3} * (0.54 - 0.06) - 0.7812 = \mathbf{0.7702}$$

$$\left(0.337 - 0.81 * \frac{d'}{h}\right) * bh^2 * f_{bc} = \left(0.337 - 0.81 * \frac{0.06}{0.6}\right) * 0.6 * 0.6^2 * 14.17 = \mathbf{0.8735}$$

$$\left(0.337 - 0.81 * \frac{d'}{d}\right) * bd^2 * f_{bc} = \left(0.337 - 0.81 * \frac{0.06}{0.6}\right) * 0.6 * 0.54^2 * 14.17 = \mathbf{0.6123}$$

$$\left(0.337 - 0.81 * \frac{d'}{d}\right) * bd^2 * f_{bc} \leq N_u * (d - d') - M_a \leq \left(0.337 - 0.81 * \frac{d'}{h}\right) * bh^2 * f_{bc}$$

$$\mathbf{0.6123 \leq 0.7702 \leq 0.8735}$$

Donc, domaine 03 section partiellement comprimée avec des armatures inférieures comprimées.

- **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.7812}{0.6 * (0.54)^2 * 14.17} = \mathbf{0.3151}$$

$\mu < 0.392$ donc il ne faut pas prévoir des armatures comprimées c-à-dire :

$$A_2 = \mathbf{0}$$

$$A_1 = \frac{1 * \left(\frac{M_u}{Z} - N_u\right)}{\sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = \mathbf{0.4899}$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = \mathbf{0.4342m.}$$

$$A_1 = A_{st} = \mathbf{-40.196cm^2 < 0}$$

Donc la section peut résister sans ferrailage.

Suivant le RPA99 V 2003

$$\text{Zone II}_a \rightarrow A_{\min} = \mathbf{0.8\% * b * d}$$

$$A_{\min} = 8\% * 60 * 60$$

$$A_{\min} = \mathbf{28.8cm^2}$$

$$\text{Le choix : } \mathbf{16T16 cm^2}$$

Tableau VI.5 : Ferrailage des poteaux

Niveau	section	A_{cal} (cm ²)	$A_{min}RPA$ (cm ²)	Ferrailage longitudinal	
				Section (cm ²)	Le choix des armatures
S-SOL	60*60	-41.196	28.8	32.17	16T16
RDC	60*60	-39.171	28.8	32.17	16T16
Etage1	55*55	-32.069	24.2	24.63	16T14
Etage2	55*55	-23.644	24.2	24.63	16T14
Etage3	50*50	-20.344	20	24.63	16T14
Etage4	50*50	-16.349	20	24.63	16T14
Etage5	45*45	-12.947	16.2	18.47	12T14
Etage6	45*45	-8.8296	16.2	18.47	12T14
Etage7	40*40	-5.989	12.8	18.47	12T14
Etage8	40*40	-1.6619	12.8	18.47	12T14
Etage9	35*35	1.1882	9.8	12.32	8T14
Buanderie	35*35	0.8988	9.8	12.32	8T14

- **Le ferrailage transversal :**

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : La hauteur totale de la section brute.

f_e : La contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ; $f_e = 235\text{MPa}$

ρ_a : Coefficient correcteur.

$\rho_a = 2.50$ si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3.75$ si l'élancement géométrique $\lambda_g \leq 5$

- **Les armatures transversales :**

Suivant BAEL91

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{h}{10}; \phi_1\right)$$

Avec :

ϕ_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

t : l'espacement des armatures transversales :

- **La zone nodale :**

$t \leq 10\text{cm}$ (Zonell_a)

○ **La zone courante :**

$$t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_1\right) \quad (\text{Zone II}_a)$$

$$t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_1\right)$$

Donc :

$$t \leq 10\text{cm}$$

$$t' \leq 15\text{cm}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{60}{35}; \frac{60}{10}; 16\text{mm}\right)$$

On prend : $\phi_t = 8\text{mm}$

○ **La longueur des zones nodales :**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right) \text{ cm} \dots \dots \dots \text{RPA}$$

$$h' = 60\text{cm}$$

○ **La longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone II_a RPA99 V 2003

$$\phi = 1.6\text{cm} \rightarrow l_f = 1.6 * 40 = 64\text{cm}$$

$$\phi = 1.4\text{cm} \rightarrow l_f = 1.4 * 40 = 56\text{cm}$$

Tableau VI.6 : la section des armatures transversal des poteaux

Niveau	$h_1(\text{cm})$	V(KN)	λ_g	ρ_a	f_e	t (cm)	t' (cm)	$A_t(\text{cm}^2)$
S-SOL	60	3.507	3.57	3.75	235	10	15	0.0933
RDC	60	1.204	5.5533	2.5	235	10	15	0.0213
Etage1	55	30.251	3.8945	3.75	235	10	15	0.8777
Etage2	55	58.286	3.8945	3.75	235	10	15	1.6911
Etage3	50	44.598	4.284	3.75	235	10	15	0.146
Etage4	50	53.173	4.284	3.75	235	10	15	1.6970
Etage5	45	41.907	4.76	3.75	235	10	15	1.4861
Etage6	45	49.674	4.76	3.75	235	10	15	1.7615
Etage7	40	37.525	5.355	2.5	235	10	15	0.9980
Etage8	40	43.585	5.355	2.5	235	10	15	1.1592
Etage9	35	33.982	6.12	2.5	235	10	15	1.0329
Buanderie	35	27.363	6.12	2.5	235	10	15	0.8317

Tableau VI.7. Ferrailage transversal et espacements entre les cadres

Niveau	Section	$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$	choix	t (cm)	t' (cm)
SS	0.60*0.60	1.6	$\phi 8$	10	15
RDC	0.60*0.60	1.6	$\phi 8$	10	15
Etage 1	0.55*0.55	1.4	$\phi 8$	10	15
Etage 2	0.55*0.55	1.4	$\phi 8$	10	15
Etage 3	0.50*0.50	1.4	$\phi 8$	10	15
Etage 4	0.50*0.50	1.4	$\phi 8$	10	15
Etage 5	0.45*0.45	1.2	$\phi 8$	10	15
Etage 6	0.45*0.45	1.2	$\phi 8$	10	15
Etage 7	0.40*0.40	1.14	$\phi 8$	10	15
Etage 8	0.40*0.40	1.14	$\phi 8$	10	15
Etage 9	0.35*0.35	1	$\phi 8$	10	15
Buanderie	0.35*0.35	1	$\phi 8$	10	15

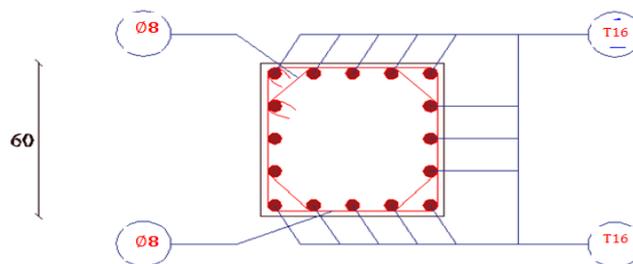


Figure.VI.1. Ferrailage du poteau

VI.3.Les poutres :

VI.3.1.Introduction :

Le calcul des poutres est effectué pour chaque axe en fonction des moments maximums en travée et en appuis, les calculs seront donc faits en flexion simple à partir du règlement BAEL91, puis on se rapportera au règlement du RPA99 pour vérifier le ferrailage minimum qui en fonction de la section de béton.

✚ Poutres principales (30*50)

✚ Poutres secondaires (30*40)

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

- **Combinaisons fondamentales : BAEL91**

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1.35G+1.5Q & \text{(ELU)} \\ G+Q & \text{(ELS)} \end{array} \right.$$

- **Combinaisons accidentelles : RPA99V2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 * G \pm E \end{array} \right.$$

VI.3.2.Recommandation du RPA99 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante

6% en zone de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone II_a

VI.3.3. Exemple d'étude d'une poutre principale :**❖ Méthode de calcul :**

Pour les combinaisons « ELU », « $0.8 * G \pm E$ », « $G + Q \pm E$ » On prend :

✚ Un moment maximum

✚ La vérification à l'ELS se fait avec les règles BAEL91.

- **Calcul des armatures longitudinales :**

Tableau VI.8 : Sollicitations des poutres principales

Niveau	Section (cm ²)	ELU		$G + Q \pm E$		$0.8G \pm E$		ELS	
		M_{app}	M_{tra}	M_{app}	M_{tra}	M_{app}	M_{tra}	M_{app}	M_{tra}
RDC	50*30	29.1354	14.5932	112.7288	96.03	110.5266	76.54	21.3822	8.46
Etage courant	50*30	145.1591	62.63	179.527	133.87	172.7211	101.63	78.0348	33.92
EC (grande Portée)	50*30	242.44	121.91	218.3761	88.43	161.4051	69.8701	176.5314	88.68
Buanderie	50*30	28.99	116.2923	35.0459	88.663	30.0792	67.4384	21.36	85.5222

On prend un exemple de calcul : poutre principale au niveau d'étage courant (la grande portée)

❖ En travée :

- ELU :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{121.91 * 10^{-3}}{0.3 * (0.9 * 0.5)^2 * 14.17} = \mathbf{0.1416}$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simple armature)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = \mathbf{0.1917}$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = \mathbf{0.4155m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = \mathbf{347.826 \text{ Mpa}}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{121.91 * 1^{-3}}{0.4155 * 347.82} = \mathbf{8.4356 \text{ cm}^2}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b * h}{1000}; 0.23 * b * d * \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right)\right)$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{0.3 * 0.5}{1000}; 0.23 * 0.3 * 0.9 * 0.5 * \left(\frac{2.1}{400}\right)\right)$$

$$A_{st} \geq \max(1.5 * 10^{-4}; 1.6301 * 10^{-4}) \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 8.4356 \text{ cm}^2 > 1.6301 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C. V}$$

• **ELS :**

Ce type de poutre est soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_u = \mathbf{121.91 \text{ KN.m}}$$

$$M_s = \mathbf{88.68 \text{ KN.m}}$$

$$\gamma = \frac{121.91}{88.65} = \mathbf{1.3747}$$

$$\alpha \leq \frac{1.132 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.4374$$

$$\alpha = \mathbf{0.1917} \leq \mathbf{0.4374} \Rightarrow \text{C. V}$$

✚ **Vérification des contraintes:**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{C. V}$$

$$\sigma_{st} = \text{pas de limite fissuration peu préjudiciable} \Rightarrow \text{C. V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

✚ **Armatures maximales :**

Selon le RPA99 V2003

$$A_{\max} = 4\%(b * h) = 4\% * 50 * 30 = 60 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone courante}$$

$$A_{\max} = 6\%(b * h) = 4\% * 50 * 30 = 90 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone nodale}$$

Le choix est : 6T14=9.24 cm²

❖ **En appuis :**• **ELU :**

On prend le moment max des appuis :

$$M_u = 242.44 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{242.44 * 10^{-3}}{0.3 * (0.9 * 0.5)^2 * 14.17} = \mathbf{0.2816}$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simple armature)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z * \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0.4239}$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = \mathbf{0.3737m.}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_s}{z * \sigma_{st}} = \frac{242.44 * 10^{-3}}{0.3737 * 347.826}$$

$$A_{st} \geq 18.6521 \text{ cm}^2$$

✚ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b * h}{1000}; 0.23 * b * d * \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right)\right)$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{0.3 * 0.5}{1000}; 0.23 * 0.3 * 0.9 * 0.5 * \left(\frac{2.1}{400}\right)\right)$$

$$A_{st} \geq \max(1.5 * 10^{-4}; 1.6301 * 10^{-4}) \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 18.6521 \text{ cm}^2 > 1.6301 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

• **ELS:**

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_u = 242.44 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 176.5314 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{242.44}{176.5314} = \mathbf{1.3734}$$

$$\alpha \leq \frac{1.3734 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.4367$$

$$\alpha = \mathbf{0.4239} \leq \mathbf{0.4367} \Rightarrow \text{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

✚ **Armatures maximales :**

Selon le RPA99V2003

$$A_{\max} = 4\% (b * h) = 4\% * 50 * 30 = 60 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 6\% (b * h) = 4\% * 50 * 30 = 90 \text{ cm}^2$$

Le choix est : **4T20+4T14=18.73cm²**

✚ **Armatures minimales :**

Selon le RPA99V2003

$$A_{\min} = 0.5\% * (b * h) = 0.5 * 0 * 50$$

$$A_{\min} = \mathbf{7.5 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\text{app}} + A_{\text{trav}} = 18.6521 + 8.4356 = 27.0877 > 7.5 \Rightarrow \text{C.V}$$

- **Ferraillage transversal :**

- ✚ **Espacement entre les armatures :**

Selon le RPA99V2003

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right)$$

ϕ_1 : Le plus petit diamètre utilisé dans le ferraillage

$$S_t \leq \min\left(\frac{50}{4}, 12 * 1.4\right)$$

$$S_t \leq \min(12.5; 16.8)$$

$$S_t \leq \min(12.5; 16.8)$$

$$S_t = 10\text{cm} \quad \text{Zone nodale}$$

$$S'_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S'_t \leq \frac{50}{2} = 25\text{cm}$$

$$S'_t = 20\text{cm} \quad \text{Zone courante}$$

- ✚ **Diamètre des armatures transversal :**

$$A_{\text{tmin}} = 0.003 * S * b = 0.003 * 10 * 30 = 0.9\text{cm}^2$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{\text{tmin}}, \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{50}{35}, 1, \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t = 8\text{mm}$$

Tableau VI.9. Ferraillage longitudinal des poutres principales

Niveau	section	Moment(KN.m)		Amin (cm ²)	A cal (cm ²)	A choisie (cm ²)
		ELU	ELS			
RDC	Appuis	112.7288	78.0348	7.5	6.6133	3T14+3T12 8.01
	Travée	96.03	33.92		6.9813	3T14+3T12 8.01
Etage courant	Appuis	179.527	87.0348	7.5	13.6647	4T16+4T14 14.2
	Travée	133.87	33.92		9.9287	4T14+4T12 10.68
EC (grande portée)	Appuis	242.44	176.5314	7.5	18.6521	4T20+4T14 18.73
	Travée	121.91	88.68		8.4356	6T14 9.24
Buanderie	Appuis	28.99	21.36	7.5	1.8521	3T12 3.39
	Travée	116.2923	85.5222		8.0136	6T14 9.24

Tableau VI.10. Ferrailage transversal des poutres principales

Niveau	$\phi_t(cm)$	$S_t (cm)$	$S'_t (cm)$
RDC	$\phi 8$	10	20
Etages courants	$\phi 8$	10	20
EC (grande portée)	$\phi 8$	10	20
buanderie	$\phi 8$	10	20

✚ Vérification au cisaillement:

On doit vérifier la condition suivante :

$$\mathcal{T}_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 * d}$$

$$\mathcal{T}_u = \frac{230 * 10^{-3}}{0.3 * 0.9 * 0.5}$$

$$\mathcal{T}_u = 1.7039 \text{ MPa}$$

$$\mathcal{T}_{u \text{ adm}} = \min\left(0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\mathcal{T}_{u \text{ adm}} = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) = 3.33$$

$$\mathcal{T}_u < \mathcal{T}_{u \text{ adm}} \text{ donc C.V}$$

Tableau VI.11. Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveau	$T_u(\text{KN})$	$\tau_u(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_u (\text{Mpa})$	Observation
RDC	136.401	1.0104	3.33	C.V
Etages courants	220.766	1.6353	3.33	C.V
EC (grande portée)	230.027	1.7039	3.33	C.V
Buanderie	77.17	0.5716	3.33	C.V

✚ Recouvrement :

$$\emptyset = 2\text{cm} \rightarrow l_f = 2 * 40 \rightarrow l_f = 80\text{cm}$$

$$\emptyset = 1.6\text{cm} \rightarrow l_f = 1.6 * 40 \rightarrow l_f = 64\text{cm}$$

$$\emptyset = 1.4\text{cm} \rightarrow l_f = 1.4 * 40 \rightarrow l_f = 56\text{cm}$$

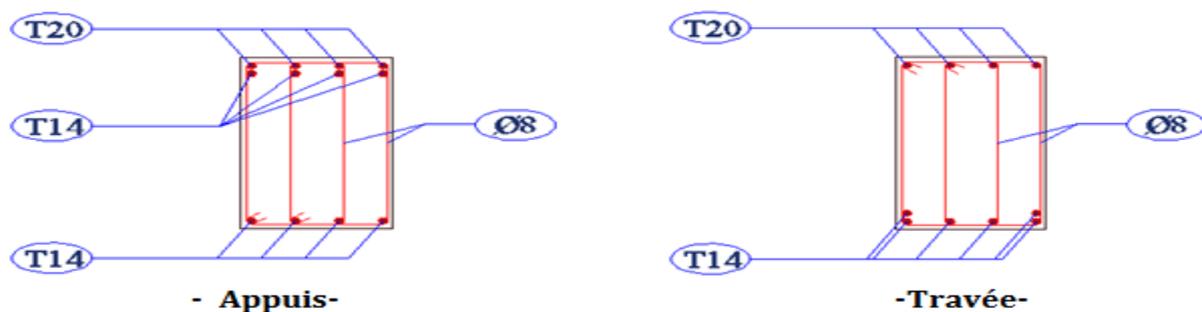


Figure.VI.2.Ferrailage de la poutre principale

VI.3.4.Poutre secondaire :❖ **Méthode de calcul :**

Pour les combinaisons « ELU », « $0.8 * G \pm E$ », « $G + Q \pm E$ » On prend :

✚ Un couple de moments maximum.

✚ La vérification à l'ELS se fait avec les règles BAEL91.

Calcul des armatures longitudinales :

On prend un exemple de calcul : poutre principale au niveau de l'étage courant

Tableau VI.12.Sollicitations des poutres secondaires

Niveau	Section (cm ²)	ELU		$G + Q \pm E$		$0.8G \pm E$		ELS	
		M_{app}	M_{tra}	M_{app}	M_{tra}	M_{app}	M_{tra}	M_{app}	M_{tra}
RDC	50*30	54.9212	29.65	90.4784	82.39	89.8294	81.01	42.5814	22.58
Etage courant	50*30	25.93	14.9	110.42	76.30	126.3902	72.79	55.8493	28.75
Balcon	50*30	67.1186	32.91	172.0156	93.7	164.5501	62.75	74.8984	24.60
Console	50*30	98.5595	25.93	147.0828	69.51	141.1956	62.37	67.85	17.40
Buanderie	50*30	78.4571	9.79	87.9332	20.61	71.352	18.27	57.548	7.04

❖ **En travée :**• **ELU :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{93.7 * 10^{-3}}{0.3 * (0.9 * 0.4)^2 * 18.48} = \mathbf{0.1304}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 18.48 \text{ MPa}$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaire (section simple armature)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0.1753}$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = \mathbf{0.3348m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1 = \mathbf{400Mpa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{93.7 * 10^{-3}}{0.3348 * 400} = \mathbf{6.9967 \text{ cm}^2}$$

✚ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b * h}{1000}; 0.23 * b * d * \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right)\right)$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{0.3 * 0.4}{1000}; 0.23 * 0.3 * 0.9 * 0.4 * \left(\frac{2.1}{400}\right)\right)$$

$$A_{st} \geq \max(1.2 * 10^{-4}; 1.3041 * 10^{-4}) m^2$$

$$A_{st} = 6.9967 cm^2 > 1.3041 cm^2 \Rightarrow C.V$$

- **ELS :**

Ce type de poutre est soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_u = 93.7 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 24.6 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{93.7}{24.6} = \mathbf{3.8089}$$

$$\alpha \leq \frac{3.8089 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 1.6545$$

$$\alpha = \mathbf{0.1753} \leq \mathbf{1.6545} \Rightarrow C.V$$

- ✚ **Vérification des contraintes:**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA} \Rightarrow C.V$$

$$\sigma_{st} = \text{pas de limite fissuration peu préjudiciable} \Rightarrow C.V$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

- ✚ **Armatures maximales :**

Selon le RPA99V2003

$$A_{\max} = 4\%(b * h) = 4\% * 40 * 30 = 48 cm^2$$

$$A_{\max} = 6\%(b * h) = 6\% * 40 * 30 = 72 cm^2$$

$$\text{Le choix est : } \mathbf{4T14+2T12=6.16+2.26=8.42 cm^2}$$

- ❖ **En appuis :**

- **ELU :**

On prend le moment max des appuis :

$$M_u = 172.0156 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{172.0156 * 10^{-3}}{0.3 * (0.9 * 0.4)^2 * 18.48} = \mathbf{0.2394}$$

$\mu < 0.392$ → les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section simple armature)

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z * \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0.3476}$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = \mathbf{0.3399m.}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_s}{z * \sigma_{st}} = \frac{172.0156 * 10^{-3}}{0.3099 * 400}$$

$$A_{st} \geq \mathbf{13.8767 cm^2}$$

✚ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b * h}{1000}; 0.23 * b * d * \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right)\right)$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{0.3 * 0.4}{1000}; 0.23 * 0.3 * 0.9 * 0.4 * \left(\frac{2.1}{400}\right)\right)$$

$$A_{st} \geq \max(1.2 * 10^{-4}; 1.3041 * 10^{-4}) \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 13.8767 \text{ cm}^2 > 1.3041 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

• **ELS:**

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_u = 172.0156 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 74.8984 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{172.0156}{74.8984} = 2.2966$$

$$\alpha \leq \frac{2.2966 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.8983$$

$$\alpha = 0.3476 \leq 0.8983 \Rightarrow \text{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

✚ **Armatures maximales :**

Selon le RPA99V2003

$$A_{\max} = 4\%(b * h) = 4\% * 40 * 30 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 6\%(b * h) = 6\% * 40 * 30 = 72 \text{ cm}^2$$

Le choix est : **4T16+4T14=14.8cm²**

✚ **Armatures minimales :**

Selon le RPA99V2003

$$A_{\min} = 0.5\% * (b * h) = 0.5 * 30 * 40$$

$$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{app}} + A_{\text{trav}} = 13.8767 + 6.9967 > 6 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

✚ **Espacement entre les armatures :**

Selon le RPA99V2003

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right)$$

ϕ_1 : Le plus petit diamètre utilisé dans le ferrailage

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}, 12 * 1.4, 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min(10; 16.8, 30 \text{ cm})$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \quad \text{Zone nodale}$$

$$S'_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S'_t \leq \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

$$S'_t = 20 \text{ cm} \quad \text{Zone courante}$$

✚ **Diamètre des armatures transversal :**

$$A_{tmin} = 0.003 * S * b = 0.003 * 10 * 30 = 0.9\text{cm}^2$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{tmin}, \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}, 1, \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t = 8\text{mm}$$

Tableau VI.13. Ferrailage longitudinal des poutres secondaires

Niveau	section	Moment(KN.m)		Amin (cm ²)	A cal (cm ²)	A choisit (cm ²)
		Com _{acci}	ELS			
RDC	Appuis	90.4784	42.5814	6	6.7382	6T12 6.79
	Travée	82.39	22.58		6.0936	6T12 6.79
Etage courant	Appuis	110.42	55.8493	6	8.37	4T14+2T12 8.42
	Travée	76.30	28.75		5.6145	6T12 6.79
balcon	Appuis	173.0156	74.8984	6	13.8767	4T16+4T14 14.2
	Travée	93.7	24.60		6.9967	4T14+2T12 8.42
console	Appuis	147.0828	67.85	6	12.7067	4T16+4T14 14.2
	Travée	69.51	17.40		5.0863	6T12 6.79
Buanderie	Appuis	87.9332	57.548	6	6.5343	6T12 6.79
	Travée	20.61	7.04		1.4524	3T12

Tableau VI.14. Ferrailage transversal des secondaires

Niveau	ϕ_t (cm)	S_t (cm)	S'_t (cm)
RDC	$\phi 8$	10	20
Etages courants	$\phi 8$	10	20
balcon	$\phi 8$	10	20
console	$\phi 8$	10	20
buanderie	$\phi 8$	10	20

✚ Vérification au cisaillement:

On doit vérifier la condition suivante :

$$\mathcal{T}_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 * d}$$

$$\mathcal{T}_u = \frac{44.27 * 10^{-3}}{0.3 * 0.9 * 0.4}$$

$$\mathcal{T}_u = \mathbf{0.4099MPa}$$

$$\mathcal{T}_{u \text{ adm}} = \min\left(0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$$

$$\mathcal{T}_{u \text{ adm}} = \min(3.33; 5MPa) = \mathbf{3.33}$$

$$\mathcal{T}_u < \mathcal{T}_{u \text{ adm}} \text{ donc } \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

Tableau VI.15. Vérification de la contrainte de cisaillement

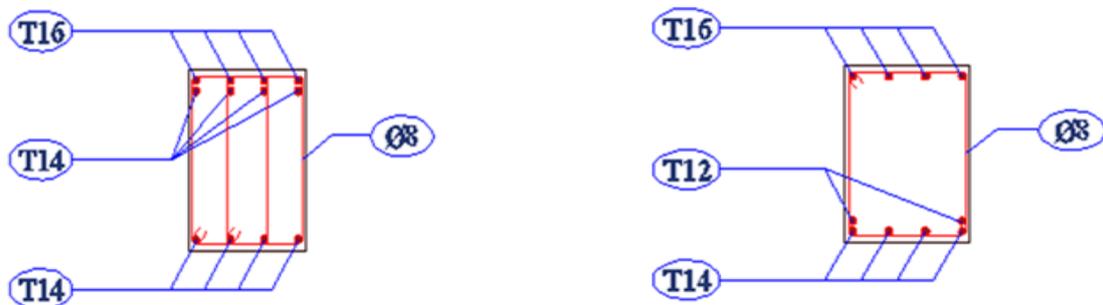
Niveau	T_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Observation
RDC	105.681	0.9785	3.33	C.V
Etages courants	111.536	1.0327	3.33	C.V
EC (balcon)	188.385	1.7443	3.33	C.V
EC (console)	122.835	1.1374	3.33	C.V
Buanderie	57.13	0.	3.33	C.V

✚ Recouvrement :

$$\varnothing = 1.6cm \rightarrow l_f = 1.6 * 40 \rightarrow l_f = 64cm$$

$$\varnothing = 1.4cm \rightarrow l_f = 1.4 * 40 \rightarrow l_f = 56cm$$

$$\varnothing = 1.2cm \rightarrow l_f = 1.2 * 40 \rightarrow l_f = 48cm$$



- Appuis -

-Travée-

Figure VI.3. Ferrailage de la poutre secondaire

VI.4. Etude des voiles :

VI.4.1. Introduction :

Le voile est un élément important de la structure, destiné spécialement pour le contreventement des bâtiments comme il peut jouer le rôle de mur de soutènement. Il se calcule comme le poteau en flexion composée.

Les avantages importants des voiles de contreventement par rapport aux portiques sont :

- ✓ Dans un bâtiment les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragme, entre chaque voile les sollicitations sont réparties proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. Le voile transmet ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol.
- ✓ La masse élevée des voiles permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton armé donne au bâtiment une inertie thermique appréciable.
- ✓ La grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales permet de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux
- ✓ Lors de nombreux séismes modérés, les structures à voile ont de faibles déplacements latéraux qui permettaient de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles de ce type de structure.

VI.4.2. les combinaisons :

En fonction du type des sollicitations, nous distinguons les différentes.

Combinaisons fondamentales : BAEL91

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \quad (\text{ELU}) \\ 1G + Q \quad (\text{ELS}) \end{array} \right.$$

Combinaisons accidentelles : RPA99V2003

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 * G \pm E \end{array} \right.$$

Calcul des voiles

Pour le centrage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

✚ Globalement dans la section du voile 0.15%.

✚ En zone courante 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des

Deux valeurs suivantes : $S \leq 1,5 a$

$S \leq 30 \text{ cm}$

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

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about)

ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

- 40Φ Pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges. [RPA99V2003, 7.7.4.3]

VI.4.3. Détermination des sollicitations :

Les voiles seront calculés à la flexion composée sous un effort normal de compression F et un moment de flexion, tirés à partir des fichiers résultats du SAP 2000

Tableau V.16 : Sollicitations dans les voiles

TYPE	L(m)	E (m)	Combinaisons	N(KN)	M(KN.m)
Voile1	2.85	0.25	$1.35G + 1.5Q$	-3891.611	1832.1169
			$0.8G + E_X$	-2558.276	3606.5829
			$0.8G + E_Y$	-3505.468	1936.9245
			$G + Q + E_X$	-3388.783	3996.6464
			$G + Q + E_Y$	-4335.975	2326.988
Voile2	2.85	0.15	$1.35G + 1.5Q$	-3296.772	1832.804
			$0.8G + E_X$	-1883.853	1900.1415
			$0.8G + E_Y$	-2377.174	1290.9745
			$G + Q + E_X$	-2602.964	2301.0762
			$G + Q + E_Y$	-3096.285	1691.9091

❖ Etude du voile :

On prend comme exemple le voile 01

Combinaison $0.8G + E_X$

N=-25508276T

M=360.65829T.m

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} \pm \frac{M * V}{I} \text{ avec } V = \frac{l}{2}$$

$$\text{avec } V = \frac{L}{2} = \frac{2.85}{2} = 1.425\text{m}$$

$$\sigma_t = \frac{N}{A} + \frac{M * V}{I}$$

$$I = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.25 * (2.85)^3}{12} = 0.482273437$$

$$A = 2.85 * 0.25 = 0.713\text{m}^2$$

$$\sigma_t = -\frac{255.8276}{0.7125} + \frac{360.65829 * 1.425}{0.482273437}$$

$$\sigma_t = 706.601\text{T/m}^2$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A} - \frac{M * V}{I}$$

$$\sigma_c = -\frac{255.8276}{0.7125} - \frac{360.65829 * 1.425}{0.482273437}$$

$$\sigma_t = -1424.713 \text{T/m}^2$$

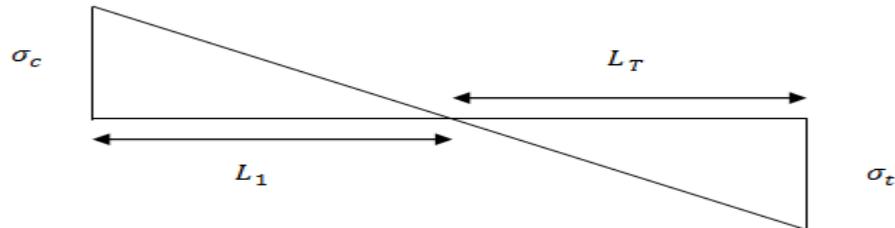


Figure VI.4. Schéma statique d'une section partiellement comprimée

$$\text{tg } \alpha = \frac{\sigma_c}{L_1} = \frac{\sigma_t}{L_T}$$

$$L_T = \frac{\sigma_t * L_1}{\sigma_c} \dots \dots \dots (1)$$

$$L_1 = L - L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_t(L - L_1)}{\sigma_c}$$

$$(\sigma_c + \sigma_t) * L_T = \sigma_t * L$$

$$L_T = \frac{\sigma_t * L}{\sigma_c + \sigma_t}$$

$$L_T = \frac{706.601}{1424.713 + 706.601} * 2.85$$

$$L_T = \mathbf{0.944868709 \text{ m}}$$

$$\sigma_t = \frac{F_T}{S} \Rightarrow F_T = \sigma_t * S$$

$$S = \frac{b * L_T}{2} = \frac{0.25 * 0.944868709}{2}$$

$$S = \mathbf{0.118108588 \text{ m}^2}$$

$$F_t = \sigma_t * S = 706.601 * 0.1175$$

$$F_t = 83.455561351 \text{ t}$$

$$A = \frac{834.556135}{400 * 10^3}$$

$$A = \mathbf{2.08639 * 10^3 \text{ m}^2} = \mathbf{20.86 \text{ cm}}$$

Cette section de ferrailage sera répartie tout au long de la longueur du voile (sur 2.85m)

Selon RPA 99 v 2003

$$A_{\min} = 0.15\% b.L = 0.15\% * 0.25 * 2.85$$

$$A_{\min} = \mathbf{10.6875 \text{ cm}^2}$$

✚ Diamètre :

$$D \leq \frac{a}{10} = \frac{25}{10} = 2.5 \text{ cm}$$

Donc on prend **D = 16 mm**

✚ Calcul de l'espacement :

Selon RPA 99 v 2003 : $S_t \leq \min(1.5 a; 30 \text{ cm})$

Selon BAEL 91 : $S_t \leq \min(2 a; 33 \text{ cm})$

$S_t \leq \min(S_{t \text{ RPA}}; S_{t \text{ BAEL}})$

$S_t \leq 30 \text{ cm}$

On adopte un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

D'après RPA 99 v 2003 Pour la zone nodale de longueur $l=L/10=30 \text{ cm}$ l'espacement est la moitié de celui de la zone courante : $S'_t = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$

✚ Ferrailage transversal :

Selon RPA 99 v 2003

Si $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$ $A_t \geq 0.15\% b. a$

Si $\tau_b > 0.025 f_{c28}$ $A_t \geq 0.25\% b. a$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b. d} \quad \text{avec } \bar{V} = 1.4 V$$

L'effort tranchant maximum $V = 458.651 \text{ KN}$

$$\tau_b = \frac{1.4 * 458.651 * 10^{-3}}{0.25 * 0.9 * 2.85}$$

$\tau_b = 1.0013 > 0.625 \text{ MPa}$

$A_t \geq 0.25\% * 100 * 25$

$A_t \geq 6.25 \text{ cm}^2$

On adopte un diamètre $D= 12 \text{ mm}$

Choix : 6T12 = 6.79 cm²

✚ Longueur de recouvrement:

Du RPA 99 v 2003 les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

40∅ Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signes des efforts est possible.

20∅ Pour les barres situées dans la zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

- **Armatures de peau :**

$$A_c = 0.2\% b. L = 5 \text{ cm}^2$$

- **Armatures horizontales :**

D'après le DTR-B.C-2.42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égale à 12 mm, les armatures horizontales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m², on prend **4∅6/m²**

Tableau.VI.17 : Ferrailage de voile01

Combinaison	A_{cal} (cm^2)	A_{minRPA} (cm^2)	Le choix
1.35G + 1.5Q	0.00	10.6875	10T12 11.31
0.8G + E_X	20.86	10.6875	14T14
0.8G + E_Y	0.50	10.6875	10T12 11.31
G + Q + E_X	18.76	10.6875	8T16+2T14 19.16
G + Q + E_Y	0.4	10.6875	10T12 11.31

Combinaison	A_{cal} (cm^2)	A_{minRPA} (cm^2)	Le choix
1.35G + 1.5Q	0.00	10.6875	10T12 11.31
0.8G + E_X	20.86	10.6875	14T14 21.55
0.8G + E_Y	0.50	10.6875	10T12 11.31
G + Q + E_X	18.76	10.6875	8T16+2T14 19.16
G + Q + E_Y	0.4	10.6875	10T12 11.31

Tableau.VI.18 : Ferrailage de voile 02

Combinaison	N(t)	M (t.m)	$\sigma_t(t/m^2)$	$\sigma_c(t/m^2)$	$L_T(m)$	N(t)	A_{cal} (cm^2)
1.35G + 1.5Q	-320.6172	183.2804	131.406	-1673.756	0.21	2.04	0.51
0.8G + E_X	-188.3853	190.0141	495.075	-1376.410	0.75	27.99	7
0.8G + E_Y	-237.7174	129.0974	79.688	-1191.816	0.18	1.07	0.27
G + Q + E_X	-260.2964	230.1076	524.306	-1742.067	0.66	25.93	6.48
G + Q + E_Y	-309.6285	169.1909	108.919	-1557.473	0.19	1.52	0.38

Combinaison	A_{cal} (cm^2)	A_{minRPA} (cm^2)	Le choix
$1.35G + 1.5Q$	0.51	6.4125	6T12 6.79
$0.8G + E_X$	7	6.4125	14T12 15.83
$0.8G + E_Y$	0.27	6.4125	6T12 6.79
$G + Q + E_X$	6.48	6.4125	6T12 6.79
$G + Q + E_Y$	0.38	6.4125	6T12 6.79

Le ferrailage des voiles est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau VI.19 : Ferrailage de deux types de voiles

Type	Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversal		Armatures horizontales
	$A_{choisie}$	$S_t(cm)$	$A_{choisie}$	$S_t(cm)$	
Voile 1	14T14	22	6T12	20	Ø8
Voile 2	14T12	22	6T12	20	Ø8

- ❖ Le ferrailage longitudinal sera répartie sur tout au long de la longueur (2.85m)
- ❖ Le ferrailage transversal sera répartir sur 1ml

VI.4.4. Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après RPA 99 v 2003 il faut que : $\tau_b \leq 0.2f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \cdot d} \text{ avec } \bar{V} = 1.4 V$$

Les vérifications de chaque combinaison sont mentionnées dans le tableau ci-après :

Tableau VI.20 : Vérification des contraintes tangentielles

Type	Combinaison	V_{max} (KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Observation
Voile 1	ELU	13.122	0.0286	5	C.V
	$0.8G + E_X$	458.762	1.0013	5	C.V
	$0.8G + E_Y$	165.651	0.3617	5	C.V
	$G + Q + E_X$	461.352	1.0072	5	C.V
	$G + Q + E_Y$	168.241	0.3673	5	C.V
Voile 2	ELU	15.088	0.0549	5	C.V
	$0.8G + E_X$	317.903	1.1586	5	C.V
	$0.8G + E_Y$	56.99	0.2074	5	C.V
	$G + Q + E_X$	316.724	1.1525	5	C.V
	$G + Q + E_Y$	55.811	0.2031	5	C.V

VI.4.5. Vérification de l'effort normal réduit :

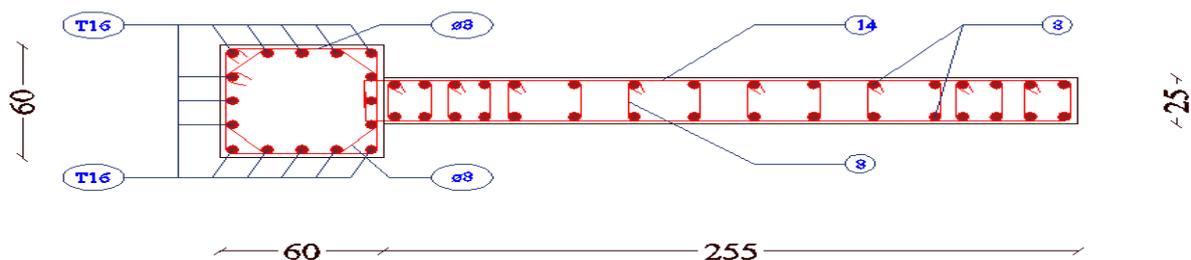
$$V = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.3$$

Pour les voiles du SS et RDC (e=25 cm) $N_{max} = 3891.611 \text{ KN}$

$$V = \frac{3.8916}{0.25 * 2.85 * 25} = 0.2185 < 0.3 \Rightarrow \text{C.V}$$

Pour les voiles des EC : (e=15 cm) $N_{max} = 3206.172 \text{ KN}$

$$V = \frac{3.2062}{0.15 * 2.85 * 25} = 0.2999 < 0.3 \Rightarrow \text{C.V}$$

**Figure.VI.5.Ferrailage de voile**

Chapitre VII :
Etude de
l'infrastructure

VII.1.Introduction :

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharge climatiques et d'utilisation) de cet ouvrage sur le sol. Le mode de fondation sera établi suivant la capacité portante du sol.

On distingue les fondations superficielles des fondations profondes :

- Les fondations superficielles sont soit isolées (ponctuelles) et on parlera de plots de fondation (par exemple sous un poteau) soit filante (linéaires) et on parlera de semelles de fondation (sous un voile ou sous un mur). Elles reposent sur un sol choisi pour ses caractéristique géo mécanique, appelé niveau d'assise ou fond coffre.

Lorsque la capacité portante du fond offre n'est pas homogène, la mise en œuvre d'un radier général sera une alternative économique aux fondations profondes.

- Les fondations profondes (par exemple les pieux) sollicitent le sol par deux types d'action.
 - Le premier est le frottement de la fondation sur le sol qui l'entoure, et qui offre ainsi une résistance à l'enfoncement.
 - La seconde est le terme de pointe qui correspond à l'appui vertical de la fondation sur un sol de qualité acceptable.

VII.2. Etude préliminaire du choix de type de semelle :

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.5 bars, la profondeur d'ancrage serait vers 3m et la classification du sol dans la catégorie S2 (sol ferme).

Pour le choix du type de fondation on doit satisfaire les deux critères principaux :

- ✓ Assurer la stabilité de la structure.
- ✓ Adopter un choix économique.

Le type de fondation dépend du :

- ❖ Type d'ouvrage à construire.
- ❖ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ❖ La capacité portante de terrain de fondation.
- ❖ La charge totale transmise au sol.
- ❖ La raison économique.
- ❖ La facilitée de réalisation.

VII.2.1. Semelle isolée:

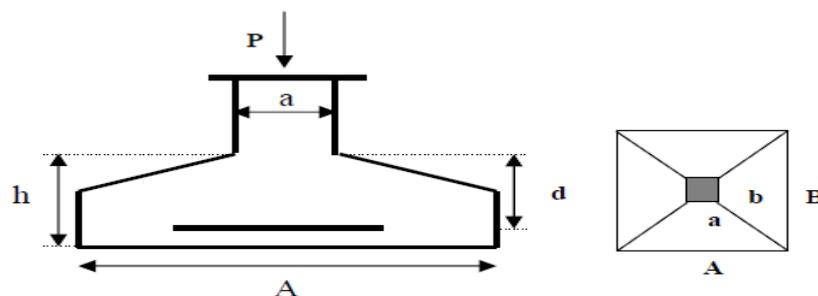


Figure. VII.1. Semelle isolée

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} et M_{corr} qui sont obtenus à la base de tous les poteaux du RDC.

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable.

VII.2.2. Semelle filante:

Les semelles filantes occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise donc on doit éviter ce choix.

Donc on a opté comme fondation un radier général, à cause de l'importance d'ouvrage et la charge transmise.

VII.2.3. Radier général:

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol du bâtiment, cette semelle déborde par des consoles extérieures.

Le radier général présente les avantages suivants :

- ✓ Aucune difficulté de coffrage.
- ✓ Facilité de mise en œuvre du béton.
- ✓ Rapidité d'exécution.

On a opté comme fondation un radier général, à cause de l'importance d'ouvrage et la charge transmises

VII.2.3.1. Dimensionnement :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme de sol.

❖ Epaisseur du radier :

$$h_d \geq \frac{l_{max}}{20}$$

$$h_d \geq \frac{595}{20} = 29.75$$

$$h_d \geq 29.75 \text{ cm}$$

$$h_d = 30 \text{ cm}$$

❖ Epaisseur de la nervure :

$$h_n \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{595}{10} = 59.5$$

$$h_n \geq 59.5 \text{ cm}$$

$$h_n : 60 \text{ cm}$$

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol $\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars}$

La condition qu'on doit vérifier est la suivante : $\sigma_b \leq \sigma_{sol}$

Ces dimensions ne vérifient pas la condition $\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Après une dizaine d'essais en utilisant le logiciel SAP 2000 pour avoir les déplacements Z_{max} et Z_{min} en ELS qui servent à calculer:

$$\sigma_{max} = K_b * Z_{max}$$

$$\sigma_{min} = K_b * Z_{min}$$

Avec :

K_b : Coefficient de BALLAST en fonction de la capacité portante du sol (coefficient de la raideur du sol)

Du tableau de module de réaction du sol : $K_b = 3.1 \text{ Kg/cm}^3$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

❖ **Débordement :**

$$D \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30\text{cm}\right) = \left(\frac{120}{2}; 30\text{cm}\right) = 60\text{cm}$$

On adopte :

D=140cm

Après modélisation du radier sur le logiciel de calcul SAP 2000, et suite à une vingtaine d'essais, les dimensions qui vérifient la condition sont comme suit:

$h_d = 60\text{cm}$

$h_n = 120\text{cm}$

$Z_{\max} = 0.517\text{m}$

$Z_{\min} = 0.326\text{m}$

$\sigma_{b1} = Z_{\max} * K = 0.517 * 3.1 = 1.6027\text{bars}$

$\sigma_{b2} = Z_{\min} * K = 0.326 * 3.1 = 1.0106\text{bars}$

$$\sigma_b = \frac{3 * \sigma_{b1} + \sigma_{b2}}{4} = \frac{3 * 1.6027 + 1.0106}{4}$$

$\sigma_b = 1.454675\text{bars}$

$\sigma_b = 1.46 < 1.5 \Rightarrow \text{C. V.}$

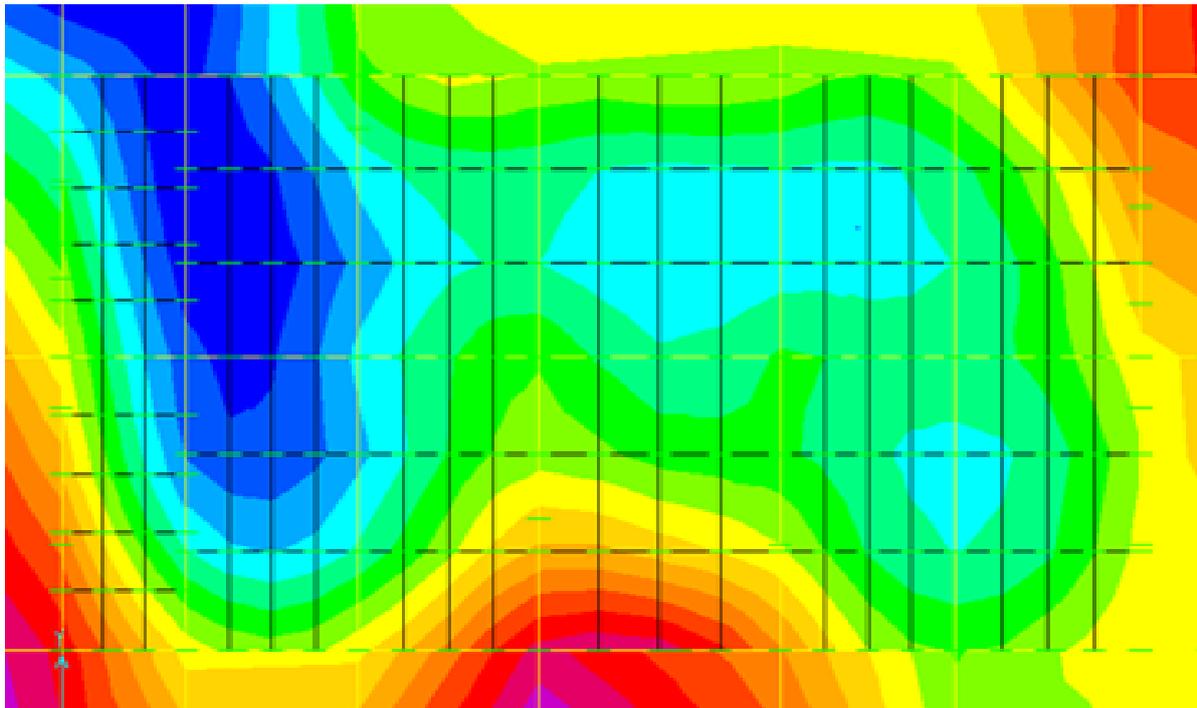


Figure. VII.2. Les déplacements Z_{\max} et Z_{\min}

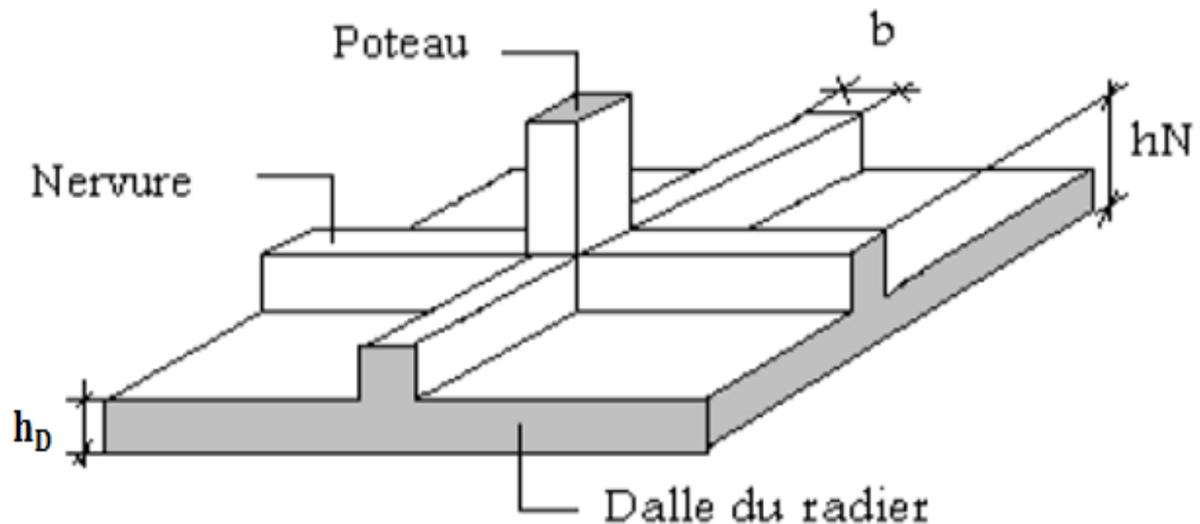


Figure.VII.3. Radier nervuré

VII.2.3.2. Vérification de poinçonnement :

D'après CBA 91 on doit vérifier la condition : $N_u \leq 0.045 \cdot h_n \cdot u_u \cdot f_{c28} / \gamma_b$

N_u : L'effort normal en ELU du poteau plus sollicité.

h_n : Hauteur de la nervure = **1.2 m**.

u_u : Périmètre du poteau.

$$N_u = 3232.074 \text{ KN}$$

$$u_u = 2 \left[\left(a + \frac{h}{2} + \frac{h}{2} \right) + \left(a + \frac{h}{2} + \frac{h}{2} \right) \right]$$

$$u_u = 4(a + h)$$

$$u_u = 4(0.6 + 1.2)$$

$$u_u = 7.2 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0.045 * 1.2 * 7.2 * \frac{25000}{1.5} = 8100$$

$$N_u = 3232.074 \text{ KN} < 8100 \text{ KN} \Rightarrow \text{C. V.}$$

VII.2.3.3. Les différents sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel SAP 2000, comme éléments plaque sur sol élastique, on a obtenu les résultats suivants :

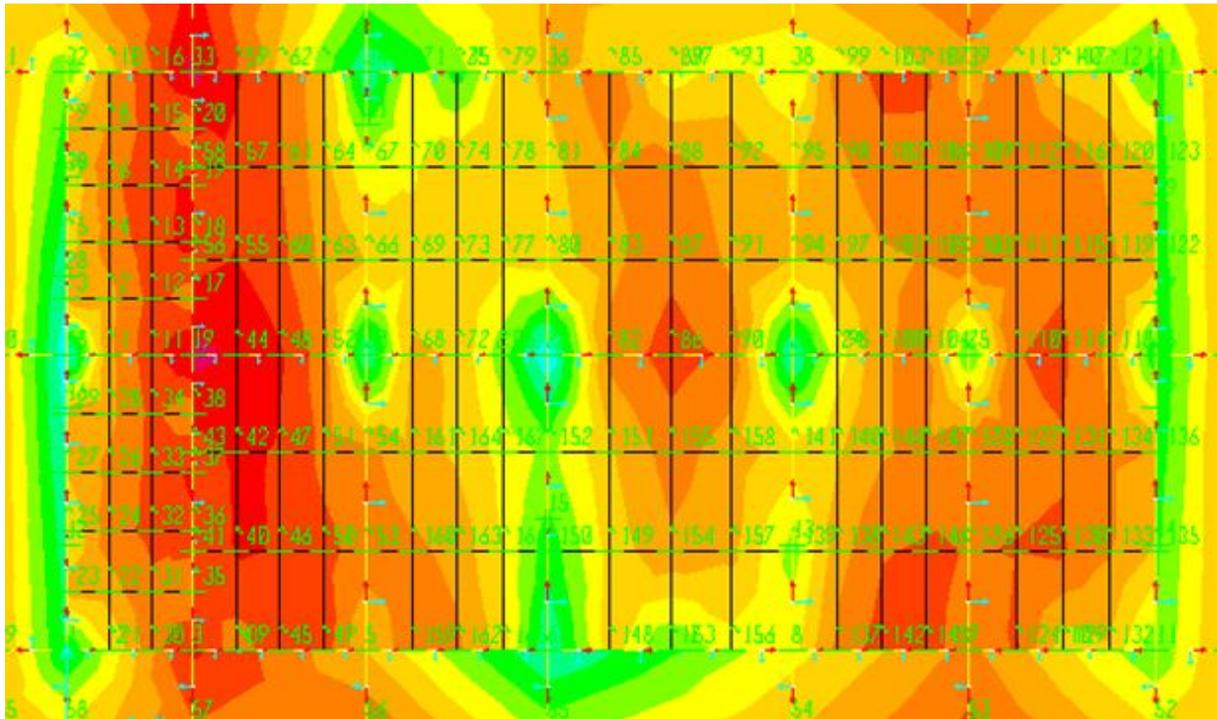


Figure. VII.4.Moment M_{11} a L ELU

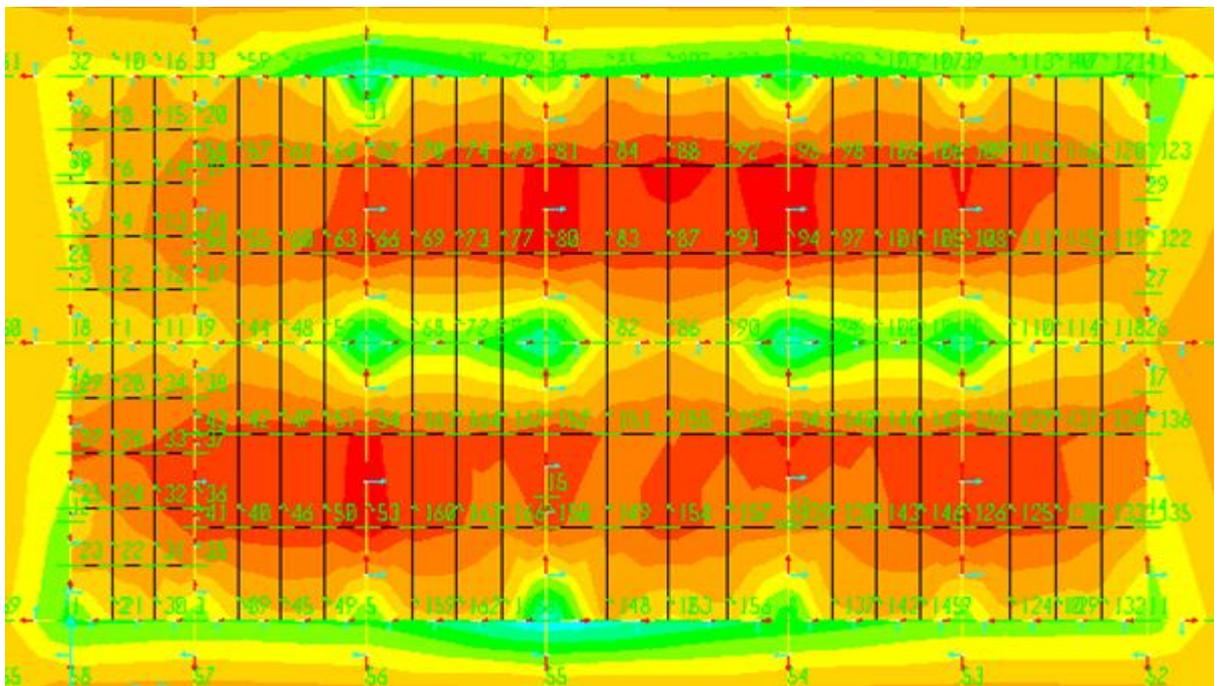


Figure. VII.5. Moment M_{22} à l'ELU



Tableau. VII.1 : Sollicitation du radier

		ELU		ELS	
		$M_{11}(KN.m)$	$M_{22}(KN.m)$	$M_{11}(KN.m)$	$M_{22}(KN.M)$
Dalle	Appuis	626.233	540.641	459.044	395.519
	Travée	372.013	335.100	272.381	245.279
Nervure	Appuis	513.3189	453.2312	375.7306	331.6038
	Travée	499.6689	418.6046	356.2007	306.6969

VII.2.4. Calcul de ferrailage

VII.2.4.1. Ferrailage de la dalle :

❖ En travée :

• ELU :

➤ Sens X (M_{11}) :

$$M_u = 372.013 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{372.013 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 0.8)^2 * 14.17} = \mathbf{0.0506}$$

$$\mu_u = \mathbf{0.0506} < \mu_R = \mathbf{0.392}$$

Donc la section est à simple armature

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z * \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0.0649}$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = \mathbf{0.7013m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z * \sigma_{st}} = \frac{372.013 * 10^{-3}}{0.7013 * 347.826}$$

$$A_{st} \geq \mathbf{15.2508cm^2}$$

✚ Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b * h}{1000}; 0.23 * b * d * \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right)\right)$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{1 * 0.8}{1000}; 0.23 * 1 * 0.9 * 0.8 * \left(\frac{2.1}{400}\right)\right)$$

$$A_{st} \geq \max(8 * 10^{-4}; 8.694 * 10^{-4}) \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 15.2508 \text{ cm}^2 > 8.694 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

Le choix est 8T16=16.08cm²

➤ **Sens Y (M_{22})**

$$M_u = 335.100 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{335.100 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 0.8)^2 * 14.17} = \mathbf{0.0456}$$

$$\mu_u = \mathbf{0.0456} < \mu_R = \mathbf{0.392}$$

Donc la section est à simple armature

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z * \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = \mathbf{0.0584}$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = \mathbf{0.7032 \text{ m.}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z * \sigma_{st}} = \frac{335.1 * 10^{-3}}{0.7031 * 347.826}$$

$$A_{st} \geq \mathbf{13.7024 \text{ cm}^2}$$

✚ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b * h}{1000}; 0.23 * b * d * \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right)\right)$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{1 * 0.8}{1000}; 0.23 * 1 * 0.9 * 0.8 * \left(\frac{2.1}{400}\right)\right)$$

$$A_{st} \geq \max(8 * 10^{-4}; 8.694 * 10^{-4}) \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 13.7024 \text{ cm}^2 > 8.694 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C. V}$$

Donc le choix est :

Le choix est 8T16=16.08cm²

Vérification à ELS :

- **ELS :**

La dalle est soumise à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

➤ **Sens X (M_{11}) :**

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_u = \mathbf{372.013 \text{ KN.m}}$$

$$M_s = \mathbf{272.381 \text{ KN.m}}$$

$$\gamma = \frac{372.013}{272.381} = \mathbf{1.3658}$$

$$\alpha \leq \frac{1.3658 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.4329$$

$$\alpha = \mathbf{0.0649} \leq \mathbf{0.4329} \Rightarrow \text{C. V.}$$

➤ **Sens Y (M_{22}):**

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_u = 335.1 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 245.279 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{335.1}{245.279} = 1.3662$$

$$\alpha \leq \frac{1.3662 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.4331$$

$$\alpha = 0.0584 \leq 0.4329 \Rightarrow \text{C.V.}$$

✚ **Vérification des contraintes:**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{C.V.}$$

$$\sigma_{st} = \text{pas de limite fissuration peu préjudiciable} \Rightarrow \text{C.V.}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

❖ **En appuis:**• **ELU :**➤ **Suivant X (M_{11}) :**

$$M_u = 626.233 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{626.233 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 0.8)^2 * 14.17} = 0.0853$$

$$\mu_u = 0.0853 < \mu_R = 0.392$$

Donc la section est à simple armature

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z * \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.1116$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.6879 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z * \sigma_{st}} = \frac{626.233 * 10^{-3}}{0.6879 * 347.826}$$

$$A_{st} \geq 26.1627 \text{ cm}^2$$

✚ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b * h}{1000}; 0.23 * b * d * \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right)\right)$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{1 * 0.8}{1000}; 0.23 * 1 * 0.9 * 0.8 * \left(\frac{2.1}{400}\right)\right)$$

$$A_{st} \geq \max(8 * 10^{-4}; 8.694 * 10^{-4}) \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 26.1627 \text{ cm}^2 > 8.694 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V.}$$

Le choix est 9T20=28.27 cm²

➤ **Sens y (M_{22}) :**

$$M_u = 540.641 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{540.641 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 0.8)^2 * 14.17} = \mathbf{0.0456}$$

$$\mu_u = \mathbf{0.0736} < \mu_R = \mathbf{0.392}$$

Donc la section est à simple armature

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z * \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0.0957}$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = \mathbf{0.6924 \text{ m.}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z * \sigma_{st}} = \frac{335.1 * 10^{-3}}{0.7031 * 347.826}$$

$$A_{st} \geq \mathbf{22.4486 \text{ cm}^2}$$

✚ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b * h}{1000}; 0.23 * b * d * \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right)\right)$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{1 * 0.8}{1000}; 0.23 * 1 * 0.9 * 0.8 * \left(\frac{2.1}{400}\right)\right)$$

$$A_{st} \geq \max(8 * 10^{-4}; 8.694 * 10^{-4}) \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 22.4486 \text{ cm}^2 > 8.694 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{C. V.}$$

Le choix est 8T20=25.13 cm²

• **ELS :**

La dalle est soumise à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

• **Suivant X (M_{11}) :**

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_u = \mathbf{626.233 \text{ KN.m}}$$

$$M_s = \mathbf{459.044 \text{ KN.m}}$$

$$\gamma = \frac{626.233}{459.044} = \mathbf{1.3642}$$

$$\alpha \leq \frac{1.3642 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.4321$$

$$\alpha = \mathbf{0.1116} \leq \mathbf{0.4321} \Rightarrow \mathbf{C. V.}$$

- Sens Y (M_{22}):

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_u = 540.641 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 395.519 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{540.641}{395.519} = 1.3669$$

$$\alpha \leq \frac{1.3669 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43345$$

$$\alpha = 0.0957 \leq 0.43345 \Rightarrow \text{C. V.}$$

✚ Vérification des contraintes:

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{C. V.}$$

$$\sigma_{st} = \text{pas de limite fissuration peu préjudiciable} \Rightarrow \text{C. V.}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

VII.2.4.2. Ferrailage de la nervure :

❖ En travée :

- ELU :

➤ Suivant X (M_{11}) :

$$M_u = 499.6689 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{499.6689 * 10^{-3}}{0.6 * (0.9 * 1.2)^2 * 14.17} = 0.0504$$

$$\mu_u = 0.0506 < \mu_R = 0.392$$

Donc la section est à simple armature

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z * \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0647$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 1.0520 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z * \sigma_{st}} = \frac{499.6689 * 10^{-3}}{1.0520 * 347.826}$$

$$A_{st} \geq 13.6554 \text{ cm}^2$$

✚ Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b * h}{1000}; 0.23 * b * d * \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right)\right)$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{1 * 1.2}{1000}; 0.23 * 0.6 * 0.9 * 1.2 * \left(\frac{2.1}{400}\right)\right)$$

$$A_{st} \geq \max(12 * 10^{-4}; 7.8246 * 10^{-4}) \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 13.6554 \text{ cm}^2 > 12 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C. V.}$$

Le choix est 8T16=16.08cm²

➤ **Sens Y (M_{22}):**

$$M_u = 418.6046 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{418.6046 * 10^{-3}}{0.6 * (0.9 * 1.2)^2 * 14.17} = \mathbf{0.0456}$$

$$\mu_u = \mathbf{0.0422} < \mu_R = \mathbf{0.392}$$

Donc la section est à simple armature

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z * \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0.0539}$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = \mathbf{0.10567 \text{ m.}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z * \sigma_{st}} = \frac{418.6046 * 10^{-3}}{1.0567 * 347.826}$$

$$\mathbf{A_{st} \geq 11.3892 \text{ cm}^2}$$

✚ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b * h}{1000}; 0.23 * b * d * \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right)\right)$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{1 * 1.2}{1000}; 0.23 * 0.6 * 0.9 * 1.2 * \left(\frac{2.1}{400}\right)\right)$$

$$A_{st} \geq \max(12 * 10^{-4}; 7.8246 * 10^{-4}) \text{ m}^2$$

$$\mathbf{A_{st} = 11.3892 \text{ cm}^2 > 12 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C. N. V.}}$$

Le choix est 8T16=16.08cm²

• **ELS :**

La nervure est soumise à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

➤ **Suivant X (M_{11}) :**

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_u = \mathbf{499.6689 \text{ KN.m}}$$

$$M_s = \mathbf{356.2007 \text{ KN.m}}$$

$$\gamma = \frac{499.6689}{356.2007} = \mathbf{1.4028}$$

$$\alpha \leq \frac{1.4028 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.4514$$

$$\alpha = \mathbf{0.0647} \leq \mathbf{0.4514} \Rightarrow \text{C. V.}$$

➤ **Sens Y (M_{22}):**

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_u = 418.6046 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 306.6969 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{418.6046}{306.6969} = 1.3649$$

$$\alpha \leq \frac{1.3649 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.4325$$

$$\alpha = 0.0539 \leq 0.4325 \Rightarrow \text{C. V.}$$

✚ **Vérification des contraintes:**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{C. V.}$$

$$\sigma_{st} = \text{pas de limite fissuration peu préjudiciable} \Rightarrow \text{C. V.}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

❖ **En appuis:**

• **ELU :**

➤ **Suivant X (M_{11}) :**

$$M_u = 513.3189 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{513.3189 * 10^{-3}}{0.6 * (0.9 * 1.2)^2 * 14.17} = 0.0518$$

$$\mu_u = 0.0518 < \mu_R = 0.392$$

Donc la section est à simple armature

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z * \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0665$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.0513 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z * \sigma_{st}} = \frac{513.3189 * 10^{-3}}{1.0513 * 347.826}$$

$$A_{st} \geq 14.0378 \text{ cm}^2$$

✚ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b * h}{1000}; 0.23 * b * d * \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right)\right)$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{1 * 1.2}{1000}; 0.23 * 0.6 * 0.9 * 1.2 * \left(\frac{2.1}{400}\right)\right)$$

$$A_{st} \geq \max(12 * 10^{-4}; 7.8246 * 10^{-4}) \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 14.0378 \text{ cm}^2 > 12 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C. V.}$$

Le choix est 8T16=16.08cm²

➤ **Sen Y (M_{22}):**

$$M_u = 453.23121 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{453.2312 * 10^{-3}}{0.6 * (0.9 * 1.2)^2 * 14.17} = \mathbf{0.0457}$$

$$\mu_u = \mathbf{0.0457} < \mu_R = \mathbf{0.392}$$

Donc la section est à simple armature

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z * \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0.0585}$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = \mathbf{1.0547m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z * \sigma_{st}} = \frac{453.2312 * 10^{-3}}{1.0547 * 347.826}$$

$$\mathbf{A_{st} \geq 12.3546 \text{ cm}^2}$$

✚ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b * h}{1000}; 0.23 * b * d * \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right)\right)$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{1 * 1.2}{1000}; 0.23 * 0.6 * 0.9 * 1.2 * \left(\frac{2.1}{400}\right)\right)$$

$$A_{st} \geq \max(12 * 10^{-4}; 7.8246 * 10^{-4}) \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 12.3546 \text{ cm}^2 > 12 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{C. V.}$$

Le choix est 8T16=16.08cm²

• **ELS :**

La nervure est soumise à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_c 28}{100}$$

➤ **Sens X (M_{11}) :**

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\mathbf{M_u = 513.3189 \text{ KN.m}}$$

$$\mathbf{M_s = 375.7306 \text{ KN.m}}$$

$$\gamma = \frac{513.3189}{375.7306} = \mathbf{1.3662}$$

$$\alpha \leq \frac{1.3662 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.4331$$

$$\alpha = \mathbf{0.0665} \leq \mathbf{0.4331} \Rightarrow \mathbf{C. V.}$$

➤ **Sens Y (M_{22}):**

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_u = 540.641 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 395.519 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{453.2312}{331.6038} = 1.3668$$

$$\alpha \leq \frac{1.3668 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.4334$$

$$\alpha = 0.0585 \leq 0.4334 \Rightarrow \text{C. V.}$$

✚ **Vérification des contraintes:**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{C. V.}$$

$$\sigma_{st} = \text{pas de limite fissuration peu préjudiciable} \Rightarrow \text{C. V.}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

Calcul de l'espacement :

Selon RPA 99 V2003 :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right) \text{ En zone nodale}$$

Avec :

ϕ_{\min} : Le diamètre le plus petit de ferrailage longitudinal

$$S_t \leq \min\left(\frac{120}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min(30; 19.2; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{120}{2} = 60 \text{ cm} \quad \text{Dehors de la zone nodale}$$

On adopte un espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

$$S'_t = 20 \text{ cm}$$

Ferrailage transversal :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{t\min}, \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{120}{35}, 1.6, \frac{60}{10}\right)$$

On prend :

$$\phi_t = 8 \text{ mm.}$$

Tableau .VII.2: Ferrailage de la dalle et la nervure

			Sens x	Sens y
Dalle	Appuis	A_{cal}	26.1727	22.4486
		$A_{choisit}$	9T20 28.27	8T20 25.13
	Travée	A_{cal}	15.2508	13.7024
		$A_{choisit}$	8T16 16.08	8T16 16.08
Nervure	Appuis	A_{cal}	14.0378	12.3546
		$A_{choisit}$	8T16 16.08	8T16 16.08
	Travée	A_{cal}	13.6554	11.3892
		$A_{choisit}$	8T16 16.08	8T16 16.08

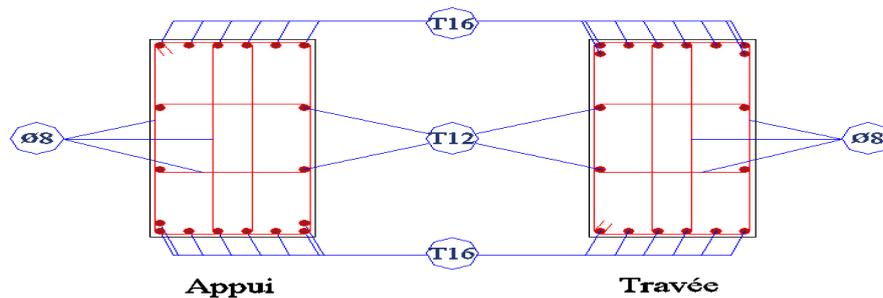


Figure. VII.6. Ferrailage de la nervure

Chapitre VIII :

Réalisation de

projet

GENERALITE :

Tout projet doit être planifié, quel que soit son importance, sa longueur ou sa complexité. La planification est un outil indispensable de management de projet. Elle permet de mieux définir les travaux à réaliser, de fixer des objectifs, de coordonner diverses actions, de maîtriser les moyens requis, de minimiser les risques rencontrés, enfin de mettre en place une stratégie de management, notamment en suivant les activités en cours et en rendant compte de l'état d'avancement du projet.

Il est en effet primordial de prévoir et de suivre de manière réaliste les délais, les ressources et les coûts de conception et de fabrication du produit envisagé.

Planifier est un moyen essentiel de prise de décisions pour le chef de projet.

La planification est également un facteur de communication entre les différents participants du projet. Elle permet alors de maîtriser les interfaces du projet.

Planifier optimise ainsi les chances de réussite du projet en améliorant la productivité grâce à une meilleure maîtrise de la qualité.

L'étude financière a pour but de déterminer un devis estimatif du coût de la construction pour que le promoteur évalue les risques financiers. Elle a été menée en accord avec le service comptable de l'entreprise.

VIII.1.Introduction :

La construction d'un bâtiment est une opération complexe qui nécessite la collaboration de nombreux intervenus (maître d'ouvrage, maître d'œuvre, bureau de contrôle technique, entreprise.....), et qui s'appuie sur un ensemble de dossiers des pièces écrites et des pièces dessinées.

VIII.2 .Management du projet :

Le management de projet est l'ensemble des actions engagées par une ou des organisation(s) afin de définir/concevoir un projet, de le lancer et de la réaliser. Il ne relève pas seulement de l'application d'outils de gestion, mais d'un système de gestion à part entière. Le management de projet combine la gestion de projet, et la fonction de direction de projet en charge de la définition des objectifs (coûts, délais, qualité) , des actions politiques, des aspects financière et de l'organisation du travail collectif des équipes projets.

VIII.2.1 Projet :

Un projet est un ensemble finalisé d'activité et d'actions entreprises dans le but de répondre à un besoin défini dans des délais fixés et dans la limite de l'enveloppe budgétaire allouée.

Un projet comprend un objectif défini devant être livré dans un délai et un coût convenu un système dynamique à maintenir en équilibre, chaque changement déséquilibre le projet.



Figure.VIII.1. Objectifs principal d'un projet.

VIII.2.2 Le cycle de vie d'un projet :

Un projet se démarque par son cycle de vie, qui est généralement présenté comme étant constitué de phases. Le nombre de phases ainsi que leur appellation peuvent varier d'une application à une autre, d'un domaine d'application à un autre et d'un auteur à un autre. L'ingénieur responsable d'un projet devra parfois définir les phases du projet dont il a la responsabilité en tenant compte des paramètres propres au projet ou à la culture d'entreprise. Ces différences ne limitent en aucune façon la validité ni la pertinence du modèle ci-dessous en quatre phases qu'il est proposé à l'ingénieur de suivre.

1. Phase d'identification : la demande est clarifiée, les objectifs précisés et le projet globalement identifié en ce qui a trait au produit ou au service à livrer, aux contraintes à respecter et à la stratégie de réalisation.

2. Phase de définition : le contenu du projet est de façon défini plus précise, une planification détaillée est établie pour sa durée, les échéances, les ressources et les dépenses, ainsi que les politiques et les procédures de gestion sont circonscrites.

3. Phase de réalisation : le produit ou le service est effectivement réalisé suivant le plan prévu et en conformité avec les exigences du demandeur (maitre d'ouvrage).

4. Phase de clôture : le produit ou le service est remis au demandeur, le projet est évalué et sa clôture administrative effectuée.

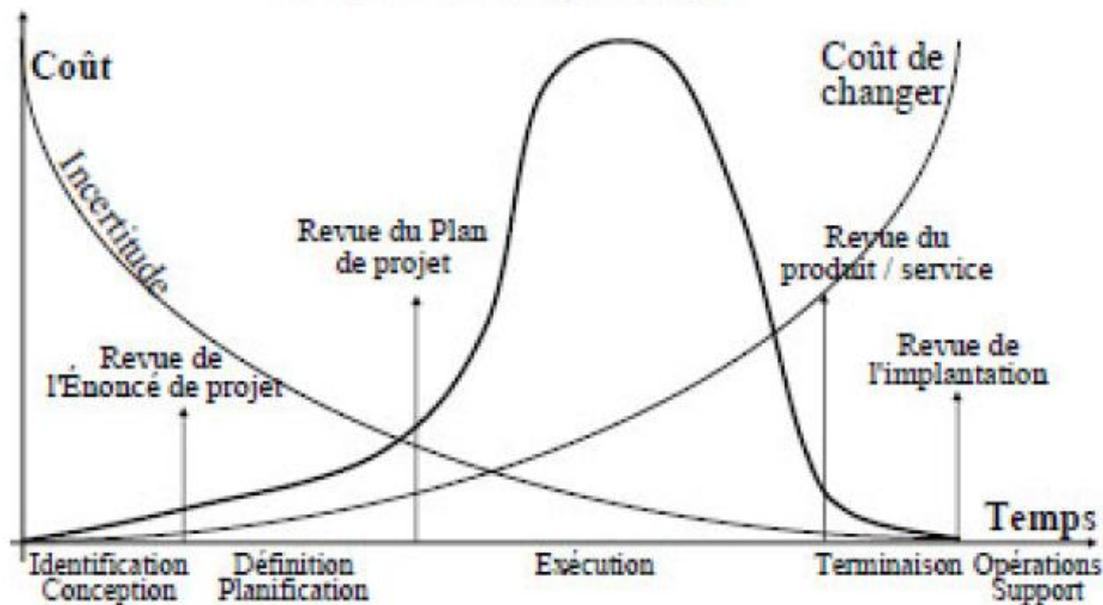


Figure.VIII.2. Cycle de vie d'un projet

VIII.2.3 Les déferents intervenants du projet :

✚ Le maître de l'ouvrage :

Le maître de l'ouvrage doit vérifier la faisabilité du projet, définir la localisation, le programme, l'enveloppe prévisionnelle, assurer le financement, choisir le processus de réalisation et conclure les contrats.

On attribue généralement la fonction de maîtrise d'ouvrage au client, celui pour le compte duquel le projet est réalisé.

Les compétences du maître d'ouvrage se décomposent en deux grands pôles : un pôle administratif, juridique et financier (assuré par un directeur d'investissement) et un pôle technique (assuré par un conducteur d'opération, ou éventuellement délégué au maître d'œuvre).

✚ Le maître d'œuvre :

Le maître d'œuvre est choisi par le maître d'ouvrage pour sa compétence afin de concevoir le projet et d'en assurer la réalisation.

Le maître d'œuvre vérifie la cohérence du programme, conçoit le bâtiment, demande les marchés, coordonne les études et les travaux, contrôle la qualité, les coûts.

✚ L'entreprise :

L'entreprise est liée par des contrats avec le maître d'ouvrage, elle doit exécuter les travaux conformément aux contrats conclus sous la direction exclusive du maître d'œuvre.

✚ Organismes d'étude de sol : Géomètre et le Géotechnicien

- ✚ **Organismes de contrôles** : Personne physique ou morale choisi par le Maître d'ouvrage pour exercer l'examen de la conception et de l'exécution des ouvrages réalisés en vue de contribuer à la prévention des aléas techniques le coordinateur SPS (sécurité et protection de la santé), le coordinateur SSI, dans certains cas et le pilote de chantier.

VIII.3 .Organisation du chantier :

Tout chantier occupant plus de neuf travailleurs pendant plus d'une semaine doit être déclaré dix jours avant son ouverture, par le maître d'ouvrage, à la caisse nationale des assurances sociales (C.N.A.S.), à l'organisme chargé de la prévention des risques professionnels dans le B.T.P.H ainsi qu'à l'inspection du travail.

VIII.3.1. Etablissement du plan d'hygiène et de sécurité

Les entreprises appelées à travailler, sur un des chantiers doivent, avant toute intervention sur ces chantiers, remettre au maître d'ouvrage, un plan d'hygiène et de sécurité.

Ce plan doit être également soumis, au préalable, pour avis aux représentants des travailleurs et aux médecins du travail des entreprises concernées.

Le plan d'hygiène et de sécurité est un document qui indique, de manière détaillée, pour tous les travaux que l'entreprise exécute directement ou qu'elle sous-traite

VIII.3.2. Installation de chantier :

- ✚ **Clôture de chantier** :

Les chantiers doivent être clôturés pour en interdire l'accès aux personnes étrangères aux travaux.

- ✚ **Le panneau de chantier** :

Les entrepreneurs des travaux de construction sont tenu de signaler leur chantier par un panneau d'identification, visible de jour comme de nuit, il informe la population de chantier et indique :

- ✓ La nature des travaux.
- ✓ Les références du permis de construire.
- ✓ Le maître d'ouvrage.
- ✓ Le maître d'œuvre.
- ✓ L'organisme de contrôle technique.
- ✓ Le délai d'exécution.
- ✓ L'entreprise réalisatrice.

VIII.3.3. Le planning :

Le planning sert à fixer toutes les étapes du chantier pour les différents corps de métier qui interviendront.

Instrument de pilotage du chantier, il est établi par le maître d'œuvre et/ou le pilote de chantier avec les entreprises pour maîtriser les délais prévus. Beaucoup de devis prévoient des indemnités compensatoires si des retards sont imputables à une entreprise.

De sa phase initiale jusqu'à la réception des travaux, un chantier engage de nombreux prestataires qui doivent exécuter les différentes phases de la construction.

VIII.3.4. Suivi de chantier :

Le suivi de chantier consiste à :

Etudier les pièces de marché : écrites (contrat de descriptifs) et graphiques (Plans).

Veiller au respect des règles de l'art selon les D.T.U à l'exécution des ouvrages, notamment lors des étapes importantes du gros (Eure vérification du ferrailage de la dalle et des murs, etc..) et de toutes les phases de la réalisation.

S'assure a suivi des plannings, respect des délais et des acomptes demandés par les entreprises en fonction de l'avancement des travaux.

Organiser et participer aux réunions de chantier.

Réception des travaux.

VIII.3.5. Les ressources matérielles :❖ **Les ressources matérielles produites :**

Tableau.VIII.1 : Les matériaux utilisés dans la réalisation de projet

Béton	Plinthe en terre cuite
Les armatures de ferrailage	Faïence
hourdis	Bois pour coffrage
Treillis soudé	Cadre porte et fenêtre
brique	Boite d'interrupteurs
mortier	Lampe et douille
Enduit de ciment	Fils d'électricité
Enduit de plâtre	Projecteur électrique
Carrelage	Gain d'électricité
Tuile	Peinture

❖ **Les ressources matérielles engins :**

- Bétonnière.
- Camion 10 tonnes.
- Camion 2.5 tonnes.
- La grue fixe et mobile.
- Case.

VIII.3.6 La sécurité dans le chantier :

La sécurité est beaucoup plus la responsabilité des managers sur site que celle des inspecteurs.

En phase de construction, les normes de sécurité en Algérie sont inscrites dans OPREBATPH (Organisme de Prévention des Risques Professionnels dans les Activités du Bâtiment, des Travaux Publics et de l'Hydraulique)

✚ Signalisation de chantier :

Un chantier peut représenter une gêne pour la circulation des usagers et un danger potentiel pour les personnes qui y travaillent.

L'attention des automobilistes doit donc être attirée le plus tôt possible, d'où la nécessité d'une pré signalisation suivie d'une délimitation très nette entre la voie de circulation et le chantier.

La signalisation temporaire a pour objet d'avertir et de guider l'utilisateur afin d'assurer sa sécurité et celle des agents intervenant sur la voirie tout en favorisant la fluidité de la circulation.



Figure.VIII.3. Signalisation des chantiers

✚ **Équipement de protection et sécurité :**

Lorsqu'il n'a pas été possible de supprimer un risque à la source, ou lorsque la mise en place de la protection collective s'avère impossible ou entraîne des risques trop importants, l'employeur doit mettre gratuitement à disposition de tous les salariés courant ce risque des équipements de protection individuelle (EPI).

- **Casque :** Tous travaux présentant le risque de chute d'objets à partir d'un niveau supérieur.
- **Harnais :** Tous travaux exceptionnels non répétitifs et de courte durée exposant à un risque de chute de hauteur.
- **Chaussures, bottes :** Tous travaux présentant le risque de chute d'objets manutentionnés sur les pieds ou d'écrasement, ou de perforation de la semelle par objets pointus.
- **Lunettes, masques :** Tous travaux présentant le risque de projection dans les yeux (burinage, meulage, manipulation de produits acides...) ou exposant à des sources lumineuses de forte puissance (soudage...)
- **Tabliers :** Tous travaux présentant des risques de projection sur le corps (soudage, manipulation de produit dangereux...)
- **Gants :** Tous travaux présentant des risques pour les mains (manutention, ferrailage, soudage...)
- **Genouillères :** Tous travaux exposant à une position à genoux prolongée (carreleurs, chauffagistes, étancheurs...)

✚ **Les premiers secourent :**

Une salle ou un poste de secours, convenablement équipé, placé sous la garde d'un secouriste, au moins, doit être aménagé à un endroit facilement accessible pour le traitement des blessures et des affections légères et pour l'accueil des blessés ou des malades.

Des moyens de transport appropriés doivent être disponibles pour assurer, s'il y a lieu, l'évacuation rapide des travailleurs blessés ou malades vers la structure sanitaire la plus proche.

VIII.4. Les étapes de réalisation de la construction :

VIII.4.1. La conception du projet :

Les facteurs principaux d'un projet sont la performance, le coût et le délai pour assurer une bonne qualité de produit réalisé il faut respecter ces facteurs.

Nous sommes fixée comme objectif de définir le coût et le délai de réalisation de projet, on utilise comme outil MS Project :

MS Project :

MS Project est un outil informatique qui permet de planifier et suivre un projet.

Il permet de gérer les tâches, les ressources, les coûts et les calendriers.

Il permet la réalisation des diagrammes de Gantt, des réseaux PERT

Diagramme de Gantt :

Diagramme de Gantt est la technique et présentation graphique permettant

De renseigner et situer dans le temps les phases, activités, tâches et ressources du projet.

VIII.4.2. Etude Architectural :

C'est la première forme d'un dessin, d'un projet architectural.

C'est aussi un élément de mission de conception de consistant à vérifier la faisabilité de l'opération (cohérence entre le programme souhaité par le maître d'œuvre et son enveloppe financière) d'une part et à proposer un parti architectural d'autre part.

Les différents documents graphiques d'un projet de construction, on peut distinguer deux catégories :

Les dessins qui définissent le projet, établis par le cabinet d'architecte :

Plan de masse

Plan de situation

Dessins d'architecture de bâtiment

Les dessins qui définissent les travaux des différents corps d'état, établis par les bureaux d'études spécialisés :

Plan de coffrage

Plan de ferrailage

VIII.4.3. Implantation et piquetage :

✚ L'implantation :

Consiste à tracer sur le terrain, selon les indications du plans de masse, la situation exacte de la construction future, tandis que le relevé est le fait de reporter sur un plan ce qui existe sur le terrain.

✚ Le piquetage :

Le piquetage est la plantation des piquets pour marquer les points importants du tracé. Cette tâche doit être exécutée par un topographe.

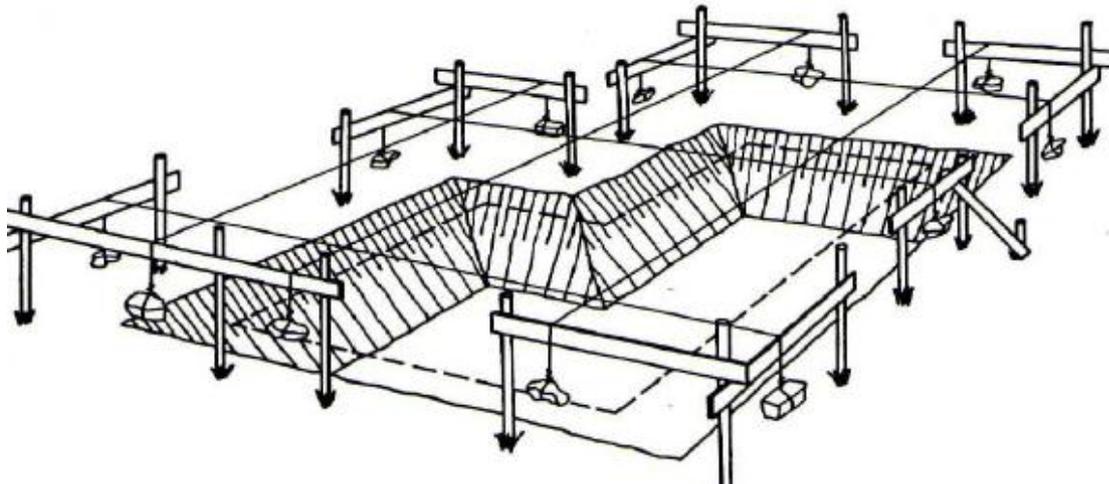


Figure.VIII.4.le piquetage dans un chantier

VIII.4.4. Réalisation des éléments constitutifs du bâtiment :

La construction d'un bâtiment se divise en deux grandes parties (le gros-œuvre et le second-œuvre).

VIII.4.4.1. Réalisation des gros ouvrages :

La réalisation de tous les éléments de la construction qui garantissent la solidité et la stabilité de la construction (les terrassements, fondation, les dalles, les poteaux, les poutres, les voiles, les murs, les escaliers....)

Partie infrastructure : les éléments enterrés

Partie superstructure : les éléments au-dessus du terrain naturel

❖ Fondations :

On appelle fondation la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise et qui a pour rôle de transmettre à celui-ci toutes les charges de la construction. Les fondations doivent assurer deux fonctions principales :

- ✓ reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- ✓ transmettre ces charges et surcharges au sol sans compromettre la stabilité de l'ouvrage.

Dans ce projet on a opté comme fondation un radier général, à cause de l'importance de l'ouvrage et les charges transmises.

Après le dimensionnement de radier et le calcul de son ferrailage les travaux de pose de la fondation commence selon les étapes suivantes :

- L'excavation des fouilles, béton de propreté.
- La pose des armatures d'acier (le radier nécessite un ferrailage particulier, la nappe supérieure est maintenue par les chaises).
- Le coffrage.
- Mise en œuvre de béton sur toute l'épaisseur.
- Le surfacage est adapté à la finition souhaité.

❖ Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour le transmettre aux éléments d'infrastructure.

Dans ce projet on distingue six types différents des poteaux selon leurs dimensions.

Après le calcul de ferrailage et la disposition des armatures longitudinales transversales la réalisation des poteaux commence selon les étapes suivantes :

- La mise en place des Joux et fixé par des pieds droits.
- Coffrage et ferrailage des poteaux.
- Le coulage des poteaux avec le béton
- La vibration du béton pour assure le serrage des éléments et éviter la ségrégation.
- Le coffrage doit rester sur place jusqu' à durcissement du béton.
- Le décoffrage (lorsque le béton durcie).

❖ Les poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux, généralement de section rectangulaire en béton armé. Elles se reposent sur les poteaux ou les murs et leur rôle est de supporter les dalles. On distingue deux types de poutres principales et secondaires. Après tout le calcul nécessaire la réalisation des poutres commence comme suit :

- La pose des armatures d'aciers.
- La pose du coffrage.
- Le coulage du béton.
- Le décoffrage après le durcissement de béton.

VIII.4.4.2. Réalisation des secondes œuvres :**❖ Les planchers :**

Les planchers sont la séparation entre les étages d'un bâtiment. Dans ce projet on a deux types de planchers les corps creux et les dalle pleins. Ils sont réalisés comme suit :

🏠 Les dalles pleines :

- Coffrage de la dalle et l'étalement.
- La pose des armatures.
- Le coulage de la dalle.

🏠 Les corps creux :

- La pose de l'ourdis.
- La pose de treillis soudé et des armatures.
- Le coulage de la dalle.

❖ Les escaliers

A l'aide du plan :

- le ferrailage est fixé au niveau de la place.
- L'installation du coffrage.
- Coulage du béton.
- Le décoffrage après le durcissement de béton.

❖ Les murs :

- L'emplacement d'un cordon dans le cas du mur de deux mètre de longueur à la base fondamentale du mur en brique on pose à l'extrémité qui nous sert de repère du niveau
- La pose du mortier sur la rangé et avec le positionnement des briques les unes à côté des autres.
- Vérification de niveau avec un fil de plomb.
- La projection d'une couche de l'enduit.

❖ Finition :**Enduit en ciment et en plâtre :**

Un enduit : c'est un revêtement de mortier sur un mur en bloc en béton en brique ou en pierre.

Commence toujours du haut vers le bas

❖ Carrelage :

- Le traçage des lignes de pose
- La pose de la première ligne
- La mise en place des joints

❖ Menuiserie intérieure et extérieure**• Les portes :**

- La mesure de l'espace dans lequel la porte sera posée.
- Fabrication de l'encadrement de la porte.
- La fixation de l'encadrement dans le trou de la porte.
- La fixation des charniers.
- Placer la quincaillerie.

• Les fenêtres :

- Positionner le châssis pour vérifier les dimensions
- Retirez le battant
- Positionnez le châssis
- Repérez l'emplacement des trous de fixation aux murs
- Retirez les châssis
- Percez les trous de fixation et chevillez
- Appliquez une colle tout le long de l'encadrement
- Revissez le châssis avec ses vis remontées
- Vérifiez les niveaux et l'équerrage avant séchage
- Remontez le battant

❖ Les réseaux divers :

C'est l'ensemble des installations techniques :

- L'installation d'éclairage.
- L'installation du chauffage.
- L'installation du sanitaire.
- L'installation d'ascenseur.

❖ La décoration :**🎨 La peinture :****▪ Préparation de la peinture :**

La peinture doit toujours homogène, elle doit être bien mélangée avant d'appliquer.

- **Peinture des murs :** avec un rouleau l'opération commence du haut de mur vers le bas.

VIII.5. Etude économique :

L'estimation de cout des taches se fait en introduisant deux paramètres, la durée de la tâche et le cout aux ressources utilisé pour réaliser cette tâche.

Après l'introduction de toutes les informations (les taches avec leur durée et cette estimé avec les ressources) sur logiciel MS Projet on obtient les résultats suivants :

- La durée de projet est de 467 jours de travail
- Le début de projet est prévue le : 02/01/2017
- La fin du projet est prévue le : 06/09/2018
- La durée globale du projet en mois est d'environ 20 mois
- Le cout brut de projet est de : 115727523.84 DA

VIII.6. Conclusion :

Cette étude d'estimation des couts et délais du projet de réalisation d'une structure composée d'un S-SOL , RDC et 9 étages de 2 logements par niveau à usage multiple a été menée en vue de préparé une soumission de projet.

Le management des couts du projet comprend les processus de planification, d'estimation, de budgétisation et de maitrise des couts nécessaire pour s'assures que le projet peut être réalisé en respectant le budget approuvé.

Annexe-A-

Annexe-B-

Annexe-C-