



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democratic republic of Algeria
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم
University Abdelhamid Ibn Badis - Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology
قسم الهندسة المدنية والمعمارية
Civil engineering & architecture department



N° d'ordre : M/GCA/2020

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**ETUDE D'UNE TOUR EN R + 13 + SOUS-SOL, A USAGE
MULTIPLE, CONTREVENTEE PAR DES VOILES PORTEURS.**

Présenté par : - Chaibeddera Amel.
- Guellati Meriem.

Soutenu le 30 / 06 / 2020 devant le jury composé de :

Président : Djilali Nassira

Examineur: Bensoula Mohamed

Encadrant : Moussaoui Salah eddine

Année Universitaire : 2019 / 2020

REMERCIEMENT

Tous d'abord on remercie le bon dieu de nous avoir aidé jusqu'à la fin de nos études.

Nous tenons en premier à adresser nos vifs remerciements accompagnés par des sentiments les plus dévoués à notre encadreur Mr Moussaoui.S. pour son soutien, sa disponibilité et ses précieux conseils tout au long de ce travail.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à tous les enseignants qui ont participé à notre formation.

Sans oublier : Mr Bensoula.M pour son aide.

Nous adressons nos remerciements à tous les gens qui ont contribué de près ou de loin dans ce modeste travail.

En fin toute nos gratitudes aux membres du jury qui nous font l'honneur de jury ce travail.

Résumé :

Ce projet présente une étude technique d'une Tour en béton armé, à usage multiple ((habitation, commercial) constitué d'un sous-sol et d'un Rez-de-chaussée plus (13) étages, implanté à la wilaya de MOSTAGANEM. Cette région est classée comme zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon le règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003. La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement : voiles porteurs.

Le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au Règlement Algérien en vigueur (RPA version 2003) et le document technique CBA93. Cette étude technique regroupe plusieurs chapitres : présentation du projet, le prédimensionnement et la descente des charges, étude des éléments secondaires, étude dynamique, étude des éléments structuraux, étude de l'infrastructure.

Mots clés : Bâtiment, Béton armée, Voiles porteurs, ETABS, RPA99V2003.

Abstract:

This project presents a technical study of a reinforced concrete tower, for multiple use (residential, commercial) consisting of a basement and a ground floor over (13) floors, located at the wilaya of MOSTAGANEM. This region is classified as a medium seismicity zone (zone IIa) according to the Algerian seismic regulation RPA99 version 2003. The structure's resistance to horizontal and vertical loads is ensured by a bracing system: load-bearing sails.

The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian seismic Regulation (RPA version 2003) and the technical document CBA93. This technical study includes several chapters: presentation of the project, pre-dimensioning and lowering of loads, study of secondary elements, dynamic study, study of structural elements, study of infrastructure.

Keywords: Building, Reinforced concrete, Load-bearing sails, ETABS, RPA99V2003.

ملخص

هذا المشروع يعرض دراسة فنية لبرج خرساني مسلح، متعدد الاستخدامات (سكني ، تجاري) يتكون من قبو ودور أرضي و ثلاثة عشر طابقا ، يقع في ولاية مستغانم التي تصنف كمنطقة زلزالية متوسطة (المنطقة IIa) وفقاً للقواعد الجزائرية المضادة للزلازل RPA99 الإصدار 2003. يتم ضمان مقاومة الهيكل للأحمال الأفقية والرأسية من خلال نظام التدعيم : جدران مسلحة حاملة.

تم تحديد أبعاد وحساب التسليح بالفولاذ لجميع العناصر المقاومة تمت طبقاً للمعايير والقوانين المعمول بها بالجزائر: القواعد الجزائرية المضادة للزلازل RPA99 الإصدار 2003 و قانون الخرسانة المسلحة CBA93 تتضمن هذه الدراسة الفنية عدة فصول: عرض المشروع ، الأبعاد المسبقة وخفض الأحمال ، دراسة العناصر الثانوية ، الدراسة الديناميكية ، دراسة العناصر الهيكلية ، دراسة البنية التحتية.

الكلمات المفتاحية: عمارة ، خرسانة مسلحة ، جدار مسلح حامل ، ETABS ، RPA99V2003 .

Sommaire

REMERCIEMENT

RESUME

INTRODUCTION GENERALE13

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et Caractéristiques des matériaux.....14

I.1.1 Présentation du projet.....	15
I.1.2 Caractéristiques de la structure.....	15
I.1.3 Données du site	15
I.1.4 Caractéristiques techniques	15
I.2.Caractéristiques mécanique des matériaux	18
I.2.1Le Béton.....	18
I.2.2 Composition du béton utilisée dans notre projet	20
I.2.3 Résistance du béton	20
I.2.4 Les aciers utilisés en béton armé.....	22
I.2.5 Caractéristiques de l'acier.....	22
Plan architectural	23

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants et secondaires.....24

II.1 Introduction.....	25
II.2 Pré-dimensionnement des planchers.....	25
II.3 Descente de charges	27
II.3.1 Les charges permanentes.....	27
II.3.2 Les charges d'exploitations.....	29
II.3.3 Les combinaisons d'action.....	29
II.4 Murs.....	29
II.5 Pré-dimensionnement des voiles	30
II.6 Pré diemensionnement des escaliers	31
II .6.1 Escalier Etage courant	31
II 6.2 Escalier RDC.....	32
II.6.3 Descente des charges des escaliers	33
II.6.3.1 Charges permanentes de la paillasse.....	33
II.6.3.2 Charges permanentes du Palier « G ».....	33

Chapitre III : Etude du Plancher.....34

III. 1. Introduction.....	35
III.1.1 Pour le Plancher terrasse	36
III.1.2 Pour le Plancher étage courant	41
III.2.1 Calcul de l'enrobage Pour le plancher terrasse	44
III.2.2 Calcul de l'enrobage Pour le Plancher étage courant	48
III.3 Vérification des contraintes de cisaillement et détermination de l'effort tranchant	53
III.3.1 Pour le Plancher terrasse.....	53
III.3.2 Pour le Plancher étage courant.....	54
III.4 Vérification du poinçonnement.....	54

Chapitre IV : Etude des éléments Secondaires.....55

IV .1 Etude du Balcon.....	56
IV.1.1 Descente des charges de Balcon.....	56

IV.1.2 Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants.....	57
IV.1.3 Calcul du Ferrailage.....	57
IV.2 Calcul des Bandes noyées et de la Poutre Périphérique	59
IV.2.1 Poutre Périphérique	60
IV.2.2 Poutre Noyée.....	62
IV.3 Escalier	64
IV.3.1 Introduction.....	64
IV.3.2 Études des escaliers à deux volées avec un palier intermédiaire (étage courant)	64
IV.3.3 Etude du 2 ^{ème} volé (RDC).....	72
IV.3.4 Calcul du Ferrailage	78
IV.3.5. Vérification des efforts tranchants	80
IV.4 Acrotère.....	81
IV.4.1 Évaluation des charges de calcul.....	82
IV.4.2 Calcul du ferrailage.....	82
IV.5 Étude de l'ascenseur.....	85
IV.5.1 Définition.....	85
IV.5.2 Étude de la dalle de l'ascenseur.....	85
Chapitre V : Etude Dynamique.....	92
V.1 Introduction	93
V.2 Problématique	93
V.3 L'Objectif de ce travail.....	93
V.4 Méthodes de calcul sismique	93
V.4.1 Méthode statique équivalente.....	93
V.4.2 Méthode modale spectrale.....	94
V.4.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.....	95
V.5 Présentation du logiciel ETABS	96
V.6 Description générale du projet	96
V.7 Choix des dispositions de voiles.....	96
V.8 Caractéristiques géométriques et massique de la structure.....	100
V.9 Les conditions à vérifier.....	102
V.9.1 Art 4.3.4 RPA 2003.....	102
V.9.2 Art 4.3.6 RPA 2003.....	102
V.9.3 Art 4.41 RPA 2003.....	110
V.9.4 Art 5.9 RPA 2003.....	110
V.9.5 Art 5.10 RPA 2003.....	112
Chapitre VI : Etude Des Voiles.....	113
VI.1 Introduction.....	114
VI.1.1 Combinaison d'action.....	114
VI.1.2 Exposition de la méthode des contraintes	114
VI.1.3 Calcul des armatures verticale.....	115
VI.1.4 Armatures minimales de RPA99	115
VI.1.5 Armatures horizontales.....	116
VI.1.6 Armatures transversales.....	116
VI.1.7 Espacement.....	116
VI.1.8 Vérification à L'ELS	117
VI.1.9 Vérification de la contrainte de cisaillement.....	117
VI.2 Ferrailage des voiles.....	117
VI.2.1 Détermination des sollicitations.....	117

VI.2.2 Calcul des contraintes.....	117
VI.2.3 Armatures verticales.....	118
VI.2.4 Armature minimale.....	118
VI.2.5 Armatures horizontales.....	118
VI.2.6 Armatures transversales.....	118
VI.2.7 Vérification à l'ELS.....	118
VI.2.8 Vérification de la contrainte de cisaillement.....	118
VI.3 Voile périphérique.....	123
VI.3.1 Introduction.....	123
VI.3.2 Le Dimensionnement.....	123
Chapitre VII : Etude de l'Infrastructure	127
VII.1 Introduction.....	128
VII.2 Les type des fondations.....	128
VII.3 Conclusion du rapport géotechnique.....	129
VII.3.1 Type de fondation selon le rapport géotechnique.....	129
VII.3.1.1 Radier général.....	129
VII.3.1.2 Pré dimensionnement du radier.....	129
VII.3.1.3 Débordement	130
VII.3.1.4 Vérification au poinçonnement.....	130
VII.3.2 Ferrailage de la dalle du radier	131
VII.3.3 Ferrailage du débordement.....	134
VII.3.4 Calcul de la poutre de libage (nervure).....	135
VII.3.4.1 Charge trapézoïdale.....	136
VII.3.4.2 Charge triangulaire.....	138
VII.3.5 Vérification des armatures transversales.....	140
VII.3.6 Etude des longrines.....	140
CONCLUSION GENERALE.....	142
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE	143

Liste des figures

Chapitre I :

Figure I.1 : Schéma de l'escalier.

Figure I.2 : Schéma de l'acrotère.

Figure I.3 : Coupe transversale d'un mur de façade.

Chapitre II :

Figure II.1 : Schéma d'un panneau de dalle.

Figure II.2 : Schéma des composants d'un plancher terrasse inaccessible.

Figure II.3 : Schéma des composants d'un plancher étage courant.

Figure II.4 : Coupe du mur extérieur.

Figure II.5 : Coupe d'un voile en élévation.

Chapitre III :

Figure III.1 : distribution des panneaux de dalle sur plan.

Chapitre IV :

Figure IV.1 : Schéma statique de la dalle pleine.

Figure IV.2 : Schéma du ferrailage du balcon.

Figure IV.3 : Section des Poutres Périphériques.

Figure IV.4 : Ferrailage de la poutre périphérique.

Figure IV.5 : Section d'une Poutre noyé.

Figure IV.6 : Ferrailage de la poutre noyer.

Figure IV.7 : Schéma d'un escalier.

Figure IV.8 : Vue en plan d'escalier.

Figure IV.9 : Schéma statique à l'ELU.

Figure IV.10 : Diagrammes des sollicitations (E.L.U).

Figure IV.11 : Diagrammes des moments retenus (E.L.U).

Figure IV.12 : Schéma statique à l'ELS.

Figure IV.13 : Diagrammes des sollicitations (ELS).

Figure IV.14 : Diagrammes des moments retenus (ELS).

Figure IV.15 : Schéma statique du volée 1 et 3.

Figure IV.16 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

Figure IV.17 : Diagrammes des sollicitations (E.L.U).

Figure IV.18 : Diagrammes des moments retenus (E.L.U).

Figure IV.19 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

Figure IV.20 : Diagrammes des sollicitations(ELS).

Figure IV.21 : Diagrammes des moments retenus(ELS).

Figure IV.22 : Schéma du ferrailage de balcon.

Figure IV.23 : Caractéristiques géométrique de l'acrotère.

Figure IV.24 : Modèle de calcul de l'acrotère.

Figure IV.25 : Schéma du Ferrailage de l'acrotère.

Figure IV.26 : Cage d'ascenseur.

Figure IV.27 : Schéma représentant la surface d'impact.

Chapitre V :

Figure V.1 : Allure d'un spectre de réponse.

Figure V.2 : Première disposition des voiles.

Figure V.3 : Disposition finale des voiles.

Chapitre VI :

Figure VI.1 : Ferrailage voile 03 (zone I).

Chapitre VII :

Figure VII.1 : Dimensions du radier.

Figure VII.2 : Schéma du panneau de la dalle appuyée sur 4 coté.

Figure VII.3 : Ferrailage de la dalle du radier.

Figure VII.4 : Schéma statique du débord du radier.

Figure VII.5 : Transmission des charges trapézoïdale

Figure VII.6 : Transmission des charges triangulaire.

Figure VII.7 : Schéma statique du ferrailage en travée.

Figure VII.8 : Schéma statique du ferrailage en appuis.

Figure VII.9 : Schéma de ferrailage de longrine.

Liste des tableaux

Chapitre II :

Tableau II.1 : Descente des charges du plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.2 : Descente des charges du Plancher étage.

Tableau II.3 : Descente des charges de escaliers.

Chapitre III :

Tableau III.1 : la sollicitation des panneaux à l'état limite ultime (Plancher Terrasse).

Tableau III. 2 : la sollicitation des panneaux à l'état limite de service (Plancher Terrasse).

Tableau III. 3 : la sollicitation des panneaux à l'état limite ultime (Plancher étage courant).

Tableau III. 4 : la sollicitation des panneaux à l'état limite de service (Plancher étage courant).

Chapitre IV :

Tableau IV.1 : Ferrailage du Balcons.

Tableau IV.2 : Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.U).

Tableau IV.3 : Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.S).

Tableau IV.4 : Sollicitations de calcul à l'ELU et l'ELS.

Tableau IV.5 : Ferrailage des escaliers.

Tableau IV.6 : Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.U) (escalier RDC).

Tableau IV.7 : Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.S) (escalier RDC).

Tableau IV.8 : Sollicitations de calcul à l'ELU et l'ELS.

Tableau IV.9 : Ferrailage des escaliers de RDC.

Tableau IV.10 : Sollicitations de calcul à l'ELU et l'ELS (l'acrotère).

Tableau IV.11 : Résultats des Calculs (l'ascenseur).

Chapitre V :

Tableau V.1 : Périodes et facteurs de participation modale de la 1ère disposition des voiles.

Tableau V.2 : Périodes et facteurs de participation modale.

Tableau V.3 : Centre des masses et Centre de torsion de chaque étage.

Tableau V.4 : Valeur des Pénalités P_q .

Tableau V.5: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale).

Tableau V.6 : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversal).

Tableau V.7 : Combinaisons des réponses modales.

Tableau V.8 : Vérification de la force sismique (statique et dynamique).

Tableau V.9 : La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur (Sens X et Y).

Tableau V.10 : Vérification de la stabilité au renversement.

Tableau V.11 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ .

Tableau V.12 : Déplacements inter-étages.

Chapitre VI :

Tableau VI.1 : Ferrailage vertical et horizontal du voile 'V3'.

Tableau VI.2 : Ferrailage vertical des voiles pour la zone I.

Tableau VI.3 : Ferrailage horizontal des voiles pour la zone I. □

Tableau VI.4 : Vérification à l'ELS et de contrainte de cisaillement pour la zone I.

Tableau VI.5 : Ferrailage vertical des voiles pour la zone II.

Tableau VI.6 : Ferrailage horizontal des voiles pour la zone II.

Tableau VI.7 : Vérification à l'ELS et de contrainte de cisaillement pour la zone II.

Tableau VI.8 : Ferrailage vertical des voiles pour la zone III.

Tableau VI.9 : Ferrailage horizontal des voiles pour la zone III.

Tableau VI.10 : Vérification à l'ELS et de contrainte de cisaillement pour la zone III.

Tableau VI.11 : Ferrailage vertical des voiles pour la zone IV.

Tableau VI.12 : Ferrailage horizontal des voiles pour la zone IV.

Tableau VI.13 : Vérification à l'ELS et de contrainte de cisaillement pour la zone IV.

Chapitre VII :

Tableau VII.1 : Tableau récapitulatif du ferrailage du radier.

Tableau VII.2 : Vérification des contraintes du béton et d'acier à l'ELS dans les deux sens.

Tableau VII.3 : Ferrailage du débord.

Tableau VII.4 : Récapitulatif des sollicitations maximales.

Tableau VII.5 : calcul des sections d'armatures pour les travées et les appuis.

Tableau VII.6 : Vérification de la contrainte de service limite pour le béton.

Tableau VII.7 : Récapitulatif des sollicitations maximales.

Tableau VII.8 : calcul des sections d'armatures pour les travées et les appuis.

Tableau VII.9 : Vérification de la contrainte de service limite pour le béton.

LISTE DES SYMBOLES

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

f_{cj} : Résistance à la compression.

f_{tj} : Résistance à la traction.

E_{ij} : Déformations instantanées.

E_{vj} : Déformations différées.

ν : Coefficient de poisson.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte admissible de cisaillement.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

f_{bc} : Contrainte de calcul.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_{bc} : Contrainte du béton.

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

E : Action accidentelle.

A : Facteur d'accélération de la zone.

C_p : Facteur de la force horizontale.

E_s : Module d'élasticité longitudinal.

β : Valeur du coefficient de pondération.

W : Poids total de la structure.

W_{Gi} : Poids de la charge permanente.

W_{Qi} : Poids de la charge d'exploitation

N : Effort normale.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_s : Moment à l'état limite service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment en appuis.

A_{st} : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

A_r : Section d'armatures de répartition.

μ_u : Moment ultime réduit.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

S_t : Espacement.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

I : Moment d'inertie.

g : Accélération de la pesanteur.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q: Facteur de qualité.

δ_k : Déplacement relatif.

δ_{ek} : Déplacement du aux force sismique.

Δ_k : Déplacement admissible.

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie civil est l'ensemble des arts et techniques de construction conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol qu'on peut regrouper en deux grandes catégories, les travaux publics qui sont des ouvrages de construction d'utilité générale, et les bâtiments qui s'approprient à abriter des vies humaines.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'une Tour en béton armé, à usage multiple (habitation, commercial) constitué d'un sous-sol et d'un Rez-de-chaussée plus (13) étages, implanté à la wilaya de MOSTAGANEM. Cette région est classée comme zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon le règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003. La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement : voiles porteurs.

Notre étude consiste à faire le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants en assurant la résistance de notre construction aux différents effets tout en prenant en considération le côté économique.

Notre travail est structuré comme suit :

- Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ces dimensions avec les caractéristiques des matériaux utilisées.
- Le second chapitre traite le prédimensionnement des différents éléments résistants (Planchers et voiles) et éléments secondaires (acrotère, balcon, escalier, ascenseur).
- le troisième chapitre est consacré au calcul de ferrailage des planchers dalle pleins avec vérification relatives nécessaires.

Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au quatrième chapitre.

- Le cinquième chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure moyennant le logiciel de calcul des structures ETABS, qui permet la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.
- Les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferrailage des éléments résistants (voiles), ce dernier fait l'objectif du sixième chapitre.
- Le calcul de l'infrastructure (fondations) se fait au septième chapitre conformément au rapport du sol.

Finalement, on terminera le travail par une conclusion générale.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et Caractéristiques des matériaux

I.1.1 Présentation du projet :

L'ouvrage étudié dans ce mémoire est une tour en **R+13 + sous-sol** à usage multiple commerce et habitation, implanté dans la wilaya de Mostaganem, il fait partie d'un projet de **156** logements.

I.1.2 Caractéristiques de la structure :

Description de l'ouvrage :

Le rez de chaussée est à usage commerciale, Le reste des étages est à usage d'habitation.

Dimensions en élévation :

- Hauteur totale de bâtimenth = 46.94m
- Hauteur de RDC.....h = 4.32m.
- Hauteur d'étage couranth = 3.24m.
- Hauteur du sous-sol.....h= 4,65cm.

Dimensions en plans :

- Longueur totaleL long =22,30m
- Largeur totale..... L trans= 25,80m

I.1.3 Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par **les règles parasismiques Algériennes 99/version 2003** comme zone de moyenne sismicité (**zone IIa**)
- L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2**
- Le site est considéré comme **site ferme (S2)**
- Contrainte admissible du sol **$\delta_{sol} = 2,5$ bars.**

I.1.4 Caractéristique techniques :

La structure du bâtiment étudié est un peu différente, comparer à celles qu'on retrouve habituellement dans les marchés d'habitations collectifs, car elle adopte un système composé exclusivement de voiles porteurs dans les deux sens au plans et assurent par la même occasion son contreventement.

D'après le **RPA 99/version 2003** et le système de contreventement adopté, les voiles doivent reprendre plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

L'ouvrage comporte une terrasse inaccessible, l'écoulement des eaux pluviales sera facilité par une forme de pente, et un système d'étanchéité conçu à cet effet.

Il comporte aussi :

Les planchers :

- Un seul type de plancher a été adopté pour ce projet et c'est un plancher a dalle pleine.

L'escalier :

- Un seul type d'escalier a été adopté : escalier a pailasse porteuse.

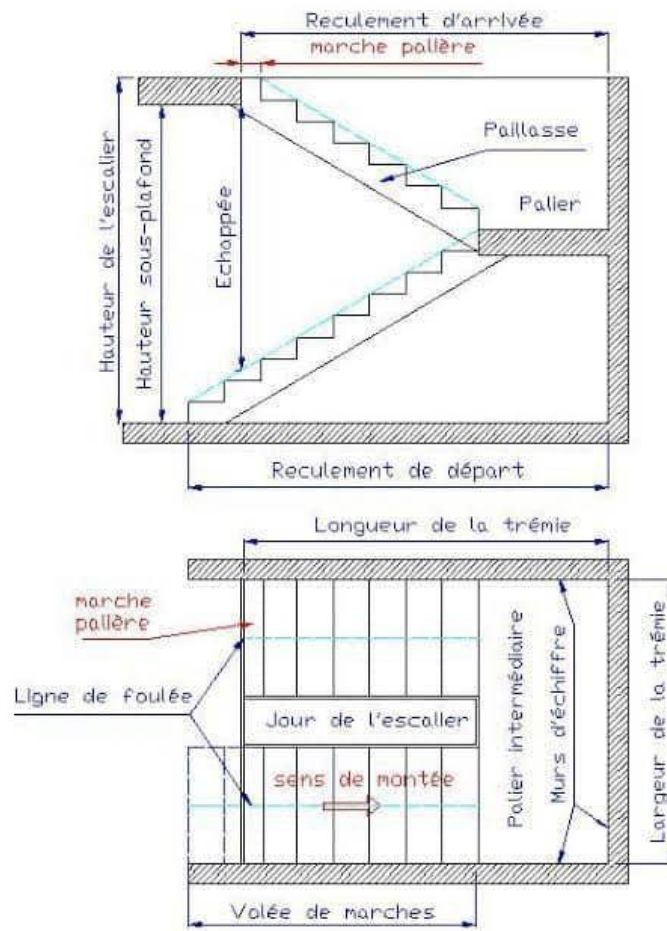


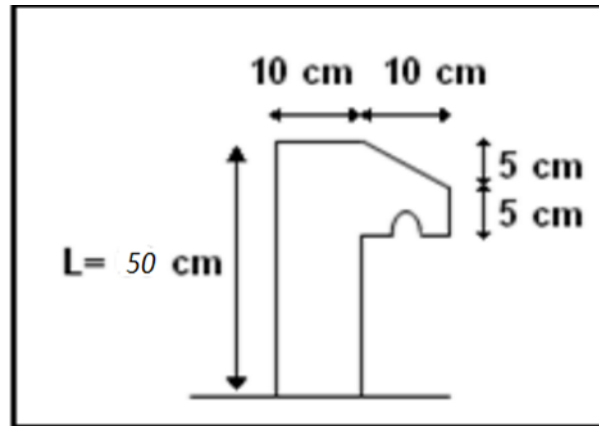
Figure I.1: Schéma de l'escalier.

Ascenseur :

La tour est équipé d'un ascenseur entouré par un voile et deux murs en briques.

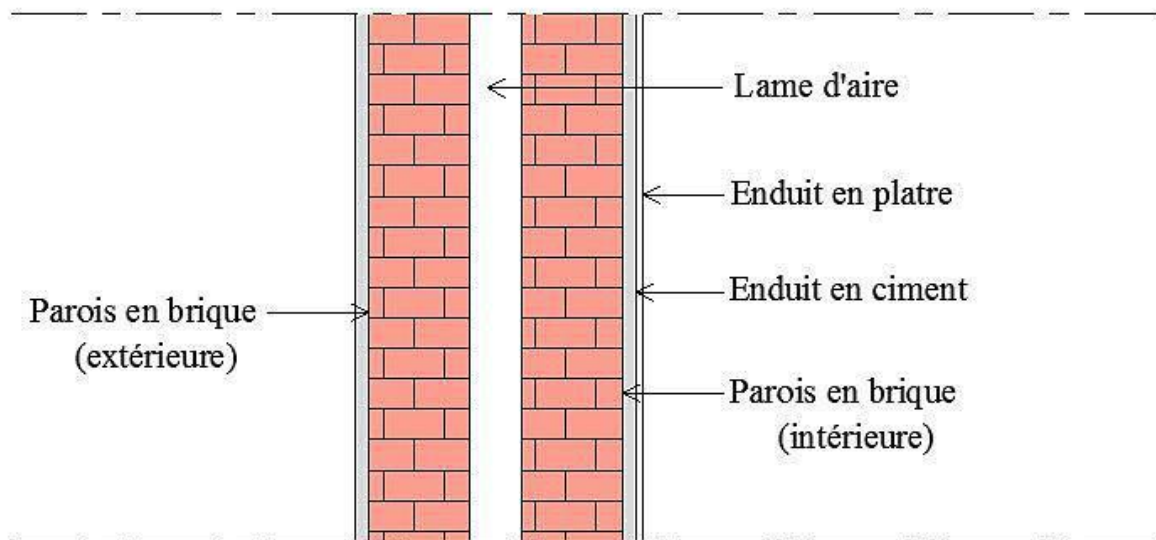
L'acrotère :

- Le rôle de l'acrotère est de protéger les joints d'étanchéité.
- Dans notre bâtiment, la terrasse étant inaccessible, donc on adoptera pour l'acrotère les dimensions indiquées sur la figure ci-dessous :

**Fig.I.2 : Schéma de l'acrotère.****Façades :**

Les façades seront composées de :

- Double cloisons en briques creuses de 15 et 10 cm avec une lame d'air de 5 cm pour les murs périphériques (murs extérieurs).
- Briques creuses de 10 cm pour les cloisons intérieures.

**Fig.I.3 : Coupe transversale d'un mur de façade.**

I.2.Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.2.1 Le Béton :

Le béton comme les roches naturelles, est un assemblage de matériaux de nature généralement minérale. Il met en présence des matières inertes, appelées granulats ou agrégats (graviers, sables, etc.), et un liant (ciment, bitume, argile), c'est-à-dire une matière susceptible d'en agglomérer d'autres ainsi que des adjuvants qui modifient les propriétés physiques et chimiques du mélange. Mêlés à de l'eau, on obtient une pâte, à l'homogénéité variable, qui peut, selon le matériau, être moulée en atelier (pierre artificielle), ou coulée sur chantier. Le béton fait alors « prise », c'est-à-dire qu'il se solidifie.

a) Liant hydraulique :

Un liant hydraulique est un liant qui se forme et durcit par réaction chimique avec de l'eau et est aussi capable de le faire sous l'eau, ce que l'on nomme hydraulité. Il est utilisé dans la construction et dans l'industrie routière afin de répartir la pression uniformément sur toute la surface des particules.

Le ciment est un liant hydraulique, c'est-à-dire une matière inorganique finement moulue qui, gâchée avec de l'eau forme une pâte faisant prise et durcit, et qui après durcissement conserve sa résistance et sa stabilité même sous l'eau.

Il existe aussi d'autres liants hydrauliques comme les chaux hydrauliques naturelles et artificielles.

Principales catégories de ciments :

Il existe Cinq catégories de ciment désignés par les notations suivantes :

- Le Ciment de portland (**CPA - CEM I**)
- Le Ciment de portland composé (**CPJ - CEM II**)
- Le ciment de haut fourneau (**CHF - CEM II**)
- Le ciment de laitier au clinker (**CLK - CEM IV**)
- Le ciment au laitier et aux cendres (**CLC - CEM V**)

Les classes de résistances des ciments courants :

Les ciments courants sont classés d'après la norme NA 442 en classes de résistance. On distingue la résistance normale et la résistance au jeune âge. La résistance normale d'un ciment est la résistance mécanique en compression déterminée conformément à la norme NA 234 à 28 jours d'âge et exprimée en N/mm² (ou MPa).

Il existe trois classes de résistance normale à 28 jours, désigné par leur valeur caractéristique inférieure : classe 32.5/ classe 42.5 / classe 52.5

Les classes de résistance élevées au jeune âge sont désignées par :

32.5R ; 42.5R ; 52.5R.

b) Les granulats (gravier et sable) :

Issus de roches dures ou meubles qui une fois agglomérés par le ciment constituent le squelette du béton. Ils sont constitués par un ensemble de grains minéraux appelés fines, sables et gravillons suivant leurs dimensions comprises entre 0 et 80 mm.

Les granulats sont caractérisés par leur granulométrie qui consiste à déterminer la distribution des différents diamètres des grains qui composent le granulats et sont classés en fonction de leur dimension : 0/5, 3/8, 5/15, 15/25.

Pour le gravier on obtiendra par calibrage les dimensions suivant :

(3/8mm), (8/15mm) et (15/25mm).

A noter que la classe des granulats doit être choisie de telle sorte que la dimension du plus gros grain puisse se frayer un passage entre les armatures et les parois du coffrage mais plus important encore, ils doivent être de bonne qualité et exemptés d'impuretés.

c) L'eau de gâchage :

La qualité de l'eau de gâchage peut avoir une influence directe sur la prise, le développement des résistances du béton et peut aussi avoir un rôle inverse, si elle n'est pas de qualité en favorisant la corrosion des armatures.

L'eau de gâchage ne doit pas contenir de matière en suspension, de débris végétaux, etc. Elle doit être incolore et inodore, en cas de doute il faut demander une analyse chimique.

d) Les adjuvants pour bétons :

L'état durci. Selon la norme EN NF 934-2, un adjuvant est incorporé lors du malaxage du béton à un dosage inférieur à 5 % des éléments fins (ciment).

Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés au béton frais en faibles quantités (en général moins de 3% du poids de ciment, donc 0.4% du poids du béton) afin d'en améliorer certaines propriétés. Leur efficacité est liée à l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton. Les principaux adjuvants utilisés dans notre ouvrage sont :

Plastocrete 160 :

Plastocret 160 est un plastifiant accélérateur de durcissement pour béton prêt à l'emploi, il permet une meilleure hydratation du ciment par son effet de défloculation et provoque une augmentation des résistances mécaniques dès le jeune âge et diminue l'absorption capillaire.

L'effet accélérateur de durcissement de ce plastifiant permet d'obtenir plus rapidement les résistances minimales nécessaires au décoffrage. Ceci est particulièrement intéressant dans les cas suivants :

Chantier de bâtiment : décoffrage le lendemain du coulage même par temps frais (ce qui est le cas de notre ouvrage)

Préfabrication légère : diminution des délais de manipulation des pièces.

Medaflow 30 :

Le Medaflow 30 est un super plastifiant haut réducteur d'eau.

Sur béton frais :

Permet d'avoir un rapport E/C très faible ainsi qu'une amélioration considérable de la fluidité, il offre au béton une très bonne maniabilité, évite sa ségrégation et facilite sa mise œuvre.

Sur béton durci :

Permet d'augmenter les résistances mécanique a jeune âge et à long terme du béton, diminue sa porosité, augmente sa durabilité et diminue le retrait ainsi que le risque de fissuration.

I.2.2 Composition du béton utilisée dans notre projet :

La composition du béton est illustrée dans le tableau ci-dessous :

Composants du béton	Dosage
Ciment (CPJ-CEM II/ A42.5)	400 kg/m ³
Gravier (agrégats carrière ENOF)	388 Kg/m ³ du 3/8mm 794 Kg/m ³ du 8/15mm
Sable (sable de sidi lakhdar)	617 L/m ³
L'eau de gâchage	de 185 à 200 L/m ³
Adjuvant (Plastocrete 160)	de 0.3% à 0.35%

I.2.3 Résistance du béton :**a) Résistance caractéristique à la compression à 28 jours :**

Pour l'établissement des projets, le béton est défini par la valeur sa résistance à la compression a l'âge de 28 jours (j = 28) dite valeur caractéristique requise et notée f_{c28} . Ce dernier est obtenu à partir d'une exploitation statistique des résultats d'essais de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de béton prélevé lors du coulage (section de 200 cm², hauteur 32 cm, diamètre 6cm). Cette essai est connu sous le nom « essai d'écrasement de béton ».

Remarque :

Il faut noter que le béton utilisé dans notre projet est adjuvanté et traité thermiquement pour certain éléments (voiles, dalles pleines), en revanche pour d'autres éléments comme les escaliers, l'article mentionné précédemment sera valable.

A noté que nos calculs, s'effectueront avec un $f_{c28} = 25$ MPa (valeur moyenne de f_{c28}).

b) Résistance caractéristique a la traction a j jours :

D'après les règles du (C.B.A 93 article A2.1.1.2), la valeur conventionnelle notée f_{ij} (en MPa) par la relation suivante :

$$\text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow f_{i28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

Donc nous aurons (avec $f_{c28} = 25$ MPa) : $f_{i28} = 2,1$ MPa.

c) Module de déformation longitudinale du béton :✓ **Le module de déformation longitudinale instantanée :**

D'après les règles du (C.B.A 93, A2.1.2), le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, est donnée par :

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

Pour : $j = 28$ jours et $f_{c28} = 25$ MPa, on aura donc :

$$E_{i28} = 32164,19 \text{ MPa.}$$

✓ **Le module de déformation longitudinale différée :**

D'après les règles du (C.B.A 93, A2.1.2), le module de déformation longitudinale différée E_{vj} Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage est donné par la

$$\text{formule : } E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour : $j = 28$ jours et $f_{c28} = 25$ MPa, on aura donc :

$$E_{v,28} = 10818,76 \text{ MPa}$$

d) Contraintes limites de compression :

D'après les règles du (C.B.A 93, A.4.5.2), la contrainte admissible de compression à l'état limite ultime est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $\gamma_b = 1,5$ pour les cas courants (E.L.U).

$\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles.

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service est donnée d'après (C.B.A 93, A.4.5.2) par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Pour : $f_{c28} = 25$ MPa $\rightarrow \sigma_{bc} = 15$ MPa

e) Contrainte limite de cisaillement (C.B.A 93, A5.1.2.1) :

$$\tau_u \min \leq (3,3 ; 5) \text{ MPa} \rightarrow \tau_u = 3,3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \min \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right) \text{ MPa} \rightarrow \text{fissuration peu ou très préjudiciable.}$$

$$\tau_u \leq \min (2,5 ; 5) \text{ MPa} \rightarrow \tau_u = 3 \text{ MPa.}$$



I.2.4. Les aciers utilisés en béton armé :✓ **Acier a haute adhérence (H.A) :**

Acier de nuance **FeE400** et **FeE500** pour les armatures longitudinales et les armatures transversales des diamètres sont les suivants : 8 ; 10 ; 12 ; 14 ;16 et 20.

✓ **Les treillis soudés en panneaux (TS) :**

Armatures prêtes à l'emploi, formé de fils tréfilés d'aciers doux cranté (nervuré) assemblés rigidement en maille carrés ou rectangulaires par soudure électrique.

Les sections d'acier et mailles utilisées :

- TS8 (200× 300)  Acier TLE500
- TS5.5 (150× 200)  Acier TLE500

Remarque :

Dans notre projet, nous avons utilisé pour le ferrailage des dalles pleines et des voiles les treillis soudés (nervuré) en panneaux, ce qui peut représenter un gain de temps considérable pour les délais de réalisation et plus spécialement pour la technique coffrage tunnel.

Nous avons utilisé également pour nos cadres, épingles et étriers, un acier a haute adhérence (FeE500) nervuré.

Pour le ferrailage des éléments non structuraux (escaliers, acrotères), nous avons utilisé un acier à haute adhérence (FeE400).

I.2.5 Caractéristique de l'acier :**a) Le module de déformation longitudinal de l'acier :**

$$E_s = 200,000 \text{ MPa} = 2 \times 10^6 \text{ bars}$$

b) La contrainte de traction: ELU : d'après le (C.B.A 93 A.4.3.2)



$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec : Coefficient de sécurité γ_s

Limite d'élasticité de l'acier f_e

- ❖ $\gamma_s = 1$ (situation accidentelle)
- ❖ $\gamma_s = 1,15$ (situation durable et transitoire)

ELS : d'après le (C.B.A 93 A.4.5.3)

- ❖ $\sigma_s = \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\mu \times f_t 28} \right)$  Fissuration préjudiciable.
- ❖ $\sigma_s = \left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \sqrt{\mu \times f_t 28} \right)$  Fissuration très préjudiciale.

Avec : μ : coefficient de fissuration :

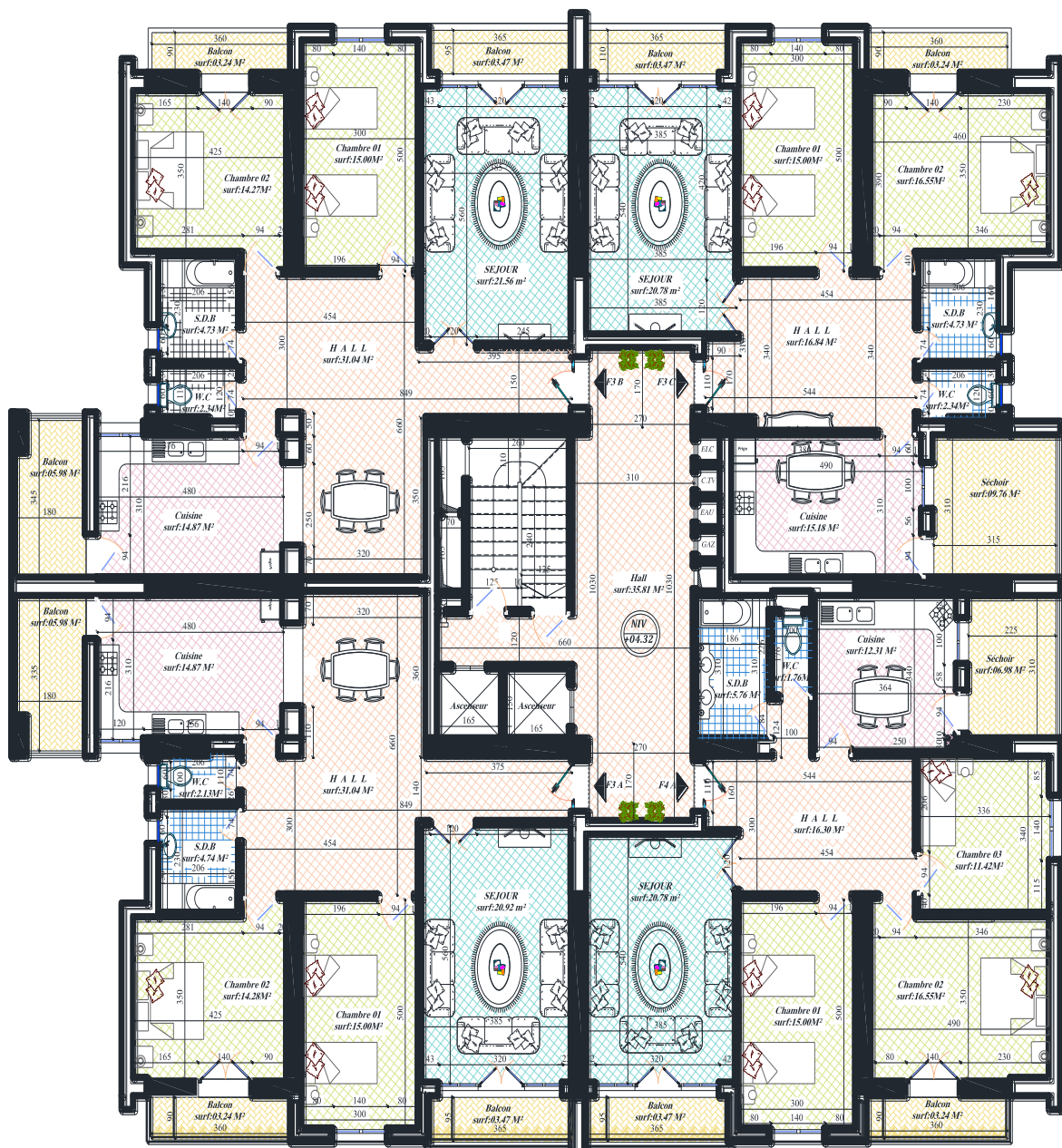
- ❖ $\mu = 1 \rightarrow$ Ronds lisses (R.L)
- ❖ $\mu = 1,6 \rightarrow$ Haute adhérence (H.A)

➔ Il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s dans le cas de fissuration préjudiciable

Remarque :

Les calculs de ce projet ont été effectués selon les règles CBA93 et le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) en tenant compte de toutes les prescriptions du CTC sous contrôle régulier afin de garantir à notre structure une résistance suffisante durant son service.

Plan architectural :



Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants et secondaires.

II.1 Introduction :

Dans n'importe quel projet, le pré-dimensionnement est considéré comme étant une étape fondamentale qui consiste à estimer les dimensions des différents éléments structuraux de la construction afin de passer aux calculs, nous commencerons le pré-dimensionnement du haut vers la base comme suit :

- ✓ **Planchers**
- ✓ **Poutres**
- ✓ **Poteaux**
- ✓ **Voiles**

La structure du bâtiment que nous sommes en train d'étudier est différente comme nous l'avons pu le souligner précédemment, elle est composée uniquement de voiles en béton armé porteurs ainsi que des planchers à dalle pleine.

II.2 Pré-dimensionnement des planchers :

II.2.1 Plancher à dalle pleine :

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulée sur place, d'épaisseur de 10 à 20 cm ou plus qui repose sur des appuis : murs ou poutres.

Son épaisseur est en général au 25ème de la portée.



Son armature est souvent constituée par des treillis soudés de gros diamètre reposant sur les 2/3 du mur.

L'encastrement sur les appuis nécessite des chapeaux.

Les dalles pleines sur appuis continus (ce qui est notre cas) peuvent porter dans deux directions (d'après le **BAELA.5.2, 1**) ou bien dans un seul sens.

Soit un « panneau » de dalle chargé, de portées **L_x** et **L_y** mesurées entre nu d'appuis (**FigII.1**).

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

- Si $0,40 \leq \alpha \leq 1$  La dalle est considérée comme portant dans deux directions.
- Si $\alpha \leq 0,40$  La dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée

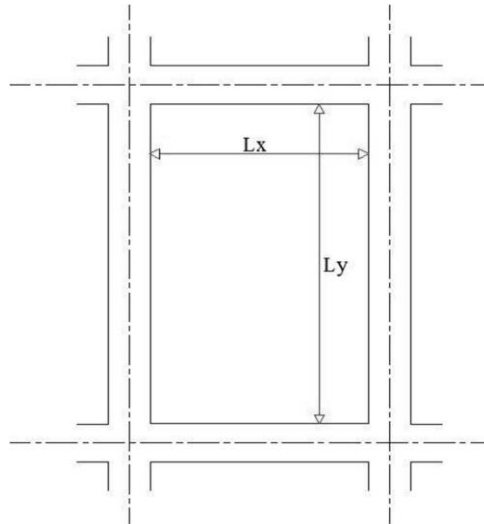


Figure II.1 : Schéma d'un panneau de dalle.

II.2.2 Justifications et vérifications :

➤ Epaisseur « h_d » des dalles

Les dispositions indiquées ci-après concernent les dalles rectangulaires telles que :

1. Cas d'une dalle portant dans un seul sens :

$$\alpha = (L_x / L_y) < 0.4 \rightarrow h_d = \left(\frac{L_x}{35} ; \frac{L_y}{30} \right).$$

2. Cas d'une dalle portant dans deux direction :

$$0,40 \leq \alpha \leq 1 \rightarrow h_d = \left(\frac{L_x}{50} ; \frac{L_y}{40} \right).$$

Avec en général :

L_x : la petite dimension du panneau de dalle.

L_y : la grande dimension du panneau de dalle.

La valeur « h_d » doit également permettre de satisfaire aux conditions relatives a :

- 1) La résistance à l'incendie,
- 2) L'isolation phonique,
- 3) La sollicitation d'effort tranchant (**BAEL A.5.2**).

→ Pour le présent projet, nous avons : (**L_x** = 6,95 m ; **L_y** = 7,20 m) → $\alpha = \frac{695}{720} = 0,965$

Conclusion la dalle se porte dans deux sens et donc : $h_d = \left(\frac{L_x}{50} ; \frac{L_y}{40} \right) \rightarrow h_d = \left(\frac{695}{50} ; \frac{720}{40} \right).$

H_d=(13,9 ; 18)cm → **h_d** = 20cm.

1) Condition de résistance à l'incendie :

Pour une heure de coupe $\longrightarrow h_d = 7 \text{ cm}$

Pour deux heures de coupe $\longrightarrow h_d = 11 \text{ cm}$

2) Condition d'isolation phonique :

Contre les bruits ariens : $25 \times h_d \geq 3,50 \text{ KN/m}^2 \rightarrow h_d = 14 \text{ cm}$

Contre les bruits d'impacts : $25 \times h_d \geq 4 \text{ KN/m}^2 \rightarrow h_d = 16 \text{ cm}$

Conclusion l'épaisseur de la dalle sera égale à : $h_d = 20 \text{ cm}$.

II.3 Descente de charges :

La descente de charges est le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, dont l'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

II.3.1 Les charges permanentes :

Représentent un poids mort qui n'est pas variable ou varie très peu dans le temps.

a) Plancher terrasse (inaccessible)

Figure II.2 Schéma des composants d'un plancher terrasse inaccessible

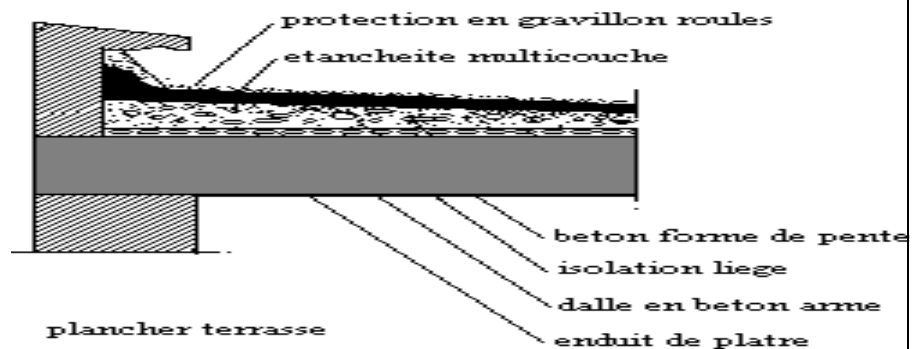


Tableau II.1 : Descente des charges du plancher terrasse inaccessible.

	Epaisseur (m)	ρ (KN /m ³)	G (KN/m ²)
Gravillons roulé de protection	0.04	20	0,80
Etanchéité multicouche	0.01	10	0,10
Forme de pente en béton	0.1	22	2,2
Isolation thermique (liège)	0.04	4	0,16
Dalle Pleine	0.20	25	5
Enduit en plâtre	0.01	10	0,10
Totale G (KN/m²)	8,36		

b) Planchers étage :

Tableau II.1 : Descente des charges du plancher étage.

	Epaisseur (m)	ρ (KN /m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0,40
Mortier de pose	0.02	20	0,40
Lit de sable	0.02	18	0,36
Dalle Pleine	0.2	25	5
Enduit en plâtre	0.02	10	0,20
Enduit en mortier	0.02	18	0,36
Totale G (KN /m²)	6,72		
Q (KN /m²)	1,50		

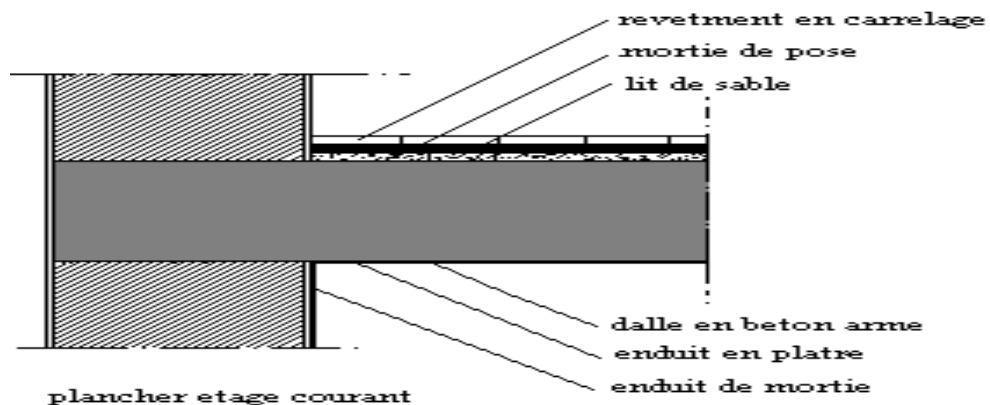


Figure II.3 : Schéma des composants d'un plancher étage courant.

II.3.2 Les charges d'exploitations :

Surcharges qui varient fréquemment dans le temps, celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Il faut rappeler que notre ouvrage est bâtiment à usage d'habitation et commerce.

1) Planchers terrasse (inaccessible) : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

2) Planchers étage courant (niveau 1→13) : $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$.

II.3.3 Les combinaisons d'action :

1) Planchers terrasse (inaccessible) :

ELU : $P_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 8,36 + 1,5 \times 1 = 12,786 \text{ KN / m}$

ELS : $P_{ser} = G + Q = 836 + 100 = 9,36 \text{ KN / m}$.

2) Planchers étage courant :

ELU : $P_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,72 + 1,5 \times 1,50 = 11,322 \text{ KN / m}$

ELS : $P_{ser} = G + Q = 672 + 150 = 8,22 \text{ KN / m}$.

II.4 Murs

II.4.1 Murs extérieurs

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison).

- 1-Enduit en ciment (e=2cm ; $\rho=1800\text{Kg/m}^3$)..... 0,36KN/m²
- 2-Parois en brique creuse (e=15cm).....1,30KN/m²
- 3-Lame d'air (e=5cm).....0,00KN/m²
- 4-Parois en briques creuses (e=10cm).....0,90KN/m²
- 5-Enduit en ciment (e=2cm ; $\rho=1800\text{Kg/m}^3$)..... 36KN/m²

G=2,92KN/m²

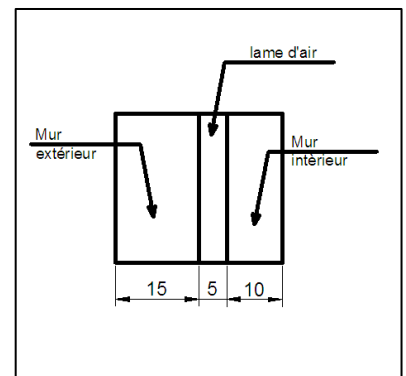


Figure II.4: Coupe du mur extérieur

II.4.2 Murs intérieurs (simple parois)

- 1-Enduit en ciment (e=2cm ; $\rho=1800\text{Kg/m}^3$)..... 0,36KN/m²
- 2-Parois en briques creuses (e=10cm).....0,90 KN/m²
- 3-Enduit en ciment (e=2cm ; $\rho=1800\text{Kg/m}^3$)..... 0,36KN/m²

G=1,62 KN/m²

II.5 Pré-dimensionnement des voiles :

II.5.1 Voile porteurs et de contreventement : D'après le RPA99/2003, c'est un élément porteur rigide en béton- armé destiné à transmettre les charges latérales aux fondations.

Dans le cas de notre structure (constitué uniquement de voiles), il est l'unique élément de transmissions des charges vers les fondations.

Selon l'article 7.7.1 du RPA99/2003, l'épaisseur minimale d'un voile doit être de 15 cm, d'un autre coté elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, soit :

- $L \geq 4e$
- $e \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow e \geq \frac{432}{20} = 21,6 \text{ cm}$

Donc on adoptera $e = 40 \text{ cm}$.

Avec :

- L : largeur du voile correspondant à la portée minimale.
- e : épaisseur du voile.
- h_e : hauteur libre d'étage.

II.5.2 Voile périphérique :

C'est un élément d'infrastructure, reliant deux niveau, celui des fondations et celui de la structure.

On adoptera : $e = 40 \text{ cm}$.

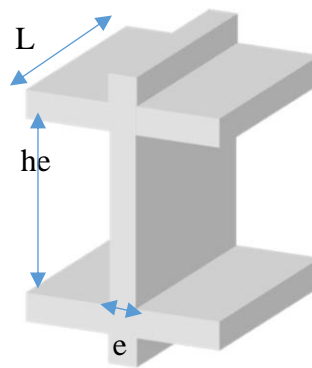


Figure II.5 : Coupe d'un voile en élévation.

II.5 Pré dimensionnement des escaliers :**II .5.1 Escalier Etage courant :****II.5.1.1 Calcul du giron (g) et de la hauteur de marche (h) :**

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$

Avec :

- h : hauteur de la marche
- g : la largeur de la marche.

On prend :

$$h = 18 \text{ cm et } g = 30 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2 \times 18 + 30 \leq 66 \text{ cm}$$

$$66 = 66 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

II.5.1.2 Calcul du nombre de marche et de contre marche :

D'après la formule suivante :

$$H = n \times h \rightarrow h = H/n = 324 \text{ cm} / 18 \text{ cm} = 18$$

$$N_c = 9$$

$$n = N_c - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ Marches pour le volé 1 et volé 2}$$

$$L = (n - 1) g \rightarrow L = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

$$L = 2,40 \text{ m}$$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

n : nombre de contre marches.

L : projection horizontale du volée

L'angle d'inclinaison α :

On a $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 18 \text{ cm}$

$$\text{Tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{18}{30} = 0,6 \rightarrow \alpha = 30,96^\circ$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_p}{30} \leq ep \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow L_p = L / \cos \alpha$$

$$L_p = \frac{240}{\cos(30,96)} = 279,87 \text{ cm}$$

$$L_{\text{paillasse}} = L' + L_{\text{palier}} = 2,79 + 1,50 = 4,29 \text{ m}$$

$$\frac{429}{30} \leq ep \leq \frac{429}{20} \Rightarrow (14,3 \leq ep \leq 21,45) \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } ep = 15 \text{ cm}$$

II 1.5.2 Escalier RDC

II.5.2.1 Calcul du giron (g) et de la hauteur de marche (h) :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$

Avec :

- h : hauteur de la marche
- g : la largeur de la marche.

On prend :

$$h = 18 \text{ cm et } g = 30 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2 \times 18 + 30 \leq 66 \text{ cm}$$

$$66 = 66 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

II.5.2.2 Calcul du nombre de marche et de contre marche :

D'après la formule suivante :

$$H = n \times h \rightarrow h = H/n = 432 \text{ cm} / 18 \text{ cm} = 24$$

$$N_c = 9$$

$$n = N_c - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ Marches pour le volé 1 et volé 3}$$

$$n = N_c - 1 = 6 - 1 = 5 \text{ Marches pour le volé 2}$$

$$L = (n-1) g \rightarrow L = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

$$L = 2,40 \text{ m}$$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

n : nombre de contre marches.

L : projection horizontale du volée

L'angle d'inclinaison α :

On a $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 18 \text{ cm}$

$$\text{Tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{18}{30} = 0,6 \rightarrow \alpha = 30,96^\circ$$

Epaisseur de la pailleasse :

$$\frac{L_p}{30} \leq ep \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow L_p = L / \cos \alpha$$

$$L_p = \frac{240}{\cos(30,96)} = 279,87 \text{ cm}$$

$$L_{\text{pailleasse}} = L' + L_{\text{palier}} = 2,79 + 1,50 = 4,29 \text{ m}$$

$$\frac{429}{30} \leq ep \leq \frac{429}{20} \Rightarrow (14,3 \leq ep \leq 21,45) \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } ep = 15 \text{ cm}$$

II.5.3 Descente des charges des escaliers :**a) Charge permanentes de la paillasse :**

	Epaisseur (m)	ρ (KN /m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0,44
Mortier de Pose	0.02	20	0,40
Poids Propre des marches ($22 \times h/2$)	0.09	22	1,98
Poids Propre de la paillasse ($25 \times ep/cosa$)	0.175	25	4,375
Enduit au ciment	0.02	20	0,40
Garde corp	0.01	10	0,10
Totale G (KN /m²)	7,695		

b) Charge permanente du Palier « G » :

	Epaisseur (m)	ρ (KN /m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0,44
Mortier de Pose	0.02	20	0,40
Lit de Sable	0.02	18	0,36
Dalle Pleine	0.2	25	5
Enduit en ciment	0.02	20	0,40
Totale G (KN /m²)	6,60		

c) Charges d'exploitations « Q » :

Escalier (RDC + les autres étages) : Q = 2,50 KN/m²

Chapitre III : Etude du Plancher

III. Étude de la dalle pleine:

III.1 Introduction :

Les dalles sont des pièces minces (une dimension nettement inférieure aux deux autres dimensions) et plane. Elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou voiles.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

Lx : la plus petite dimension du panneau.

Ly : la plus grande dimension du panneau.

Les charges appliquées sur la dalle pleine sont :

G : la charge permanente $\Rightarrow G=8,36 \text{ KN/m}^2$

Q : la charge d'exploitation $\Rightarrow Q=1 \text{ KN/m}^2$

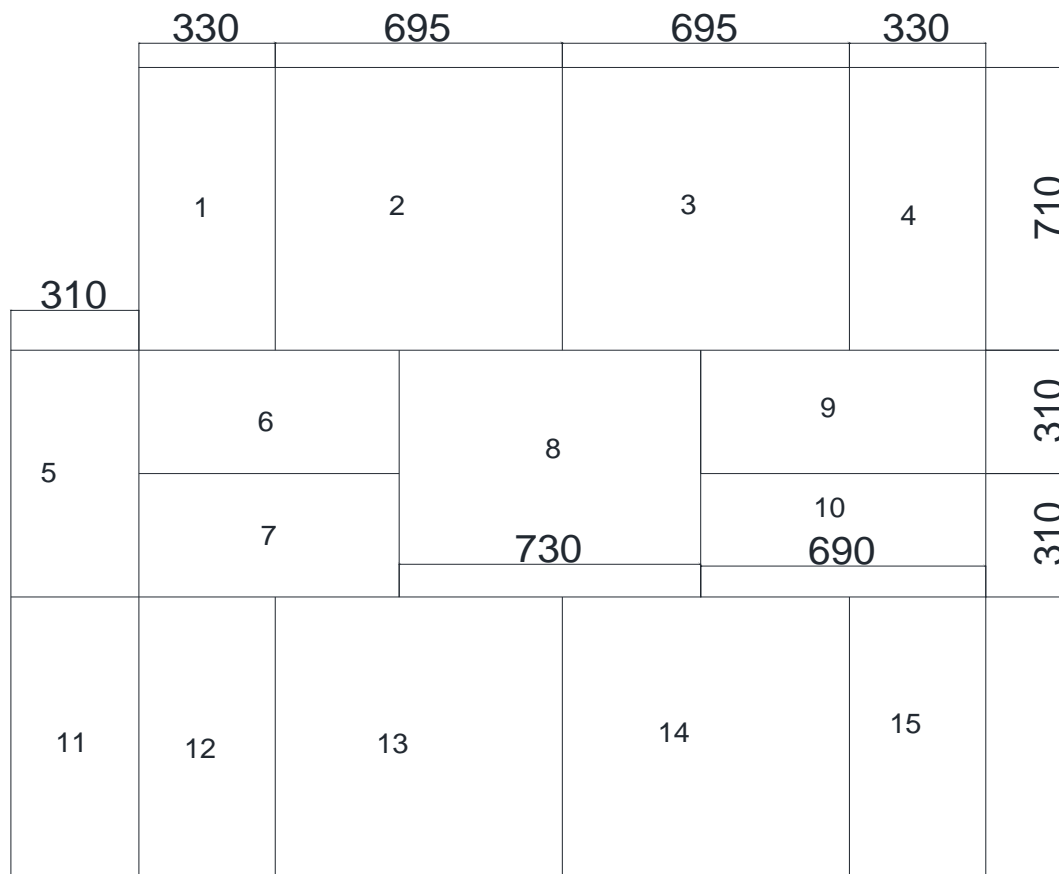


Figure III : distribution des panneaux de dalle sur plan

III.1.1 Pour le Plancher terrasse :**III.1.1.1 Combinaisons des charges et surcharges :**✓ ELU :

$$qu = 1,35G + 1,5Q = 12,786 \text{ KN / m}^2$$

✓ ELS :

$$qs = G + Q = 9,36 \text{ KN/m}^2$$

I.1.2 Évaluation des moments appliqués sur la dalle :

$$Mx = \mu_x \cdot qu \cdot lx^2 \quad My = \mu_y \cdot Mx$$

$$\alpha = \frac{lx}{ly} = 0,978 > 0,4 \Rightarrow \text{Dalle portante dans les deux sens.}$$

Remarque :

D'après l'article (A.8.2, 32) du **BAEL 91modif99**, Les dalles rectangulaires encastrees (totalement ou partiellement) peuvent être calculées à la flexion à partir des efforts qui s'y développeraient si elles étaient articulées sur leur contour. Les moments de flexion maximaux calculés dans l'hypothèse de l'articulation peuvent être réduits de **15%** et **25%** selon la condition d'encastrement ce qui conduit à un moment en travée M_t de, respectivement, **0,85M_o** et **0,75M_o**. Les moments d'encastrement seront dans ces conditions au moins de **40%** et **50%** des moments maximaux évalués dans l'hypothèse d'articulation. Dans le cas d'une dalle portant sur deux direction et reposant librement sur son pourtour, les moments fléchissant en travée (**M_x** et **M_y**) doivent être affectés d'un coefficient réducteur

(noté μ_x et μ_y) déterminé en fonction de (α ; ν):

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \text{ (suivant le sens de } L_x)$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \text{ (suivant le sens de } L_y)$$

ν : coefficient de poisson

$$\nu = 0,2 \text{ (pour un béton non fissuré à l'ELS)}$$

$$\nu = 0 \text{ (pour un béton fissuré à l'ELU).}$$

III.1.1.2.a Calcul des moments isostatique

$$\alpha = 0,978$$

✓ ELU :

μ_x et μ_y dépendent de α

$$\mu_x = 0,03844 ; \mu_y = 0,955.$$

$$M_x = \mu_x \cdot qu \cdot lx^2 = 0,03844 \times 1278,6 \times (6,95)^2 = 23,746 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,955 \times 2374,58 = 22,696 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_x = 23,746 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 22,696 \text{ KN.m}$$

III.1.1.2.b Le moment total applique sur la dalle.

✓ Moment en travée:

$$M_{tx}=0,75 M_x \Rightarrow M_{tx}= 17,809 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty}=0,85 M_y \Rightarrow M_{ty}= 19,291 \text{ KN.m}$$

✓ Moment en appui :

$$M_{ax} = -0,5 M_x \Rightarrow M_{ax} = -11,873 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_y \Rightarrow M_{ay} = -11,284 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification des conditions du BAEL91 :

Suivant x-x

$$M_d=0,5 M_x= -11,873 \text{ KN.m}$$

$$M_g= 0,5M_x = -11,873 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx}+ \frac{M_g+M_d}{2} > 1.25M_x = 17,80935+ \frac{11,873+11,873}{2} > 1.25 \times 23,7458$$

$$\Rightarrow 29,68225 = 29,68225 \rightarrow \text{CV}$$

Suivant y-y

$$M_d = 0,5M_y = 11,34792 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,5M_y = 11,34792 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty}+ \frac{M_g+M_d}{2} > 1.25M_y = 19,29147+11,34792 > 1.25 \times 22,69585$$

$$30,63939 > 28,3698 \rightarrow \text{CV}$$

✓ ELS :

$$q_s=9,36 \text{ KN / m}^2$$

$$\mu_x=0,03844 ; \mu_y=0,955.$$

$$M_x= \mu_x.q_s.l_x^2 = 0,03844 \times 9,36 \times (6,95)^2 = 17,38313 \text{ KN.m}$$

$$M_y= \mu_y.M_x = 0,955 \times 17,38313 = 16,614512 \text{ KN.m}$$

$$M_x = 17,38313 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 16,61451 \text{ KN.m}$$

III.1.1.2.b Le moment total applique sur la dalle.

✓ Moment en travée:

$$M_{tx}=0,75 M_x \Rightarrow M_{tx}= 13,03734 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty}=0,85 M_y \Rightarrow M_{ty}= 14,12233 \text{ KN.m}$$

✓ Moment en appui :

$$M_{ax} = -0,5 M_x \Rightarrow M_{ax} = -8,69156 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_y \Rightarrow M_{ay} = -8,30725 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification des conditions du BAEL91 :

Suivant x-x

$$M_d=0,5 M_x = -8,69156 \text{ KN.m}$$

$$M_g= 0,5M_x = -8,69156 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx}+ \frac{M_g+M_d}{2} > 1.25M_x = 13,03734+8,69156 > 1.25 \times 17,38313$$

$$\Rightarrow 21,7289 < 21,72891 \rightarrow \text{CNV}$$

$$\text{Donc : } M_{tx}=0.9 M_x =15,644817 \text{ KN.m}$$

$$24,3363 > 21,7289 \rightarrow \text{CV}$$

Suivant y-y

$$M_d = 0,5M_y = 8,307256 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,5M_y = 8,307256 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty}+ \frac{M_g+M_d}{2} > 1.25M_y = 1412,233+830,7256 > 1.25 \times 2269,585$$

$$2242,9586 < 2836,98 \rightarrow \text{CNV}$$

$$\text{Donc : } M_{ty}=0.9 M_y =20,426265 \text{ KN.m}$$

$$28,73352 > 28,3698 \rightarrow \text{CV}$$

Tableau III.1 : Récapitulatif de la sollicitation des panneaux à l'état limite ultime (Plancher Terrasse).

Panneau	lx	ly	α	ux	uy	Mx	Magx	Madx	My	Magy	Mady	Mtx	Mty
1_4_15	3,3	7,1	0,464788	0,100726	0,148773	1402,517	-701,259	-701,258	208,6568	-104,3284	-104,3284	1051,888	177,3582
2__13_14	6,95	7,1	0,978873	0,038448	0,955783	2374,580	-1187,29	-1187,29	2269,584	-1134,792	-1134,792	1780,935	1929,147
9_10	3,1	6,9	0,449275	0,102657	0,135633	1261,384	-630,692	-630,692	171,0865	-85,54325	-85,54325	946,0380	145,4235
8	6,6	7,3	0,904109	0,045066	0,802811	2510,017	-1255,01	-1255,01	2015,07073	-1007,5353	-1007,5353	1882,513	1712,8101
6_7	3,1	5,9	0,525423	0,092721	0,207008	1139,296	-569,648	-569,648	235,8445	-117,9222	-117,9222	854,4721	200,4678
5	3,1	6,6	0,469696	0,100104	0,153078	1230,020	-615,010	-615,010	188,2895	-94,14476	-94,14476	922,5151	160,0461
11	3,1	7,1	0,436619	0,10418699	0,12543	1280,1816	-640,09	-640,091	160,58577	-80,292886	-80,29288	960,13624	136,49790
12	3,3	7,1	0,46478	0,100726	0,14877	1402,5178	-701,259	-701,259	208,65680	-104,32840	-104,32840	1051,8883	177,35828

Tableau III.2 : Récapitulatif de la sollicitation des panneaux à l'état limite de service (Plancher Terrasse).

Panneau	lx	ly	α	ux	uy	Mx	Magx	Madx	My	Magy	Mady	Mtx	Mty
1_4_15	3,3	7,1	0,464788	0,100729	0,14873	1026,7143	-513,3570	-513,3570	152,74737	-76,37367	-76,37367	770,035	129,835
2__13_14	6,95	7,1	0,978873	0,0384487	0,955783	1738,3132	-869,1566	-869,1566	1661,4512	-830,7256	-830,7256	1303,73	1412,23
9_10	3,1	6,9	0,449275	0,1026571	0,135633	923,39707	-461,6985	-461,6985	125,243995	-62,62199	-62,62199	692,547	106,457
8	6,6	7,3	0,904109	0,0450665	0,802811	1837,4599	-918,7299	-918,7299	1475,1339	-737,5669	-737,5669	1378,094	1253,863
6_7	3,1	5,9	0,525423	0,0927210	0,207008	834,02251	-417,0112	-417,0112	172,650127	-86,32506	-86,32506	625,5168	146,7526
5	3,1	6,6	0,469696	0,1001046	0,153078	900,43710	-450,2185	-450,2185	137,837484	-68,91874	-68,91874	675,3278	117,1618
11	3,1	7,1	0,436619	0,1041869	0,125439	937,15785	-468,5789	-468,5789	117,556924	-58,77846	-58,77846	702,8683	99,92338
12	3,3	7,1	0,464788	0,1007269	0,148773	1026,7141	-513,3570	-513,3570	152,747357	-76,37367	-76,37367	770,0355	129,8352

III.1.2 Pour le Plancher étage courant :

Evaluation des charges :

Poids Propre : $G = 6,72 \text{ KN/m}^2$

Charge variables : $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$

Combinaisons des charges et surcharges :

✓ ELU :

$$qu = 1,35G + 1,5Q = 11,322 \text{ KN / m}^2$$

✓ ELS :

$$qs = G + Q = 8,22 \text{ KN/m}^2$$

Le calcul des moments fléchissant pour le plancher étage courant est le même pour le plancher terrasse.

Les résultats sont récapitulés dans les deux tableaux suivants :

Tableau III.3 : Récapitulatif de la sollicitation des panneaux à l'état limite ultime (Plancher étage courant).

PANNEAU	lx	ly	α	ux	uy	Mx	Magx	Madx	My	Magy	Mady	Mtx	Mty
1_4_15	3,3	7,1	0,464788	0,100726	0,148773	1241,929	-620,964	-620,964	184,7655	-92,3827	-92,3827	931,4469	157,0507
2__13_14	6,95	7,1	0,978873	0,038448	0,955783	2102,690	-1051,34	-1051,34	2009,716	-1004,85	-1004,85	1577,017	1708,259
9_10	3,1	6,9	0,449275	0,102657	0,135633	1116,955	-558,477	-558,477	151,49706	-75,7485	-75,748	837,71644	128,77254
8	6,6	7,3	0,904109	0,045066	0,802811	2222,619	-1111,30	-1111,31	1784,3446	-892,172	-892,172	1666,9649	1516,6926
6_7	3,1	5,9	0,525423	0,092721	0,207008	1008,846	-504,423	-504,423	208,8402	-104,42	-104,42	756,63481	177,51423
5	3,1	6,6	0,469696	0,100104	0,153078	1089,182	-544,591	-544,591	166,7303	-83,3651	-83,36	816,8869	141,7207
11	3,1	7,1	0,436619	0,104186	0,125439	1133,600	-566,800	-566,800	142,1986	-71,0993	-71,09	850,2004	120,8688
12	3,3	7,1	0,464788	0,100726	0,148773	1241,929	-620,964	-620,964	184,7655	-92,3827	-92,38	931,4469	157,05072

Tableau III.4 : Récapitulatif de la sollicitation des panneaux à l'état limite de service (Plancher étage courant).

PANNEAU	lx	ly	α	ux	uy	Mx	Magx	Madx	My	Magy	Mady	Mtx	Mty
1_4_15	3,3	7,1	0,46478	0,100726	0,148773	901,6656	-450,832	-450,832	134,1435	-67,0717	-67,0717	676,2492	114,0219
2_13_14	6,95	7,1	0,97887	0,038448	0,955783	1526,595	-763,297	-763,297	1459,094	-729,547	-729,547	1144,946	1240,230
9_10	3,1	6,9	0,44927	0,102657	0,135633	810,9320	-405,466	-405,466	109,9899	-54,9949	-54,9949	608,1990	93,49143
8	6,6	7,3	0,90410	0,045066	0,802811	1613,666	-806,833	-806,833	1295,4701	-647,7350	-647,7350	1210,2500	1101,1496
6_7	3,1	5,9	0,52542	0,092721	0,207008	732,4428	-366,221	-366,221	151,62222	-75,811113	-75,8111	549,33213	128,87889
5	3,1	6,6	0,46969	0,100104	0,153078	790,7684	-395,384	-395,384	121,04958	-60,524792	-60,5247	593,07636	102,89214
11	3,1	7,1	0,43661	0,104186	0,125439	823,0168	-411,508	-411,508	103,23909	-51,61954	-51,6195	617,26262	87,753229
12	3,3	7,1	0,46478	0,100726	0,148773	901,6656	-450,832	-450,832	134,14351	-67,0717	-67,0717	676,24921	114,02198

III.2.1 Calcul de l'enrobage Pour le plancher terrasse :

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A.E.L 91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{hd}{10} \text{ avec } hd = 20 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} = 2 \text{ cm} = 20 \text{ mm} ; \text{ On prendra dans notre calcul : } \phi = 8 \text{ mm}$$

La dalle est exposée aux intempéries $a = 3\text{cm}$.

$$C_x = a + \frac{\phi}{2} = 30 + 4 = 34\text{mm}$$

$$C_y = a + \frac{\phi}{2} + \phi = 30 + 4 + 8 = 42\text{mm}$$

-Les hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - C_x = 20 - 3,4 = 16,6 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 20 - 4,2 = 15,8 \text{ cm}$$

- **Sens x-x :**

En travée :

- a) **Etat limite ultime (ELU) :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Mt}{(\sigma_b \times b \times d^2)} = \frac{18825,1}{(14,16 \times 100 \times 16,6^2)} = 0,048$$

$$\text{FeE400} \rightarrow \mu_L = 0,392.$$

$$\mu = 0,048 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400) A' n'existe pas et } 1000 \xi_s > 1000 \xi_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,062$$

$$B = 1 - 0,4\alpha = 0,975$$

-Détermination des armatures :

$$A_t = \frac{Mt}{(\sigma_s \times \beta \times d)} = \frac{18825,1}{(348 \times 0,975 \times 16,6)} = 3,34 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Conclusion : } A_t = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 3,34 \text{ cm}^2$$

-Espacement maximal des armatures :

$$e \leq \min(3hd ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

-Choix des Armatures :

5T10/ml \rightarrow A= 3,93 cm²/ml.

b) Etat limite de service (ELS) :

Avant de passer au calcul à l'ELS ou pas, il faut avant tout effectuer certaines vérifications qui sont relatives à la contrainte maximale du béton comprimé σ_b , à la contrainte des aciers σ_s et aux déformations. Ces vérifications ont pour but d'évaluer la nécessité ou non du calcul à l'ELS :

✓ **La contrainte des armatures tendues σ_s :**

Puisque la fissuration est peu nuisible (notre élément est situé dans les locaux couverts et clos), aucune vérification n'est effectuée pour σ_s .

✓ **La contrainte maximale du béton comprimé σ_b :**

Lorsque la section comporte une partie comprimée ; on doit vérifier sous la sollicitation de service que : $\sigma_b \leq 0,6 f_{c28}$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq 0,6 f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{1882}{1378} = 1,366$$

$$\alpha \leq \frac{1,366-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$0,062 \leq 0,433 \rightarrow \text{alors } \sigma_b \leq 0,6 f_{c28} \text{ CV}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

En Appuis :**a) Etat limite ultime (ELU) :****Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{Ma}{(\sigma_b \times b \times d^2)} = \frac{12550,1}{(14,16 \times 100 \times 16,6^2)} = 0,032$$

$$\text{FeE400} \rightarrow \mu_L = 0,392.$$

$\mu = 0,032 < \mu_L = 0,392$ (Acier FeE400) A' n'existe pas et $1000 \xi_s > 1000 \xi_l$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2x\mu}) = 0,041$$

$$B = 1 - 0,4\alpha = 0,984$$

-Détermination des armatures :

$$A_a = \frac{Ma}{(\sigma_s \times \beta \times d)} = \frac{12550,1}{(348 \times 0,984 \times 16,6)} = 2,21 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Conclusion : } A_a = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2,21 \text{ cm}^2$$

-Espacement maximal des armatures :

$$e \leq \min (3hd ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

-Choix des Armatures :

$$5T8/\text{ml} \rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

b) Etat limite de service (ELS) :

Fissuration peu nuisible \rightarrow aucune vérification n'est effectuée pour σ_s .

Flexion simple

$$\text{Acier FeE400} \quad \longrightarrow \quad \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \longrightarrow \quad \sigma_b \leq 0,6 f_{c28}$$

Section rectangulaire

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{1255,01}{918,73} = 1,366$$

$$\alpha \leq \frac{1,366-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$0,041 \leq 0,433 \quad \longrightarrow \quad \text{alors } \sigma_b \leq 0,6 f_{c28} \text{ CV}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent

- **Sens y-y :**

En travée :**a) Etat limite ultime (ELU) :****Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t}{(\sigma_b \times b \times d^2)} = \frac{17128,1}{(14,16 \times 100 \times 15,8^2)} = 0,048$$

$$\text{FeE400} \rightarrow \mu_L = 0,392.$$

$$\mu = 0,048 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \text{ A' n'existe pas et } 1000 \xi_s > 1000 \xi_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,062$$

$$B = 1 - 0,4\alpha = 0,975$$

-Détermination des armatures :

$$A_t = \frac{M_t}{(\sigma_s \times \beta \times d)} = \frac{17128,1}{(348 \times 0,975 \times 15,8)} = 3,19 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Conclusion : } A_t = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 3,19 \text{ cm}^2$$

-Espacement maximal des armatures :

$$e \leq \min (3hd ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

-Choix des Armatures :

$$5T10/\text{ml} \rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

b) Etat limite de service (ELS) :

Fissuration peu nuisible \rightarrow aucune vérification n'est effectuée pour σ_s .

Flexion simple

$$\text{Acier FeE400} \quad \longrightarrow \quad \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \longrightarrow \quad \sigma_b \leq 0,6 f_{c28}$$

Section rectangulaire

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{1712,81}{1253,86} = 1,366$$

$$\alpha \leq \frac{1,366-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$0,062 \leq 0,433 \quad \longrightarrow \quad \text{alors } \sigma_b \leq 0,6 f_{c28} \text{ CV}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

En Appuis :**a) Etat limite ultime (ELU) :****Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{Ma}{(\sigma_b \times b \times d^2)} = \frac{11347,9}{(14,16 \times 100 \times 15,8^2)} = 0,032$$

$$\text{FeE400} \rightarrow \mu_L = 0,392.$$

$\mu = 0,032 < \mu_L = 0,392$ (Acier FeE400) A' n'existe pas et $1000 \xi_s > 1000 \xi_l$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}.$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2x\mu}) = 0,041$$

$$B = 1 - 0,4\alpha = 0,984$$

-Détermination des armatures :

$$A_a = \frac{Ma}{(\sigma_s \times \beta \times d)} = \frac{11347,9}{(348 \times 0,984 \times 15,8)} = 2,10 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Conclusion : } A_a = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2,10 \text{ cm}^2$$

-Espacement maximal des armatures :

$$e \leq \min (3hd ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

-Choix des Armatures :

$$5T8/\text{ml} \rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

b) Etat limite de service (ELS) :

Fissuration peu nuisible \rightarrow aucune vérification n'est effectuée pour σ_s .

Flexion simple

$$\text{Acier FeE400} \quad \longrightarrow \quad \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \longrightarrow \quad \sigma_b \leq 0,6 f_{c28}$$

Section rectangulaire

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{1134,79}{830,25} = 1,366$$

$$\alpha \leq \frac{1,366-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$0,041 \leq 0,433 \quad \longrightarrow \quad \text{alors } \sigma_b \leq 0,6 f_{c28} \text{ CV}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent

III.2.2 Calcul de l'enrobage Pour le Plancher étage courant :

$$\phi_{\max} \leq \frac{hd}{10} \text{ avec } hd = 20 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} = 2 \text{ cm} = 20 \text{ mm} ; \text{ On prendra dans notre calcul : } \phi = 8 \text{ mm}$$

La dalle est non exposée aux intempéries $a = 1\text{cm}$.

$$C_x = a + \frac{\phi}{2} = 10 + 4 = 14\text{mm}$$

$$C_y = a + \frac{\phi}{2} + \phi = 10 + 4 + 8 = 22\text{mm}$$

-Les hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - C_x = 20 - 1,4 = 18,6 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 20 - 2,2 = 17,8 \text{ cm}$$

- **Sens x-x :**

En travée :a) **Etat limite ultime (ELU) :****Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{Mt}{(\sigma_b \times b \times d^2)} = \frac{16669,6}{(14,16 \times 100 \times 18,6^2)} = 0,034$$

FeE400 $\rightarrow \mu_L = 0,392$. $\mu = 0,034 < \mu_L = 0,392$ (Acier FeE400) A' n'existe pas et $1000 \xi_s > 1000 \xi_l$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2x\mu}) = 0,043$$

$$B = 1 - 0,4\alpha = 0,983$$

-Détermination des armatures :

$$A_t = \frac{Mt}{(\sigma_s \times \beta \times d)} = \frac{16669,6}{(348 \times 0,983 \times 18,6)} = 2,62 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

Conclusion : $A_t = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2,62 \text{ cm}^2$ **-Espacement maximal des armatures :**

$$e \leq \min(3hd ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

-Choix des Armatures :

$$5T10/ml \rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/ml.$$

b) **Etat limite de service (ELS) :**Lorsque la section comporte une partie comprimée ; on doit vérifier sous la sollicitation de service que : $\sigma_b \leq 0,6 f_{c28}$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq 0,6 f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{1666,96}{1210,25} = 1,377$$

$$\alpha \leq \frac{1,377-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$0,043 \leq 0,438 \rightarrow \text{alors } \sigma_b \leq 0,6 f_{c28} \text{ CV}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

En Appuis :a) **Etat limite ultime (ELU) :****Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{Ma}{(\sigma_b \times b \times d^2)} = \frac{11113,1}{(14,16 \times 100 \times 18,6^2)} = 0,023$$

FeE400 $\rightarrow \mu_L = 0,392$. $\mu = 0,023 < \mu_L = 0,392$ (Acier FeE400) A' n'existe pas et $1000 \xi_s > 1000 \xi_l$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,029$$

$$B = 1 - 0,4\alpha = 0,988$$

-Détermination des armatures :

$$A_a = \frac{Ma}{(\sigma_s \times \beta \times d)} = \frac{11113,1}{(348 \times 0,988 \times 18,6)} = 1,74 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

Conclusion : $A_a = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1,74 \text{ cm}^2$ **-Espacement maximal des armatures :**

$$e \leq \min (3hd ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

-Choix des Armatures :

$$5T8/\text{ml} \rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

b) **Etat limite de service (ELS) :**Fissuration peu nuisible \rightarrow aucune vérification n'est effectuée pour σ_s .

Flexion simple

$$\text{Acier FeE400} \quad \longrightarrow \quad \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \longrightarrow \quad \sigma_b \leq 0,6 f_{c28}$$

Section rectangulaire

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{1111,31}{806,83} = 1,377$$

$$\alpha \leq \frac{1,377-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$0,029 \leq 0,438 \quad \longrightarrow \quad \text{alors } \sigma_b \leq 0,6 f_{c28} \text{ CV}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent

- **Sens y-y :**

En travée :

- a) **Etat limite ultime (ELU) :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Mt}{(\sigma_b \times b \times d^2)} = \frac{17082,6}{(14,16 \times 100 \times 17,8^2)} = 0,038$$

$$\text{FeE400} \rightarrow \mu_L = 0,392.$$

$\mu = 0,038 < \mu_L = 0,392$ (Acier FeE400) A n'existe pas et $1000 \xi_s > 1000 \xi_l$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2x\mu}) = 0,048$$

$$B = 1 - 0,4\alpha = 0,981$$

-Détermination des armatures :

$$A_t = \frac{Mt}{(\sigma_s \times \beta \times d)} = \frac{17082,6}{(348 \times 0,981 \times 17,8)} = 2,81 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

Conclusion : $A_t = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2,81 \text{ cm}^2$

-Espace maximal des armatures :

$$e \leq \min(3hd ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

-Choix des Armatures :

$$5T10/\text{ml} \rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- b) **Etat limite de service (ELS) :**

Fissuration peu nuisible \rightarrow aucune vérification n'est effectuée pour σ .

Flexion simple

$$\text{Acier FeE400} \quad \longrightarrow \quad \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \longrightarrow \quad \sigma_b \leq 0,6 f_{c28}$$

Section rectangulaire

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{1708,26}{1240,23} = 1,377$$

$$\alpha \leq \frac{1,377-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$0,038 \leq 0,438 \quad \longrightarrow \quad \text{alors } \sigma_b \leq 0,6 f_{c28} \quad \mathbf{CV}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

En Appuis :a) **Etat limite ultime (ELU) :****Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{Ma}{(\sigma_b \times b \times d^2)} = \frac{10048,6}{(14,16 \times 100 \times 17,8^2)} = 0,022$$

FeE400 $\rightarrow \mu_L = 0,392$. $\mu = 0,022 < \mu_L = 0,392$ (Acier FeE400) A' n'existe pas et $1000 \xi_s > 1000 \xi_l$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,028$$

$$B = 1 - 0,4\alpha = 0,989$$

-Détermination des armatures :

$$A_a = \frac{Ma}{(\sigma_s \times \beta \times d)} = \frac{10048,6}{(348 \times 0,989 \times 17,8)} = 1,64 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

Conclusion : $A_a = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1,64 \text{ cm}^2$ **-Espacement maximal des armatures :**

$$e \leq \min (3hd ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

-Choix des Armatures :

$$4T8/\text{ml} \rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

b) **Etat limite de service (ELS) :**Fissuration peu nuisible \rightarrow aucune vérification n'est effectuée pour σ_s .

Flexion simple

$$\text{Acier FeE400} \quad \longrightarrow \quad \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \longrightarrow \quad \sigma_b \leq 0,6 f_{c28}$$

Section rectangulaire

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{1004,86}{729,55} = 1,377$$

$$\alpha \leq \frac{1,377-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$0,028 \leq 0,438 \quad \longrightarrow \quad \text{alors } \sigma_b \leq 0,6 f_{c28} \text{ CV}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

III.3 Vérification des contraintes de cisaillement et détermination de l'effort tranchant :

- ✓ Aucune armature transversale n'est requise si les conditions suivantes sont remplies :
- ✓ La pièce est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur « article A5.2.2 du BAEL91 »
- ✓ Les dispositions constructives générales concernant les dalles sont respectées.
- ✓ La contrainte tangentielle : $\tau \leq \bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28}$

L'effort tranchant est calculé par la méthode suivante :

III.3.1 Pour le Plancher terrasse:

On choisira le panneau N°8 le plus défavorable ($L_x = 6,6\text{m}$; $L_y = 7,3\text{m}$)

$$T_{\max} = \max (T_x ; T_y)$$

$$\begin{cases} T_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} & (\text{sens } x - x) \\ T_y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} & (\text{sens } y - y) \end{cases}$$

$$T_x = \frac{12786 \times 6,6}{2} \times \frac{7,3^4}{7,3^4 + 6,6^4}$$

$$T_x = 25,29353 \text{ KN/m}_1$$

$$T_y = \frac{12786 \times 7,3}{2} \times \frac{6,6^4}{7,3^4 + 6,6^4}$$

$$T_y = 18,69273 \text{ KN/m}_1$$

$$T_{\max} = \max (25,29353 \text{ KN/m}_1 ; 18,69273 \text{ KN/m}_1) = 25,29353 \text{ KN/m}_1$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b \times d_x \times 100} = \frac{25293,53}{100 \times 16,6 \times 100} = 0,152$$

$$\bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau \leq \bar{\tau} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.2 Pour le Plancher étage courant:

$$T_{\max} = \max (T_x ; T_y)$$

$$\begin{cases} T_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} & (\text{sens } x - x) \\ T_y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} & (\text{sens } y - y) \end{cases}$$

$$T_x = \frac{11322 \times 6,6}{2} \times \frac{7,3^4}{7,3^4 + 6,6^4}$$

$$T_x = 22,39741 \text{ KN/m}_1$$

$$T_y = \frac{11322 \times 7,3}{2} \times \frac{6,6^4}{7,3^4 + 6,6^4}$$

$$T_y = 16,55240 \text{ KN/m}_1$$

$$T_{\max} = \max (22397,41 \text{ N/m}_1; 16552,40 \text{ N/m}_1) = 22,39741 \text{ KN/m}_1$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b \times d_x \times 100} = \frac{22397,41}{100 \times 18,6 \times 100} = 0,12$$

$$\bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau \leq \bar{\tau} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4 Vérification du poinçonnement :

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article A.5.2,42)}$$

Avec: q_u : Charge de calcul à l'état limite.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

h : Épaisseur de la dalle

L_0 : longueur de voile

e : Épaisseur du voile

$$u = L_0 + h = 4,4 + 0,2 = 4,6 \text{ m}$$

$$v = e + h = 0,4 + 0,2 = 0,60 \text{ m}$$

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (4,6 + 0,6) = 10,40 \text{ m}$$

$$q_u \leq 0,045 \times 10,40 \times 0,20 \times \frac{25000}{1,5}$$

$$q_u = 12,78 \text{ KN} \leq 15,60 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre IV : Etude des éléments Secondaires

IV.1 Etude du Balcon:

On a un type de balcon, considéré comme console encastrée, on adopte une épaisseur de 20 cm.



Figure IV.1 Schéma statique de la dalle pleine.

IV.1.1 Descente des charges d'un Balcon :

	Epaisseur (m)	ρ (KN /m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0,44
Mortier de Pose	0.02	20	0,40
Mortier de Sable	0.02	18	0,36
Dalle Pleine	0.20	25	5
Enduit de mortier	0.02	20	0,40
Totale G (KN /m²)	6,60		

Poids propre: $G = 6,60 \text{ KN/m}^2$

Surcharge: $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

La charge des murs (force concentrée):

$$p = G_{\text{mur}} \times h_{\text{mur}} \times 1\text{ml} \Rightarrow 1,35 \times 1,2 \times 1\text{ml} = 1,62 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELU: } q_u = 1,35G + 1,5Q = 14,16 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35 \times p = 2,187 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = p = 1,62 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 10,1 \text{ KN/ml}$$

IV.1.2 Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants:

ELU:

$$\begin{cases} M(x) = -P_u x - q_u \frac{x^2}{2} \\ M(x) = -2,187 x - 14,16 \frac{x^2}{2} \end{cases} \quad \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(0,95) = -8,58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(x) = -P_u - q_u \times x \\ T(x) = -2,187 - 14,16 x \end{cases} \quad \begin{cases} T(0) = -2,187 \text{ KN.m} \\ T(0,95) = -15,64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} M(x) = -P_s x - q_s \frac{x^2}{2} \\ M(x) = -1,62 x - 10,1 \frac{x^2}{2} \end{cases} \quad \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(0,95) = -6,10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(x) = -P_s - q_s \times x \\ T(x) = -1,62 - 10,1 x \end{cases} \quad \begin{cases} T(0) = -1,62 \text{ KN.m} \\ T(0,95) = -11,215 \text{ KN.m} \end{cases}$$

IV.1.3 Calcul du Ferrailage :

ELU :

$$\mu = \frac{M_u}{(\sigma_b \times b \times d^2)} = \frac{8580}{(14,16 \times 100 \times 18,^2)} = 0,018$$

FeE400 $\rightarrow \mu_L = 0,392$. $\mu = 0,018 < 0,392$ (Acier FeE400) A' n'existe pas et $1000 \xi_s > 1000 \xi_1$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2x\mu}) = 0,023$$

$$B = 1 - 0,4\alpha = 0,99$$

-Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{(\sigma_s \times \beta \times d)} = \frac{8580}{(348 \times 0,99 \times 18)} = 1,38 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Conclusion : } A_a = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1,38 \text{ cm}^2$$

-Choix des Armatures :

$$4T10/ml \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/ml$$

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,78 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Armature choisit : } 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2/ml$$

ELS :

$$M_s = 6,10 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2$$

-Position de l'axe neutre :

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

$$50x^2 - 15.3,14. (18-x) = 0$$

$$50x^2 + 47,1x - 847,8 = 0$$

$$x_1 = 3,67 \text{ cm}$$

$$x_2 = -4,62 \text{ cm}$$

-Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} x^3 + n A_s (d-x)^2$$

$$I = \frac{100}{3} . 3,67^3 + 15 . 3,14 . (18 - 3,67)^2$$

$$I = 11319,63 \text{ cm}^4$$

Où : A_s : section d'armatures tendue

n : 15 coefficient d'équivalence

-Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser.x}}{I} = \frac{6,10.10^3.10^3.3,67.10}{11319,63.10^4} = 1,97 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n . \frac{M_s(d-x)}{I} = 15 . \frac{6,10.10^3.10^3(180-36,7)}{11319,63} = 115,83 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(23f_e; 110\sqrt{nf_{c28}}) = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

-Vérification au cisaillement :

En appuis :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_o \times d} = \frac{15,64.10^3}{1000 \times 180} = 0,086 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

-Vérification au glissement :

En appuis :

$$\tau_u - \frac{M_u}{0,9.d} \leq 0$$

$$15,64.10^3 - \frac{8,58.10^3}{0,9.0,18} = -377712,96 < 0 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20} \rightarrow \frac{0,2}{0,95} = 0,21 > 0,05 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{4,20.10^{-4}}{f_e} = \frac{3,08.10^{-4}}{1 \times 0,18} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,0017 \leq 0,015 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Tableau IV.1: Ferrailage des Balcons.

M_{umax} (KN.m)	Ferrailage	Armature de répartition
8,58	4T10	4T8

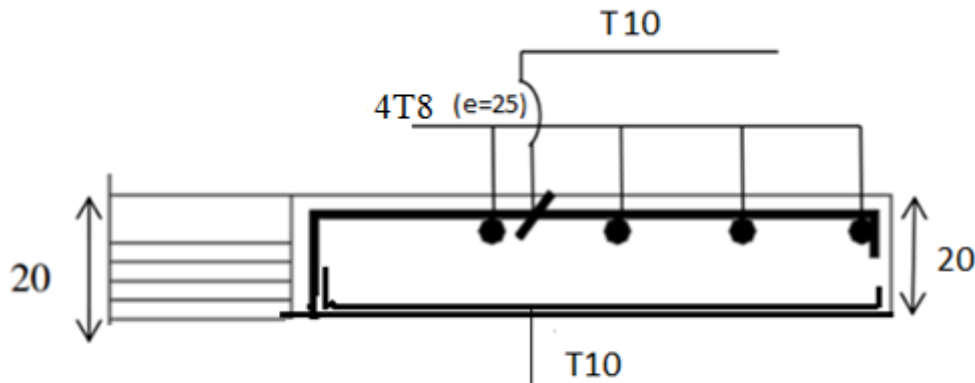


Figure IV.2 Schéma du ferrailage du balcon.

IV.2 Calcul des Bandes noyées et de la Poutre Périphérique :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après:

- $b \geq 20$ cm
- $h \geq 30$ cm
- $h/b \leq 4.0$
- $b_{max} \leq 1,5h + b1$

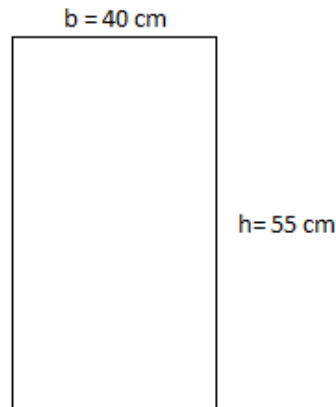
Pour notre cas on va ramener une hauteur de 20 cm, car notre bâtiment est contreventé par des voiles porteurs **RPA99 (A.7.5.1)**

Pour la largeur de la bande noyée, on prend 40 cm

IV.2.1 Poutre Périphérique :

$$M=3,1485 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{(\sigma_b \times b \times d^2)} = \frac{3,1485 \cdot 10^3}{(14,2 \times 100 \times 49,5^2)} = 0,0009$$

**Figure IV.3 Section des Poutres Périphériques**

$$\text{FeE400} \rightarrow \mu_L = 0,392.$$

$$\mu = 0,0009 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400) } A' \text{ n'existe pas et } 1000 \xi_s > 1000 \xi_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0011$$

$$B = 1 - 0,4\alpha = 0,99$$

-Détermination des armatures :

$$A = \frac{M}{(\sigma_s \times \beta \times d)} = \frac{3,1485 \cdot 10^3}{(348 \times 0,99 \times 49,5)} = 0,18 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Conclusion : } A_a = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2,39 \text{ cm}^2$$

-Choix des Armatures :

$$5T10 \rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Ferrailage Transversale :**Vérification de la contrainte tangente :**

Selon RPA99V2003, la contrainte tangente d'une poutre dans le cas des armatures transversales droites doit vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \times d} = \frac{1,7811 \cdot 10^3}{550 \times 495} = 0,0089 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

-Diamètre des armatures transversal :

Selon BAEL91 :

$$\Phi_t = \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi_l \right) = \min(1,57 ; 4 ; 1)$$

On prend $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

-Espacement : (RPA99V2003)

Espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\text{-Zone nodale: } S_t \leq \min (h/4 ; 12 \Phi_{min} ; 30 \text{ cm})$$

$$\text{-Zone courante: } S't \leq h/2$$

Φ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \Phi_{min} ; 30 \text{ cm} \right) = 12 \text{ cm} \rightarrow S_t = 12 \text{ cm}$$

$$S't \leq \frac{h}{2} = 27,5 \text{ cm} \rightarrow S't = 27 \text{ cm.}$$

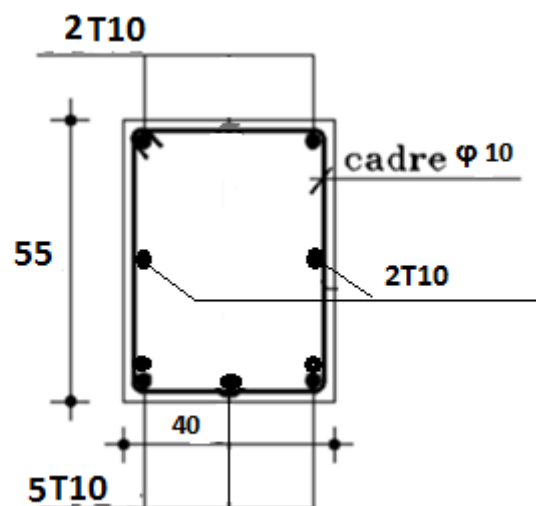


Figure IV.4 Ferrailage de la poutre périphérique.

IV.2.2 Poutre Noyée :

$$M=13,67 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{(\sigma_b \times b \times d^2)} = \frac{13,67 \cdot 10^3}{(14,2 \times 20 \times 36^2)} = 0,037$$

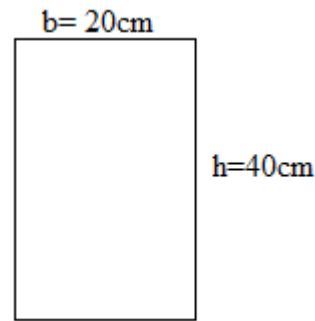


Figure IV.5 Section d'une Poutre noyée.

$$\text{FeE400} \rightarrow \mu_L = 0,392.$$

$$\mu = 0,037 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400) } A' \text{ n'existe pas et } 1000 \xi_s > 1000 \xi_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,047$$

$$B = 1 - 0,4\alpha = 0,98$$

-Détermination des armatures :

$$A = \frac{M}{(\sigma_s \times \beta \times d)} = \frac{13,67 \cdot 10^3}{(348 \times 0,98 \times 36)} = 1,11 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,869 \text{ cm}^2$$

$$\text{Conclusion : } A_a = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1,11 \text{ cm}^2$$

-Choix des Armatures :

$$5T10 \rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Ferrailage Transversale :**Vérification de la contrainte tangente :**

Selon RPA99V2003, la contrainte tangente d'une poutre dans le cas des armatures transversales droites doit vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \times d} = \frac{11,286 \cdot 10^3}{200 \times 360} = 0,156 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

-Diamètre des armatures transversal :

Selon BAEL91 :

$$\Phi_t = \min (\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi_l) = \min (1,14 ; 2 ; 1) = 1 \text{ cm}$$

On prend $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

-Espacement : (RPA99V2003)

Espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

-Zone nodale: $St \leq \min (h/4 ; 12 \Phi_{min} ; 30cm)$

-Zone courante: $S't \leq h/2$

Φ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \Phi_{min} ; 30cm \right) = 10 \text{ cm} \rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

$$S't \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow S't = 20 \text{ cm.}$$

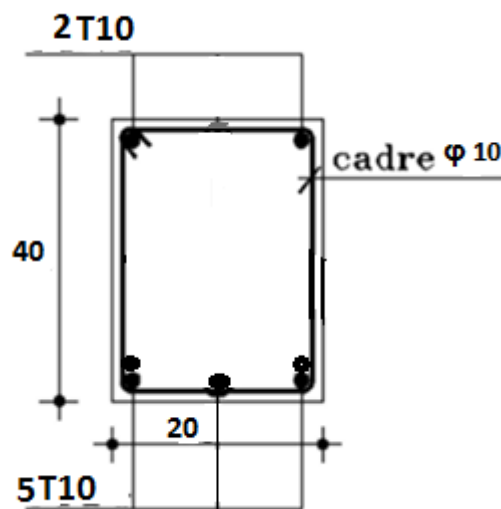


Figure IV.6 Ferrailage de la poutre noyer.

IV.3 Escalier :

IV.3.1 Introduction

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'embranchement, la largeur est le giron, la partie verticale est la contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde-corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

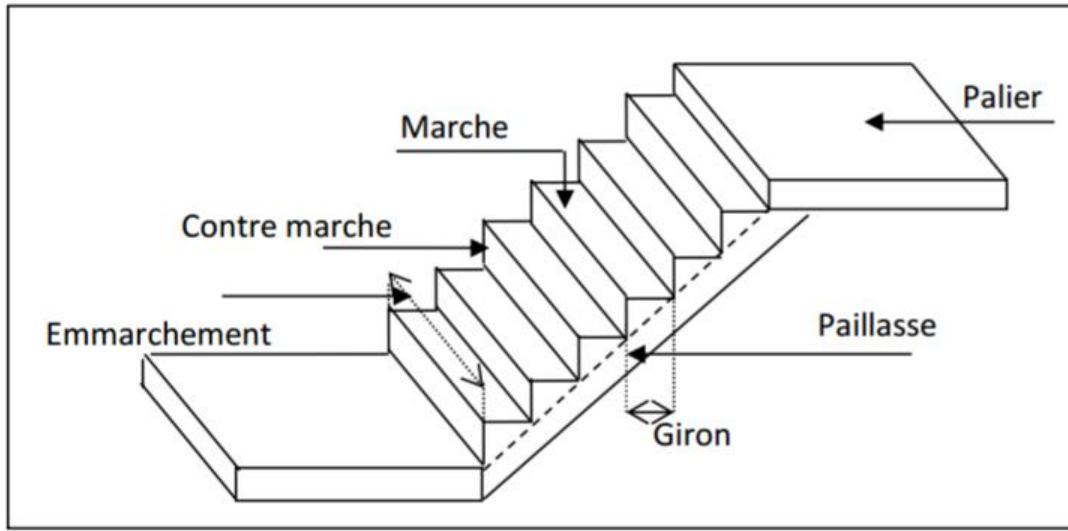


Figure IV.7 Schéma d'un escalier

IV.3.2 Études des escaliers à deux volées avec un palier intermédiaire (étage courant) :

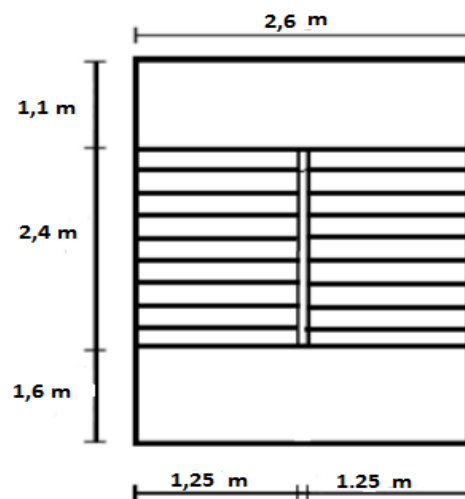


Figure IV.8 Vue en plan d'escalier

Palier : $G=6,60 \text{ KN /m}$ $q_u = 12,66 \text{ KN /m}$

\Rightarrow

$Q= 2,50 \text{ KN /m}$ $q_s = 9,1 \text{ KN /m}$

Paillasse : $G=7,69 \text{ KN /m}$ $q_u = 14,13 \text{ KN /m}$

\Rightarrow

$Q= 2,50 \text{ KN /m}$ $q_s = 10,19 \text{ KN /m}$

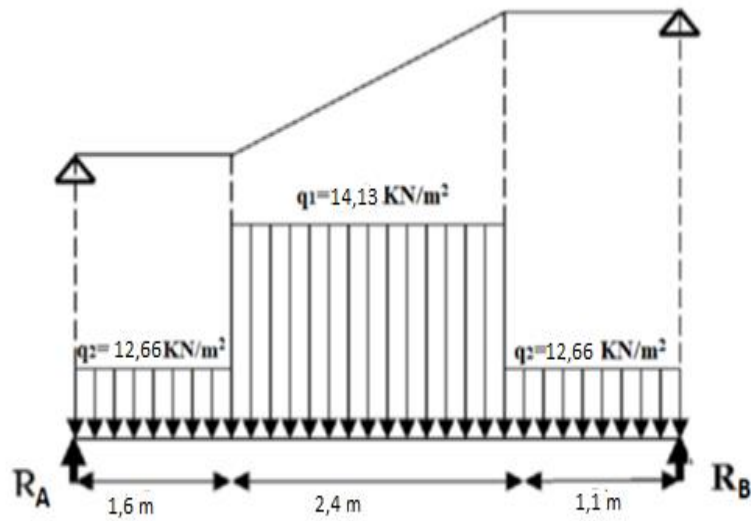


Fig. IV.9 Schéma statique à l'ELU

IV.3.2.1 Calcul à l'ELU :

✓ Réactions des appuis

$$\sum F_V = R_A + R_B = (q_2 \times 1,6) + (q_1 \times 2,4) + (q_2 \times 1,1)$$

$$R_A + R_B = 68,09 \text{ kN}$$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_A \times 5,1 = (20,25 \times 4,3) + (33,91 \times 2,3) + (13,92 \times 0,55)$$

$$R_A = 33,86 \text{ kN}$$

$$R_B = 34,23 \text{ kN}$$

✓ Effort tranchant et moment fléchissant :

- $0 \leq x \leq 1,6$

$$T(x) = R_A x - q_2 x$$

$$M(x) = R_A x - \frac{q_2 x^2}{2}$$

- $1,6 \leq x \leq 4$

$$T(x) = R_A - 1,6 q_2 - q_1(x - 1,6)$$

$$M(x) = -7,06x^2 + 36,19 x - 1,87$$

- $0 \leq x \leq 1.1$

$$T(x) = -R_B x + q_2 x$$

$$M(x) = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2}$$

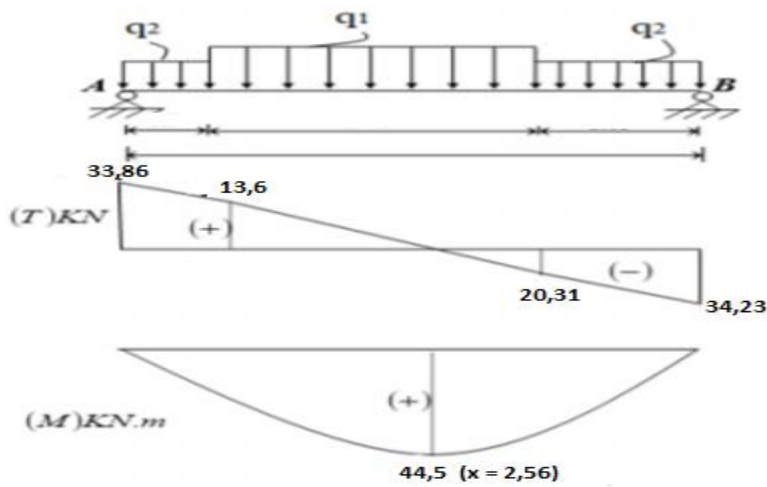
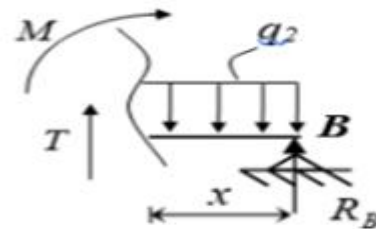
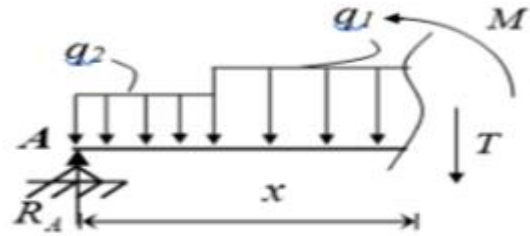
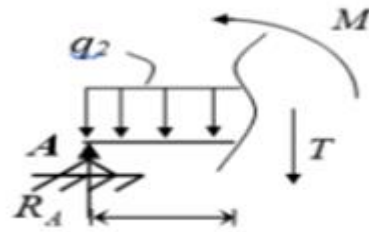


Figure IV.10 Diagrammes des sollicitations

Tableau IV.2 Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.U)

x (m)	Réactions (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{max} (KN.m)	Moment sur appuis (M _a =0.5M ₀)	Moment en travée (M _t =0.75M ₀)
0	33,86	33,86	0	34,23	44,5	-22,25	33,37
1,6	-	13,6	37,97				
2,56	-	0	44,5				
4	-	-20,31	30				
5,1	34,23	-34,23	0				

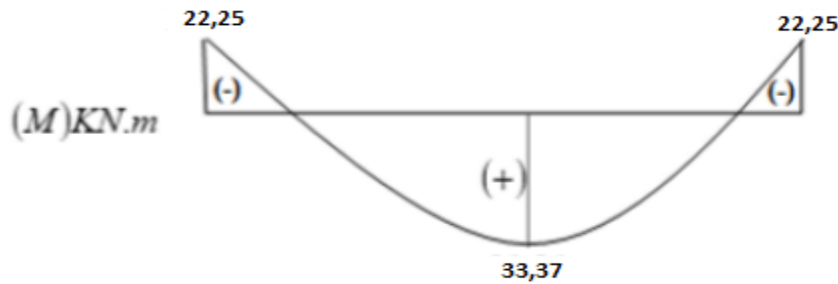


Figure IV.11 Diagrammes des moments retenus.

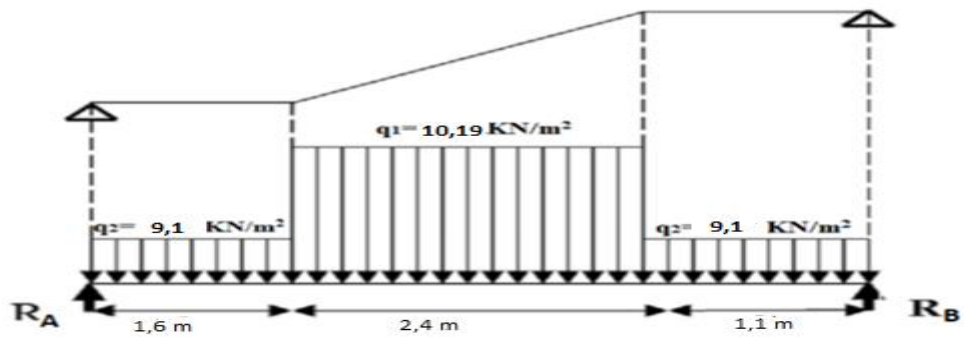


Figure IV.12 Schéma statique à l'ELS.

IV.3.2.2 Calcul à L'ELS :

✓ Réactions des appuis :

$$\sum F_V = R_A + R_B = (q_2 \times 1,6) + (q_1 \times 2,4) + (q_2 \times 1,1)$$

$$R_A + R_B = 49kN$$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_A \times 5,1 = (14,56 \times 4,3) - (24,45 \times 2,3) - (10,01 \times 0,55)$$

$$R_A = 24,38 \text{ kN}$$

$$R_B = 24,62 \text{ kN}$$

✓ Effort tranchant et moment fléchissant :

• $0 \leq x \leq 1,6$

$$T(x) = R_A x - q_2 x$$

$$M(x) = R_A x - \frac{q_2 x^2}{2}$$

• $1,6 \leq x \leq 4$

$$T(x) = R_A - 1,6 q_2 - q_1(x - 1,6)$$

$$M(x) = - 5,09 x^2 + 26,1 x - 1,38$$

• $0 \leq x \leq 1,1$

$$T(x) = - R_B x + q_2 x \quad M(x) = - R_B x + q_2 \frac{x^2}{2}$$

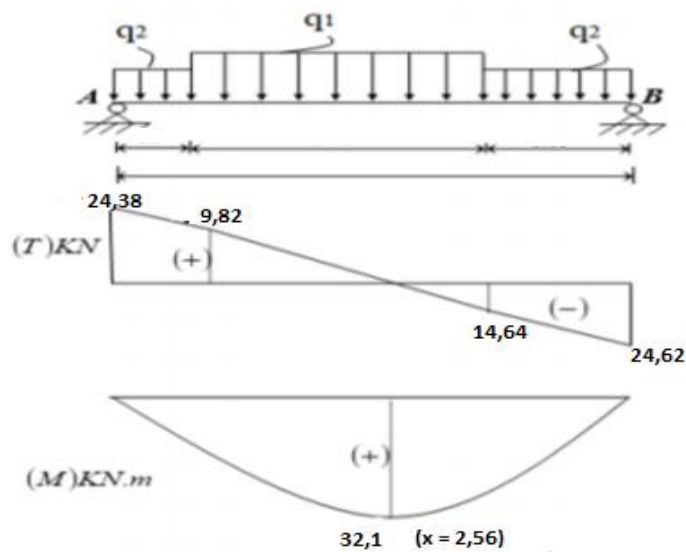
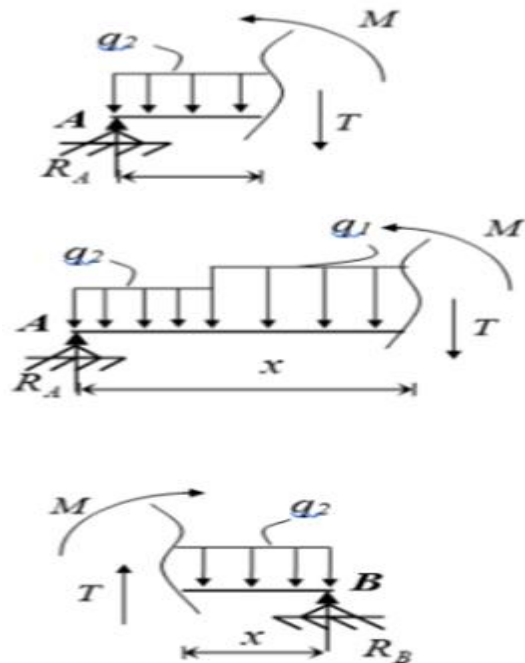


Figure IV.13 Diagrammes des sollicitations.

Tableau IV.3 Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.S)

x (m)	Réactions (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{max} (KN.m)	Moment sur appuis (M _a =0.5M ₀)	Moment en travée (M _t =0.75M ₀)
0	24,38	24,38	0	24,61	32,1	-16,05	24,07
1,6	-	9,82	27,36				
2,56	-	0	31,1				
4	-	-14,64	21,57				
5,1	24,62	-24,62	0				

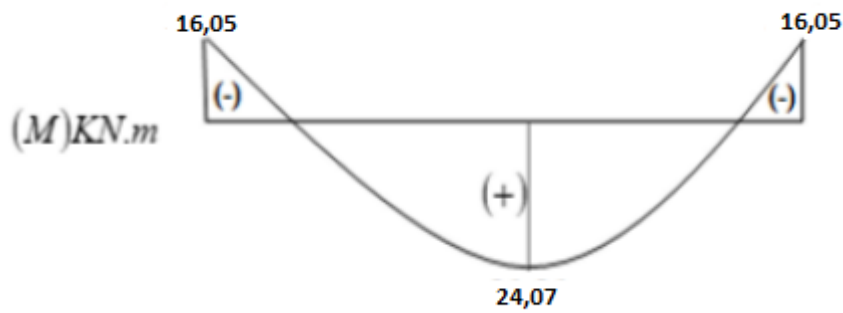


Figure IV.14 Diagrammes des moments retenus.

Tableau IV.4 Sollicitations de calcul à l'ELU et l'ELS.

	ELU	ELS
M _{max} travée	33,37 KN.m	24,07 KN.m
M _{max} app	22,25 KN.m	16,05 KN.m
T _{max}	34,23 KN	24,62 KN

IV.3.2.3 Calcul de ferrailage

IV.3.2.3.1 ELU :

✓ **En travée**

$$\mu = \frac{Mt}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{33370}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,128 < \mu_L = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,172$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,931$$

$$A = \frac{Mt}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{33370}{348 \cdot 13,5 \cdot 0,931} = 7,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max [A_{cal}; A_{min}] = 7,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 7 \text{ T } 12 = 7,92 \text{ cm}^2 \Rightarrow e = 14,3 \text{ cm}$$

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = 1,98 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3 \text{ T } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$e = 33,33 \text{ cm} \leq \min [4h ; 45\text{cm}] = \min [60; 45] \text{ cm} = 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

✓ **En appuis**

$$\mu = \frac{Mt}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{22250}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,086 < \mu_L = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,112$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,955$$

$$A = \frac{Mt}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{22250}{348 \cdot 13,5 \cdot 0,955} = 4,96 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max [A_{cal}; A_{min}] = 4,96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 5 \text{ T } 12 = 5,65 \text{ cm}^2 \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3 \text{ T } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$e = 33,33 \text{ cm} \leq \min [4h ; 45\text{cm}] = \min [60; 45] \text{ cm} = 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

IV.3.2.3.2 ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{fissuration peu nuisible} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire FeE400} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq 0,6 f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{33,37}{24,07} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow 0,112 \leq 0,44 \text{ alors : } \sigma_b \leq 0,6 f_{c28} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent

Vérification des contraintes :

✓ **En travée :**

$$M_s = 24,07 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 7,92 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre (x) :

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

$$50x^2 - 15 \times 7,92(13,5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 118,8x - 1603,8 = 0$$

$$X_1 = 4,6 \text{ cm}$$

$$X_2 = - 6,97 \text{ cm}$$

Calcule moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} x^3 + n A_s (d - x)^2 = 12654,68 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = 8,75 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En Appui :**

$$M_{ser} = 16,05 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 5,65 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre (x) :

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

$$50x^2 - 15 \times 5,65(13,5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 84,75x - 1144,12 = 0$$

$$X_1 = 4,01 \text{ cm}$$

$$X_2 = - 5,7 \text{ cm}$$

Calcule moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} x^3 + n A_s (d - x)^2 = 9782 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = 6,58 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

IV.3.2.3.3 Vérification des efforts tranchants :

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d} = 0.025 \text{ MPa}$$

$$\tau_l = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.025 \text{ MPa} \leq \tau_l = 3.33 \text{ MPa}$ ➔ Condition Vérifiée.

Tableau IV.5 : Ferrailage des escaliers

Armature longitudinale (cm ²)				Armature de répartition (cm ²)			
Travée		Appuis		Travée		Appuis	
Ast.calculée (cm ²)	Ferrailage Choisi	Ast.calculée (cm ²)	Ferrailage Choisi	Ast.calculée (cm ²)	Ferrailage Choisi	Ast.calculée (cm ²)	Ferrailage Choisi
7,92	7T12	5,65	5T12	3,39	3T12	3,39	3T12

IV.3.3 Études des escaliers à trois volées avec deux paliers intermédiaire (RDC) :

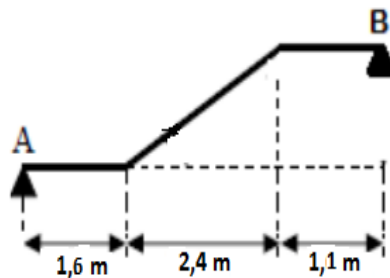


Figure IV.15 : Schéma statique du volée 1et 3.

IV.3.3.1 Etude du 2^{eme} volé :

Descente des charges des escaliers :

a) Charge permanentes de la paillasse :

	Epaisseur (m)	ρ (kg /m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	0.02	2200	44
Mortier de Pose	0.02	2000	40
Poids Propre des marches (2200 × h/2)	0.09	2200	198
Poids Propre de la paillasse (2500 × ep/cosa)	0.184	2500	462,06
Enduit au ciment	0.02	2000	40
Garde corp	0.01	1000	10
Totale G (kg /m²)	794,06		

b) Charge permanente du Palier « G » :

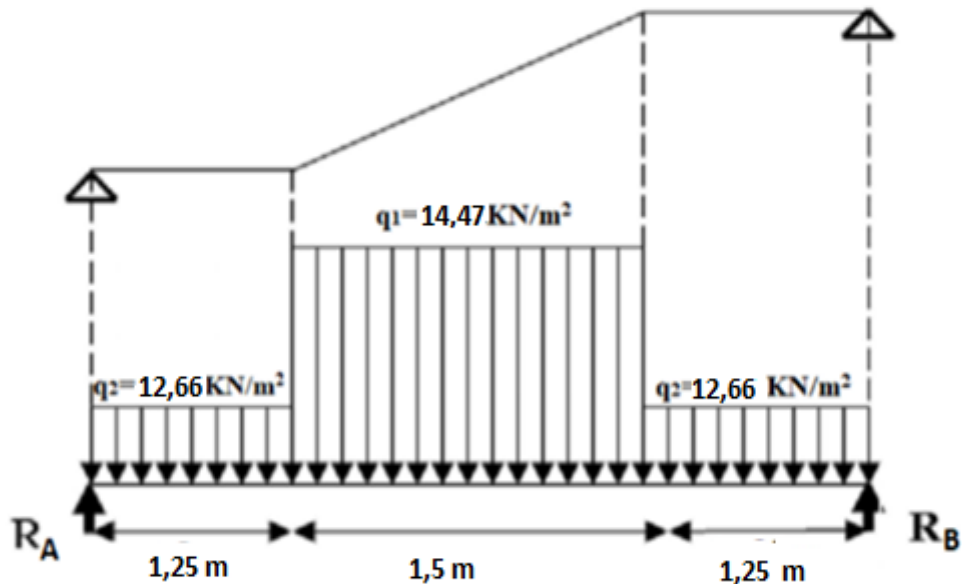
	Epaisseur (m)	ρ (kg /m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	0.02	2200	44
Mortier de Pose	0.02	2000	40
Lit de Sable	0.02	1800	36
Dalle Pleine	0.2	2500	500
Enduit en ciment	0.02	2000	40
Totale G (kg /m²)	660		

c) Charges d'exploitations « Q » :**Escalier (RDC + les autres étages) : $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$** Palier : $G=6,60 \text{ KN/m}$ $q_u = 12,66 \text{ KN/m}$

⇒

 $Q= 250 \text{ KN/m}$ $q_s = 9,1 \text{ KN/m}$ Paillasse : $G=7,9406 \text{ KN/m}$ $q_u = 14,47 \text{ KN/m}$

⇒

 $Q= 250 \text{ KN/m}$ $q_s = 10,44 \text{ KN/m}$ **Figure IV.16 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU****IV.3.3.2 Calcul à l'ELU :**Réactions des appuis

$$\sum F_V = R_A + R_B = (q_2 \times 1,25) + (q_1 \times 1,5) + (q_2 \times 1,25)$$

$$R_A + R_B = 53,35 \text{ kN}$$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_A \times 4 = (15,82 \times 3,37) + (21,7 \times 2) + (15,82 \times 0,625)$$

$$R_A = 26,65 \text{ KN}$$

$$R_B = 26,7 \text{ KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant

- $0 \leq x \leq 1,25$

$$T(x) = R_A x - q_2 x$$

$$M(x) = R_A x - \frac{q_2 x^2}{2}$$

- $1,25 \leq x \leq 2,75$

$$T(x) = R_A - 1,25 q_2 - q_1(x - 1,25)$$

$$M(x) = -7,24 x^2 + 28,93x - 1,41$$

- $0 \leq x \leq 1.1$

$$T(x) = -R_B x + q_2 x$$

$$M(x) = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2}$$

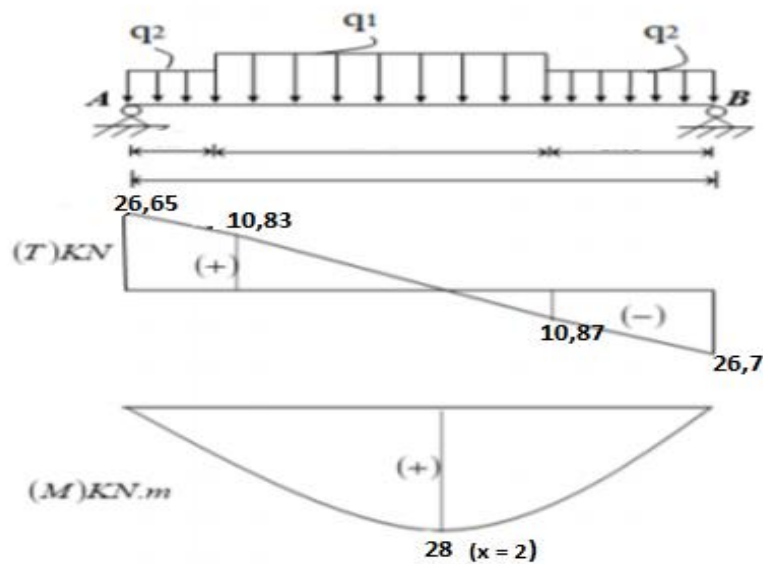


Figure IV.17 : Diagrammes des sollicitations.

Tableau IV.6 Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.U)

x (m)	Réactions (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{max} (KN.m)	Moment sur appuis (M _a =0.5M ₀)	Moment en travée (M _t =0.75M ₀)
0	26,65	26,65	0	26,7	28	-14	21
1,25	-	10,83	23,4				
2	-	0	28				
2,75	-	-10,87	23,4				
4	26,7	-26,7	0				

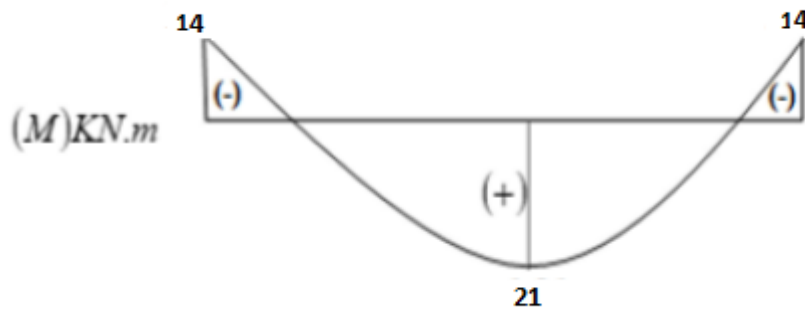


Figure IV.18 : Diagrammes des moments retenus

IV.3.3.3 Calcul à l'ELS :

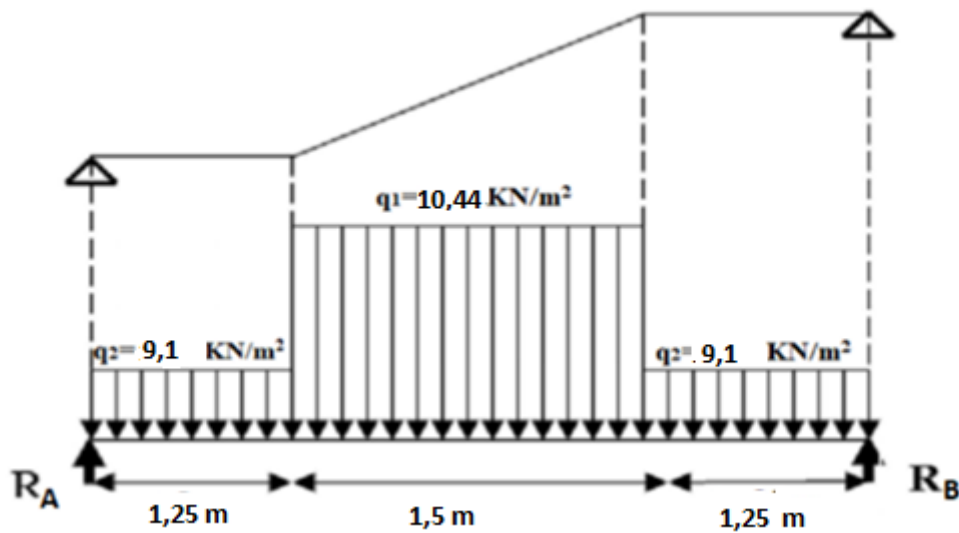


Figure IV.19 Schéma statique de l'escalier à l'ELS

Réactions des appuis

$$\sum F_V = R_A + R_B = (q_2 \times 1,25) + (q_1 \times 1,5) + (q_2 \times 1,25)$$

$$R_a + R_b = 38,41 \text{ KN}$$

$$R_a = R_b = 19,2 \text{ KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant

- $0 \leq x \leq 1,6$

$$T(x) = R_A x - q_2 x$$

$$M(x) = R_A x - \frac{q_2 x^2}{2}$$

- $1,6 \leq x \leq 4$

$$T(x) = R_A - 1,6 q_2 - q_1(x - 1,6)$$

$$M(x) = - 5,22 x^2 + 23,15 x - 2, 5$$

- $0 \leq x \leq 1.1$

$$T(x) = - R_B x + q_2 x$$

$$M(x) = - R_B x + q_2 \frac{x^2}{2}$$

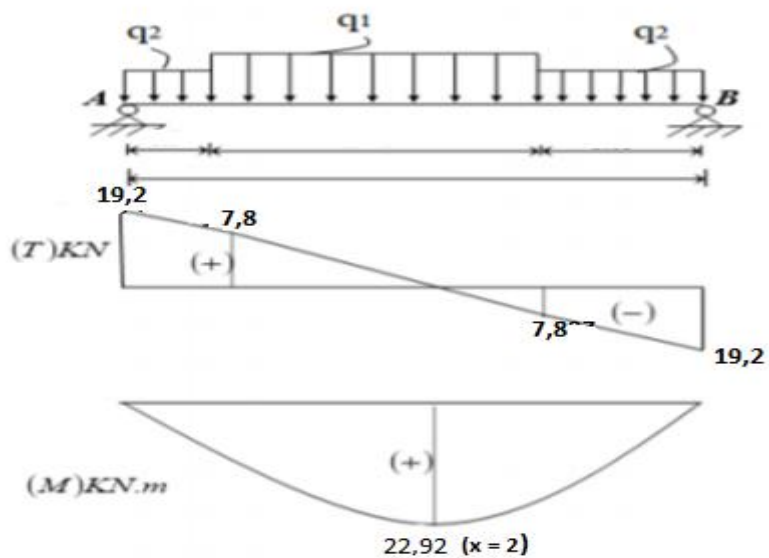
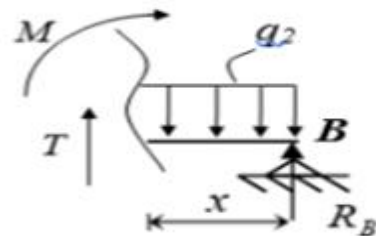
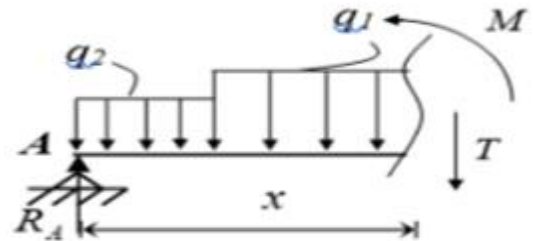
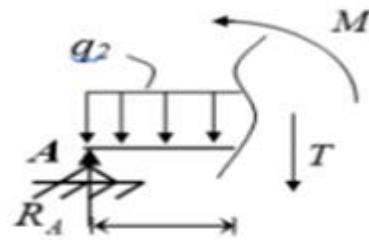


Figure IV.20 : Diagrammes des sollicitations

Tableau IV.7 : Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.U)

x (m)	Réactions (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{max} (KN.m)	Moment sur appuis (M _a =0.5M ₀)	Moment en travée (M _t =0.75M ₀)
0	19,2	19,2	0	19,2	23	-11,5	17,25
1,25	-	7,8	18				
2	-	0	23				
2,75	-	-7,8	18				
4	19,2	-19,2	0				

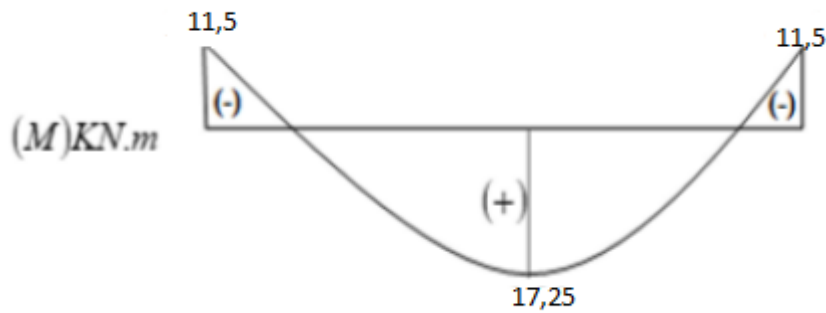


Figure IV.21 : Diagrammes des moments retenus

Tableau IV.8 Sollicitations de calcul à l'ELU et l'ELS.

	ELU	ELS
M _{max} travée	21 KN.m	17,25 KN.m
M _{max} app	14 KN.m	11,5 KN.m
T _{max}	26,7 KN	19,2 KN

IV.3.4. Calcul du Ferrailage :

✓ ELU

En travée

$$\mu = \frac{Mt}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{21000}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,08 < \mu_L = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,106$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,96$$

$$A = \frac{Mt}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{21000}{348 \cdot 13,5 \cdot 0,96} = 4,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max[A_{cal}; A_{min}] = 4,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 5 \text{ T } 12 = 5,65 \text{ cm}^2 \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3 \text{ T } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$e = 33,33 \text{ cm} \leq \min [4h ; 45\text{cm}] = \min [60; 45] \text{ cm} = 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

En appuis

$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot d \cdot \sigma_b} = \frac{14000}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,054 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,07$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,972$$

$$A = \frac{Mt}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{14000}{348 \cdot 13,5 \cdot 0,972} = 3,06 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max[A_{cal}; A_{min}] = 3,06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4 \text{ T } 12 = 4,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3 \text{ T } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$e = 33,33 \text{ cm} \leq \min [4h ; 45\text{cm}] = \min [60; 45] \text{ cm} = 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

✓ ELS:

fissuration peu nuisible

$$\text{Flexion simple} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq 0,6 f_{c28}$$

Section rectangulaire FeE400

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{17,25}{21} = 0,82$$

$$\alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow 0,07 \leq 0,82 \text{ alors : } \sigma_b \leq 0,6 f_{c28} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent

Vérification des contraintes :

- **En travée :**

$$M_{ser} = 17,25 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 5,65 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre (x)

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

$$50x^2 - 15 \times 5,65(13,5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 84,75x - 1144,12 = 0$$

$$X_1 = 4,01 \text{ cm}$$

$$X_2 = - 5,7 \text{ cm}$$

Calcule moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}x^3 + n A s (d - x)^2 = 9782 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = 7,07 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

- **En Appui :**

$$M_{ser} = 11,5 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 4,52 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre (x) :

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

$$50x^2 - 15 \times 4,52(13,5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 67,8x - 915,3 = 0$$

$$x_1 = 3,65 \text{ cm} \quad x_2 = - 5 \text{ cm}$$

Calcule moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}x^3 + n A s (d - x)^2 = 8199,03 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = 5,12 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

IV.3.5. Vérification des efforts tranchants :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\tau_l = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.02 \text{ MPa} \leq \tau_l = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Tableau IV.9 : Ferrailage des escaliers

Armature longitudinale (cm ²)				Armature de répartition (cm ²)			
Travée		Appuis		Travée		Appuis	
Ast.calculé (cm ²)	Ferrailage Choisi	Ast.calculé (cm ²)	Ferrailage Choisi	Ast.calculé (cm ²)	Ferrailage Choisi	Ast.calculé (cm ²)	Ferrailage Choisi
5,65	5T12	4,52	4T12	3,39	3T12	3,39	3T12

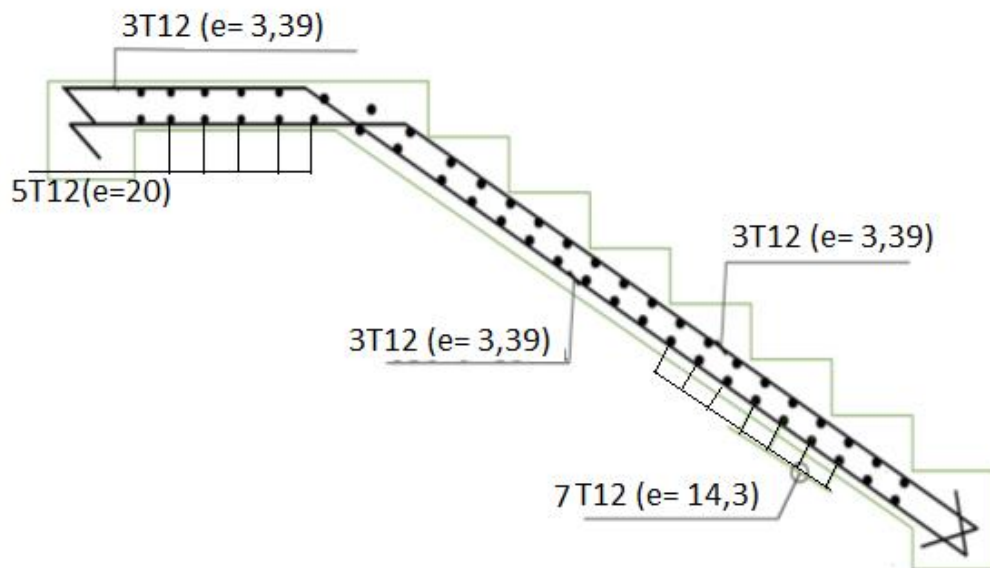


Figure IV.22 Schéma du ferrailage de l'escalier.

IV.4 Acrotère :

C'est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse. Elle est assimilée à une console encastree dans le plancher-terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts et sera déterminé en flexion composée avec compression. L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal (G) dû à son poids propre.
- Un effort horizontal (Q) dû au vent engendrant un moment de renversement (M). Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

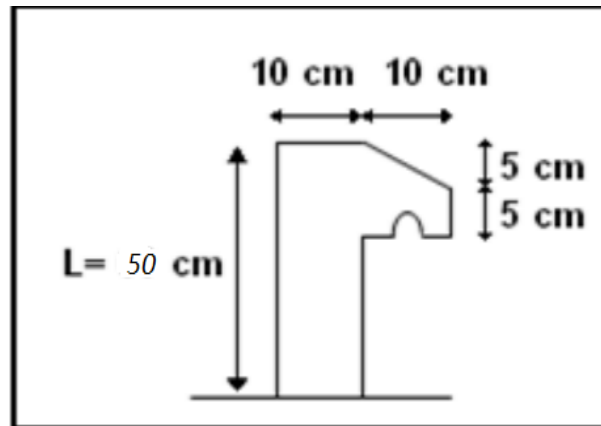


Figure IV.23 Caractéristiques géométriques de l'acrotère

IV.4.1 Évaluation des charges de calcul :

$$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$S = (0,5 \times 0,1) + (0,05 \times 0,05) + 0,1 \times (0,05 / 2)$$

$$= 0,055 \text{ m}^2$$

$$G = \gamma_b \times S = 25 \times 0,055 = 1,375 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

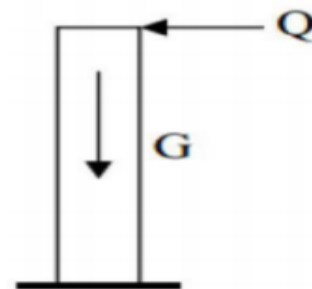


Figure IV.24 Modèle de calcul de l'acrotère

IV.4.2 Calcul du ferrailage

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire (100cm x 10cm) soumise à la flexion composée à l'ELU avec une vérification à l'ELS.

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que les éléments sont exposés aux intempéries (variation de température, l'eau, neige, etc. ...) donc le calcul effectuera à l'ELS. Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section d'armatures pour la zone comprimée (soit: $A_s' = A_s$).

La force horizontale due à la force de séisme :

On a:

$$F_p = 4. A. C_p. W_p$$

(Article 6.2.3)

RPA99 version 2003

A : coefficient d'accélération de zone.

$$A = 0,15 \text{ (groupe 2, zone I Ia).} \quad \text{RPA99 version 2003 (Tableau 4.1)}$$

$$C_p = 0,80 \text{ (Élément en console).} \quad \text{RPA99 version 2003 (Tableau 6.1)}$$

$$W_p = 1,375 \text{ kN/ml. (Poids de l'acrotère)}$$

D'où:

$$F_p = 0,66 \text{ KN/ml} \rightarrow F_p < 1,5 Q \rightarrow F_p < 1,5 \text{ KN/ml} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Évaluation des sollicitations :ELU

$$N_u = 1,35 \times G = 1,68 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q \times H = 0,75 \text{ KN/ml}$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \text{ KN}$$

ELS

$$N_{ser} = G = 1,375 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q \times H = 1 \times 0,5 = 0,5 \text{ KN/ml}$$

$$V_{ser} = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

Tableau IV.10 Sollicitations de calcul à l'ELU et l'ELS.

	Moment [KN.m]	Effort normal [KN]	Effort tranchant [KN]
ELU	0,75	1,86	1,5
ELS	0,5	1,375	1,5

IV.4.2.1 Calcul du ferrailage à l'ELU**L'excentricité:**

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

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{1,86} = 0,4 \text{ m}$$

$e > \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,0167 \text{ m} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée (SPC), ainsi le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

Le moment au centre de gravité des armatures inférieures e_a :

$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_A = N \times e_a = N \times e + N \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_A = 0,75 + 1,86 \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,824 \text{ KN.m}$$

Vérification des conditions des domaines:

Domaine 2 :

$$a = (0,337h - 0,81d'). \quad b. \quad h. \quad \sigma_b = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02) \times 1 \times 0,1 \times 14,2 \Rightarrow \mathbf{a = 0,2485}$$

$$b = N_u \times (d - d') - M_A = 1,86 \times (0,09 - 0,02) - 0,824 \Rightarrow \mathbf{b = - 0,6938}$$

$a > b \Rightarrow CV \Rightarrow$ la section partiellement comprimé, le calcul par assimilation à la flexion simple.

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{824}{100 \cdot 9^2 \cdot 14,20} \rightarrow \mu = 0,0072 < 0,392 \text{ donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

\Rightarrow Section simplement armée

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,08$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99$$

$$A_{st\ u} = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 0,266 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N'}{\sigma_s} = 0,266 - \frac{1,86}{348} = 0,26 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,08 \text{ cm}^2$$

IV.4.2.2 Calcul du ferrailage à l'ELS

On doit calculer les armatures à l'ELS et comparer avec celles trouvées à l'ELU:

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,5}{1,375} = 0,36 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0,0167 \text{ m} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$\sigma_{st} \leq \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f t_j} \right] = 201,63 \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\eta = 1,6 \text{ (Les armatures HA)}$$

$$\mu = \frac{M_{ser}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{500}{100 \cdot 9^2 \cdot 201,63} = 0,000306$$

$$\hat{\eta} = 1 + 30 \mu_1 = 1,0092$$

$$\cos \phi = \hat{\eta}^{(-3/2)} = 0,9863 \Rightarrow \phi = 9,47^\circ$$

$$\alpha_1 = 1 + 2 \sqrt{\hat{\eta}} \cos \left(240 + \frac{\phi}{3} \right) = 0,093$$

$$\beta_1 = \left(1 - \frac{\alpha_1}{3} \right) = 0,9969$$

$$A_{ser} = \frac{M_{Aser}}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = 0,276 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_{Ser} - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = 0,276 - \frac{1375}{201,63 \cdot 100} = 0,207 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} \cdot \frac{e_{ser} - 0,45 \cdot d}{e_{ser} - 0,185 \cdot d} = 1,019 \text{ cm}^2$$

Armatures finales :

$$A_{st} = Ma(A_{\min}; A_s^u; A_s^{ser}) = 1,019 \text{ cm}^2$$

On adopte: 4 T 8 (2,01 cm²) avec espacement de e=25cm

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,37 \text{ cm}^2 \text{ On adopte: 4T8 (2,01 cm}^2\text{) avec espacement } S_t = 12,5 \text{ cm}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{1500}{1000 \cdot 90} = 0,0166 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{y_b} ; 5 \text{ MPA} \right) \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

$$= 3,33 \text{ MPA} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

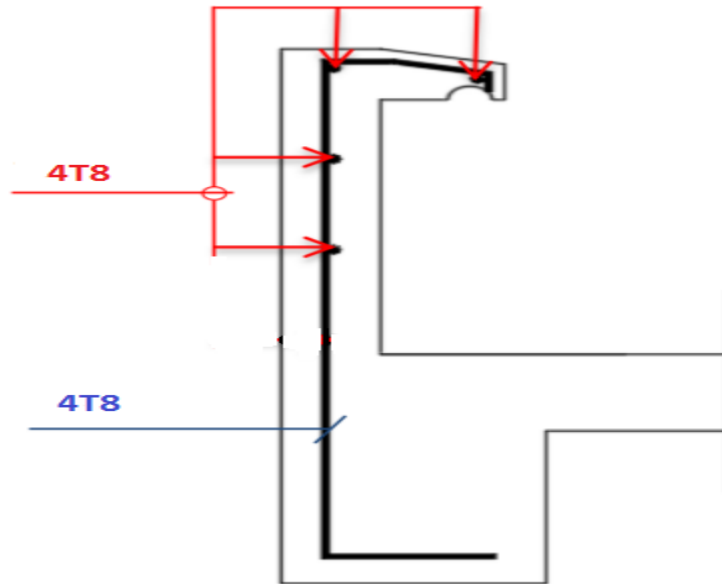


Figure IV.25 Schéma du Ferrailage de l'acrotère.

IV.5 Étude de l'ascenseur :

IV.5.1 Définition :

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment. Dans notre structure on utilise deux ascenseurs pour quatre (04) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

L : Longueur de l'ascenseur=165cm.

l : Largeur de l'ascenseur=150cm.

H : Hauteur de l'ascenseur=220cm.

Fc : Charge due à la cuvette = 145 KN.

Pm : Charge due à l'ascenseur = 15KN.

Dm : Charge due à la salle des machines = 51KN.

La charge nominale est de 630kg.

La vitesse $V = 1.6\text{m/s}$.

IV.5.2 Étude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a $l_x = 2.05\text{m}$ et $l_y = 2.40\text{m}$ dont une surface $S = 2,05 \times 2,4 = 4,92\text{m}^2$

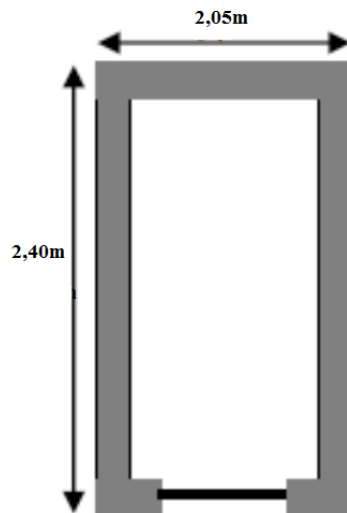


Figure IV.26 Cage d'ascenseur.

IV.5.2.1 Cas d'une charge concentrée :

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens $x-x'$.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens $y-y'$.

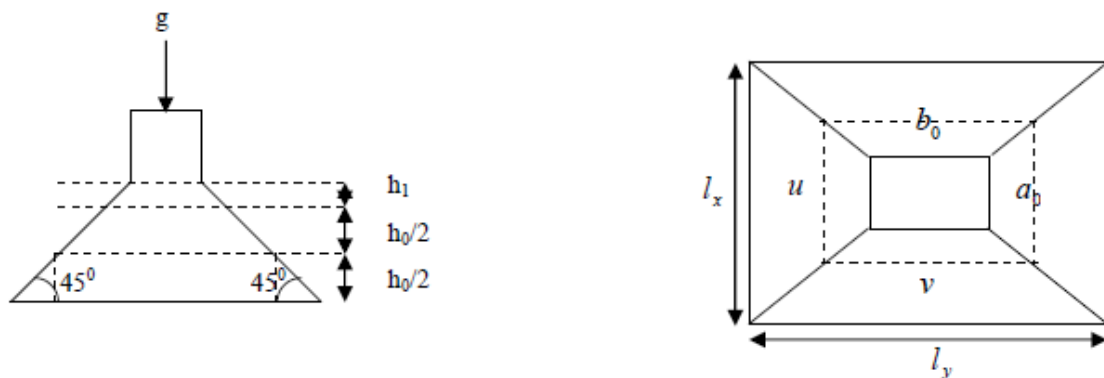


Figure IV.27 Schéma représentant la surface d'impact.

$$u = a_0 + h_0 + 1.5 \cdot \xi \cdot h_r$$

$$v = b_0 + h_0 + 2 \cdot \xi \cdot h_r$$

On a une vitesse $V = 1.6 \text{ m/s} \rightarrow \begin{cases} a_0 = 1,537 \text{ m} \\ b_0 = 1,60 \text{ m} \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5 \text{ cm} \Rightarrow \xi = 1$

Donc :

$$\begin{cases} u = 153,7 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 183,7 \text{ cm} \\ v = 160 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 190 \text{ cm} \end{cases}$$

IV.5.2.2 Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_x = Pu \times (M_1 + v \times M_2) \\ M_y = Pu \times (M_2 + v \times M_1) \end{cases} \quad \text{Avec } v : \text{coefficient de poisson} \quad \begin{cases} v = 0 \rightarrow ELU \\ v = 0,2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

M_1 : En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et $\rho \rightarrow \frac{u}{l_x} = 0,89$ et $\rho = 0,85$

M_2 : En fonction de $\frac{v}{l_y}$ et $\rho \rightarrow \frac{v}{l_y} = 0,79$ et $\rho = 0,85$

En se référant aux abaques de Pigeaud Annexe N°5 on trouve $M_1 = 0,058$ et $M_2 = 0,037$

Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$M_{x1} = Pu \times M_1$$

$$M_{y1} = Pu \times M_2$$

On a : $G = Dm + Pm + Pp = 51 + 15 + 6.3 = 72,3 \text{ KN}$

$$Pu = 1.35 \times G = 1.35 \times 72.3 = 97.60 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 5,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 3,61 \text{ KN.m}$$

Évaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$qu = 1,35 \times 8,36 + 1,5 \times 1 = 12,786 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x \times qu \times l_x^2 \rightarrow M_{x2} = 4,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \rightarrow M_{y2} = 2,98 \text{ KN.m}$$

$$\mu_x = 0,081 \text{ (Abaque de Pigeaud)}$$

$$\mu_y = 0,685$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,01 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment en travée:

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 7,507 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y = 4,94 \text{ KN.m}$$

- Moment en appuis :

$$\text{Max} = \text{May} = 0,5 \times M_x = 5,005 \text{ KN.m}$$

IV.5.2.3 Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur (Les résultats sont résumés dans le tableau suivant).

Tableau IV.11 Résultats des Calculs.

	Mt KN.m	Ma KN.m	At calculée cm ² /ml	Aa calculée cm ² /ml	At adopté cm ² /ml	Aa adopté cm ² /ml
Sens x-x	7,507	5,005	1,21	0,80	5T10=3.93	5T10=3.93
Sens y-y	4,94	5,005	0,79	0,80	5T10=3.93	5T10=3.93

IV.5.2.3.1 Vérification à l'ELU :

IV.5.2.3.1.1 Condition de non-fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot 1,0 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

IV.5.2.3.1.2 Vérification au poinçonnement :

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article A.5.2.42)}$$

Avec: q_u : Charge de calcul à l'état limite.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

h : Épaisseur de la dalle

$$U_c = 2 \times (u+v) = 2 \times (183,7+190) = 747,4 \text{ cm}$$

$$q_u \leq 0,045 \times 7,474 \times 0,20 \times \frac{25000}{1,5}$$

$$q_u = 12,78 \text{ KN} \leq 1121,1 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

IV.5.2.3.1.3 Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{L_x + 2L_y} \quad \text{et} \quad V_{uy} = q_u \frac{L_x}{3}$$

$$V_{ux} = 9,18 \text{ KN} \quad \text{et} \quad V_{uy} = 8,73 \text{ KN}$$

Donc $V_{max} = 9,18 \text{ KN}$

$$\tau_u = 0,051 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1,25 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

IV.5.2.3.1.4 Espacement des barres :

Sens x : $St=20 \text{ cm} \leq \min (2e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

Sens y : $St=25 \text{ cm} \leq \min (3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

IV.5.2.3.2 Calcul à l'ELS :

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = G = 72,3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 4,73 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 3,51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = G + Q = 8,36 + 1 = 9,36 \text{ KN}$$

$$\mu_x = 0,058 \text{ (Abaques de PIGEAUD)}$$

$$\mu_y = 0,778$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \rightarrow M_{x2} = 2,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \rightarrow M_{y2} = 1,77 \text{ KN.m}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,01 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment en travée:

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 5,257 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y = 3,96 \text{ KN.m}$$

- Moment en appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \times M_x = 3,505 \text{ KN.m}$$

IV.5.2.3.2.1 Vérification des contraintes :

- En Travée:

Sens x-x :

$$M_t = 5,257 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 3,93 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre (x) :

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

$$50x^2 - 15 \times 3,93(18 - x) = 0$$

$$50x^2 + 58,95x - 1061,1 = 0$$

$$x_1 = 4,05 \text{ cm} \quad x_2 = - 5,23 \text{ cm}$$

Calcule moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} x^3 + n A_s (d - x)^2 = 2214,3375 + 15 \cdot 3,93 \cdot (18 - 4,05)^2 = 13686,15 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser.x}}{I} = \frac{5,257 \cdot 10^3 \cdot 10^3 \cdot 4,05 \cdot 10}{13686,15 \cdot 10^4} = 1,56 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow$$

Condition Vérifiée

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s(d-x)}{I} = 15 \cdot \frac{5,257 \cdot 10^3 \cdot 10^3 (180 - 40,5)}{13686,15 \cdot 10^4} = 80,37 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(23f_e; 110\sqrt{nf_{c28}}) = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

Sens-y-y :

$$M_t = 3,96 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 3,93 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre (x) :

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

$$50x^2 - 15 \times 3,93(18 - x) = 0$$

$$50x^2 + 58,95x - 1061,1 = 0$$

$$x_1 = 4,05 \text{ cm} \quad x_2 = - 5,23 \text{ cm}$$

Calcule moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} x^3 + n A_s (d - x)^2 = 13686,15 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser.x}}{I} = \frac{3,96 \cdot 10^3 \cdot 10^3 \cdot 4,05 \cdot 10}{13686,15 \cdot 10^4} = 1,17 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition}$$

Vérifiée

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s(d-x)}{I} = 15 \cdot \frac{3,96 \cdot 10^3 \cdot 10^3 (180 - 40,5)}{13686,15 \cdot 10^4} = 60,54 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(23f_e; 110\sqrt{nf_{c28}}) = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS.

Chapitre V : Etude Dynamique

V.1 Introduction :

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels. Les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

V.2 Problématique :

La disposition des voiles dans les structures est essentielle pour avoir une conception adéquate et un bon comportement structurel. Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une exploitation optimale de la rigidité de la structure.

Cependant, dans le code parasismique algérien (RPA2003), aucun article n'est relatif à ce paramètre, ce qui pousse les concepteurs des structures à essayer d'une manière systématique de disposer les voiles de façon correcte

V.3 L'Objectif de ce travail :

L'objectif assigné à ce chapitre est de rechercher la disposition optimale des voiles, en évaluant la performance sismique de la structure selon plusieurs variantes de la disposition des voiles.

V.4 Méthodes de calcul sismique :

La quasi-totalité des méthodes d'évaluation de la charge sismique est basée sur la "théorie dynamique du génie sismique", d'où l'analogie qui doit en résulter, tant pour la définition de cette charge que pour les facteurs qui la conditionnent.

Les méthodes de calcul doivent tenir compte de la séismicité du site, des caractéristiques dynamiques de la construction et des conditions du sol.

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes.

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

V.4.1 Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, le RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliqués séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

L'action sismique V où l'effort tranchant à la base de la construction considérée par :

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

W : Poids total de la structure.

R : Coefficient de comportement.

V.4.1.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

- Le bâtiment étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation
- Une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30 m en zones III,

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées dans la première condition, 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 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
Zone III	Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
	Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
	Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
	Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m

V.4.2 Méthode modale spectrale :

Cette méthode est sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures, elle est caractérisée par :

- La définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse.
- L'hypothèse d'un comportement global linéaire de la structure permettant l'utilisation des modes propres.

Elle comporte les étapes suivantes :

- Établissement d'un modèle de calcul reproduisant au mieux le comportement dynamique réel de la structure.
- Calcul des modes propres et fréquences propres du modèle.
- Lecture sur le spectre de réponse des valeurs maximales des réponses des modes propres.
- Calcul des réponses de la structure par combinaison des réponses modales.

V.4.2.1 Spectre de réponse de calcul :

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

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Q : Facteur de qualité

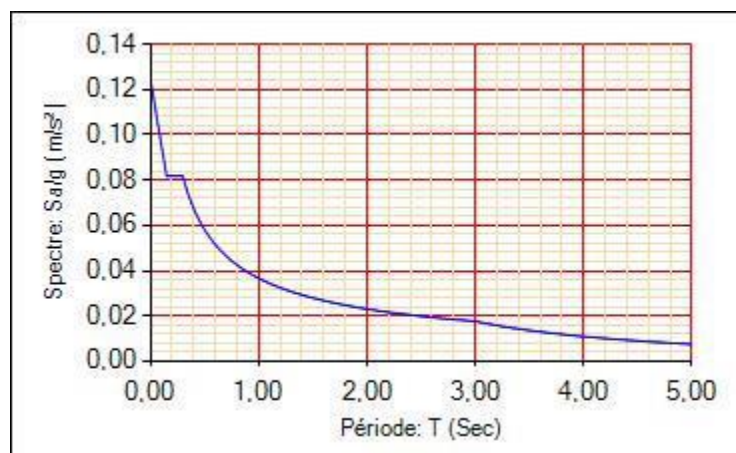


Figure V.1 Allure d'un spectre de réponse.

V.4.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme:

Son application demande un personnel bien qualifié. Lors de la réalisation des constructions en zones sismiques il faut avoir le reflex « construction parasismique » dès les premières esquisses.

V.5 Présentation du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Eurocode, UBC, ACI...etc.).

De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

V.6 Description générale du projet :

Le projet consiste à la réalisation d'une structure contreventée par des voiles porteurs.

Le bâtiment se situe à Kharouba, wilaya de Mostaganem, dans une région de moyenne sismicité qualifiée par le R.P.A 2003 en zone IIa.

La structure étudiée est une tour en (R+13+SS) à usage multiple.

L'implantation du bâtiment sur un sol ferme de classe (S2), le groupe d'usage selon le RPA 2003 est de classe 2, ce qui permet de fixer l'accélération de zone à 0.15.

V.7 Choix des dispositions de voiles :

Afin de ne pas soumettre la structure à une torsion d'axe vertical, les différents codes parasismiques préconisent la répartition symétrique des éléments de contreventement par rapport au centre de gravité du niveau.

Par conséquent nous allons opter pour des dispositions de voiles symétriques de telle façon à avoir un comportement dynamique dominé par des oscillations de translations pures suivant les deux directions principales de la structure.

Dans la 1ere disposition on a obtenu une torsion sur le premier mode comme le montre le tableau dessous :

Tableau V.1 Périodes et facteurs de participation modale de la 1ère disposition des voiles.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	1,813	0,0205	0,2313	0	0,0205	0,2313	0	0,1048	0,0088	0,4682	0,1048	0,0088	0,4682
Modal	2	1,374	0,0108	0,4894	0	0,0313	0,7208	0	0,2064	0,0041	0,2203	0,3112	0,0129	0,6885
Modal	3	0,501	0,0001	0,0343	0	0,0314	0,755	0	0,0696	0,0159	0,1022	0,3808	0,0288	0,7906
Modal	4	0,397	0,0155	0,0971	0	0,0468	0,8521	0	0,2517	0,012	0,0374	0,6325	0,0407	0,8281
Modal	5	0,382	0,8586	0,0017	0	0,9055	0,8538	0	0,0052	0,0702	0,0297	0,6378	0,1109	0,8578
Modal	6	0,228	0,0082	0,0074	0	0,9137	0,8612	0	0,0137	0,0011	0,0401	0,6514	0,1121	0,8979
Modal	7	0,184	0,0006	0,0448	0	0,9143	0,906	0	0,0865	0,0003	0,0064	0,7379	0,1124	0,9043
Modal	8	0,13	0,0003	0,0024	0	0,9146	0,9083	0	0,0055	0,017	0,0228	0,7434	0,1294	0,9271
Modal	9	0,117	0,0229	0,0003	0	0,9375	0,9087	0	0,0008	0,5986	3,15E-05	0,7442	0,728	0,9272
Modal	10	0,106	0,0004	0,0224	0	0,9378	0,931	0	0,0544	0,0021	0,0027	0,7986	0,7301	0,9298

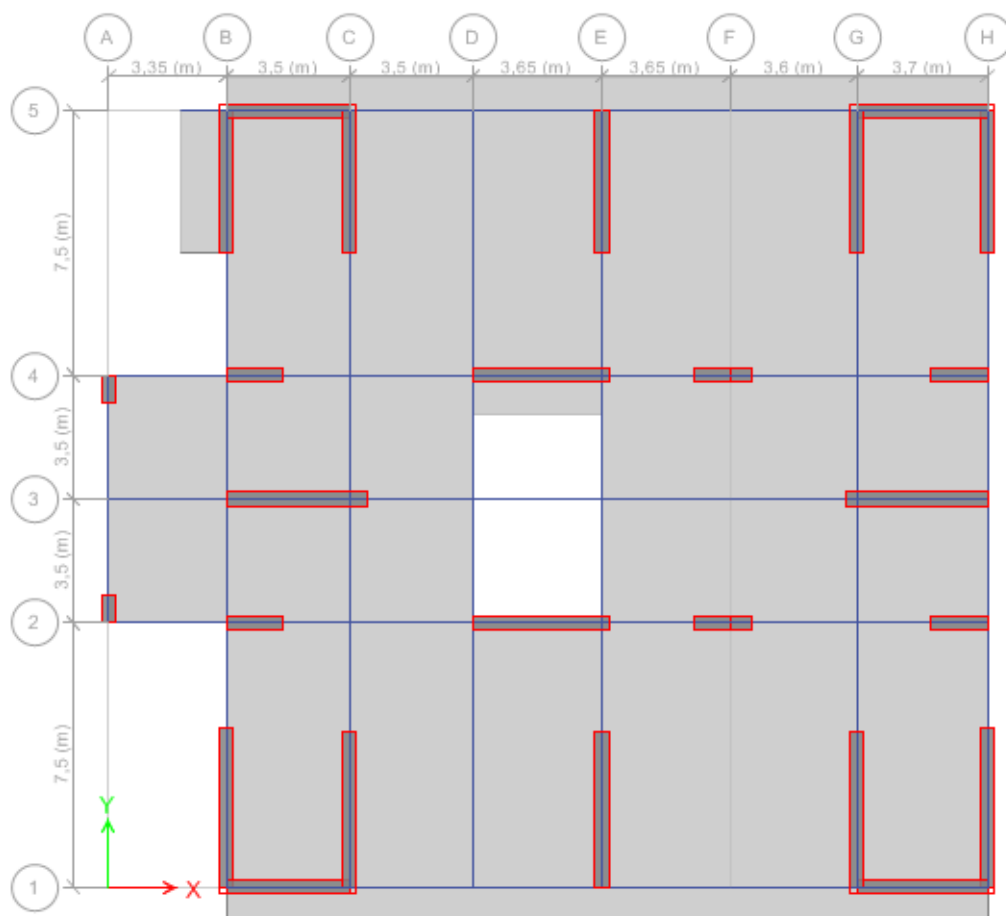


Figure V.2 Première disposition des voiles.

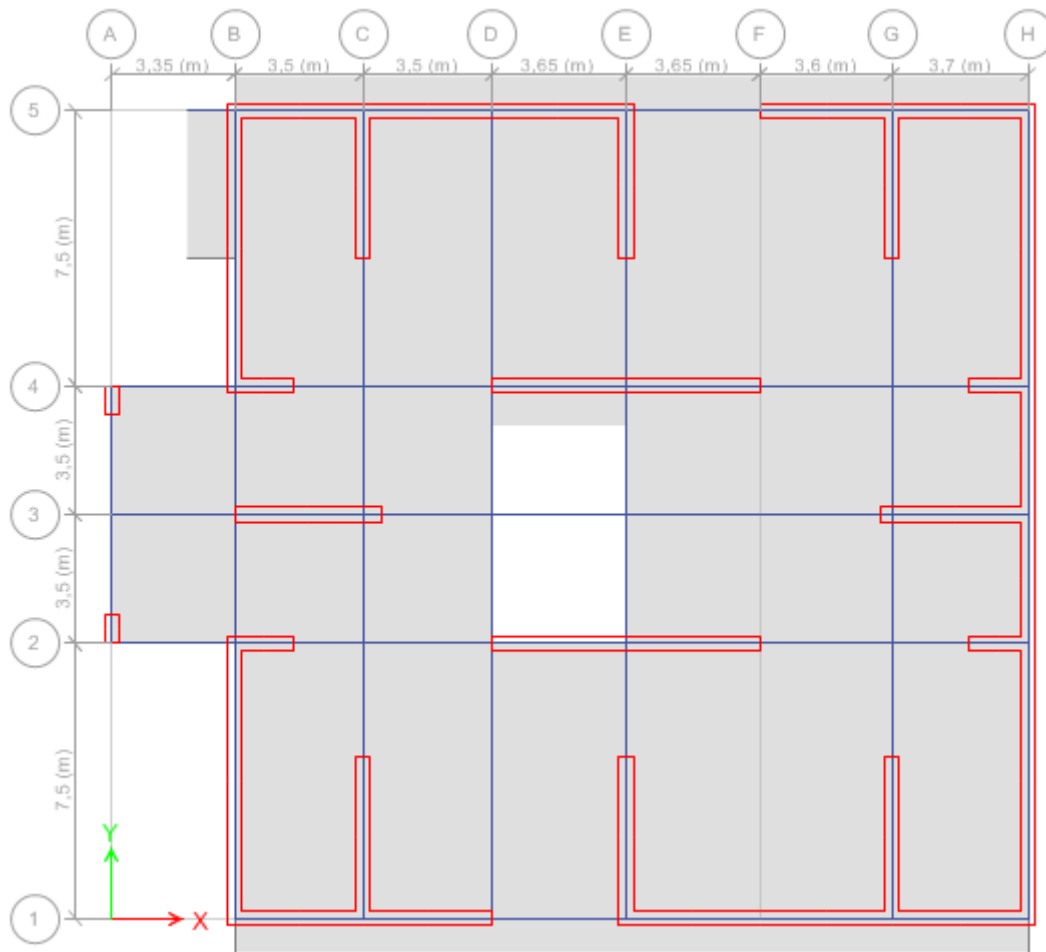


Figure V.3 Disposition finale des voiles.

Tableau V.2 Périodes et facteurs de participation modale.

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0,765	0,0004	0,6156	0	0,0004	0,6156	0
Modal	2	0,692	0,6719	5,38E-06	0	0,6723	0,6156	0
Modal	3	0,328	0,0042	0,1108	0	0,6765	0,7265	0
Modal	4	0,235	0	0,0003	0	0,6765	0,7267	0
Modal	5	0,184	0,0866	0,0833	0	0,7631	0,81	0
Modal	6	0,18	0,1273	0,0712	0	0,8904	0,8812	0
Modal	7	0,103	0,0015	0,0241	0	0,8919	0,9053	0
Modal	8	0,088	0,0551	0,0014	0	0,947	0,9067	0
Modal	9	0,081	0,0036	0,0433	0	0,9506	0,95	0
Modal	10	0,057	0,0181	0,0001	0	0,9686	0,9502	0
Modal	11	0,042	0	0,0425	0	0,9686	0,9926	0
Modal	12	0,034	0,0271	4,91E-05	0	0,9958	0,9927	0

- ✓ Les modes 1 et 2 sont des translations suivant les directions principales de la structure.
- ✓ Le troisième mode c'est une rotation suivant l'axe Z.

V.8 Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

Centre de masse par étage :

Le centre de masse est le point de l'application des résultantes des charges horizontales (vent, séisme).

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} ; Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : La masse de l'élément i .

$X_i ; Y_i$: Coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

Centre de rigidité (torsion) :

Est le point par lequel passe la résultante des réactions des éléments participant dans la rigidité.

D'où :

X_{CT}, Y_{CT} : Coordonnées du centre de rigidité (ou de torsion).

e_x : excentricité théorique suivant x .

e_y : excentricité théorique suivant y .

Tableau V.3 Centre des masses et Centre de torsion de chaque étage.

Etage	Masse i	Position de centre de masse		Position de centre de torsion		Excentricité théorique	
		X _G (m)	Y _G (m)	X _{CT} (m)	Y _{CT} (m)	e _x (m)	e _y (m)
RDC	1265,98	14,78	11,92	15,11	12,23	-0,33	-0,31
1	1161,12	15,15	12,24	15,14	12,26	0,01	-0,02
2	1149,07	15,15	12,24	15,14	12,26	0,01	-0,02
3	1149,07	15,15	12,24	15,14	12,26	0,01	-0,02
4	1149,07	15,15	12,24	15,13	12,26	0,02	-0,02
5	1149,07	15,15	12,24	15,13	12,26	0,02	-0,02
6	1149,07	15,15	12,24	15,13	12,27	0,02	-0,03
7	1149,07	15,15	12,24	15,13	12,27	0,02	-0,03
8	1149,07	15,15	12,24	15,13	12,28	0,02	-0,04
9	1149,07	15,15	12,24	15,12	12,28	0,03	-0,04
10	1149,07	15,15	12,24	15,12	12,29	0,03	-0,05
11	1149,07	15,15	12,24	15,11	12,31	0,04	-0,07
12	1147,18	15,15	12,24	15,09	12,35	0,06	-0,11
13	1012,54	15,01	12,47	15,01	12,47	0	0
ΣMasse=	17368,61	XG=15,093m		YG=12,1992m		-	-

L'excentricité accidentelle : (article 4.2.7 RPA99/Version 2003)

Elle est fixée par le RPA 99/Version 2003 à : 5% L

Sens X-X : $e_x = 0,05 L_x$.

Sens Y-Y : $e_y = 0,05 L_y$.

$e_{acc} = \pm 0,05 \max(L_x ; L_y) = \pm 0,05 \max(22,79 ; 22,30) = 1,28 \text{ m}$

Donc : $e_x = \max(e_{acc} ; e_{réel}) = \max(1,28 ; 0,31) = 1,28\text{m}$.

V.9 Les conditions à vérifier :**V.9.1 Art 4.3.4 RPA 2003 :**

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a au moins à 90 % de la masse totale de la structure.

Direction (x-x) : mode 8 (94,7% de la masse sismique de la structure)

Direction (y-y) : mode 7 (90,53% de la masse sismique de la structure)

V.9.2 Art 4.3.6 RPA 2003 :

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

V.9.2.1 Choix de la méthode de calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99/version 2003**). Si les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA 99 version 2003**.

Dans notre cas, Mostaganem est classée dans une zone de sismicité moyenne zone IIa, ainsi que notre ouvrage étant un bâtiment classé en groupe2, le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères (4.1.2.a) exigés par le **RPA99V2003**, quant à l'application de la méthode statique équivalente.

La hauteur de la structure est : $h = 46,44\text{m} < 65\text{m}$.

- **Classification du site :**

Selon le RPA99V2003 les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme (Catégorie S2).

- **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T1, T2 : période caractéristique dépendant du site : pour un site ferme (S2).

($T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,4$ sec) (Tableau 4.7) [1]

- **Coefficient de correction d'amortissement:**

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \eta = 0,763 \quad (\xi = 10\%) \quad (\text{Article 4.2 RPA V 2003})$$

- **Estimation de la période fondamentale :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques données par RPA99 :

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

Pour une structure dont le contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie

$C_T = 0,05$; $h_N = 46,44$ m.

D'où : $T = 0,05(46,44)^{3/4} = 0,889$ s

Commentaire :

D'après le RPA99 Version 2003, la valeur de T_{fond} calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$T_{\text{ETABS}} = 0,765$ s < $T_{\text{fond}} = 0,889 \times 1,3 = 1,15$ s \longrightarrow Condition Vérifiée.

Condition sur la période fondamentale

«..retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par(4,6)-(4,7) »

Donc : T empirique= ($T_x = 0.82$ et $T_y = 0.88$) s

Pour le sens longitudinal :

$T_x = \min(0,82$ s; $0,88$ s).....donc $T_x = 0,82$ s.

On a $T_2 = 0,4$ s:

$$\Rightarrow T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} ; D_x = 1,17$$

Pour le sens transversal :

$T_y = \min (0,889 \text{ s}; 0,88\text{s}) \dots \dots \dots$ donc $T_y = 0,88\text{s}$.

$$\Rightarrow T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} ; D_y = 1,12$$

- **Coefficient d'accélération de zone A :**

Donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Zone IIa ; groupe d'usage 2  $A = 0,15$.

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

Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) RPA99/version2003 en fonction du système de contreventement de la structure.

On suppose que notre structure est contreventée par des voiles porteurs et après l'étude de la structure on fait la vérification part des efforts verticaux reprise par les voiles.

Donc $R = 3,5$.

- **Facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q$ (Art4.4RPAV2003).

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

Sa valeur est donnée au tableau (Art4.4RPAV2003).

Tableau V.4 Valeur des Pénalités P_q .

Critère q	Pq			
	Sens x-x		Sens y-y	
	Observé	Observé Non	Observé	Observé Non
1- condition minimale sur les files de contreventement	-	0,05	-	-
2-Redondances en plan	-	-	-	0,05
3- Régularité en plan	-	0,05	-	0,05
4- Régularité en élévation	-	-	-	-
5-Contrôle de la qualité des matériaux	-	0,05	-	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	-	0,1	-	0,1
Total	0,25		0,25	

• **Poids total de la structure :**

W: poids total de la structure.

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

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes
- W_{Qi} : charges d'exploitation.
- β : coefficient de pondération, Coefficient donné par le tableau 4-5-RPA99 \Rightarrow Pour un usage d'habitation $\beta = 0.2$

Le poids total de la structure est donné par le logiciel de calcul « ETABS » que nous avons utilisé pour notre modélisation : $W = Mt.g = 1703860,68 \text{ KN}$

Calcul de L'effort tranchant modal à la base : D'après le (RPA99v03):

$$V_i = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W$$

Avec :

V_i : l'effort tranchant à la base.

α_i : coefficient de participation i .

W : poids total de la structure.

Les résultats sont dans les tableaux suivants :

Sens longitudinal (X-X) :

Tableau V.5: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale).

Mode	Période[s]	S_a/g	α_i	W[KN]	V_i [KN]
1	0,765	0,08	0,04	1703860,68	5452,35418
2	0,692	0,088	67,19	1703860,68	10074451,1
3	0,328	0,127	0,42	1703860,68	90883,9287
4	0,235	0,127	0	1703860,68	0
5	0,184	0,127	8,66	1703860,68	1873940,05
6	0,18	0,127	12,73	1703860,68	2754648,6
7	0,103	0,146	0,15	1703860,68	37314,5489
8	0,088	0,152	5,51	1703860,68	1427017,4
			94,7%		

Sens Transversal (Y-Y) :

Tableau V.6 : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversal).

Mode	Période[s]	S_a/g	α_i	W[KN]	V_i [KN]
1	0,765	0,08	61,56	1703860,68	83911,7308
2	0,692	0,088	0,00053	1703860,68	0,8066758
3	0,328	0,127	11,08	1703860,68	23976,0459
4	0,235	0,127	0,03	1703860,68	64,9170919
5	0,184	0,127	8,33	1703860,68	18025,3125
6	0,18	0,127	7,12	1703860,68	15406,9898
7	0,103	0,146	2,41	1703860,68	5995,20419
8	0,088	0,152	0,14	1703860,68	362,581553
			91%		

Les combinaisons des réponses modales:

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérés comme indépendant si le rapport :

$r = T_i / T_j$ avec $T_i \leq T_j$ vérifie :

$$r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \cdot \xi_j}} ; \xi_i = \xi_j = 10\% \longrightarrow r \leq 0,5$$

- ✓ Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \dots\dots\dots(1).$$

Avec :

E : effet de l'action sismique considéré.

E_i : valeur modale de E selon la mode « i ».

K : nombre de modes retenues.

- ✓ Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendant, E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \dots\dots\dots(2)$$

Les résultats sont obtenus dans le tableau suivant :

Tableau V.7 Combinaisons des réponses modales.

Mode	Période [s]	$r = T_i/T_j$	Observation
1	0,765	0,9	C.N.V
2	0,692	0,47	C.V
3	0,328	0,71	C.N.V
4	0,235	0,78	C.N.V
5	0,184	0,978	C.N.V
6	0,18	0,57	C.N.V
7	0,103	0,85	C.N.V
8	0,088	0,92	C.N.V

Les modes ne sont pas indépendants 2 à 2 donc on applique la formule (2)

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} = \begin{cases} E_X = 10792199,83 \text{ KN} \\ E_Y = 9063350,831 \text{ KN} \end{cases}$$

Vérification des exigences de RPA99/2003 :

Résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99V2003** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base **Vt** 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.

Si $V_{dy} < 0,8 V_S$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport $r = 0,8V/Vt$

Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad (\text{RPA99V2003 Art 4.2.3})$$

$$V_X = \frac{0,15.1,17.1,25}{3,5} \times 1703860,683 = 106795,55 \text{ KN}$$

$$V_Y = \frac{0,15.1,12.1,25}{3,5} \times 1703860,683 = 102505,47 \text{ KN}$$

Tableau V.8 Vérification de la force sismique (statique et dynamique).

	V _{STATIQUE}	0,8.V _{STATIQUE}	V _{DYNAMIQUE}	0,8V _{STA} < V _{DYN}
Sens x-x	106795,55	85436,44	10792199,83	CV
Sens y-y	102505,47	82004,37	9063350,831	CV

V.9.2.2 Distribution de la résultante des forces sismiques 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 : **(RPA99V2003 Art4.2.5)**

La force concentrée Ft au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de Ft ne dépassera en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes.

$$V = F_t + \sum F_i$$

Où : Ft est la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.

$$F_t = \begin{cases} 0,07TV & T > 0,7s \\ 0 & T \leq 0,7s \end{cases}$$

T : est la période fondamentale de la structure.

La partie restante de V soit (V - Ft) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

Fi : effort horizontal revenant au niveau i

hi : niveau de plancher où s'exerce la force Fi

hj : niveau de plancher quelconque

Wi, Wj : Poids de chaque étage

Dans notre cas $T = 0,765 > 0,7s$ donc : $F_t = 0,07VT$

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans les tableau au-dessous :

Tableau V.9 : La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur (Sens X et

Story	W(KN)	hi	Wi*hi	(Vx-Ft)wihi	Fx	(Vy-Ft)Wihi	Fy
1	126655,929	4,65	588950,07	6,0157E+12	126901,616	5,05202E+12	106572,699
2	124192,68	8,97	1114008,34	1,13788E+13	240036,407	9,55597E+12	201583,941
3	113905,872	12,21	1390790,7	1,42059E+13	299674,958	1,19302E+13	251668,735
4	112723,767	15,45	1741582,2	1,7789E+13	375260,327	1,49393E+13	315145,758
5	112723,767	18,69	2106807,21	2,15195E+13	453955,697	1,80722E+13	381234,578
6	112723,767	21,93	2472032,21	2,525E+13	532651,067	2,12051E+13	447323,397
7	112723,767	25,17	2837257,22	2,89805E+13	611346,436	2,4338E+13	513412,216
8	112723,767	28,41	3202482,22	3,2711E+13	690041,806	2,74709E+13	579501,035
9	112723,767	31,65	3567707,23	3,64416E+13	768737,176	3,06038E+13	645589,855
10	112723,767	34,89	3932932,23	4,01721E+13	847432,545	3,37367E+13	711678,674
11	112723,767	38,13	4298157,24	4,39026E+13	926127,915	3,68696E+13	777767,493
12	112723,767	41,37	4663382,24	4,76331E+13	1004823,28	4,00025E+13	843856,312
13	112723,767	44,61	5028607,25	5,13636E+13	1083518,65	4,31354E+13	909945,132
14	112538,358	47,85	5384960,43	5,50035E+13	1160302,4	4,61922E+13	974428,562
15	99330,174	51,09	5074778,59	5,18352E+13	1093467,24	4,35315E+13	918300,007
ΣWi.hi =			47404435,36	ΣFx=	10214277,53	ΣFy=	8578008,394

V.9.3 Art 4.41 RPA 2003:

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Pour que le bâtiment soit stable au renversement, on doit vérifier la condition suivante :

Les résultats donnés par l'ETABS sont résumés dans le Tableau V.10

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

N : ensemble des charges gravitaires

M : moment de renversement

N=W + Psemelles+ Premlais

Pour l'effort normal on va prend juste le poids total de la structure W

N=1703860,68

M_X=94473,27 KN.m

M_Y=112102,6469 KN.m

Tableau V.10 Vérification de la stabilité au renversement.

Sens	N (KN)	M(KN.m)	B	M/N	B/4	Observation
X-X	1703860,68	94473,27	25,79	0,055	6,45	CV
Y-Y	1703860,68	112102,6496	22,30	0,065	5,57	CV

V.9.4 Art 5.9 RPA 2003:

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

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "k" :

Δ_K : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_K : Hauteur de l'étage « k »

Tableau V.11: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

Étages	H _k (cm)	P _k (cumul) (KN)	SENS X-X					SENS Y-Y				
			Δétage (cm)	Δ _{ek} (cm)	V _k (KN)	θ _k	Obs	Δétage (cm)	Δ _{ek} (cm)	V _k (KN)	θ _k	Obs
RDC	432	250848,609	0,39	0,190	10792199,8	0,000	V	0,620	0,300	9063350,831	0,00	V
1	324	364754,481	0,57	0,180	10792199,8	0,000	V	0,890	0,270	9063350,831	0,00	V
2	324	477478,248	0,73	0,160	10792199,8	0,000	V	1,140	0,250	9063350,831	0,00	V
3	324	590202,015	0,87	0,140	10792199,8	0,000	V	1,360	0,220	9063350,831	0,00	V
4	324	702925,782	0,99	0,120	10792199,8	0,000	V	1,560	0,200	9063350,831	0,00	V
5	324	815649,549	1,10	0,110	10792199,8	0,000	V	1,730	0,170	9063350,831	0,01	V
6	324	928373,316	1,19	0,090	10792199,8	0,000	V	1,870	0,140	9063350,831	0,01	V
7	324	1041097,08	1,26	0,070	10792199,8	0,000	V	1,990	0,120	9063350,831	0,01	V
8	324	1153820,85	1,320	0,060	10792199,8	0,000	V	2,080	0,090	9063350,831	0,00	V
9	324	1266544,62	1,360	0,040	10792199,8	0,000	V	2,150	0,070	9063350,831	0,00	V
10	324	1379268,38	1,390	0,030	10792199,8	0,000	V	2,200	0,050	9063350,831	0,01	V
11	324	1491992,15	1,410	0,020	10792199,8	0,002	V	2,230	0,030	9063350,831	0,00	V
12	324	1604530,51	1,420	0,010	10792199,8	0,000	V	2,250	0,020	9063350,831	0,01	V
13	324	1703860,68	1,42	0,006	10792199,8	0,003	V	2,258	0,008	9063350,831	0,00	V

Remarque : On a $\theta_k < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P- Δ dans le calcul des éléments structuraux.

V.9.5 Art 5.10 RPA 2003 :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Selon l'article 5.10 du RPA99version 2003 l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\Delta d \leq 0,01$ he.

Où he : représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_k^x = R \delta_{ek}^x \quad \text{et} \quad \delta_k^y = R \delta_{ek}^y \quad (\text{Formule 4.19}) \quad [1]$$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y \quad (\text{Formule 4.20}) \quad [1]$$

δ_k : le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure.

Δ_k : le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau "k-1".

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Tableau V.12 Déplacements inter-étages.

Étage	1% h_e (cm)	E_x			E_y		
		δ_{ekx} (cm)	d_{ix} (cm)	Δ_{kx} (cm)	δ_{eky} (cm)	d_{iy} (cm)	Δ_{ky} (cm)
RDC	4,32	0,39	1,365	0,630	0,62	2,170	0,945
1	3,24	0,57	1,995	0,560	0,89	3,115	0,875
2	3,24	0,730	2,555	0,490	1,14	3,990	0,770
3	3,24	0,870	3,045	0,420	1,36	4,760	0,700
4	3,24	0,990	3,465	0,385	1,56	5,460	0,595
5	3,24	1,100	3,850	0,315	1,73	6,055	0,490
6	3,24	1,190	4,165	0,245	1,87	6,545	0,420
7	3,24	1,260	4,410	0,210	1,99	6,965	0,315
8	3,24	1,320	4,620	0,140	2,08	7,280	0,245
9	3,24	1,360	4,760	0,105	2,15	7,525	0,175
10	3,24	1,390	4,865	0,070	2,20	7,700	0,105
11	3,24	1,410	4,935	0,035	2,23	7,805	0,070
12	3,24	1,420	4,970	0,021	2,25	7,875	0
13	3,24	1,426	4,991	-	2,25	7,875	-

Chapitre IV : Etude Des Voiles

VI.1 Introduction:

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures:

- ✓ Armatures verticales
- ✓ Armatures horizontales
- ✓ Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux, pour cela nous ferrailons nos voiles par zones:

- ✓ Zone I ⇒ Niveaux sous-sol et RDC
- ✓ Zone II ⇒ Niveaux 1,2,3, 4 et 5
- ✓ Zone III ⇒ Niveaux 6, 7, 8 et 9
- ✓ Zone IV ⇒ Niveaux 10,11,12 et 13

VI.1.1 Combinaison d'action:

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous:

$$\text{Selon le BAEL 91} \begin{cases} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA révisé 2003} \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

VI.1.2 Exposition de la méthode des contraintes :

Les contraintes maximales dans les voiles sont déterminées à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) par les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I}$$

N : effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

B : Section transversale du voile.

V : Bras de levier $V = \frac{L_{voile}}{2}$

I : Inertie du voile.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas : $(\sigma_1 ; \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue).

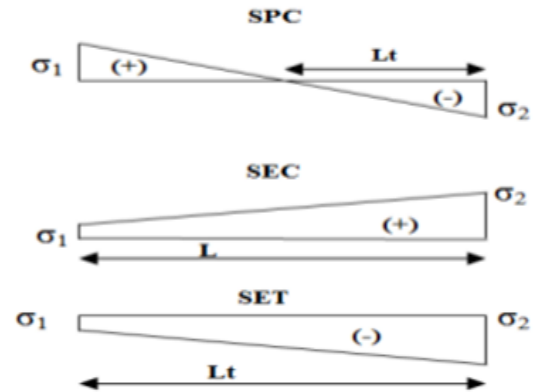
2^{eme} cas : $(\sigma_1 ; \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée).

3^{eme} cas : $(\sigma_1 ; \sigma_2)$ sont de signe différent \Rightarrow La section du voile est partiellement comprimée.

Calcul de L_c et L_t :

- Section entièrement tendue (SET) : $L_t = L$
- Section partiellement comprimée (SPC) :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right)$$
- Section entièrement comprimée (SEC) : $L_c = L$



Calcul de l'effort normal ultime :

- Section entièrement tendue (SET) : $N_u = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times L_t \times e$
- Section partiellement comprimée (SPC) : $N_u = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times L_t \times e$
- Section entièrement comprimée (SEC) : $N_u = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times L_t \times e$

VI.1.3 Calcul des armatures verticale :

- Section entièrement tendue (SET) : $A_v = \frac{N_u}{\sigma_s}$
- Section partiellement comprimée (SPC) : $A_v = \frac{N_u}{\sigma_s}$
- Section entièrement comprimée (SEC) : $A_v = \frac{N_u + B \times f_{c28}}{f_e}$

VI.1.4 Armatures minimales de RPA99 :

D'après le RPA 2003 (Art 7.7.4.1):

$A_{\min RPA} = 0,20\% b \times L_t$ pour (SET et SPC).

$A_{\min RPA} = 0,20\% b \times L_c$ pour (SEC).

b : épaisseur du voile.

$L_t ; L_c$: longueur de la section tendue ou comprimée.

Le pourcentage minimal :

$A_{\min RPA} = 0,20\% b \times L_t$

Ferraillage minimal (BAEL91) :

- Section entièrement tendue (SET) : $A_{\min} \geq \max \left[\frac{N_u}{2 \sigma_2} ; B \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0,005B \right]$
- Section partiellement comprimée (SPC) : $A_{\min} \geq \max \left[0,23 \times B \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0,005B \right]$
- Section entièrement comprimée (SEC) : $A_{\min} \geq \max \left[4 \mu ; \frac{0,2B}{100} \right]$

Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile (Art 7.2.2 RPA 99).

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{1,4 V_{Cal}}{b_0.d}$

Avec :

V : l'effort tranchant à la base du voile.

b : épaisseur de voile.

d: hauteur utile (d = 0,9 h).

h: hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0,2 \times f_{c28}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u < \bar{\tau}$

VI.1.5 Armatures horizontales:

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ .

D'après le BEAL 91: $A_h = \frac{Av}{4}$

D'après le RPA 2003: $A_h \geq 0,15\% \times B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile

VI.1.6 Armatures transversales:

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

VI.1.7 Espacement:

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$St \leq 1,5 \times e \quad \Rightarrow \quad St \leq 30 \text{ cm}$$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

VI.1.8 Vérification à L'ELS :

Pour cette étape on considère : $N_{ser}=G+Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq 0,6 f_{c28}$$

Avec :

N : effort normal appliqué (N_{ser}).

B : section de béton.

A : section d'armature adopté.

VI.1.9 Vérification de la contrainte de cisaillement:

D'après le RPA99/2003 on a : $\tau_b \leq \tau = 0,2 f_{c28}$

$$\text{Où : } \tau_b = \frac{V}{b.d}$$

Avec:

$$V = 1,4.V_u$$

b : épaisseur de voile

d : hauteur utile $0,9 \times h$

h : hauteur totale de voile.

VI.2 Ferrailage des voiles :

On a procédé par la méthode des tronçons, (la méthode de RDM) qui se fait pour une bande de largeur L_t .

Exemple de calcul:**VI.2.1 Détermination des sollicitations:**

Les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS2016

Voile 03 zone I :

$$M = 37482,87 \text{ KN} \cdot \text{m} ; N = 395,649 \text{ KN}$$

VI.2.2 Calcul des contraintes:

$$L = 4,4 \text{ m} ; e = 0,4 \text{ m} ; B = 1,76 \text{ m}^2 ; I = 2,839 \text{ m}^4 ; V = 2,2 \text{ m}$$

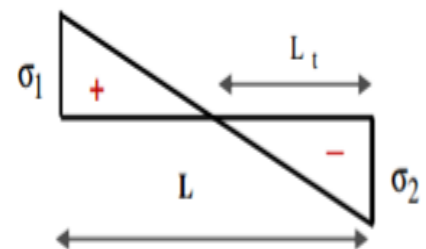
$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} = 29271,05 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I} = -28821,45 \text{ KN/m}^2$$

⇒ donc la section est partiellement comprimée.

Le ferrailage sera calculé pour la longueur tendue du voile

la partie restante sera ferrillée par symétrie.



Calcul de Lt :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma^2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 2,18 \text{ m}$$

Calcul de des sollicitations :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} = 224,8 \text{ KN/m}^2$$

$$N_u = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times L_t \times e = 12860,19 \text{ KN}$$

VI.2.3 Armatures verticales :

$$A_v = \frac{N_u}{\sigma_s} = 36,95 \text{ cm}^2$$

VI.2.4 Armature minimale :

$$A_{\min} \geq \max \left[0,23 \times B \times \frac{f_{t28}}{f_e}; 0,005B \right] = \max [21,25 ; 88] = 88 \text{ cm}^2$$

VI.2.5 Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 : $A_h = \frac{A_v}{4} = 22 \text{ cm}^2$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0,20\% \text{ b} \times L_t = 17,76 \text{ cm}^2$$

VI.2.6 Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA14.

VI.2.7 Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15.A} \leq 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \sigma_b = 0,198 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

VI.2.8 Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA99/2003 on a : $\tau_b \leq \bar{\tau} = 0,2 f_{c28}$

Où : $\tau_u = \frac{1,4 V_u}{b.d} = 0,24 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$

Les résultats du voile « V 3 » Zone I sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1: Ferrailage vertical et horizontal du voile 'V3'.

Zone I

V 3	$A_v(\text{cm}^2)$	A_v choisit (cm^2)	Esp (cm)	$A_h(\text{cm}^2)$	A_h choisit	Esp(cm)
V 3	88	18T25	24,44	22	15T14	28,8

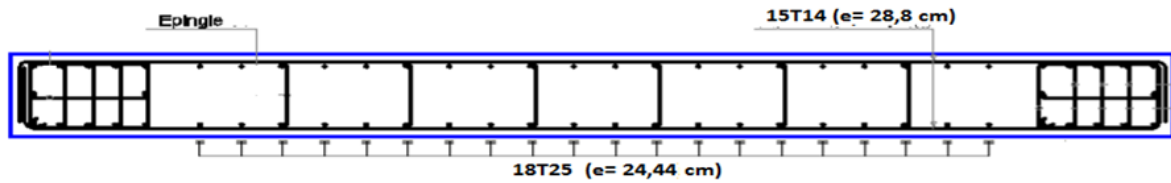


Figure VI.1 Ferrailage voile 03 (zone I).

Conclusion de ferrailage: Les ferrillages les plus défavorables de tous les voiles et les vérifications sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.2 Ferrailage vertical des voiles pour la zone I

Voile	L(m)	e(m)	Section	A_{Vmin} (Cm ²)	$A_{Vadopté}$ (Cm ²)	$A_{Vchoisit}$	Esp(cm)
V1	4	0,4	SPC	13,04	80	18T25	22,22
V2	4,2	0,4	SPC	2,17	84	18T25	23,33
V4	7,5	0,4	SPC	1,5	37,38	20T16	8
V5	1,6	0,4	SPC	0,32	24,57	16T14	10
V6	0,8	0,4	SPC	36	95,89	20T25	6,66

Tableau IV.3 Ferrailage horizontal des voiles pour la zone I

Voile	A_h min (Cm ²)	A_h adopté (Cm ²)	A_h choisit (Cm ²)	Esp(cm)
V1	3,26	89,6	19T25	43,2
V2	21	82,32	18T25	24
V4	9,35	30,8	10T20	43,2
V5	6,4	6,14	10T10	16
V6	3,2	23,97	16T14	5

Tableau VI.4 Vérification à l'ELS et de contrainte de cisaillement pour la zone I

Voile	σ_b (MPa)	$0,6 \times f_{c28}$ (MPa)	Observation	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$ (MPa)	Observation
V1	0,02	15	CV	0,03	5	CV
V2	0,4	15	CV	0,89	5	CV
V4	0,05	15	CV	0,58	5	CV
V5	0,06	15	CV	0,41	5	CV
V6	0,04	15	CV	0,135	5	CV

Tableau VI.5 Ferrailage vertical des voiles pour la zone II

Voile	L(m)	e(m)	Section	A_v min (cm ²)	A_v adopté (cm ²)	A_h choisit (cm ²)	Esp(cm)
V1	4	0,4	SPC	19,32	22,77	16T14	25
V2	4,2	0,4	SPC	29,95	84	18T25	23,33
V3	4,4	0,4	SPC	81,42	88	18T25	24,44
V4	7,5	0,4	SPC	30,45	36,22	19T16	39,47
V5	1,6	0,4	SPC	32	33,39	12T20	13,33
V6	0,8	0,4	SPC	5,43	36	12T20	6,67

Tableau VI.6 Ferrailage horizontal des voiles pour la zone II

Voile	A_h min (cm ²)	A_h adopté (cm ²)	A_h choisit (cm ²)	Esp(cm)
V1	5,69	18,32	10T20	17
V2	18,72	33,6	18T16	23,14
V3	17,84	18,1	16T12	31,42
V4	9,055	30,96	10T20	28,5
V5	6,32	8,35	12T10	13,33
V6	3,38	9	12T10	6,66

Tableau VI.7 Vérification à l'ELS et de contrainte de cisaillement pour la zone II

Voile	σ_b (MPa)	$0,6 \times f_{c28}$ (MPa)	Observation	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$ (MPa)	Observation
V1	0,06	15	CV	4	5	CV
V2	0,06	15	CV	0,23	5	CV
V3	0,055	15	CV	0,36	5	CV
V4	0,05	15	CV	0,01	5	CV
V5	0,06	15	CV	0,15	5	CV
V6	0,025	15	CV	0,11	5	CV

Tableau VI.8 Ferrailage vertical des voiles pour la zone III

Voile	L(m)	e(m)	Section	$A_{vmin}(cm^2)$	$A_{vadopté}(Cm^2)$	$A_{vchoisit}$	Esp(cm)
V1	4	0,4	SPC	9,88	19,32	10T16	40
V2	4,2	0,4	SPC	20,28	10,61	12T16	35
V3	4,4	0,4	SPC	21,25	39,03	20T16	22
V4	7,5	0,4	SPC	16,51	36,22	19T16	39,47
V5	1,6	0,4	SPC	7,72	8,13	12T10	13,33
V6	0,8	0,4	SPC	2,02	8,69	12T10	6,66

Tableau VI.9 Ferrailage horizontal des voiles pour la zone III

Voile	$A_h \text{ min}(Cm^2)$	$A_h \text{ adopté}(Cm^2)$	$A_h \text{ choisit}$	Esp(cm)
V1	4,83	18,88	12T14	32,4
V2	5,07	23,04	16T14	18
V3	9,75	18	16T12	44
V4	9,055	30,16	16T16	46,87
V5	5,92	2,02	6T10	32,4
V6	2,17	3,28	6T10	32,4

Tableau VI.10 Vérification à l'ELS et de contrainte de cisaillement pour la zone III

Voile	σ_b (MPa)	$0,6 \times f_{c28}$ (MPa)	Observation	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$ (MPa)	Observation
V1	0,061	15	CV	4,31	5	CV
V2	0,06	15	CV	2,16	5	CV
V3	0,055	15	CV	0,042	5	CV
V4	0,01	15	CV	0,0018	5	CV
V5	0,06	15	CV	0,21	5	CV
V6	0,03	15	CV	0,13	5	CV

Tableau VI.11 Ferrailage vertical des voiles pour la zone IV

Voile	L(m)	e(m)	Section	$A_{Vmin}(cm^2)$	A_V adopté (Cm ²)	A_V choisit (Cm ²)	Esp(cm)
V1	4	0,4	SPC	6,05	19,32	17T12	23,52
V2	4,2	0,4	SPC	4,26	20,28	18T12	23,33
V3	4,4	0,4	SPC	12,29	21,25	16T16	27,5
V4	7,5	0,4	SPC	1,79	36,22	19T16	39,47
V5	1,6	0,4	SPC	4,06	7,73	11T10	14,54
V6	0,8	0,4	SPC	0,87	8,67	12T10	6,66

Tableau VI.12 Ferrailage horizontal des voiles pour la zone IV

Voile	$A_{h min}$ (Cm ²)	A_{h} adopté (Cm ²)	A_{h} choisit (Cm ²)	Esp(cm)
V1	4,83	15,6	10T14	27
V2	5,07	23,04	16T14	26,25
V3	4,6	5,31	10T12	44
V4	9,05	31,68	16T16	46,87
V5	1,92	7,04	12T10	27
V6	2,17	3,36	6T10	54

Tableau VI.13 Vérification à l'ELS et de contrainte de cisaillement pour la zone IV

Voile	σ_b (MPa)	$0,6 \times f_{c28}$ (MPa)	Obs	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$ (MPa)	Obs
V1	0,06	15	CV	3,11	5	CV
V2	0,06	15	CV	1,5	5	CV
V3	0,051	15	CV	0,16	5	CV
V4	0,017	15	CV	0,016	5	CV
V5	0,06	15	CV	0,26	5	CV
V6	0,038	15	CV	0,1	5	CV

VI.3 Voile périphérique :

VI.3.1 Introduction :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

- Q : surcharge d'exploitation $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.
- γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$
- φ : angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$
- K_a : coefficient de poussée des terres $K_a = 0,452$

VI.3.2 Le Dimensionnement :

D'après le **R.P.A.99**; l'épaisseur être supérieure ou égale à 15cm.

Dans notre structure on à : $e = 40 \text{ cm}$.

VI.3.2.1 Calcul des charges :

a- Poussée des terres :

$$P_1 = K_a \times \gamma \times \frac{h^2}{2} = 0,452 \times 19 \times \frac{4,65^2}{2} = 92,84 \text{ KN/ mL}$$

b- Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$P_2 = K_a \times \gamma \times h = 0,452 \times 19 \times 4,65 = 39,93 \text{ KN /mL}$$

C - La charge pondérée :

$$Q = 1,35P_1 + 1,5 P_2 = 185,23 \text{ KN/ml.}$$

VI.3.2.2 Calcul du ferrailage :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 4,65 - 0,4 = 4,25 \text{ m}$$

$$L_y = 7,5 - 0,4 = 7,1 \text{ m}$$

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,6 > 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x \times q \times L_x$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\alpha^3)} = 0,082 \quad \mu_y = \alpha^3 (1,9 - 0,9\alpha) = 0,29$$

$$M_x = 0,082 \times 185,23 \times 4,25 = 64,8 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,29 \times 64,8 = 18,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 48,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y = 14,09 \text{ KN.m}$$

Sens x :

$$\mu = \frac{M_t}{(\sigma_b \times b \times d^2)} = \frac{48600}{(14,16 \times 100 \times 36^2)} = 0,026$$

$$\mu = 0,026 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2x\mu}\right) = 0,0329$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,981 = 0,987$$

$$A_t = \frac{M_t}{(\sigma_s \times \beta \times d)} = \frac{48600}{(348 \times 0,987 \times 36)} = 3,93 \text{ cm}^2$$

Sens y :

$$\mu = \frac{M_t}{(\sigma_b \times b \times d^2)} = \frac{14090}{(14,16 \times 100 \times 36^2)} = 0,007$$

$$\mu = 0,007 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2x\mu}\right) = 0,0087$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,981 = 0,996$$

$$A_t = \frac{M_t}{(\sigma_s \times \beta \times d)} = \frac{14090}{(348 \times 0,996 \times 36)} = 1,129 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

Sens x :

D'après le R.P.A.99

$$A_{x \text{ min}} = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Sens y :

D'après **R.P.A.99** :

$$A_{y \text{ min}} = 0,10\% \times b \times h = 3,6 \text{ cm}^2/\text{mL.}$$

On prend : **6T10** = 4,71 cm² avec un espacement : St = 16,66 cm. (Pour les deux sens).

VI.3.2.3 Les vérifications :a- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = q \frac{lx}{2} \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} = 387,24 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{\max}}{b.d} = 1,07 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{y_b} = 1,17 \text{ MPa} \longrightarrow \tau < \bar{\tau} \text{ Condition Vérifiée}$$

La dalle est bétonnée sans reprise, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b- Vérification des contraintes à L'E.L.S :

$$q_{ser} = P_1 + P_2 = 92,84 + 39,93 = 132,77 \text{ KN}$$

$$\mu_x = 0,1026$$

$$\mu_y = 0,3491$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x = 57,89 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 20,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 43,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 15,16 \text{ KN.m}$$

Sens x :

$$M_{ser} = 43,42 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = 0,13 \rightarrow K=318,3, \beta = 0,985$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta \cdot A \cdot d} = 2,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) = \min\left(\frac{2 \cdot 400}{3}; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) = \min(266,67; 201,63)$$

$$\sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \sigma_s \longrightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{\beta} = 2,64 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_b \longrightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

Sens y :

$$M_{ser} = 15,16 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = 0,13 \rightarrow K=318,3, \beta = 0,985$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta \cdot A \cdot d} = 0,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) = \min\left(\frac{2 \cdot 400}{3}; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) = \min(266,67; 201,63)$$

$$\sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \sigma_s \longrightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{\beta} = 0,914 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_b \longrightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

Chapitre VII : Etude de l'Infrastructure

VII.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ; soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Les fondations doivent donc assurer deux fonctions essentielles pour la stabilité de l'ensemble qui sont :

- ✓ La capacité de reprendre les différentes charges et surcharges supportées par la superstructure.
- ✓ Elles doivent assurer la transmission de ces charges et surcharges au sol d'assise de la construction dans de bonnes conditions de façon à garantir la stabilité de la structure.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VII.2 Les type des fondations :

On distingue trois types de fondations :

Fondations superficielles :

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, c'est le cas :

- ✓ Des semelles isolées.
- ✓ Des semelles filantes (continues)
- ✓ Des radiers (structures répartissant les pressions) ;

Il existe quatre types de radiers :

1. Radier dalle (peu utilisé).
2. Radier nervuré (le plus courant).
3. Radier champignon sous poteaux (très peu utilisé).
4. Radier voûte (rarement utilisé).

Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépasse les dix mètres environs (par exemple les semelles sur pieux).

Les facteurs de Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Le Type d'ouvrage à construire.
- L'aspect économique.
- La facilité d'exécution.
- Les caractéristiques du sol support.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.

- La charge totale transmise au sol.
- La profondeur à atteindre pour fonder sur le bon sol.
- Le rapprochement entre les poteaux et voiles.

VII.3 Conclusion du rapport géotechnique

La reconnaissance géotechnique du site retenue dans le cadre de ce projet a montré que les sols du site sont constitués en sable jaunâtre. La contrainte admissible du sol à prendre en considération à titre indicatif dans le dimensionnement étant d'ordre de 2.50 bars.

VII.3.1. Type de fondation selon le rapport géotechnique :

VII.3.1.1 Radier général :

Un radier se présente comme un plancher renversé avec ou sans poutre, recevant du sol des charges réparties ascendantes et prenant appui sur les poteaux et murs qui exercent sur lui des charges descendantes.

VII.3.1.2 Pré dimensionnement du radier :

a) Condition de coffrage :

$$ht \geq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{avec } ht : \text{ hauteur de la nervure.}$$

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ; $L_{\max} = 710 \text{ cm}$

$$Ht \geq \frac{710}{10} = 71 \text{ cm}$$

On prend $ht = 80 \text{ cm}$.

Pour la dalle : $h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} \rightarrow h_0 \geq 35 \text{ cm}$; on prend $h_0 = 60 \text{ cm}$.

b) La condition de raideur (rigidité) :

Pour un radier rigide, il faut que $L_{\max} \leq \frac{(\pi \cdot l_e)}{2} \dots \dots \dots (1)$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}} ; \quad l_e : \text{ la longueur élastique } \dots \dots \dots (2)$$

E : Module de Young. $E = 3.216 \times 10^4 \text{ MPa}$.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : coefficient de raideur du sol.

$K = 0.5 \text{ kg/cm}^3$ très mauvais sol.

$K = 4 \text{ kg/cm}^3$ sol moyen. Dans notre cas on a un sol moyen donc : $K = 4 \text{ kg/cm}^3$

$K = 12 \text{ kg/cm}^3$ très bon sol.

Dans notre cas on a un sol moyen donc : $K = 4 \text{ kg/cm}^3$

b : largeur de l'élément considéré par ml, on prend 1ml.

$$I = \frac{(b \cdot h_t^3)}{12} \dots \dots \dots (3)$$

$$\text{De (1), (2) et (3)} \rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \rightarrow h_t = 1,25 \text{ m.}$$

A partir des deux conditions précédentes on prend $h_t = 1,5 \text{ m}$ Pour les nervures du radier.

La surface du radier :

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{RAD}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow S_{\text{RAD}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Calcul du poids:

$N_{\text{ser}} = 168351,3 \text{ KN}$ (Poids total transmis par la superstructure).

$P_{\text{rad}} = 0,6 \times 575,117 \times 25 = 8626,75 \text{ KN}$ (poids de radier).

Poids des voiles du sous-sol : $e = 0,4 \text{ m}$; $h = 4,65 \text{ m}$

$e \cdot h = 1,86 \text{ m}$

$0,4 \times 2500 = 1000 \text{ kg/m}^2$

$0,05 \times 1800 = 90 \text{ kg/m}^2$

$\rightarrow 500 + 90 = 1090 \text{ kg/m}^2$

$P_{\text{VOILE SSOL}} = 1,86 \cdot 1090 \cdot 122,1 = 2475,45 \text{ KN}$

$N_{\text{SER TOT}} = 168351,3 + 2475,45 + 8626,75 = 179453,7 \text{ KN}$

$S_{\text{RAD}} \geq N_{\text{ser}} / \sigma_{\text{sol}}' = 179453,7 / 250 = 717,81 \text{ m}^2$

$S_{\text{BAT}} = 575,117 \text{ m}^2 \leq S_{\text{RAD}} = 717,81 \text{ m}^2$

➔ Donc on prend un débord de 1,5 m afin de vérifier notre contrainte avec la même supposition concernant l'épaisseur du radier.

VII.3.1.3 Débordement :

$D = (S_{\text{RAD}} - S_{\text{BAT}}) / \text{périmètre} = 1,48 \text{ m} \rightarrow$ on adopte : $D = 1,5 \text{ m}$

VII.3.1.4 Vérification au poinçonnement :

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article A.5.2,42)}$$

Avec :

P_u : Charge de calcul à l'état limite.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

h_r : Épaisseur totale de radier.

Avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,5$

Le voile le plus sollicité : $P_u = 1796,703 \text{ KN}$

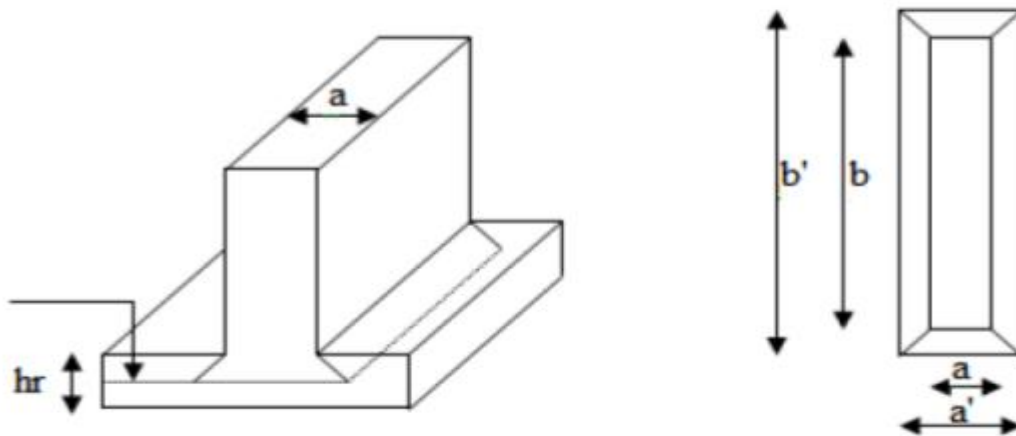


Figure VII.1 Dimensions du radier.

$$U_c = 2 \times (a' + b')$$

$$a' = a + h_r$$

$$b' = b + h_r$$

$$U_c = 2 \times (a + b + 2 \times h_r) = 11,6 \text{ m}$$

$$P_u \leq 0.045 \times 2 \times (a + b + 2 \times h_r) \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$P_u = 1796,703 \leq 5220 \text{KN} \longrightarrow \text{CV}$$

VII.3.2 Ferrailage de la dalle du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée nervurée en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable causée par la réaction du sol, et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension :

$$L_x = 6,95 \text{ m et } L_y = 7,1 \text{ m}$$

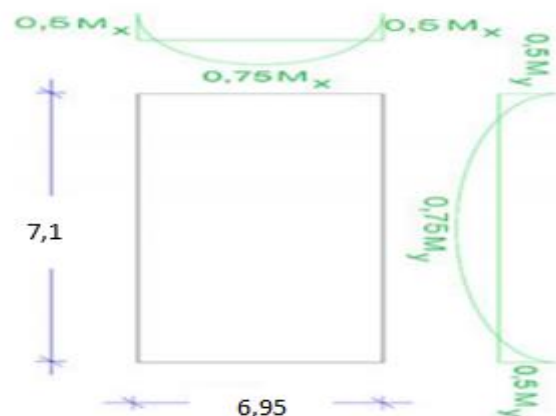


Figure VII.2 Schéma du panneau de la dalle appuyée sur 4 coté.

Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{42753,13}{717,81} = 59,56 \text{ KN /m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{31434,77}{717,81} = 43,79 \text{ KN /m}^2$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,98 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

ELU :

$\alpha = 0.98 \rightarrow \mu_x = 0,038 , \mu_y = 0,96$

Sens xx : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 109,32 \text{ KN.m}$

Sens yy : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 104,94 \text{ KN.m}$

En travée :

Sens xx : $M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 81,99 \text{ KN.m}$

Sens yy : $M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 78,7 \text{ KN.M}$

En appui

Sens xx : $M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 54,66 \text{ KN.m}$

Sens yy : $M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 52,47 \text{ KN.m}$

ELS :

$\alpha = 0.98 \rightarrow \mu_x = 0,052 , \mu_y = 0,047$

Sens xx : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 109,98 \text{ KN.m}$

Sens yy : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 5,16 \text{ KN.m}$

En travée :

Sens xx : $M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 82,48 \text{ KN.m}$

Sens yy : $M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 3,87 \text{ KN.M}$

En appui :

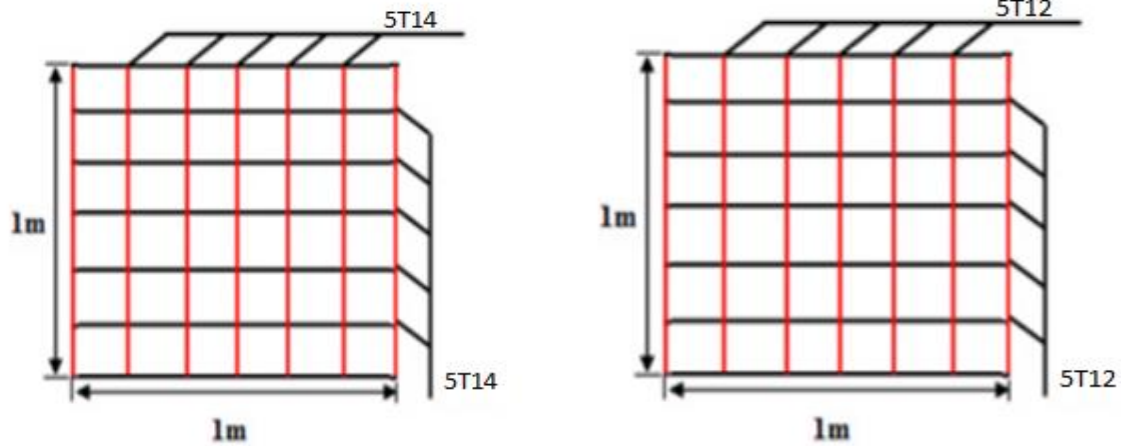
Sens xx : $M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 54,99 \text{ KN.m}$

Sens yy : $M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 2,58 \text{ KN.m}$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h = (1 \times 0.6) \text{ m}^2$

Tableau VII.1 Tableau récapitulatif du ferrailage du radier.

		μ	α	β	A_{cal} (cm^2/ml)	$A(\text{cm}^2/\text{ml})$ adopté
Sens x-x	Travée	0,019	0,025	0,99	4,4	5T14 =7.70
	Appui	0,013	0,016	0,99	2,94	5T12 =6,16
Sens y-y	Travée	0,019	0,024	0,99	4,23	5T14 =7.70
	Appui	0,013	0,016	0,99	2,82	5T12 =6,16



Ferrailage en travée

Ferrailage en appuis

Figure VII.3 Ferrailage de la dalle du radier

Espacement des armatures :

Armatures // Lx: $St = 15 \text{ cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.

Armatures // Ly: $St = 15\text{cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.

Soit :

$St = 20\text{cm}$ dans le sens x-x.

$St = 20\text{cm}$ dans le sens y-y.

Vérification à l'ELU :Condition de non fragilité :

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12 \text{ cm}$ et $\alpha > 0.4$, la section d'armature est :

En travée : $A_{\min x} = \rho_0(3-\rho) \times b \times h$

$$A_{\min y} = \rho_0 \times b \times h$$

Avec : $\rho = 0.0008$ pour des HA et FeE400

$$A_{\min x} = 4,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min y} = 4,8 \text{ cm}^2$$

En appui : $A_{\min x} = A_{\min y} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,52 \text{ cm}^2$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = \frac{qu \cdot Lx}{2} \cdot \frac{Ly^4}{Lx^4 + Ly^4} = 107,9 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot d} = 0,19 < \bar{\tau} = (0.07/\gamma_b) \times f_{c28} = 0.93 \text{ MPa}$$

Donc le ferrailage transversal n'est pas nécessaire.

Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \sigma'_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \min(2/3 f_e ; \sqrt[110]{\eta \cdot f_{tj}}) = 201.63 \text{ MPa}$$

On a : En travée : $A = 7,70 \text{ cm}^2$; $I = 5000000 \text{ cm}^4$

En appui : $A = 6,16 \text{ cm}^2$; $I = 1800000 \text{ cm}^4$

Tableau VII.2 Vérification des contraintes du béton et d'acier à l'ELS dans les deux sens.

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_{bc} (MPa)	σ'_s (MPa)
x-x	M_t	82,48	0,82	0,9	15	201,63
	M_a	54,99	0,55	0,66	15	201,63
y-y	M_t	3,87	0,06	0,774	15	201,63
	M_a	2,58	0,043	0,516	15	201,63

$\sigma_s < \sigma'_s$ et $\sigma_b \leq \sigma'_b$ \longrightarrow Condition vérifiée

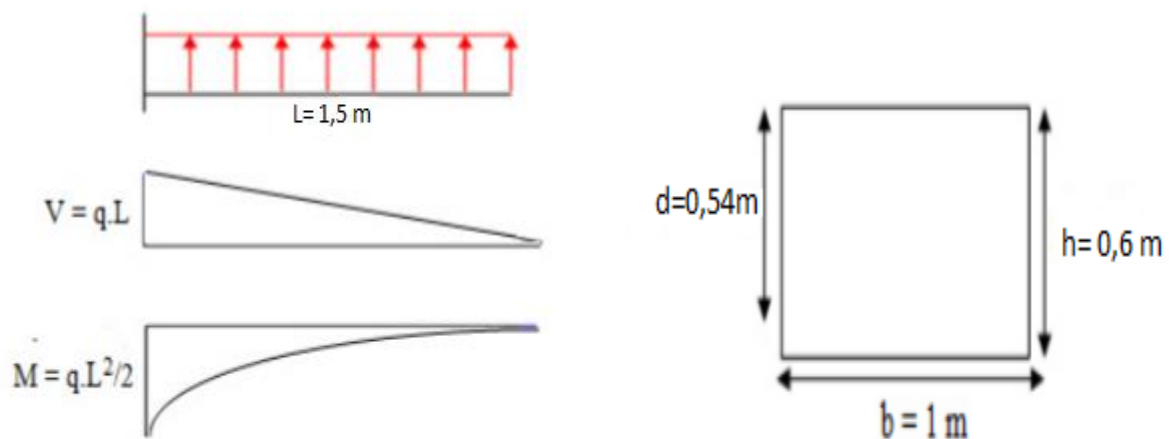
VII.3.3 Ferrailage du débordement :

Figure VII.4 Schéma statique du débord du radier.

Le débord est assimilé à une console de longueur $L = 1,5 \text{ m}$, le ferrailage se fera pour une bande de 1 m et avec : $h = 0,6 \text{ m}$

$$M_u = \frac{qu \cdot L^2}{2} = \frac{59,56 \cdot 1,5^2}{2} = 67,005 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures:

Tableau VII.3 Ferrailage du débord.

M_u (KN.m)	d (m)	μ_{bu}	β	A_s (cm ²)	A_s adopté (cm ²)
67,005	0,54	0,0162	0,992	3,59	5T12=6,16

Remarque :

On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) = 2,5 \text{MPa}$$

$$V_u = q \cdot L = 89,34 \text{KN}$$

$$\tau_u = 0,016 < \bar{\tau} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification des contraintes de compression du béton (ELS) :

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = \frac{43,79 \cdot 1,5^2}{2} = 49,26 \text{KN.m}$$

Contrainte maximal dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k \cdot y$)

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{b \cdot Y^3}{2} + 15 [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d)^2]$$

$$Y = \frac{15 \cdot (A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b (A_s + A'_s)}{7,5 (A_s + A'_s)}} - 1 \right]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Y = 35,83 \text{ cm} \\ I = 2345666,43 \text{ cm}^4 \rightarrow \sigma_{bc} = 0,75 < 15 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée} \\ k = 0,0021 \end{array} \right.$$

VII.3.4 Calcul de la poutre de libage (nervure) :

La nervure comme le cas des poutres dans les dalles sont supportées une charge sous forme trapèze pour L_y (la grande portée) et triangle pour L_x (la petite portée).

Pour notre cas on prend le panneau le plus sollicité.

$$L_x = 6,95 \text{ m} ; L_y = 7,1 \text{ m}$$

Les dimension de notre poutre de libage (40×140)cm²

VII.3.4.1 Charge trapézoïdale

p: intensité maximale de la charge trapézoïdale

$$\begin{cases} M = \frac{P}{24} (3L_y^2 - 4a^2) \\ TA + TB = \frac{P(Ly-a)}{2} \end{cases} \text{ avec : } a = \frac{Lx}{2}, p = \frac{q \cdot Lx}{2}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M = \frac{qLx}{48} (3L_y^2 - L_x^2) \\ TA + TB = \frac{qLx}{2} (2Ly - Lx) \end{cases}$$

Etat limite ultime :

$$\sigma_m = 3,52 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M = \frac{3,52 \cdot 6,95}{48} (3 \times 7,1^2 - 6,95^2) = 52,46 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$T_A = T_B = \frac{3,52 \cdot 6,95}{8} (2 \times 7,1 - 6,95) = 22,17 \text{ KN}$$

Moment en appuis :

$$M_a^u = -0,5 M = -26,23 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Moment en travée :

$$M_t^u = 0,75 M = 39,35 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

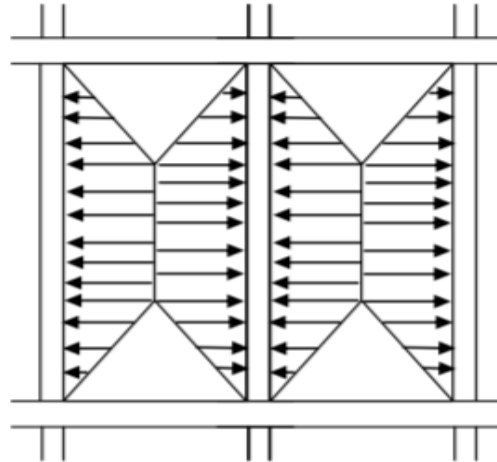


Figure VII.5 Transmission des charges trapézoïdale

Tableau VII.4 Récapitulatif des sollicitations maximales.

Sollicitations	ELU	ELS
M_{tmax} (KN.m)	39,34	36,32
M_{amax} (KN.m)	26,32	24,22
T_{max} (KN)	22,17	20,46

Calcul du ferrailage :
Etat limite ultime (E L U) :

Tableau VII.5 calcul des sections d'armatures pour les travées et les appuis.

	M_u (KN.m)	μ	α	β	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2/ml)$	A_{choix} (cm^2/ml)	$A(cm^2/ml)$ adopté
Travée	39,34	0,02	0,027	0,989	3,18	6,76	10T10	7,85
Appuis	26,32	0,014	0,018	0,992	2,12	6,76	10T10	7,85

Etat limite de service (E. L.S.) :

Vérification de la contrainte du béton :

En travée et en appuis on va vérifier la condition suivante :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{Mu}{Mser}$$

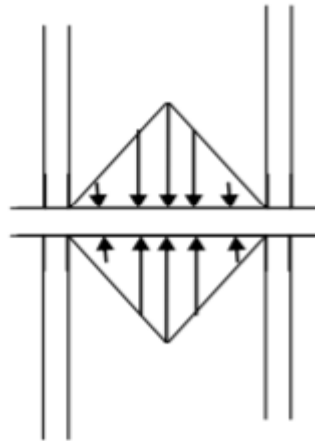


Figure VII.6 Transmission des charges triangulaire.

Tableau VII.6 Vérification de la contrainte de service limite pour le béton

	$M_u(KN.m)$	$M_s(KN.m)$	γ	α	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100}$	observation
Travée	39,34	36,32	1,08	0,027	0,29	CV
Appuis	26,32	24,22	1,08	0,018	0,29	CV

VII.3.4.2 Charge triangulaire

p: intensité maximale de la charge triangulaire

$$\left\{ \begin{array}{l} M = \frac{PLx}{12} \\ TA + TB = \frac{PLx}{4} \end{array} \right. \text{ avec : } a = \frac{Lx}{2}, p = \frac{q.Lx}{2}$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M = \frac{qL_x^2}{24} \\ TA + TB = \frac{qL_x^2}{8} \end{array} \right.$$

Etat limite ultime (E L U) :

$$\sigma_m = 3,52 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M = \frac{3,52 \times 6,95^2}{24} = 7,08 \text{ KN} .\text{m}$$

$$T_A = T_B = \frac{3,52 \times 6,95^2}{8} = 21,25 \text{ KN}$$

Moment en appuis :

$$M_a^u = - 0,5 M = - 3,54 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t^u = 0,75 M = 5,31 \text{ KN.m}$$

Tableau VII.7 Récapitulatif des sollicitations maximales.

Sollicitations	ELU	ELS
M _{tmax} (KN.m)	5,31	4,905
M _{amax} (KN.m)	3,54	3,27
T _{max} (KN)	21,25	19,62

Calcul du ferrailage :

Etat limite ultime (E L U) :

Tableau VII.8 calcul des sections d'armatures pour les travées et les appuis.

	M _u (KN.m)	μ	α	β	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{choix} (cm ² /ml)	A (cm ² /ml) adopté
Travée	5,31	0,0028	0,0036	0,998	0,425	6,76	10T10	7,85
Appuis	3,54	0,0019	0,0024	0,999	0,283	6,76	10T10	7,85

Etat limite de service (E. L.S.) :

Vérification de la contrainte du béton :

En travée et en appuis on va vérifier la condition suivante :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{Mu}{Mser}$$

Tableau VII.9 Vérification de la contrainte de service limite pour le béton.

	$M_u(\text{KN.m})$	$M_s(\text{KN.m})$	γ	α	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100}$	observation
Travée	5,31	4,905	1,29	0,0036	0,399	CV
Appuis	3,54	3,27	1,08	0,0024	0,291	CV

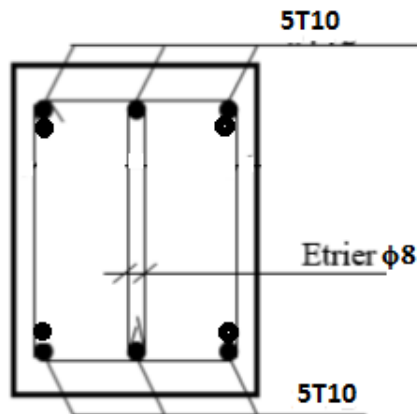


Figure VII.7 Schéma statique du ferrailage en travée.

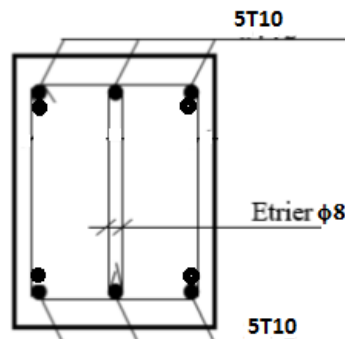


Figure VII.8 Schéma statique du ferrailage en appuis.

VII.3.5 Vérification des armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} = \frac{21,25 \times 10^{-3}}{0,4 \times 0,36} = 0,147 \text{ MPa}$$

➔ Fissuration peut nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq 3,33 \text{ MPa} \quad \text{➔ Condition vérifiée.}$$

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_{\min}, \frac{b}{10} \right) \rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{400}{35}, 10, \frac{1400}{10} \right) \rightarrow \phi_t \leq 10 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

VII.3.6 Etude des longrines :**Introduction :**

Une longrine est un élément de structure ayant la forme une poutre bidirectionnelle rectangulaire horizontale en béton armé ayant comme rôle de support des sollicitations importantes et les reporter vers les appuis, liaison transversale entre les poteaux au niveau des massifs de fondation.

Le cas échéant étant un sol ferme de catégorie « S2 », la mise en place des longrines est nécessaire dans ce type de sol , pour simple mesure de sécurité, D'après le R.P.A 99 V2003, le minimum pour les longrines est :

- (25 × 30) cm² → Site de catégorie S2, S3.
- (30 × 30) cm² → Site de catégorie S4.

Donc on va prendre une longrine de (40×45) cm²

Les longrines tendent à supporter une force F due aux chargements de la structure, cette force est égale a :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

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

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Pour notre cas : N = 1736,411 KN

Zone II ; site 2 → $\alpha = 15$.

Selon R.P.A 99 V2003 10.1.1

$$F = \frac{402,6}{15} = 26,84 \text{ KN} > 20 \text{ KN}$$

Calcul du ferrailage :

$$A_u = \frac{f_u}{\sigma_{st}} = \frac{402,6 \cdot 10^3}{348} = 4989,69 \text{ mm}^2 = 11,57 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 version 2003 exige que : $A_{st \min} = 0,6 \% (b \times h) = 10,8 \text{ cm}^2$

Le ferrailage choisi : 8T14 = 12,32 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{st \min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

L'espacement des cadres :

$$St \leq \min (20\text{cm}, 15 \Phi) = \min (20\text{cm} ; 21 \text{ cm}) = 20\text{cm}$$

On adopte : $St = 15 \text{ cm}$

Les armatures transversales : On a choisi forfaitairement: $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

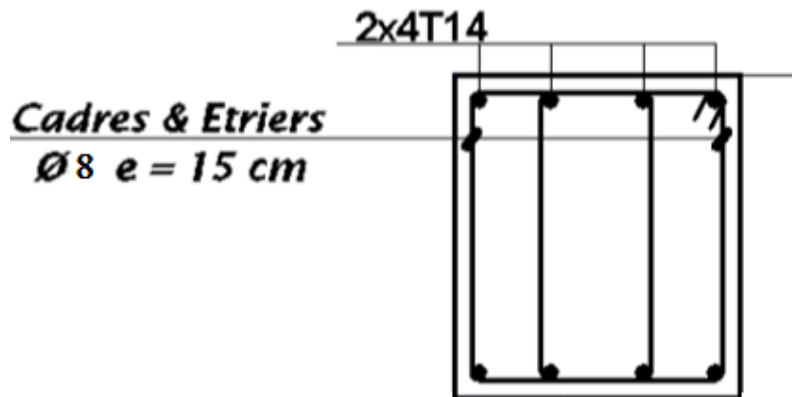


Figure VII.9 Schéma de ferrailage de la longrine.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

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

Ce mémoire nous a donné l'avantage de bien maîtriser des logiciels de dessin assisté par ordinateur (Auto CAD), et de calcul (Etabs) pour l'analyse statique de la structure, qui nous a aidé à déterminer les sollicitations les plus défavorable et ensuite le ferrailage des éléments résistants.

Les conclusions auxquelles a abouti après ce modeste travail, sont résumées dans ce qui suit :
La surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement, une bonne résistance, vis-à-vis des séismes, mais peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque ces dernières sont mal placées.

L'étude de l'infrastructure est conçue en radier comme une fondation pour le bâtiment.

En dernier, on peut dire que ce travail nous a permis de bien mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre formation de Master en génie civil ainsi que leur élargissement, chose qui nous aidera plus tard dans la vie professionnelle. Espérons aussi que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

Règle parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

Règle de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A 93**

Charge permanentes et charge d'exploitation (Document technique réglementaire **DTR B.C.2.2**)

Berraiah .N et Bouanani Y : Etude technique et managériale d'un bâtiment « SS+RDC+07 étages » type dalle voile à Sidi Chaker-Tlemcen. Master en Génie civil.Tlemcen 2017. Université Aboubeker Belkaid

Youbi M.Amine et Bouanani.A :Etude Structurelle d'un Batiment voile dalle « R+9 étages » à usage d'habitation.