



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

People's Democratic republic of Algeria

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministry of Higher Education and Scientific Research

جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم

University Abdelhamid Ibn Badis – Mostaganem

كلية العلوم و التكنولوجيا

Faculty of Sciences and Technology

قسم الهندسة المدنية و المعمارية

Civil engineering & architecture department



N° d'ordre : M...../GCA/2023

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTERACADEMIQUE

Filière : Genie Civil

Spécialité : Structure

Thème

***Etude et conception d'une tour en RDC+Sous-sol+10
étages à ossature en béton armé.***

Présenté par:

-AGBOUBI FATIMA

- ALEM SAMIRA

Soutenu le 19/06/2023 devant le jury composé de:

Président: Mr MALIKI MUSTAPHA

Examineur: Mr BESSAI TOUHAMI

Encadrant: Mr SABEUR BENDEHIBA

Année Universitaire: 2023/2024

Dédicace

Nous dédions notre modeste travail a :

Nos parents sans eux nous n'aurions pas aboutis à ce stade d'étude,
Que dieu puisse nous aider à les honorer, les servir et les combler.

Tout les membres de la famille **AGBOUBI ET ALEM**
tous nos amis et à tous nos camarades en 2^{ème} année master
génie civil promo 2023.

Remerciements

Nous tenons à remercier notre encadreur Mr SABEUR BENDHIBA pour son aide et ces conseils judicieux durant ce travail.

Nos vifs remerciements sont adressés aux membres de jury, de nous avoir honoré de leur présence et d'avoir voulu évaluer ce travail.

Notre gratitude et nos chaleureux remerciements s'adressent également à tous les enseignants de département génie civil.

En fin, nous remercions tous ceux et celles qui nous ont aidés de

loin ou de près pour l'élaboration de ce modeste travail.

RESUME

Ce projet présente une étude détaillée d'une structure à usage d'habitation et commercial constitué de sous-sols, un rez de chaussée plus 10 étages, qui est implanté à Wilaya de Mascara, cette région classée dans une zone de moyenne sismicité.

Cette étude se compose de quatre parties.

- La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente de charge.
- La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires.
- L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel ETABS.
- La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres, voiles).

الملخص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لبناية ذات طابع سكني و تجاري مكونة من (طابق تحت ارضي زائد طابق ارضي ذو استعمال تجاري و عشرة طوابق للسكن) والمقرر بناءها في محافظة معسكر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية. اشتملت الدراسة على اربعة محاور

المحور الاول تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع و البنائة مع اعطاء الابعاد الاولية للعناصر و حمولة كل عنصر مكون لها.

المحور الثاني دراسة الاجزاء الثانوية من البنائة (المدارج . الحزم)

المحور الثالث الدراسة الديناميكية للبنائة بواسطة برنامج ايتابس

اما المحور الاخير يشمل على دراسة الاجزاء المقاومة للبنائة (الاعمدة . العارضات . الاساسات)

Summary:

This project is a detailed study of a building of a residential and commercial nature consisting of (underground floor, ground floor with commercial use +10 floors for housing) implanted in the province of Mascara. According the RPA99 version 2003 it's a seism aerie.

This study consists of four parts:

- The second part was devoted to secondary nutrients (the staircase beams, solid slabs and parapet wall).
- The dynamic study of the structure was begun in the third part determined by application ETABS.
- The last part includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (foundation, columns, and beams).

SOMMAIRE :

Chapitre I : présentation de projet

I.1.	Introduction.....	2
I.2.	Présentation de l'ouvrage étudié	3
I.2.1	Introduction	3
I.2.2.	Caractéristiques de la structure	3
I.2.3.	Données du site	3
I.2.4.	Hypothèse de calcul	4
I.3.	Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	4
I.3.1.	Introduction.....	4
I.3.2.	Béton	4
I.3.3.	L'Acier	8

Chapitre II :Pré-dimensionnement des éléments structuraux

II.1.	Introduction	11
II.2.	Pré dimensionnement	11
II.3.	Pré-dimensionnement des planchers	11
II.3.1.	II.3.1- Plancher à corps creux	12
II.3.2.	II.3.2.Plancher à Dalle pleine	13
II.4.	Descente de charges	14
II.4.1.	II.4.1 Introduction	14
II.4.2.	II.4.2.Descente de charges des dalles.....	15
II.5.	Pré dimensionnement des poteaux	17
II.6.	Pré - dimensionnement des voiles.....	23

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

III.1.	Introduction	26
III.2.	Plancher à corps creux	26
III.2.1.	Etudes des poutrelles	26
III.2.2.	Les Types des poutrelles.....	27
III.2.3.	Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles.....	27

III.2.4.	Méthode de calcul.....	28
III.2.5.	Exemple de calcul.....	29
III.2.6.	Calcul de ferrailage des poutrelles.....	38
III.2.7.	Dessin de ferrailage.....	42
III.3.	Planchers à dalles pleines.....	46
III.3.1.	Méthode de calcul.....	46
III.3.2.	Evaluation des charges et combinaisons fondamentales.....	46
III.3.3.	Calcul du ferrailage de la dalle pleine.....	48
III.3.4.	Vérification des contraintes de cisaillement.....	54
III.3.5.	Dessin ferrailage.....	54
III.4.	Balcon.....	54
III.4.1.	Définition.....	54
III.4.2.	Décent de charge.....	55
III.4.3.	Calcul du ferrailage.....	56
III.4.4.	Dessin du ferrailage.....	57
III.5.	Etude de l'acrotère.....	57
III.5.1.	Définition.....	57
III.5.2.	Calcul du ferrailage.....	58
III.5.3.	Détermination des sollicitations.....	58
III.5.4.	Détermination de la section des armatures.....	59
III.5.5.	Vérification des contraintes de cisaillement.....	63
III.5.6.	Dessin du ferrailage.....	63
III.6.	Etude des escaliers.....	63
III.6.1.	Définition.....	63
III.6.2.	Pré-dimensionnement.....	64
III.6.3.	Décente de charge.....	65
III.6.4.	Calcul des charges et surcharges.....	65
III.6.5.	Calcul du ferrailage.....	66
III.6.6.	Vérification des contraintes de cisaillement.....	73

Chapitre IV: Etude de l'ascenseur

IV.1.	Ascenseur.....	78
IV.1.1.	Introduction.....	78
IV.2.	Evaluation des charges.....	79

IV.2.1.	La Charge Permanente.....	79
IV.2.2.	Charge d'exploitation.....	81
IV.2.3.	Vérification de la Dalle d'Ascenseur au Poinçonnement.....	81
IV.2.4.	Calcul des Sollicitations.....	82
IV.2.5.	Calcul des moments.....	83
IV.2.6.	Le calcul des armatures.....	84
IV.2.7.	Vérification à l'effort tranchant.....	86
IV.2.8.	Calcul des sollicitations à l'E L S.....	86
IV.2.9.	Vérification à l'effort tranchant	88

Chapitre V : Etude sismique

V.1.	Introduction.....	91
V.2.	Méthodes de calcul.....	91
V.2.1.	Méthode statique équivalente.....	91
V.2.2.	Méthode dynamique modale spectrale.....	93
V.3.	Etapas de modélisation.....	93
V.4.	Interprétation Des Résultats.....	95
V.4.1.	Vérification la résultante des forces sismiques	95
V.4.2.	Nombre de modes à considerer.....	98
V.4.3.	Vérification de la période.....	98
V.4.4.	Calcul et vérification des déplacements.....	98
V.4.5.	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	99

Chapitre VI: Etude des éléments structuraux

VI.1.	Introduction.....	103
VI.2.	Ferraillage des portiques.....	103
VI.2.1.	Ferraillage des poteaux.....	103
VI.2.2.	Ferraillage des poutres.....	110
VI.3.	Etude des voiles.....	116
VI.3.1.	Introduction.....	116
VI.3.2.	Ferraillage des trumeaux.....	119
VI.3.3.	Dessin du ferraillage.....	124

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1.	Etude des fondations.....	126
VII.1.1.	Introduction.....	126
VII.1.2.	Choix du type de foundation.....	126
VII.1.3.	les surfaces des poteaux et des voiles.....	126
VII.2.	Pré dimensionnement du radier.....	127
VII.2.1.	Calcul de la surface du radier.....	129
VII.2.2.	Calcul du D (débordement).....	129
VII.2.3.	Vérification du radier.....	129
VII.2.4.	Caractéristiques géométriques du radier.....	130
VII.2.5.	Vérification de la stabilité du radier.....	130
VII.2.6.	Ferraillage du radier.....	131
VII.7.	Etude du débord du radier.....	133

Liste des tableaux:

Tableau I.1 :	Valeurs de la limite d'élasticité garantie, f_e	10
Tableau II.1 :	Pré dimensionnement des poutres.....	11
Tableau II.2 :	Décente de charge du plancher terrasse.....	15
Tableau II.3 :	Charges du plancher sous-sol.....	16
Tableau II.4:	Surface offerte aux poteaux des rives et d'angle et poteaux centraux.....	19
Tableau II.5 :	Les sections des poteaux centraux	22
Tableau II.6:	Les sections des poteaux d'angle.....	22
Tableau II.7 :	Les sections des poteaux rives.....	23
Tableau III.1:	Dimensions de la poutrelle.....	26
Tableau III.2 :	Charges supportées par les poutrelles.....	28
Tbleau.III.3 :	Les moments en appuis.....	30
Tableau.III.4 :	Les moments en travées.....	31
Tableau .III.5:	Les moments en appuis.....	32
Tableau.III.6 :	Les moments en travées.....	33
Tableau .III.7:	Les moments et les efforts tranchants en plancher étage courant.....	38
Tableau .III.8:	Les résultats des moments fléchissant dalle pleine.....	49
Tableau IV.1:	Caractéristique d'un ascenseur.....	79
Tableau IV.2:	Evaluation des moments.....	83
Tableau IV.3:	Calcul des sollicitations à E.L.S.....	87
Tableau V.1 :	Période et facteur de participation massique.....	94
Tableau V.2 :	Valeurs des pénalités P_q	96
Tableau V.3 :	Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement du plancher	98
TableauVI .1 :	Récapitulation des moments fléchissant et des efforts normaux.....	105
TableauVI .2 :	Récapitulation du ferrailage des poteaux.....	109
TableauVI .3 :	Les moments maximums et des efforts tranchants.....	111
TableauVI .4 :	Tableau récapitulatif de ferrailages.....	115
TableauVI .5 :	Les moments et les efforts normales de voile.....	119
TableauVI .6 :	Ferrailage des voiles de contreventement.....	124
Tableau VII.1 :	Les surfaces des poteaux et des voiles.....	127
Tableau VII.2 :	Résultats de calcul de la stabilité du radier.....	131
Tableau VII.3 :	Résultats de calcul des contraintes.....	131
Tableau VII. 4 :	Ferrailages du radier à L'ELU.....	132
Tableau VII.5:	Ferrailages de radier à L'ELS.....	133

Liste des Figures:

Figure I.1 :	Dimensions de Bâtiment.....	5
Figure I.2 :	Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	7
Figure I.3:	Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression..	8
Figure I.4 :	Evolution du module de Young différée E_{vj} en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj}	8
Figure I.5 :	Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.....	9
Figure I.6 :	Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.....	9
Figure I.7 :	Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier `a l'ELU.....	10
Figure II.1:	Section transversale d'une poutre.....	11
Figure II.2:	plancher à corps creux.....	12
Figure II.3:	Dalle à corps creux.....	13
Figure II.4 :	charge de la dalle.....	14
Figure II.5 :	Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.....	15
Figure II.6:	Coupe transversale du plancher étage courant.....	15
Figure II.7:	Coupe transversale du plancher RDC.....	16
Figure II.8:	Schéma de la loi de digression.....	17
Figure II.9:	Schéma de la loi de digression.....	19
Figure II.10 :	Surface afférente du poteau 9.....	20
Figure II.11 :	Coupe de voile en élévations.....	23
Figure III.1 :	Schéma de poutrelle.....	30
Figure III.2:	Différents types des poutrelles.....	31
Figure III .3:	Schéma statique de poutrelle type 01.....	33
Figure III .4:	Diagrammes des moments fléchissant	35
Figure III. 5:	Diagramme l'effort tranchant.....	35
Figure III.6:	Diagrammes des moments.....	37
Figure III.7	Diagramme l'effort tranchant.....	38
Figure III .8:	Diagramme des moments.....	38
Figure III. 9:	Diagramme des moments fléchissant.....	38
Figure III. 10:	Diagramme de l'effort tranchant.....	39
Figure III. 11:	Diagramme de l'effort tranchant.....	39
Figure III. 12:	Diagramme des moments.....	39
Figure III. 13:	Diagramme des moments.....	40
Figure III. 14:	Diagramme de l'effort tranchant.....	40
Figure III. 15:	Diagramme des l'efforts tranchant.....	40
Figure III. 16:	Ferraillage de poutrelle.....	46

Figure III. 17:	panneau sur 4 appuis.....	50
Figure III. 18:	Schéma représentatif de notre type de panneaux.....	51
Figure III. 19:	Section de calcul en appui.....	52
Figure III. 20:	ferraillage de la dalle pleine.....	58
Figure III. 21:	Schéma statique du balcon.....	60
Figure III. 22:	dessin ferraillage de balcon.....	61
Figure III. 23:	Dimension de l'acrotère.....	62
Figure III.24:	section de calcul.....	63
Figure III.25:	Position de centre de pression.....	65
Figure III. 26:	Dessin ferraillage de l'acrotère.....	68
Figure III. 27:	Les éléments constitutifs d'un escalier.....	68
Figure.III.28 :	Schéma statique d'un escalier à paillasse avec deux paliers.....	71
Figure III. 29:	Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.U.....	73
Figure III. 30:	Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.S.....	75
Figure III. 31:	Schéma statique d'un escalier à paillasse avec deux paliers.....	75
Figure III. 32:	Section de calcul de la paillasse.....	76
Figure III. 33:	Section de calcul de la paillasse.....	77
Figure III.34:	Dessin ferraillage d'escalier.....	79
Figure IV.1:	schéma d'un ascenseur.....	78
Figure IV.2:	Schéma de la surface d'impact.....	81
Figure IV.3:	Distances des rectangles des charges concentrées.....	82
Figure IV.4:	Panneaux de calcul de la dalle machine.....	83
Figure V.1:	Interface du ETABS.....	94
Figure VI.1:	Direction des moments et efforts sur un Poteau.....	104
Figure VI.2:	Section réduite du béton.....	106
Figure VI.3:	Ferraillage des poutres principales (45×30).....	115
Figure VI.4:	Ferraillage des poutres secondaires (30×30).....	116
Figure VI.5:	Disposition des voiles.....	116
Figure VI.6:	Les sollicitations de calcul d'un voile.....	117
Figure VI.7:	Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	118
Figure VI.8:	Voile le plus défavorable.....	119
Figure VI.9:	Section de calcul suivant l'axe x-x.....	120
Figure VI.10:	Position du point d'application de l'effort normal de compression (P).....	120
Figure VI.11:	Section de calcul suivant l'axe y-y.....	121
Figure VI.12:	Position du point d'application de l'effort normal de compression (P).....	122
Figure VI.13:	Ferraillage des voiles de contreventement.....	124

Notations

- A** : Coefficient d'accélération de zone.
A_l : Section d'armature longitudinale.
A_{min} : Section d'armature minimale déterminée par les règlements.
A_r : Section d'armature répartition.
A_t : Section d'armature transversale.
B_r : Section réduite de béton.
C_p : Facteur de force horizontale.
C_s : Coefficient de sécurité.
D : Coefficient d'amplification dynamique.
G : Action permanente.
H : Hauteur.
I : Moment d'inertie.
L : Longueur.
L_n : Entre axe des nervures.
M : Moment fléchissant.
M_t : Moment fléchissant de travée.
M_u : Moment fléchissant d'état limite ultime de résistance.
N : Effort normal.
N_u : Effort normal d'état limite ultime de résistance.
P : Poids de propre; périmètre.
Q : Action variable quelconque; facteur de qualité.
R : Coefficient de comportement de la structure.
S : Surface.
T : Effort tranchant.
T_x : Période fondamentale dans le sens x-x.
T_y : Période fondamentale dans le sens y-y.
V : Action sismique, effort horizontale.
W : Poids totale de la structure.
a : Longueur ; distance ; dimension.
b : Largeur.
b₀ : Largeur de la nervure.
b₁ : Largeur de poteau.
c : Enrobage.
d : Hauteur utile.
e : Excentricité ; espacement.
f : Flèche.
f_{bc} : Contrainte caractéristique du béton à la compression.
f_e : Limite élastique d'acier.
f_{tj} : Contrainte caractéristique du béton à la traction.
g : Giron de la marche.
h : Hauteur.
h_e : Hauteur libre.
h' : Hauteur de la zone nodale.
j : Nombre des jours.
l : Longueur ; distance.
l_f : Longueur de flambement.

l_x : La petite dimension du panneau de la dalle.
 l_y : La grande dimension du panneau de la dalle.
 l' : Longueur de la zone nodale.
 l_0 : Longueur libre.
 q_{eq} : Charge linéaire équivalente.
 q : Charge linéaire.
 q_{ser} : Charge linéaire d'état limite de service.
 q_u : Charge linéaire d'état limite ultime de résistance.
 t : Période.
 x : Abscisse.
 y : Ordonnée.
 α : Angle, coefficient sans dimension.
 γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments.
 β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération.
 ε : Coefficient de réponse.
 η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement.
 λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions.
 μ : Moment réduit.
 ν : Coefficient de poisson.
 σ : Contrainte de béton ou d'acier.
 τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement.
 ψ : Coefficient de pondération.
 ξ : Pourcentage d'amortissement critique.
 δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement.
 ϕ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés.

Introduction générale

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaque tectonique, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique.

Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- la sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort.
- Esthétique.

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

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (durée de vie).

Cette mémoire est constituée à 7 chapitres :

- ✓ Le premier chapitre consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition du différent élément et matériaux utilisés.
- ✓ Le deuxième chapitre représente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poutres, les poteaux et les voiles).
- ✓ Le troisième chapitre présente le calcul des éléments non structuraux les planchers et les escaliers, les balcons
- ✓ Le 4^{ème} chapitre présente le calcul des éléments secondaires l'ascenseur.
- ✓ Le 5^{ème} chapitre présente l'étude sismique avec l'utilisation de logiciel ETABS .
- ✓ Le 6^{ème} chapitre présente le ferrailage des portiques (poteaux, poutres, voile).
- ✓ Le 7^{ème} chapitre présente le calcul de l'infrastructure (les fondations).

Chapitre I: Introduction et présentation de projet

I.1. Généralités:

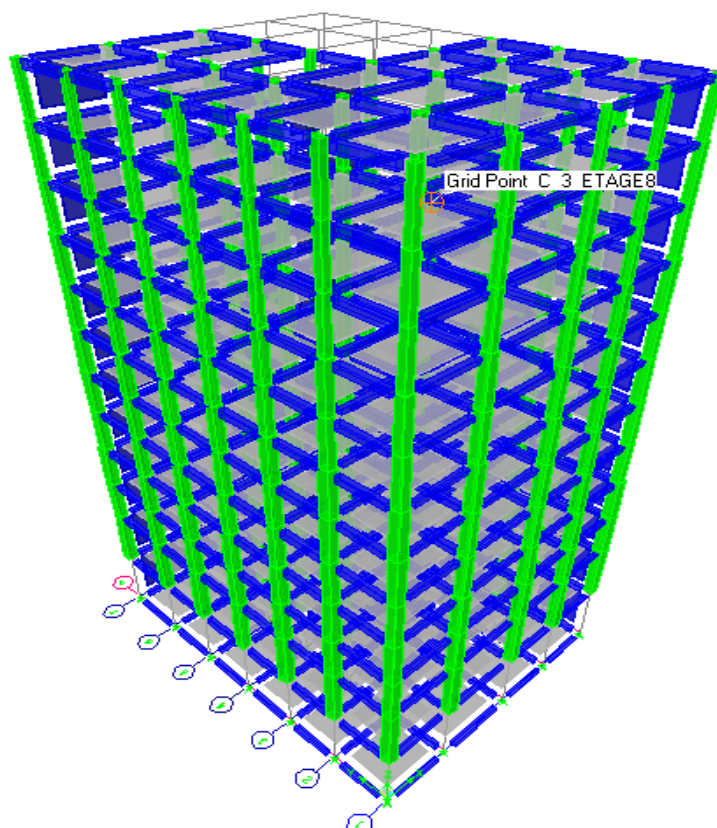
L'étude des structures est une étape clé et un passage obligé dans l'acte de bâtir faire toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment.

Nous sommes honorés de soutenir ce travail afin d'appliquer les connaissances acquises au cours de nos études universitaires, par l'étude d'une ossature d'un bâtiment en **Réez de chaussé + Sous-sol +10**, bi-fonctionnelle qui regroupe commerce et habitation.

Le bâtiment est implanté dans la wilaya de **MASCARA** .Cette région est classée comme étant une zone de moyenne sismicité (**zone II_a groupe 2**) selon la réglementation parasismique algérienne (**RPA99-version 2003**).

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

On a recours au logiciel (**ETABS**) pour le calcul de la structure. Dans Notre travail qui consiste à concevoir une structurale capable de résister aux sollicitations, ensuite à bien transmettre toutes les charges de l'immeuble au sol de fondation et enfin à proposer des méthodes de mise en œuvre des matériaux et des plans d'exécution.



I.2. Présentation de l'ouvrage étudié :

I.2.1. Introduction :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment du projet des 1860 logements du programme de l'agence algérienne du développement du logement (AADL).

Ce bâtiment est implanté dans la wilaya de **MASCARA**. Il est composé d'un seul de 10 niveaux à usage d'habitation et commerciale. Chaque niveau ayant une distribution de 03 logements.

La structure de l'ouvrage à étudier est en portiques mixte voiles-poteaux, ce qui offre un contreventement mixte.

I.2.2. Caractéristiques de la structure :

Les caractéristiques de la structure à étudier sont:

- Longueur en plan **18.20 m**.
- Hauteur totale du bâtiment **23.00 m**.
- Hauteur du **RDC 4.22 m**.
- Hauteur d'étage courant **3.06 m**.

I.2.3. Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le **RPA 99/Version 2003** comme zone de forte sismicité (**zone II_a**).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage **Groupe 2**.
- Le site est considéré comme meuble: catégorie S3
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2$ bars.

La structure du bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation:

a) Régularité en plan :

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{8}{18.20} = 0.43 \geq 0.25 \text{ Non vérifié}$$

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{11.35}{23} = 0.49 \geq 0.25 \text{ Non vérifié}$$

b) Régularité en élévation :

$$\frac{B'}{B} = \frac{18.20}{18.20} = 1 \geq 0.67 \text{ vérifié}$$

$$\frac{B'}{B} = \frac{9.9}{23} = 0.43 \leq 0.67 \text{ Non vérifié}$$

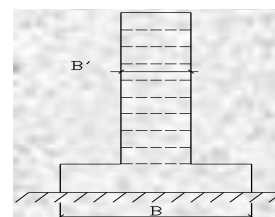
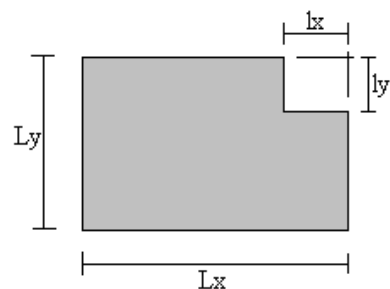


Figure I.1 les dimensions des deux blocs (RPA 99/Version 2003)

Il suffit qu'un critère n'est pas satisfait, pour que le bâtiment soit classé irrégulier.

I.2.4. Hypothèse de calcul :

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa.
- La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818.865$ Mpa.
- $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.195$ Mpa.
- $f_e = 400$ Mpa.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.3.1. Introduction :

Les granulats utilisés dans les travaux de bâtiment et de génie civil doivent répondre à des impératifs de qualité et à des caractéristiques propres à chaque usage. Les matériaux de structure jouent un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes.

Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tels que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.3.2. Béton :

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulat et d'eau respectant des rapports bien définis.

Le béton de ciment présente une résistance à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40MPa, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression.

I.3.2.1. Les compositions du béton :

1. ciment:

Le ciment joue le rôle entre produits employés dans la construction.

La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

2. granulats:

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles .

Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches, la grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

Pierraille :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

I.3.2.2. Dosage de béton :

Le dosage de béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

I.3.2.3. Résistance mécanique du béton :

a. Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm x 32cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par:

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

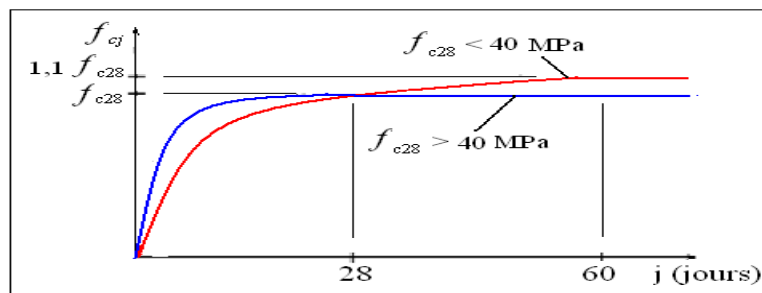


Figure I.2 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton (BAEL 91)

Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ f_{ij} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa.} \end{cases}$$

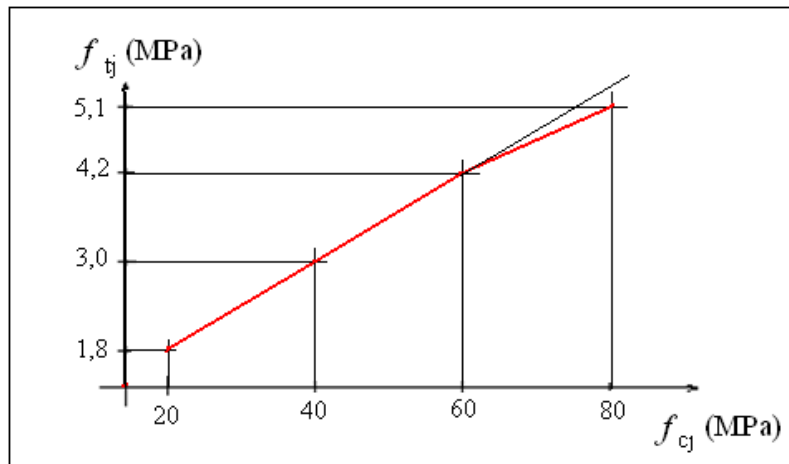


Figure I.3: Evolution de la résistance à la traction f_{ij} en fonction de celle à la compression f_{cj} (BAEL 91)

b. Modules de déformation longitudinale :

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton.

Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané: $E_{ij} = 3E_{vj}$.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$\begin{cases} E_{vj} = 3\,700\sqrt[3]{f_{cj}} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ E_{vj} = 4\,400\sqrt[3]{f_{cj}} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa, sans fumée de silice} \\ E_{vj} = 6\,100(f_{cj}) & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa, avec fumée de silice} \end{cases}$$

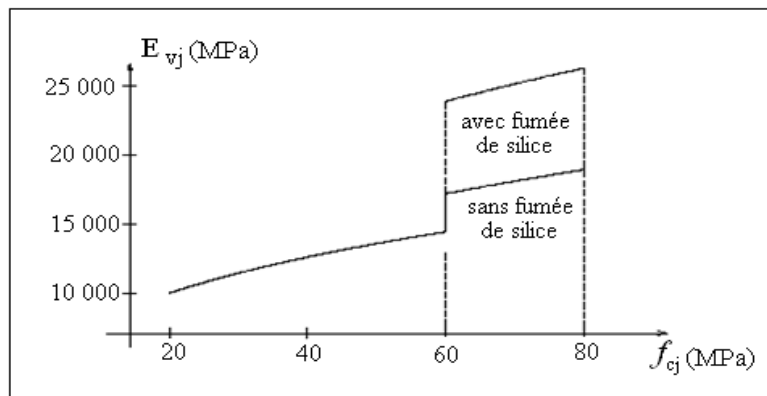


Figure I.4 : Evolution du module de Young différée E_{vj} en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} (BAEL 91)

c. Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'ELS.

d. Contrainte de calcul du béton comprimé :

- Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U) :

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes déformations donné sur la Figure ci-après, avec sur cette figure

- $\epsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$

$$- \epsilon_{bc1} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40\text{Mpa.} \\ (4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40\text{Mpa.} \end{cases}$$

- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Ou :

- le coefficient de sécurité partiel γ_b égale 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

- θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h

$\theta = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h et

$\theta = 0,85$ si la durée est inférieure à 1 h.

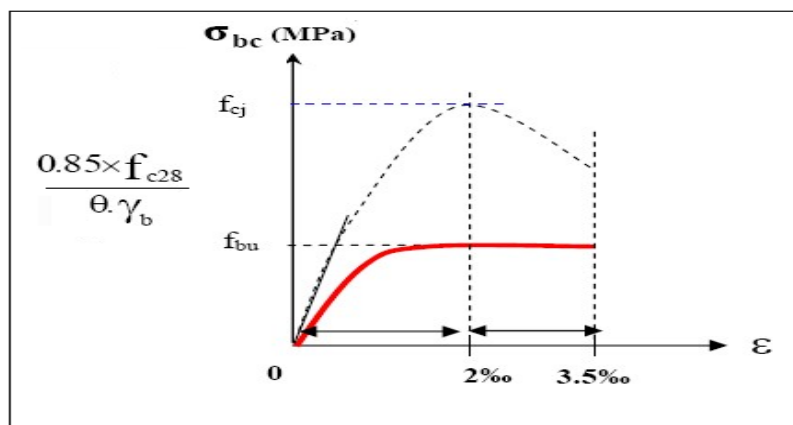


Figure I.5 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU (BAEL 91)

Etat Limite de Service :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue

durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$. La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

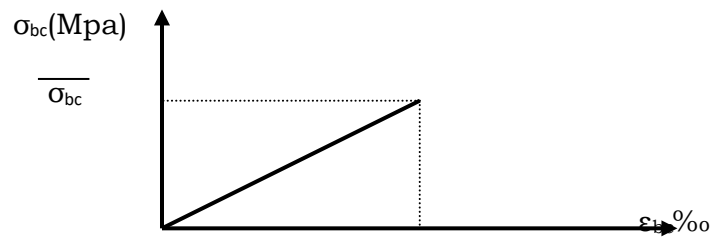


Figure I.6 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS (BAEL 91)

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}.$$

I.3.3. L'Acier :

I.3.3.1. Définition :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

I.3.3.2. Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristique mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie f_e .

Tableau I.1 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie, f_e . (BAEL 91)

Type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E22	215	Emploi courant. Epingles de levage des pièces préfabriquées
	F _e E24	235	
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40	400	Emploi courant.
	F _e E50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F _e TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F _e TE50	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520	

I.3.3.3. Contrainte limite des Aciers :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ϵ .

a. Etat limite ultime :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation.

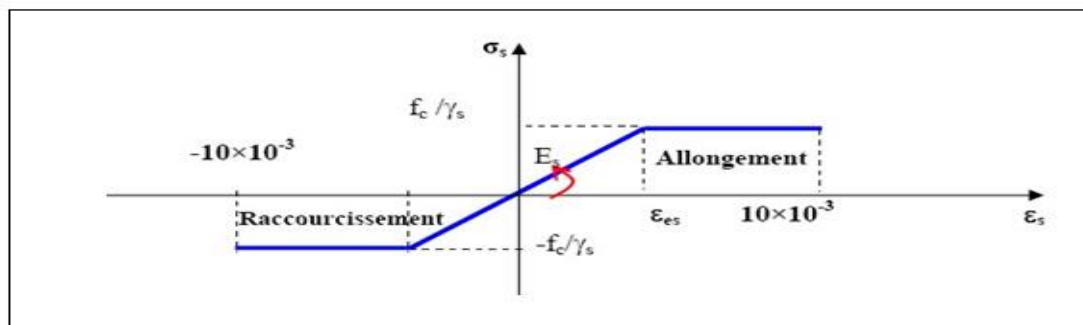


Figure I.7 : Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU (BAEL 91)

Avec :

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

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad E_s = 200000 \text{ Mpa.}$$

γ_s : coefficient de sécurité ($\gamma_s = 1$ cas situation accidentelles; 1.15 cas générale)

$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

b. Etat limite de service :

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation de contraintes
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \max (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \max (0.4f_e ; 88\sqrt{\eta f_{tj}})$.

η : coefficient de fissuration ($\eta = 1$ pour les RL, $\eta = 1.6$ pour les HA).

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction:

Pour le pré dimensionnement, on utilise les règles suivantes:

Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / version 2003.

Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93.

Document Technique Réglementaire.

Charges Permanentes et Charges d'Exploitation DTR.

II.2. Pré dimensionnement:

II.2. 1 Pré dimensionnement des poutres :

Le dimensionnement de la structure est effectué en respectant les conditions ci-après :

Poutres : une poutre est un élément dont les dimensions transversales sont faibles vis-à-vis de la portée.

Principe de calcul : si L est la longueur de la poutre, la hauteur de la poutre doit respecter la condition de la flèche qui est donnée comme suit : $L/15 \leq h_p \leq L/10$

- $\left\{ \begin{array}{l} h_p : \text{la hauteur de la poutre} \\ L : \text{la portée maximale de la poutre (entre axe d'appuis)} \end{array} \right.$

D'après le RPA99/version 2003 les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

- $\left\{ \begin{array}{l} \text{➤ } b \geq 20\text{cm} \\ \text{➤ } h > 30\text{cm} \\ \text{➤ } \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$

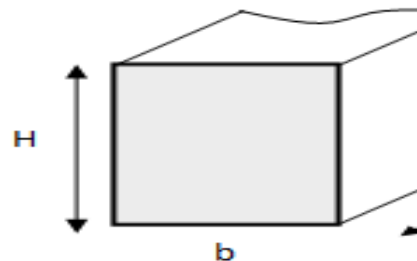


Figure II.1: Section transversale d'une poutre

Tableau II.1 : Pré dimensionnement des poutres.

Types des poutrelles	L max	L/15	L/10	H(cm)	B(cm)
PP	530	35.33	53	45	30
PS	395	26.33	39.5	30	30

II.3- Pré-dimensionnement des planchers:

On distingue deux types de planchers à utiliser :

- Planchers à corps creux.
- Planchers à dalle pleine.

II.3.1- Plancher à corps creux:

Plancher à corps creux est composé d'une dalle de compression et de corps creux, on utilise des planchers à corps creux (corps creux utilisé comme coffrage perdu) qui sont économiques et présentent une bonne isolation thermique et acoustique.

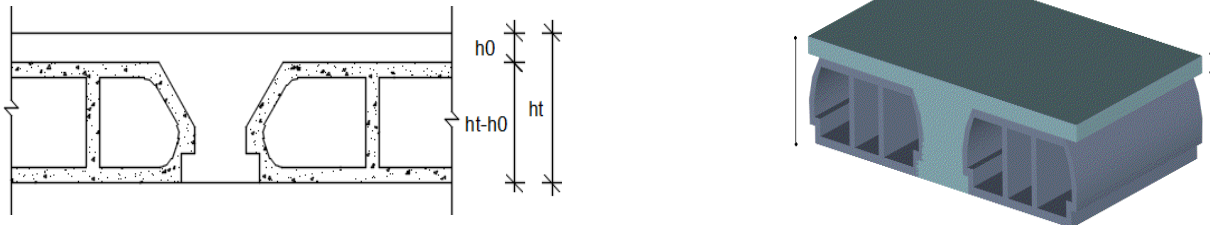


Figure II.2: plancher à corps creux (BAEL91)

Poutrelle :

D'après les règles BAEL91, la longueur de la dalle de compression sera calculée à partir de la plus petite des valeurs suivantes de b1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b1 \geq (Ln - b0) / 2. \\ b1 \geq L/10. \\ b1 \geq (6 \div 8) h0. \end{array} \right.$$

Avec :

Ln : la distance entre axes de nervures ;

L : La portée entre nus d'appuis ;

h0 : La hauteur de la nervure ;

b0 : Epaisseur de la nervure.

$$b0 = (0,3 \div 0,4) h = (0,3 \div 0,4) 20 = (6 \div 8) \text{ cm.}$$

On prend : **b0 = 12 cm**

b1 : doit vérifier les conditions

$$b1 \geq (60-12) / 2 \geq 24 \text{ cm.} \dots\dots\dots Cv$$

$$b1 \geq (530 / 100) \geq 53 \text{ cm.} \dots\dots\dots Cv$$

$$b1 = (6 \div 8) \times 4 \geq (24 \div 32) \text{ cm.}$$

$$b1 = \min (24 ; 53 ; 30) \rightarrow \text{on prend : } \mathbf{b1 = 24 \text{ cm.}}$$

$$b = 2 b1 + b0 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{b = 60 \text{ cm.}}$$

En ajoutant 4 cm de la dalle de compression.

Alors notre dalle est d'épaisseur **ht = (16+4) cm**

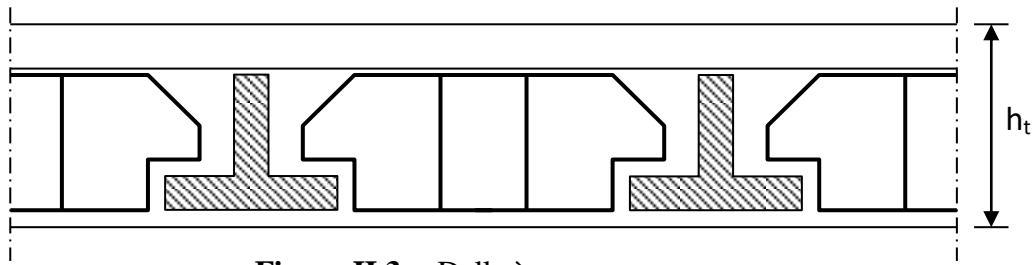


Figure II.3: Dalle à corps creux.

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} h_t = 16 \text{ cm pour la dalle pleine} \\ h_t = 20 \text{ cm pour la dalle en corps creux} \end{array} \right.$

II.3.2. Plancher à Dalle pleine

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2, 3 ou 4 appuis.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

a. Résistance au feu :

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coup de feu

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coup de feu

Alors : **$e = 11 \text{ cm}$**

b. Isolation phonique :

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de **$e = 16 \text{ cm}$**

c. Résistance à la flexion :

• Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$

• Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

Lx : étant la plus petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Dans notre cas les dalles reposant sur 4 appuis ayant une portée Lx égale à 5.3 m

On aura donc : $\frac{5.3}{50} \leq e \leq \frac{5.3}{40} \text{ m}$

$10.6 \text{ cm} \leq e \leq 13.25 \text{ cm}$ donc **$e = 12 \text{ cm}$**

d. Condition de flèche :

La condition à vérifier est la suivante : $f_{\max} \leq L_{\max} / 500$

f_{\max} : La flèche maximum à calculer pour une poutre encastree a ses extrémités.

Le calcul RDM nous donne : $f_{\max} = \frac{5.q.L_x^4}{384.EI}$

$$\frac{5.q.L_x^4}{384.EI} \leq \frac{L_x}{500} \quad \text{Avec : } I = \frac{b.e^3}{12}$$

$$D'où : e \geq \sqrt[3]{\frac{3.10^4 q L_x^3}{384 E b}}$$

Pour ce faire, on considère une bande de dalle de largeur $b = 1$ m. La dalle est supposée encastree à ses deux extrémités. Les charges revenant à celle-ci sont les suivantes :

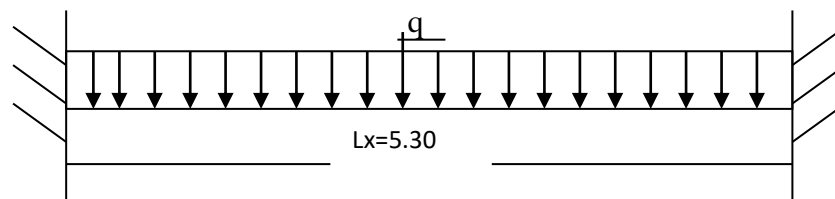


Figure II.4 : charge de la dalle.

Plancher de Sous sol :

$G = 647 \text{ Kg/m}^2$ —————► charge permanente.

$Q = 350 \text{ Kg/m}^2$ —————► charge d'exploitation

Ceci donne $q = 1.35 \times 647 + 1.5 \times 350 = 1398.45 \text{ Kg/ml}$

$E = 30000 \text{ MPa} = 300000 \text{ Kg/cm}^2$

D'ou : $e \geq ((3.104 \times 1398.45 \cdot 10^{-2} \times 5303) / (384 \times 300000 \times 100))^{1/3} = 17.56 \text{ cm}$

On prend $e = 18 \text{ cm}$.

Conclusion :

L'épaisseur à retenir est : $e = \max(11, 12, 16, 18)$

Donc : $e = 20 \text{ cm}$.

II.4. Descente de charges:

II.4.1 Introduction :

La descente de charges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

II.4.2.Descente de charges des dalles:

II.4.2.1- Plancher terrasse inaccessible:

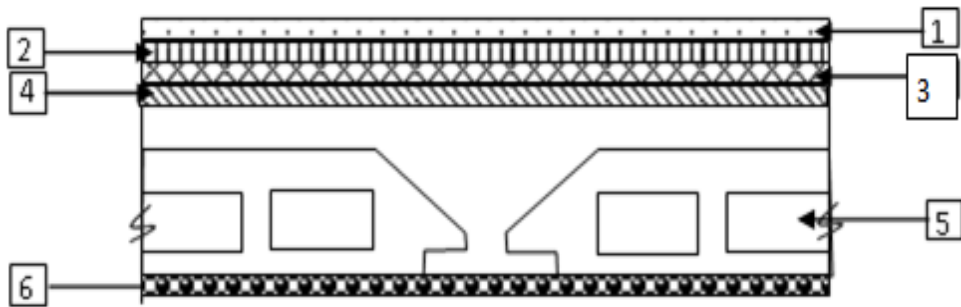


Figure II.5 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible

Surcharge d'exploitation :

Tableau II.2 : Décente de charge du plancher terrasse (DTR BC22)

Matériaux	Épaisseur(m)	$\rho(\text{kg/m}^3)$	$G(\text{kg/m}^2)$
1. Gravier roulé de protection	0.05	1700	85
2. Etanchéité multicouche	0.02	600	12
3. Forme de pente en béton	0.1	2200	220
4. Isolation thermique en liège	0.04	400	16
5. Plancher à Corps creux	16+4	/	280
6. Enduit au ciment	0.02	1800	36
Charges permanentes			$G=673\text{kg/m}^2$

Surcharge d'exploitation :

Terrasse inaccessible $\Rightarrow Q = 100 \text{ daN/m}^2$.

II.4.2.2- Plancher étage courant:

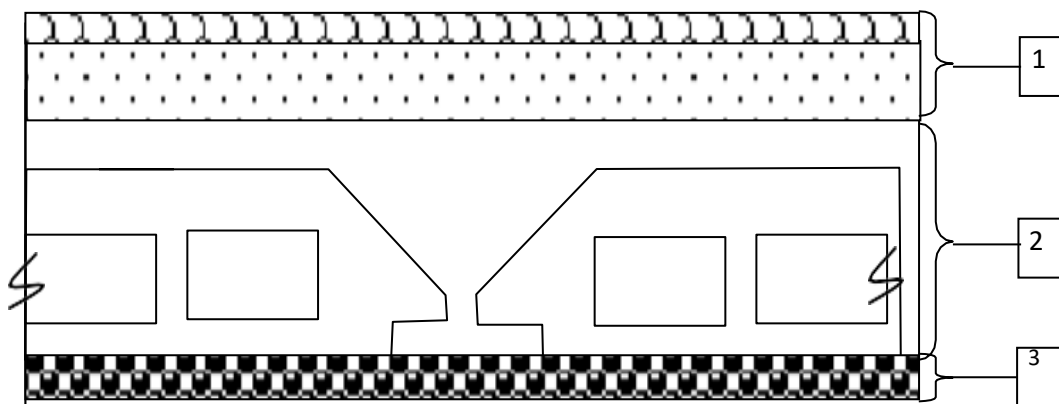


Figure II.6: Coupe transversale du plancher étage courant

Charges permanentes:

Tableau 5 :charges du plancher étage courant

Matériaux	Epaisseur(m)	$\rho(\text{kg/m}^3)$	G(kg/m ²)
1-Carrelage	0.02	2200	44
Mortier de pose		2000	40
sable		1800	36
2-plancher à corps creux	16+4	/	280
3-Enduit au ciment	0.02	1000	36
4-cloisons intérieures	0.1	1000	100
Charges permanentes			G=560kg/m²

Surcharge d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation $\Rightarrow Q = 150 \text{ daN/m}^2$.

II.4.2.3. Dalle pleine du s/sol (plancher du sous sol):

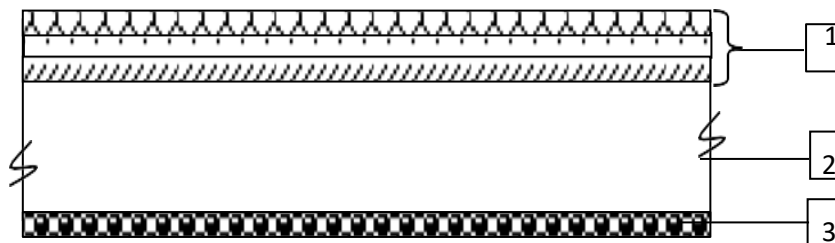


Figure II.7: Coupe transversale du plancher RDC

Charges permanentes:

Tableau II.3 : Charges du plancher sous-sol

Matériaux	Epaisseur(m)	$\rho(\text{kg/m}^3)$	G(kg/)
1-Carrelage	0.02	2200	44
mortier de pose		2000	40
sable		1800	36
2-Dalle pleine en béton Armé	0.16	2500	400
3-Enduit au ciment	0.015	1800	27
4-cloisons intérieures	0.1	1000	100
Charges permanentes			G=647kg/m²

Charges d'exploitation:

Locaux à usage d'habitation $\implies Q = 350 \text{ daN/m}^2$

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs, en béton armé, participant à la reprise des efforts sismiques et les efforts verticaux pour les acheminer vers la base. Les poteaux doivent satisfaire le critère de stabilité au flambement et le critère de résistance.

Loi de dégression :

- Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1} et Q_n les surcharges relatives aux planchers 1, 2, ..., n-1 et n à partir du sommet du bâtiment.

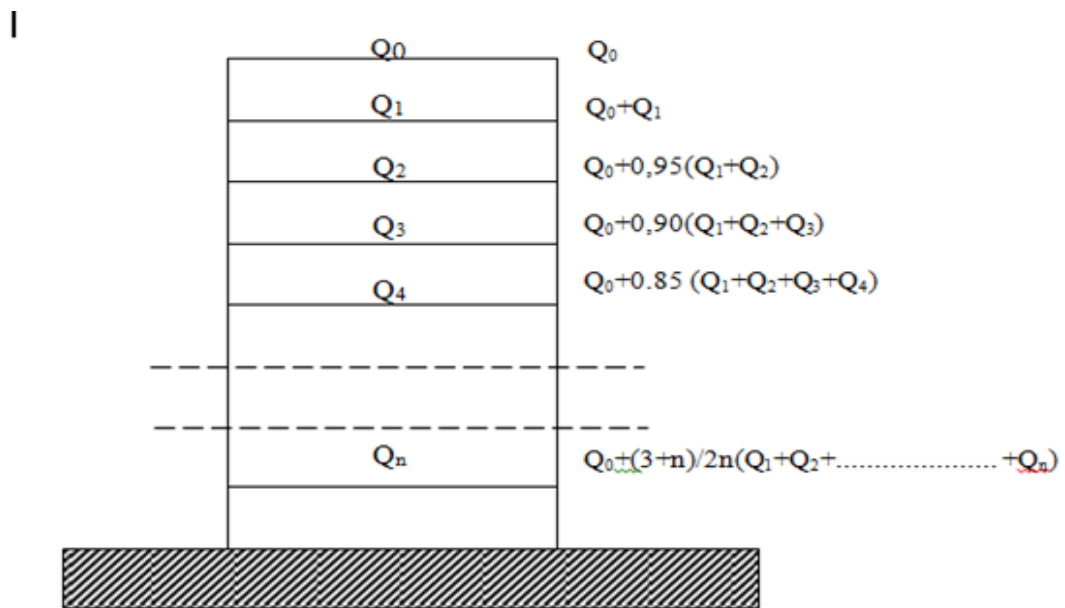


Figure II.8 : Schéma de la loi de dégression(DTR BC 22)

-Critère de résistance : (BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$B_r \geq \frac{K \times \beta \times N_U}{\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{A}{B_r} \right) \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} \dots (1)$$

D'après les règles BAEL 91 on prendra : $A/B_r = 1\%$ soit :

$$B_r \geq \frac{K \times \beta \times N_U}{\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,0085 \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)}$$

B_r : Section réduite obtenue en retirant 1cm d'épaisseur de béton sur toute la périphérie du poteau $B_r = (a - 2).(b - 2)cm^2$ $a \leq b$

θ : facteur de durée d'application des charges $\implies \theta=1$

K: facteur correcteur pour la durée d'application des charges ; les charges étant appliquées généralement après 90 jours $\Rightarrow K=1$

Condition de flambement : $\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots\dots\dots(2)$

On prend $\lambda=35$ pour que toutes les armatures participent à la résistance.

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 = 1,2$$

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$: Contraintes des aciers ($\sigma_s = 348$ MPa)

- σ_{bc} : Résistance de calcul du béton comprimée ($\sigma_{bc}=11,33$ MPa), en introduisant les valeurs dans l'inégalité (1) on trouve : $B_r \geq 0,0077N_U \dots\dots\dots(3)$

- N_U : l'effort normal de compression à l'ELU

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_p$$

N_G : L'effort normal dus à charges permanentes.

N_p : L'effort normal dus aux surcharges d'exploitation, qui sera calculé par la loi de dégression des surcharges d'exploitation.

Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- Min (a,b) \geq 25cm.....(zone IIa)
- Min (a,b) \geq (he/20)
- (1/4) < (a/b) < 4

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous terrasse

Niveau 11 : $P_0 = Q_0 = 1\text{kN/m}^2 = 1.5 \text{ kN/m}^2$

Niveau 10 : $P_1 = Q_0 + Q_1 = (1+1,50) \text{ kN/m}^2 = 2.5 \text{ kN/m}^2$

Niveau 09 : $P_2 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 1 + 0.95(2 \times 1,50) = 3.85 \text{ kN/m}^2$

Niveau 08: $P_3 = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 1 + 0.90(3 \times 1,50) = 5.55 \text{ kN/m}^2$

Niveau 07: $P_4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 1 + 0.85(4 \times 1,50) = 6.10 \text{ kN/m}^2$

Niveau 06: $P_5 = Q_0 + 0.80(Q_1 + \dots + Q_5) = 1 + 0.80(5 \times 1,50) = 7 \text{ kN/m}^2$

Niveau 05 : $P_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6) = 1 + 0.75(6 \times 1,50) = 7.75 \text{ kN/m}^2$

Niveau 04: $P_7 = Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7) = 1 + 0.714(7 \times 1,50) = 8.455 \text{ kN/m}^2$

Niveau 03: $P_8 = Q_0 + 0,6875(Q_1 + \dots + Q_8) = 1 + 0.6875(8 \times 1,50) = 9,25 \text{ kN/m}^2$

Niveau 02: $P_9 = Q_0 + 0,6666(Q_1 + \dots + Q_9) = 1 + 0.6666(9 \times 1,50) = 10 \text{ kN/m}^2$

Niveau 01: $P_{10} = Q_0 + 0,65(Q_1 + \dots + Q_9) = (10 \times 1,50) = 10.75 \text{ kN/m}^2$

Niveau RDC: $P11 = Q0 + 0,6363(Q1+...+Q10) = 1+0.6363((10 \times 1,50)+2.5) = 12,3 \text{ kN/m}^2$

Niveau SSOL : $P12 = Q0 + 0,625(Q1+.....+Q11) = (12 \times 1,50) \text{ daN/m}^2 = 14.12 \text{ kN/m}^2$

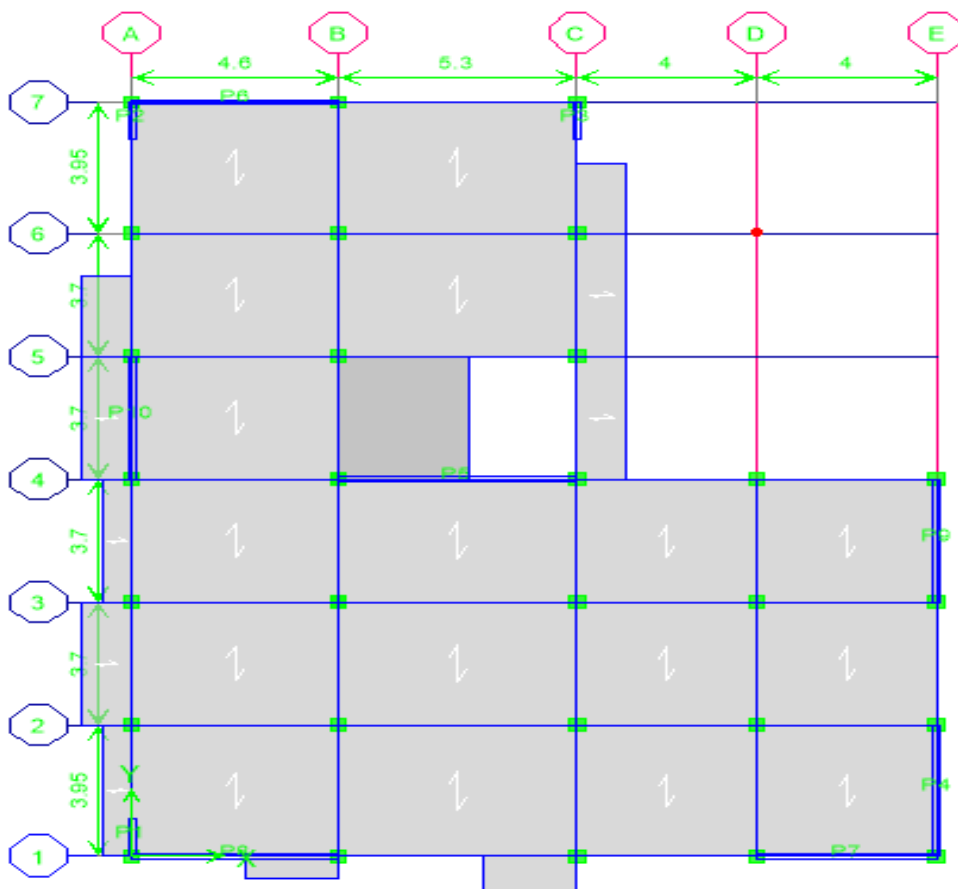


Figure II.9 : Schéma de la loi de dégression

Calcul des surfaces revenant à chaque poteau :

Tableau II.4: Surface offerte aux poteaux de rive et d'angle et poteaux centraux.

Poteaux d'angle	Surfaces (m ²)	Poteaux centraux	Surfaces (m ²)	Poteaux de rive	Surfaces (m ²)
1	6.71	9	18.93	2	12.11
7	5.92	10	18.31	3	11.74
19	2.22	13	18.93	4	10.84
21	6.71	16	17.78	5	9.64
29	3.95	17	17.20	6	9.94
32	3.70	23	15.30	8	10.74
		24	14.8	11	13.41
				12	13.41
				14	9.77
				15	11.53
				20	12.48
				22	9.11
				25	11.42
				30	7.65
				31	7.40

Majoration des surfaces:

Les poteaux ayant des surfaces offertes différentes, on prendra la valeur la plus importante correspondante à chaque niveau.

Les poteaux centraux: $S_1 = 18.93 \times 1,1 = \mathbf{20.82 \text{ m}^2}$.

Les poteaux de rive: $S_2 = 13.41 \times 1 = \mathbf{13.41 \text{ m}^2}$.

Les poteaux d'angle: $S_3 = 6.72 \times 1 = \mathbf{6.72 \text{ m}^2}$.

Exemple de calcul (poteau central) :

- Surface afférente du poteau :

Pour le pré dimensionnement des poteaux de notre structure on prendra le poteau le plus chargé :

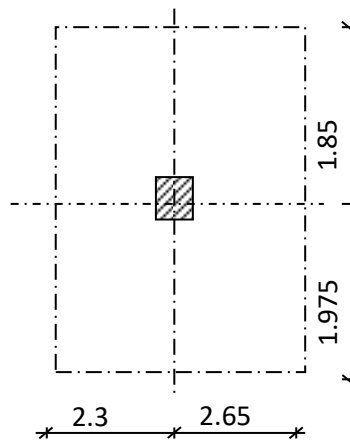


Figure II.10: Surface afférente du poteau 9

La surface afférente est : $S_{aff} = (4,65) \times (3,825) = \mathbf{17.78 \text{ m}^2}$.

Poids propre des poutres principales et secondaires :

$P_{pp} = 25 \times 0.45 \times 0.30 = \mathbf{3,375 \text{ kN/mL}}$

$P_{ps} = 25 \times 0.30 \times 0.30 = \mathbf{2,25 \text{ kN/mL}}$

La longueur afférente de la poutre principale : $L_{aff} (p.p) = \mathbf{4,65 \text{ m}}$

Les longueurs afférentes des poutres secondaires : $L_{aff} (p.s) = \mathbf{3,825 \text{ m}}$

Poids total des poutres principales et secondaires :

$P_t = P_{pp} + P_{ps} = (3,375 \times 4,65) + (2,25 \times 3,825) = \mathbf{24.3 \text{ kN}}$

$N_p = 1,35 \times P_t \times n$ Avec $n = \text{Nombre d'étage}$

$N_p = 1.35 \times 2430 \times 12 = \mathbf{N_p = 39366 \text{ daN}}$

Poids propre de plancher :

$G \text{ cumulé} = \mathbf{75.67 \text{ kN/m}^2}$

$P \text{ cumulé} = \mathbf{13.5 \text{ kN/m}^2}$

$N_{plancher} = (1.35 \times G_{cumulé} + 1.5 \times P_{cumulé}) \times S_{aff}$

$$N_{\text{plancher}} = [(1.35 \times 75.67) + (1.5 \times 13.5)] \times 17.78 \quad \Longrightarrow \quad N_{\text{plancher}} = 2176.35 \text{ kN}$$

$$N_u = 1.15 \times P_u = 1.15 (N_{\text{plancher}} + NP)$$

$$N_u = 1.15 (2176.35 + 39366) \quad \Longrightarrow \quad N_u = 47773.70 \text{ kN.}$$

$$Br \geq 0.00653 N_u \quad \Longrightarrow \quad Br \geq 311.96$$

Calcul des charges revenant aux poteaux :

Poteaux centraux : P9

- Terrasse :

$$\text{Plancher} \dots\dots\dots 0,673 \times 20.82 = 14.01 \text{ t}$$

$$\text{Poutre} \dots\dots\dots (4.95 \times 0,45 \times 0,3 + 3,82 \times 0,3 \times 0,3) \times 2,5 = 2.53 \text{ t}$$

$$\mathbf{G = 16.54 \text{ t.}}$$

- Etage courant :

$$\text{Plancher} \dots\dots\dots 0,560 \times 20.82 = 11.65 \text{ t}$$

$$\text{Poutre} \dots\dots\dots (4.95 \times 0,45 \times 0,3 + 3.82 \times 0,3 \times 0,3) \times 2,5 = 2.53 \text{ t}$$

$$\mathbf{G = 14.18 \text{ t.}}$$

Poteaux de rive : P12

- Terrasse : (S = 13.41 m²)

$$\text{Plancher} \dots\dots\dots 0,673 \times 13.41 = 9.02 \text{ t}$$

$$\text{Poutre} \dots\dots\dots (4.95 \times 0,45 \times 0,3 + 3,7 \times 0,3 \times 0,3) \times 2,5 = 2.50 \text{ t}$$

$$\mathbf{G = 11.52 \text{ t.}}$$

- Etage courant : (S = 13.41 m²)

$$\text{Plancher} \dots\dots\dots 0,560 \times 13.41 = 7.50 \text{ t}$$

$$\text{Poutre} \dots\dots\dots (4.95 \times 0,45 \times 0,3 + 3,7 \times 0,3 \times 0,3) \times 2,5 = 2.50 \text{ t}$$

$$\mathbf{G = 10 \text{ t}}$$

Poteaux d'angle: P21

- Terrasse : (S = 6.72 m²)

$$\text{Plancher} \dots\dots\dots 0,673 \times 6.72 = 4.52 \text{ t}$$

$$\text{Poutre} \dots\dots\dots (2.95 \times 0,45 \times 0,3 + 1.97 \times 0,3 \times 0,3) \times 2,5 = 1.44 \text{ t}$$

$$\text{Acrotère} \dots\dots\dots 0,18 \times (3.1 + 2.27) \times 0,6 = 0,58 \text{ t}$$

$$\mathbf{G = 6.54 \text{ t.}}$$

- Etage Courant : (S = 6.72 m²)

$$\text{Plancher} \dots\dots\dots 0,560 \times 6.72 = 3.76 \text{ t}$$

$$\text{Poutre} \dots\dots\dots (2.95 \times 0,45 \times 0,3 + 1.97 \times 0,3 \times 0,3) \times 2,5 = 1.44 \text{ t}$$

$$\text{Cloisons extérieures} \dots\dots\dots 0,12 \times 5.6 \times 4.5 = 3.02 \text{ t}$$

$$\mathbf{G = 8.22 \text{ t}}$$

Poteaux centraux :

Tableau II.5 : les sections des poteaux centraux

Niveau	G(t)	NG(t)	Q (t)	NQ (t)	Nu(t)	Br (m ²)	B (cm ²)
10	16.54	16.54	0.1	0.1	22.479	0.147	30X30
9	14.18	30.72	0.25	0.35	41.997	0.275	35X35
8	14.18	44.9	0.385	0.735	61.7175	0.404	35X35
7	14.18	59.08	0.505	1.24	81.618	0.534	40X40
6	14.18	73.28	0.610	1.85	101.703	0.666	40X40
5	14.18	87.44	0.7	2.55	121.869	0.798	45X45
4	14.18	101.62	0.775	3.325	142.175	0.931	45X45
3	14.18	115.8	0.845	4.17	162.585	1.065	45X45
2	14.18	129.98	0.925	5.09	183.108	1.200	50X50
1	14.18	144.16	1	6.09	203.751	1.335	50X50
RDC	14.18	158.34	1.15	7.24	224.619	1.47	55X55

Poteaux d'angle :

Tableau II.6: les sections des poteaux d'angle

Niveau	G(t)	NG(t)	Q (t)	NQ (t)	Nu(t)	Br (m ²)	B (cm ²)
10	6.54	6.54	0.1	0.1	8.979	0.059	35X35
9	8.22	14.76	0.25	0.35	20.451	0.13	40X40
8	8.22	22.98	0.385	0.735	32.1255	0.21	40X40
7	8.22	31.2	0.505	1.24	43.98	0.29	50X50
6	8.22	39.42	0.610	1.85	55.992	0.37	50X50
5	8.22	47.64	0.7	2.55	68.139	0.45	55X55
4	8.22	55.86	0.775	3.325	80.3985	0.53	55X55
3	8.22	64.08	0.845	4.17	92.763	0.61	55X55
2	8.22	72.3	0.925	5.09	105.24	0.69	60X60
1	8.22	80.52	1	6.09	117.837	0.77	60X60
RDC	8.22	88.74	1.075	7.165	130.546	0.86	60X60

Poteaux de rive :

Tableau II.7 : les sections des poteaux rives

Niveau	G(t)	NG(t)	Q (t)	NQ (t)	Nu(t)	Br (m ²)	B (cm ²)
10	11.52	11.52	0.1	0.1	15.702	0.10	35X35
9	10	21.52	0.25	0.35	29.577	0.19	40X40
8	10	31.52	0.385	0.735	43.6545	0.29	40X40
7	10	41.52	0.505	1.24	57.912	0.38	45X45
6	10	51.52	0.610	1.85	72.327	0.47	45X45
5	10	61.52	0.7	2.55	86.877	0.57	45X45
4	10	71.52	0.775	3.325	101.54	0.67	50X50
3	10	81.52	0.845	4.17	116.307	0.76	50X50
2	10	91.52	0.925	5.09	131.187	0.86	50X50
1	10	101.52	1	6.09	146.187	0.96	55X55
RDC	10	111.52	1.075	7.165	161.412	1.06	55X55

II.6. Pré - dimensionnement des voiles :

II.6.1. Voile de contreventement : selon le (RPA 99/V2003; Article 7.7.1)

- L'épaisseur "a" du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm
- De plus, l'épaisseur doit être en fonction de la hauteur libre d'étage "h_e" et des conditions de rigidité aux extrémités

$$\left\{ \begin{array}{l} a \geq \frac{h_e}{25} \\ a \geq \frac{h_e}{22} \\ a \geq \frac{h_e}{20} \end{array} \right.$$

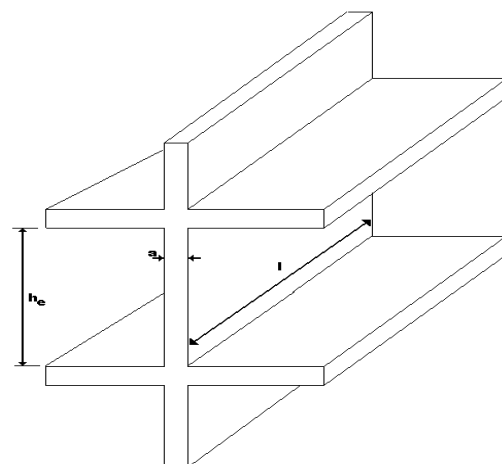


Figure II.11 : Coupe de voile en élévations

Remarque :

Les deux cas premiers ne sont pas recommandés dans notre cas. Donc on admet le dernier cas

$$a \geq \frac{450}{20} \implies a \geq 22.5$$

Donc; on adoptera : **a = 25 cm**

Voiles périphériques :

C'est un élément d'infrastructure, continu entre le niveau de la structure et le niveau de fondation, on adoptera : **a = 15 cm**

Voiles d'ascenseur :

Pour les cages d'ascenseur, on adoptera une épaisseur : a = 15 cm.

Chapitre III :

Etude des éléments non

structuraux

III.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales. Les planchers qu'on a utilisés sont :

Corps creux du type (16+4) pour tous les niveaux (Habitation et service).

III.2. Plancher à corps creux :

III.2.1. Etudes des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

Tableau III.1: Dimensions de la poutrelle 1

h_t	20 cm	b_0	12cm
h_0	4 cm	b_1	24 cm
h_1	16 cm	B	60 cm

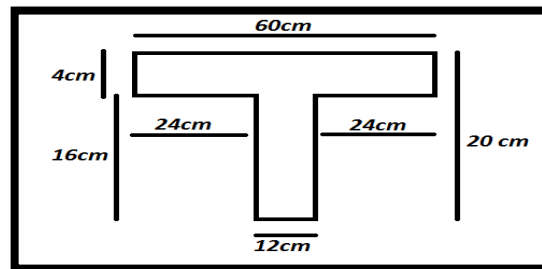


Figure III.1 : Schéma de poutrelle

Ferrailage de la dalle de compression :

Les hourdis coulés en place sur les entre vous doivent comporter un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser : (BAEL 91/B, 6, 8, 428)

- ❖ 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles et
- ❖ et 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections de ces armatures doivent satisfaites aux conditions suivantes :

- Si : $Ln \leq 50cm$ alors $A_{\perp} = \frac{200}{f_e} (cm^2/ml)$ f_e : en [MR].
- Si : $50 \leq Ln \leq 80 cm$ alors $A_{\perp} = \frac{200}{f_e} \times 0,02Ln = 4 \frac{Ln}{f_e} (cm^2/ml)$
- Les armatures parallèles aux nervures, doivent avoir une section : $A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} (cm^2/ml)$

Avec :

Ln : Entre axes des nervures.

f_e : Limite d'élasticité en [Mpa]

Armatures perpendiculaires aux nervures :

On a : $50 \leq Ln = 60cm \leq 80cm \Rightarrow A_{\perp} \geq 4 \frac{Ln}{f_e}$

On prendra $\phi = 60\text{mm} \Rightarrow fe = 520\text{MR}$, $\Rightarrow A_{\perp} \geq 4 \cdot \frac{60}{520} = 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$5\phi 6 / \text{ml} \rightarrow A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

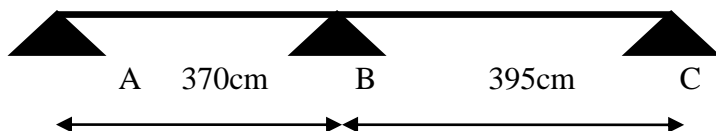
$$A_{\parallel} \geq \frac{1,41}{2} = 0,70 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 5\phi 6 \rightarrow A_{\parallel} = 1,41 \text{ cm}^2 (\text{e} = 20 \text{ cm})$$

Choix : on adoptera un T.S $\phi 6$ de mailles $(20 \times 20) \text{ cm}^2$.

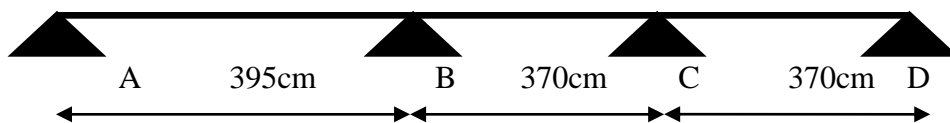
III.2.2. Les Types des poutrelles :

Vu la disposition des poutrelles, nous distinguons trois types :

➤ Type 01 :



➤ Type 2 :



Type 3 :

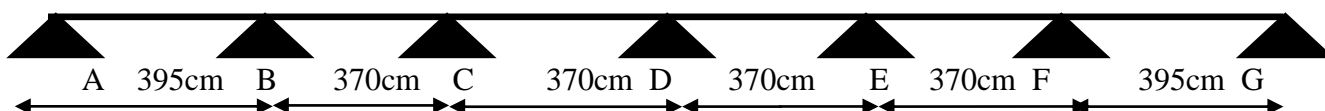


Figure III.2 : Différents types des poutrelles.

III.2.3. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

À L'ELU : $P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$ et $q_u = 0,60 \times p_u$

À L'ELS : $P_{ser} = G + Q$ et $q_{ser} = 0,60 \times P_{ser}$

▪ **Plancher terrasse :**

E.L.U :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot 0,6 = [(1,35 \times 6,73) + (1,5 \times 1) \times 0,6] = \mathbf{6,78 \text{ KN/ml}}$$

E.L.S:

$$q_s = (G + Q) \cdot 0,6 = (6,73 + 1) \times 0,6 = \mathbf{4,86 \text{ KN/ml}}$$

▪ **Plancher étage courant :**

E.L.U :

$$q_u = [(1,35 \times 5,60) + (1,5 \times 2,50) \times 0,6] = \mathbf{6.786 \text{ KN/ml}}$$

E.L.S :

$$q_s = (G + Q). 0,6 = (4,91 + 2,50) \times 0,6 = \mathbf{4.86 \text{ KN/ml}}$$

Tableau III.2 : Charges supportées par les poutrelles.

Niveau du plancher	Charges		Combinaison fondamentales	
	G(KN/m ²)	Q(KN/m)	ELU(KN/m ²)	ELS(KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	6.73	1,00	6.80	4,94
Plancher étage courant	5.60	2,50	6.786	4.86

III.2.4. Méthode de calcul :

Méthode forfaitaire :

Pour appliquer cette méthode, il faut vérifier certaines conditions, selon le B.A.E.L 91 modifié 99 :

- La charge d'exploitation : $Q \leq \max(2G; 5000N / m^2) \rightarrow \mathbf{C.V ?}$
 - Plancher terrasse $\rightarrow Q=1500 \text{ N/m}^2 \leq 5000 \text{ N/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$
 - Plancher étage courant $\rightarrow Q=2500 \text{ N/m}^2 \leq 5000 \text{ N/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$
- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différents travées en continuité.
- Le rapport des travées vérifie la condition.

- Plancher terrasse : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{370}{395} = 0.93 \leq 1.25 \Rightarrow \mathbf{C. V \text{ TYPE (1)}}$

- Plancher étage courant : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{395}{370} = 1.06 \leq 1.25 \Rightarrow \mathbf{C. V \text{ TYPE (2)}}$

- Plancher RDC : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{395}{370} = 1.06 \leq 1.25 \Rightarrow \mathbf{C. V \text{ TYPE (3)}}$

- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Donc la méthode de forfaitaire est applicable pour tous les types de poutrelles.

Le principe de calcule :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2,50}{2,50+5,60} \longrightarrow \alpha = \mathbf{0,31}$$

Formule générale :

$$M_t \geq \max(1,05M_0, 1 + 0,3\alpha) - \frac{M_w + M_e}{2}$$

Travée de rive : $M_t + \left[\frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right] \cdot M_0$

Travée intermédiaire : $M_t \geq \left[\frac{1+0,3\alpha}{2} \right] \cdot M_0$

M_t : Moment maximal dans la travée continue.

M_0 : Moment maximal dans la travée de référence.

M_w, M_e : Moment sur l'appui de gauche et l'appui de droite.

Détermination des efforts tranchants en appuis :

L'effort tranchant est maximum au niveau des appuis, il est donné par les égalités suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \\ V_e = -\frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \end{array} \right.$$

III.2.5. Exemple de calcul :

➤ **Type 1 :**

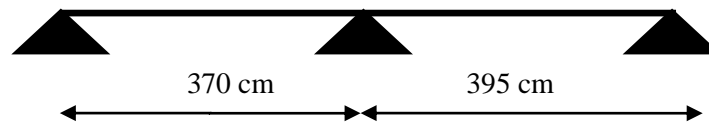


Figure III.3 : Schéma statique de poutrelle type 01.

À L'ELU

$$q_u = 6.80 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0u} = q_u \frac{l^2}{8}$$

$$M_{01} = 6.80 \times \frac{3,70^2}{8} = 11.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = 6.80 \times \frac{3,95^2}{8} = 13.26 \text{ KN.m}$$

Les moments en appuis :

$$M_E = -0,2M_{01} = -2.33 \text{ KN/m}$$

$$M_F = -0,6\max(M_{01}; M_{02}) = -7.96 \text{ KN/m}$$

$$M_G = -0,2M_{02} = -2.65 \text{ KN/m}$$

Tbleau.III.3 : Les moments en appuis

Appuis	E	F	G
(KN.ml)	2.33	7.96	2.65

Les moments en travées:

$$M_t \geq \max \begin{cases} M_t \geq \max (1,05M_0, 1+0,3\alpha) - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t + \left[\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right] \cdot M_0 \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \\ M_t \geq \left[\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right] \cdot M_0 \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$$

Travée EF :

$$\text{Max} \begin{cases} M_t \geq \max ((1 + 0,3\alpha); 1,05)M_0 - \frac{M_e + M_w}{2} \\ M_t \geq (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} M_t \geq 0,67M_0 \\ M_t \geq 0,64M_0 \end{cases} \Rightarrow \text{On prend : } M_{tEF} = 0,67M_0$$

$M_{tEF} = 0.67 \times 11.64 = \mathbf{7.80 \text{ KN.ml}}$

Travée FG :

$$\text{Max} \begin{cases} M_t \geq \max ((1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0) - \frac{M_e + M_w}{2} \\ M_t \geq (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} M_t \geq 0,67M_0 \\ M_t \geq 0,64M_0 \end{cases} \Rightarrow \text{On prend : } M_{tFG} = 0,67M_0$$

$M_{tFG} = 0.67 \times 13.26 = \mathbf{8.89 \text{ KN.ml}}$

Tableau.III.4 : Les moments en travées

Travées	EF	FG
Mt (KN. m)	7.80	8.89

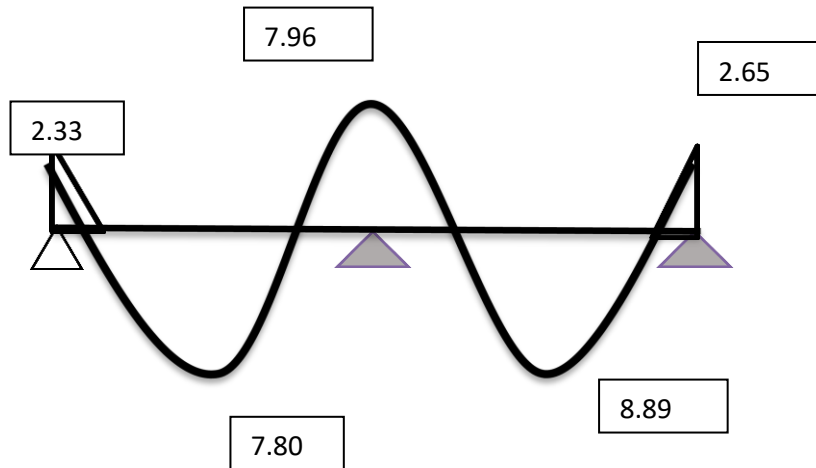


Figure : III .4. Diagrammes des moments fléchissant

Calcul des efforts tranchants :

1. Travée EF :

$$V_w = \frac{q_u \cdot l_{EF}}{2} + \frac{M_w - M_e}{l_{EF}} = \frac{6.80 \times 3,70}{2} + \frac{2.33 - 7.96}{3,70} = \mathbf{11.05 \text{ KN}}$$

$$V_e = -\frac{q_u \cdot l_{EF}}{2} + \frac{M_w - M_e}{l_{EF}} = -\frac{6.80 \times 3,70}{2} + \frac{2.33 - 7.96}{3,70} = \mathbf{-14.10 \text{ KN}}$$

2. Travée FG :

$$V_w = \frac{q_u \cdot l_{FG}}{2} + \frac{M_w - M_e}{l_{FG}} = \frac{6.80 \times 3,95}{2} + \frac{7.96 - 2.65}{3,95} = \mathbf{14.77 \text{ KN}}$$

$$V_e = -\frac{q_u \cdot l_{FG}}{2} + \frac{M_w - M_e}{l_{FG}} = -\frac{6.80 \times 3,95}{2} + \frac{7.96 - 2.65}{3,95} = \mathbf{-12.08 \text{ KN}}$$

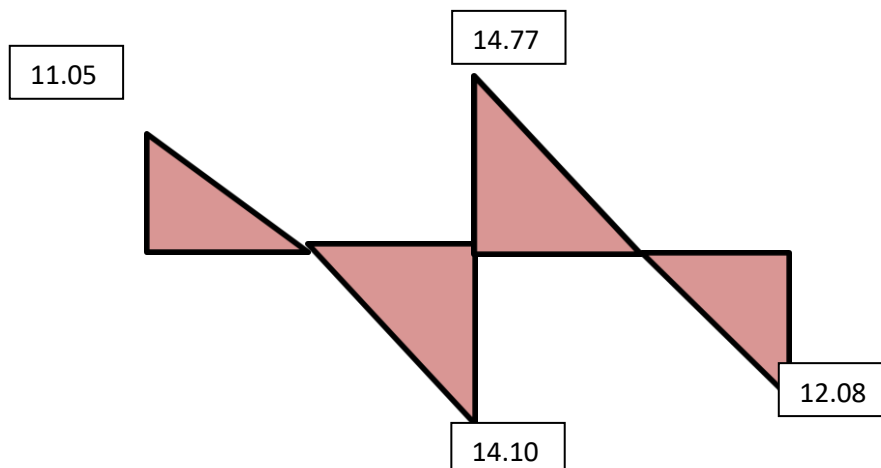


Figure : III. 5. Diagramme l'effort tranchant

À L'ELS

$$q_{ser} = 4.94 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{ou} = q_{ser} \frac{l^2}{8}$$

$$M_{o1} = 4.94 \times \frac{3,70^2}{8} = 8.45 \text{ KN. m}$$

$$M_{o2} = 4.94 \times \frac{3,95^2}{8} = 9.63 \text{ KN. m}$$

Les moments en appuis :

$$M_E = -0,2M_{o1} = -1.69 \text{ KN. m}$$

$$M_F = -0,6\max(M_{o1}; M_{o2}) = -5.77 \text{ KN. m}$$

$$M_G = -0,2M_{o2} = -1.92 \text{ KN. m}$$

Tableau .III.5 : Les moments en appuis

Appuis	E	F	G
(KN.ml)	1.69	5.77	1.92

Les moments en travées

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max (1,05M_0, 1+0,3\alpha) - \frac{Mw + Me}{2} \\ M_t + \left[\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right] . M_0 \quad \text{Travée de rive} \\ M_t \geq \left[\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right] . M_0 \quad \text{Travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

Travée EF :

$$\max \begin{cases} M_t \geq \max((1 + 0,3\alpha); 1,05)M_0 - \frac{M_e + M_w}{2} \\ M_t \geq (1 + 0,3\alpha)\frac{M_0}{2} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} M_t \geq 0,67M_0 \\ M_t \geq 0,64M_0 \end{cases} \Rightarrow \text{On prend : } M_{tEF} = 0,67M_0$$

$$M_{tEF} = 0.67 \times 8.45 = \mathbf{5.66 \text{ KN.ml}}$$

Travée FG :

$$\max \begin{cases} M_t \geq \max((1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0) - \frac{M_e + M_w}{2} \\ M_t \geq (1 + 0,3\alpha)\frac{M_0}{2} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} M_t \geq 0,67M_0 \\ M_t \geq 0,64M_0 \end{cases} \Rightarrow \text{On prend : } M_{tFG} = 0,67M_0$$

$$M_{tFG} = 0.67 \times 9.63 = \mathbf{6.45 \text{ KN.ml}}$$

Tableau.III.6 : Les moments en travées

Travées	EF	FG
Mt (KN.m)	5.66	6.45

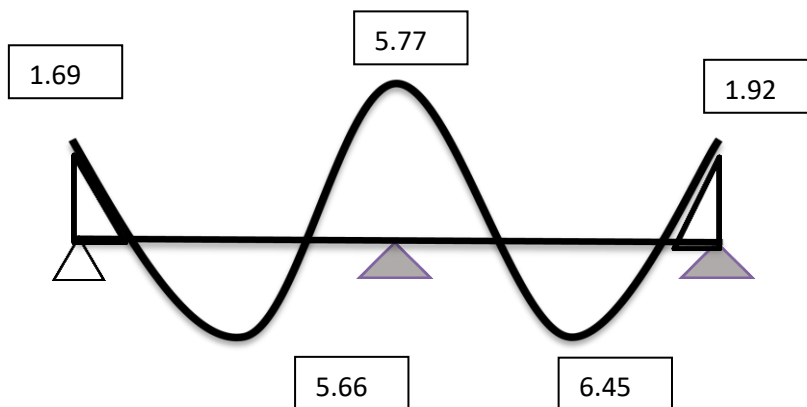


Figure : III.6. Diagrammes des moments

Calcul des efforts tranchants :

1. Travée EF :

$$V_w = \frac{q_u \cdot l_{EF}}{2} + \frac{M_w - M_e}{l_{EF}} = \frac{4.94 \times 3,70}{2} + \frac{1.69 - 5.77}{3,70} = 8.03 \text{ KN}$$

$$V_e = -\frac{q_u \cdot l_{EF}}{2} + \frac{M_w - M_e}{l_{EF}} = -\frac{4.94 \times 3,70}{2} + \frac{1.69 - 5.77}{3,70} = -10.24 \text{ KN}$$

2. Travée FG :

$$V_w = \frac{q_u \cdot l_{FG}}{2} + \frac{M_w - M_e}{l_{FG}} = \frac{4.94 \times 3,95}{2} + \frac{5.77 - 1.92}{3,95} = 10.73 \text{ KN}$$

$$V_e = -\frac{q_u \cdot l_{FG}}{2} + \frac{M_w - M_e}{l_{FG}} = -\frac{4.94 \times 3,95}{2} + \frac{5.77 - 1.92}{3,95} = -8.78 \text{ KN}$$

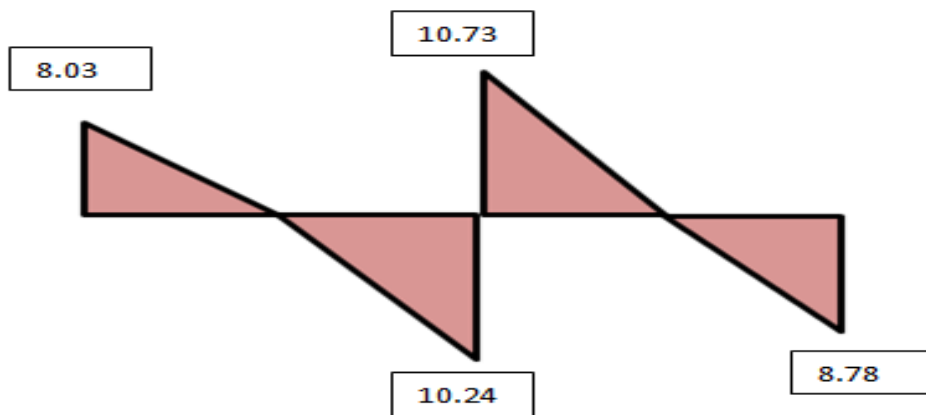
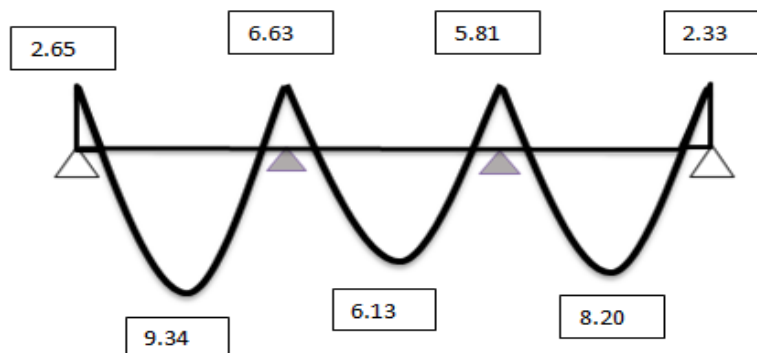


Figure : III .7. Diagramme l'effort tranchant

Diagramme des types 2 et 3 :



ELU :

Figure : III .8. Diagramme des moments

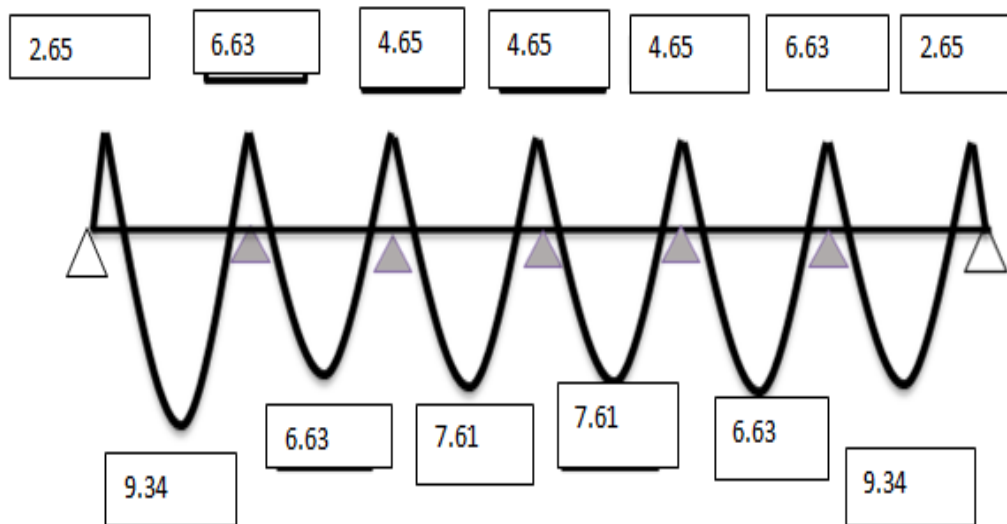


Figure : III. 9. Diagramme des moments fléchissant

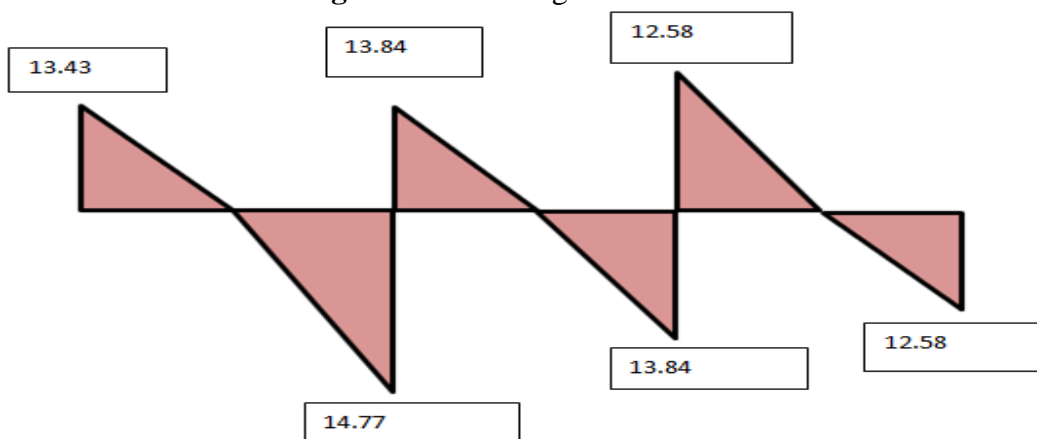


Figure : III.10. Diagramme de l'effort tranchant

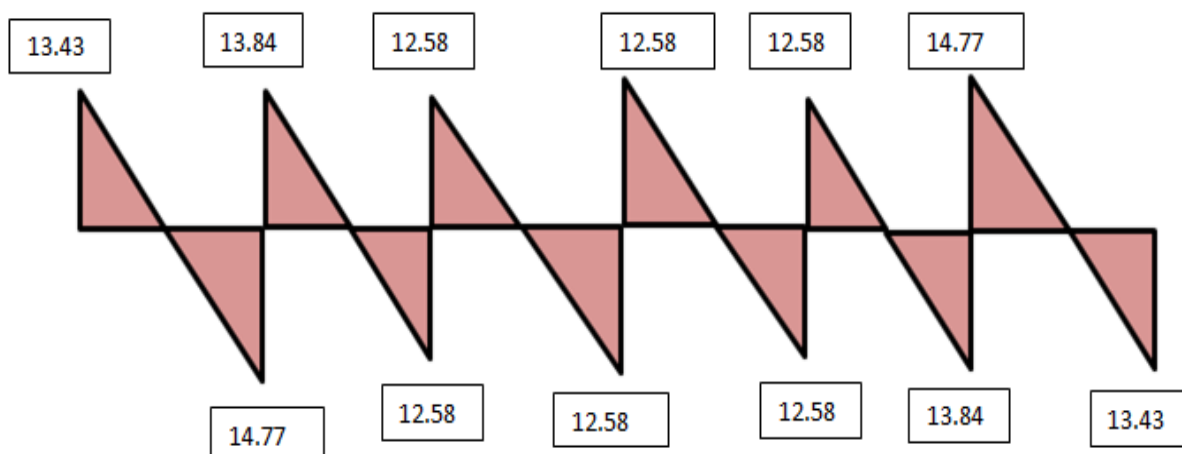


Figure : III.11. Diagramme de l'effort tranchant

ELS :

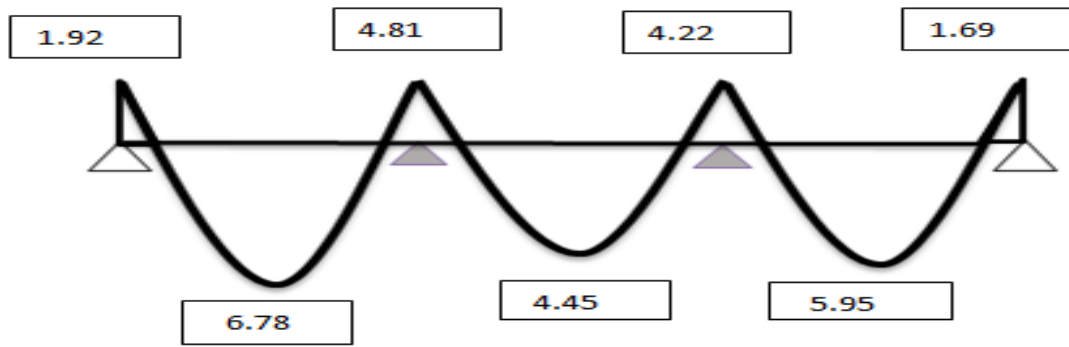


Figure : III.12. Diagramme des moments

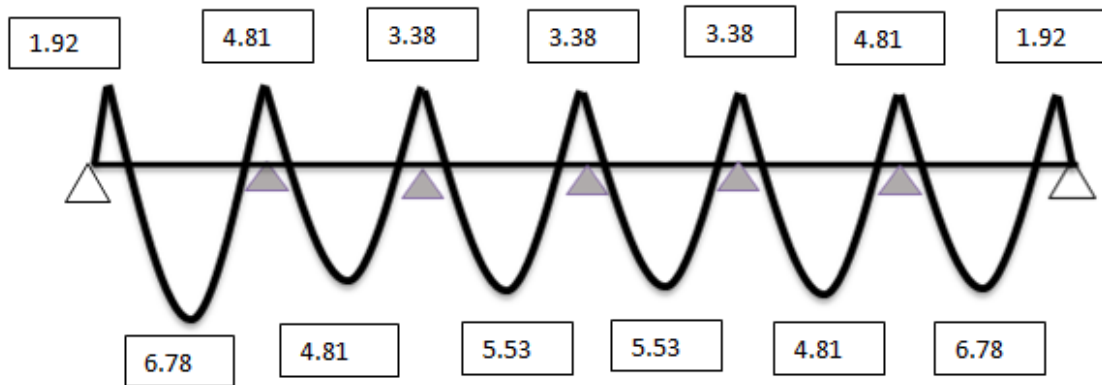


Figure : III.13. Diagramme des moments

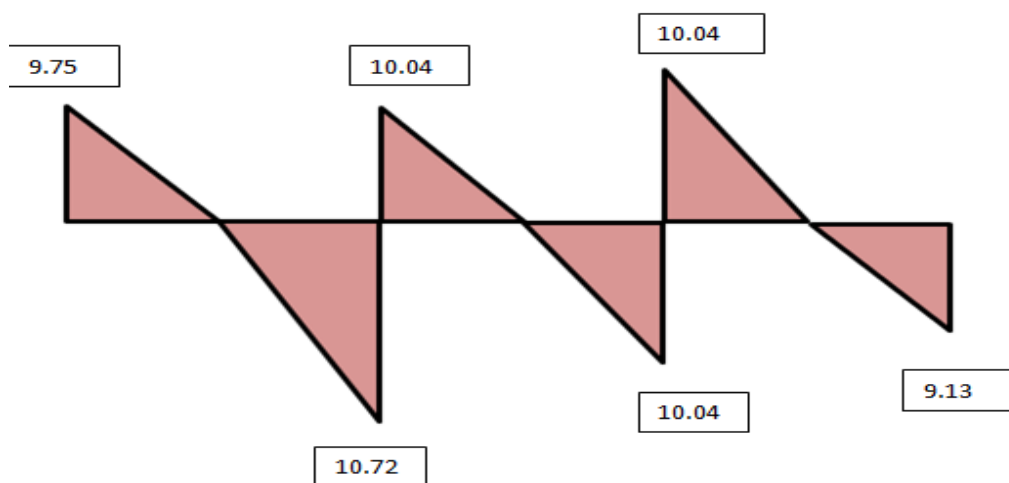


Figure : III.14. Diagramme de l'effort tranchant

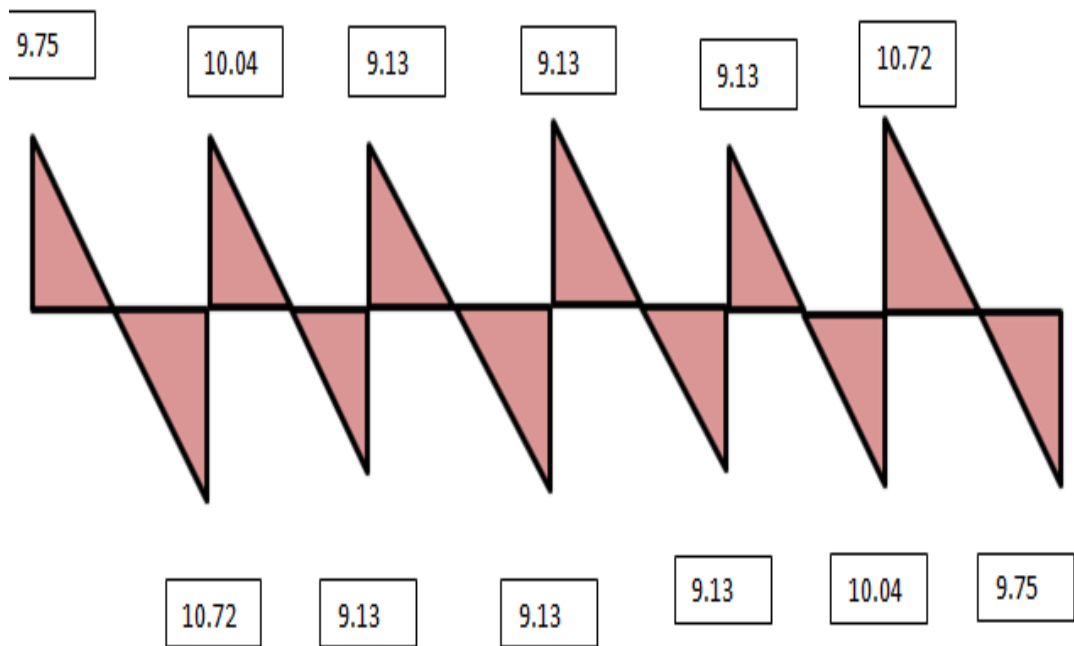


Figure :III .15 .Diagramme des l'efforts tranchant

Tableau .III.7: les moments et les efforts tranchants en plancher étage courant.

Types poutrelles	Appuis	Moments appuis		Moments travées		Efforts tranchants (KN)				
		(KN.m)		(KN.m)		V_w		V_e		
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	
TYPE 1	1	2.33	1.69	7.80	5.66	11.05	8.03	14.10	10.24	
	2	7.96	5.77	8.89	6.45	14.77	10.73	12.08	8.78	
	3	2.65	1.92							
TYPE 2	1	2.65	1.92	9.34	6.78	13.43	9.75	14.77	10.72	
	2	6.63	4.81	6.13	4.45	13.84	10.04	13.84	10.04	
	3	5.81	4.22	8.20	5.95	12.58	10.04	12.58	9.13	
	4	2.33	1.69							
TYPE 3	1	2.65	1.92	9.34	6.78	13.43	9.75	14.77	10.72	
	2	6.63	4.81	6.63	4.81	13.84	10.04	12.58	9.13	

	3	4.65	3.38	7.61	5.53	12.58	9.13	12.58	9.13
	4	4.65	3.38	7.61	5.53	12.58	9.13	12.58	9.13
	5	4.65	3.38	6.63	4.81	12.58	9.13	13.84	10.04
	6	6.63	4.81	9.34	6.78	14.77	10.72	13.43	9.75
	7	2.65	1.92						

III.2.6. Calcul de ferrailage des poutrelles:

III.2.6.1 Armatures longitudinale (étage courant):

On prend les moments max en appuis et en travée entre le plancher terrasse.

a. ELU :

M_{tab} : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

Si $M_{tab} < M^{max}$: La zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera une section en « T_e ».

Si $M_{tab} > M^{max}$: La zone comprimée se trouver dans la table de compression et la section en « T_e » sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (b×h).

1. En travée :

Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_t^{max} = 8890 \text{ N.m}$$

Le moment de la table :

$$M_{tab} = \sigma_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\sigma_{bc} = 14,20 \text{ MPa} ; \quad b = 60 \text{ cm} ; \quad h_0 = 4 \text{ cm} ; \quad d_0 = 18 \text{ cm}$$

$$M_{tab} = 14,20 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 54528 \text{ N.m}$$

$$M_{tab} = 54528 \text{ N.m} > M_t^{max} = 8890 \text{ N.m}$$

Donc la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera une section en rectangulaire de dimension : (b×h)= (60 × 24)cm².

Vérification de l'existence des armatures comprimée (A') :

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{8890}{14,17 \cdot 60 \cdot 18^2} = 0,03$$

$\mu=0.03 < \mu_{AB}=0.186$ Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,03}) = \mathbf{0,038}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,03 = \mathbf{0,98}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

$$A_u = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8890}{0,98 \times 18 \times 348}$$

$$A_u = \mathbf{1,44 \text{ cm}^2}$$

Condition non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{1,30 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \mathbf{1,44 \text{ cm}^2}$$

Choix : 3T12 \longrightarrow $A = \mathbf{3,39 \text{ cm}^2}$

2. En appuis :

La section sera calculée comme une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2.$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{8890}{12 \times 18^2 \times 14,20} = 0,16 < \mu_{AB} = \mathbf{0,186} \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A' = \mathbf{0}$$

$$\Sigma_s = f_e / \delta_s = 400 / 1,15 = \mathbf{348}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,16}) = \mathbf{0,21}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,21 = \mathbf{0,91}$$

$$A_u = \frac{8890}{0,91 \times 18 \times 348} = \mathbf{1,55 \text{ cm}^2}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{0,26 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \mathbf{1,55 \text{ cm}^2}$$

Choix : 2T12A \longrightarrow $A = \mathbf{2,26 \text{ cm}^2}$

Vérification à E.L.S:

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Acier Fe E400} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Si cette inégalité est vérifiée, donc la vérification de σ_b n'est pas nécessaire :

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

1. En travée :

$$\gamma = \frac{8890}{6450} = \mathbf{1,38}$$

$$\alpha = 0,031 < \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0,031 < 0,44 \Rightarrow C.V$$

$M_{ser} = 6450 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

$$b_0 y^2 + [2(b-b_0) h_0 + 30(As+As')] y - [(b-b_0) h_0^2 + 30dAs + d'As'] = 0$$

$$b_0 y^2 + [2(b-b_0) h_0 + 30As] y - [(b-b_0) h_0^2 + 30dAs] = 0$$

$$12 y^2 + [2(60-12) \times 4 + 30 \times 3,39] y - [(60-12) \times 4^2 + 30 \times 18 \times 3,39] = 0$$

$$12 y^2 + 485,7y - 2598,6 = 0$$

$y = 4,78 \text{ cm} \geq h_0 = 4 \text{ cm}$ donc La zone comprimée se trouve dans la nervure \Rightarrow la section de calcul est une section en T

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + \frac{(b - b_0)h_0^2}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[As(d - y)^2 + As'(d' - y)^2]$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + \frac{(b - b_0)h_0^2}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[As(d - y)^2]$$

$$I = \frac{12 \times 4,78^3}{3} + \frac{(60 - 12) \times 4^2}{12} + (60 - 12) \times 4 \left(4,78 - \frac{4}{2}\right)^2 + 15 \times [3,39(18 - 4,78)^2]$$

$I = 10871,687 \text{ cm}^4$

Calcul des contraintes :

❖ **Béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6450}{10871,687} \times 4,78 = \mathbf{2,83 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_b = 2,83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

❖ **Acier**

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{6450}{10871,687} (18 - 4,78)$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{117.64 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{c28}}\right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(266,67; 695,70)$$

$$\bar{\sigma}_s = \mathbf{266,67 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = 117.64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 266,67 \text{ MPa} \Rightarrow C.V$$

2. En appui :

$$\gamma = \frac{7960}{5770} = \mathbf{1.37}$$

$$\alpha = 0,18 < \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0,18 < 0.44 \Rightarrow C.V$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :

Vérification du béton de l'âme : $T_{max} = \mathbf{14.77 \text{ KN}}$

On doit avoir : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \cdot d} = \frac{14770}{120 \times 180}$$

$$\tau_u = \mathbf{0.68 \text{ MPa}}$$

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

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\delta_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,33; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \text{ on à } \tau_u = 0.68 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

\Rightarrow Les armatures transversales seront perpendiculaires aux armatures longitudinales ($\alpha = 90^\circ$)

III.2.6.2. Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1\right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_1 :Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 12\right) \text{ mm} \Rightarrow \phi_t \leq \min(5,71; 12; 12) \text{ mm}$$

Donc $\phi_t = 6 \text{ mm}$

on prend $A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

Calcul de l'espacement (S_t) :

$$\delta_{t1} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow \delta_{t1} \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} = \frac{0,57 \cdot 400}{0,4 \cdot 12} = 47,5 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28})} = \frac{0,9 \cdot 0,57 \cdot 400}{120 \cdot 1,15 (0,68 - 0,3 \cdot 2,1)} = 29,73 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) \Rightarrow S_t \leq \min\{(16,2); (47,5); (29,73)\}$$

On prend : $\delta_t = 16 \text{ cm}$

Coupe sur poutrelles

III.2.7.Dessin de ferrailage

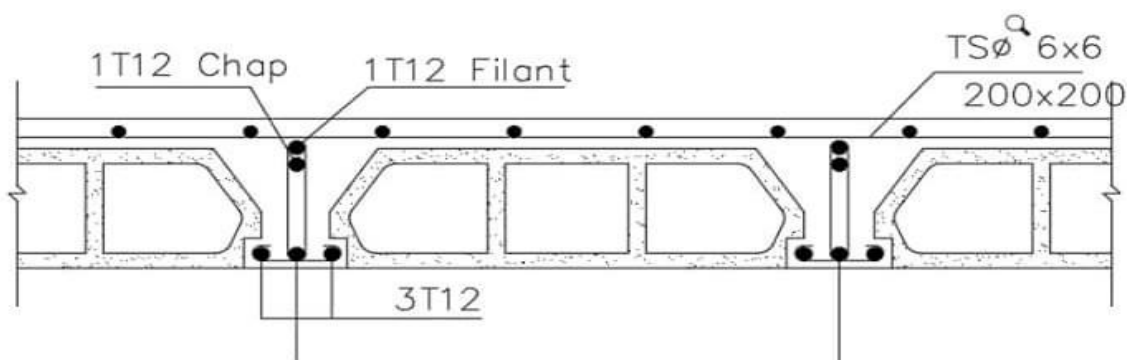


Figure III.16: Ferrailage de poutrelle

Calcul de la flèche :

Vérification de la flèche :

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

$$b) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t \text{ servise}}}{M_{a \text{ servise}}}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t\text{ servise}}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{a\text{ servise}}$: Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

Vérification des conditions :

$$a) \frac{h_t}{L} = \frac{20}{395} = 0,050 < \frac{1}{16} = 0,062 \rightarrow \text{C.N.V}$$

$$b) \frac{h}{L} = \frac{20}{395} = 0,050 < \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t\text{ ser}}}{M_{a\text{ ser}}} = \frac{1}{10} \times \frac{5025}{4500} = 0,112 \rightarrow \text{C.N.V}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,26}{12 \times 18} = 0,0104 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{C.N.V}$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

G : Charge permanente après mise en place des cloisons.

P : Charge Totale ($P = G + \text{charge d'exploitation}$).

J : Charge permanente avant la mise en place des cloisons.

$$\text{On a } \begin{cases} G = 560 \text{ Kg/m}^2 \\ P = G + Q = 560 + 250 = 810 \text{ Kg/m}^2 \\ J = G - g_{\text{cloisons}} = 560 - 30,2 = 529,8 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Pour : } b = 0,60 \text{ m } \begin{cases} G = 5600 \times 0,60 = 3360 \text{ N/ml} \\ P = 8100 \times 0,60 = 4860 \text{ N/ml} \\ J = 5298 \times 0,60 = 3178,8 \text{ N/ml} \end{cases}$$

Calcul des moments fléchissant :

$$M_G = 0,71 \times \frac{G.l^2}{8} = 0,71 \times \frac{3360 \times 3,95^2}{8} = \mathbf{6553.05 \text{ N.m}}$$

$$M_P = 0,71 \times \frac{P.l^2}{8} = 0,71 \times \frac{4860 \times 3,95^2}{8} = \mathbf{9478.5 \text{ N.m}}$$

$$M_J = 0,71 \times \frac{J.l^2}{8} = 0,71 \times \frac{3178.8 \times 3,95^2}{8} = \mathbf{6199.65 \text{ N.m}}$$

Module du modèle de déformation longitudinale :

$$E_i = 11000. \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000. \sqrt[3]{25} = \mathbf{32164,19 \text{ MPa}}$$

$$E_i = 3700. \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700. \sqrt[3]{25} = \mathbf{10818,86 \text{ MPa}}$$

Calcul centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h_0 \times Y_{G1} + (h - h_0) \times b_0 \times Y_{G2} + n \times A \times c}{b \times h_0 + (h - h_0) \times b_0 + 15 \times A}$$

$$c = \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = \mathbf{2 \text{ cm}}$$

$$Y_G = \frac{60 \times 4 \times 18 + 16 \times 12 \times 8 + 15 \times 3,39 \times 2}{60 \times 4 + 16 \times 12 + 15 \times 3,39}$$

$$Y_G = 12,33 \text{ cm}$$

$$Y_1 = h - Y_G = 20 - 12,33 = \mathbf{7,67 \text{ cm}}$$

Moment d'inertie:

$$I_{xx} = \frac{bh_0^3}{12} + bh_0 \left(Y_1 + \frac{h_0}{2} \right)^2 + \frac{b_0(h-h_0)^3}{12} + b_0(h-h_0) \cdot \left(Y_G - \frac{h-h_0}{2} \right)^2$$

$$I_{xx} = \frac{60 \times 4^3}{12} + 60 \times 4 \times \left(7,67 + \frac{4}{2} \right)^2 + \frac{12 \times (20-4)^3}{12} + 12 \times (20-4) \left(12,33 - \frac{20-4}{2} \right)^2$$

$$I_{xx} = \mathbf{15731,52 \text{ cm}^4}$$

Pourcentages des armatures :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0156$$

D'après le B.A.E.L83 :

$$\rho_1 = \rho \cdot 100 = 0,0156 \times 100 = 1,56\beta_1 = \mathbf{0,837}$$

Calcul des contraintes suivant les sollicitations:

$$\Sigma_{sg} = \frac{M_G}{A \cdot \beta_A \cdot d} = \frac{6553.05}{3,39 \times 0,837 \times 18} = 128.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_P}{A \cdot \beta_A \cdot d} = \frac{9478.5}{3,39 \times 0,837 \times 18} = \mathbf{185.58 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A \cdot \beta_A \cdot d} = \frac{6199.65}{3,39 \times 0,837 \times 18} = \mathbf{121.38 \text{ MPa}}$$

Calcul de U_G, U_P, U_J :

$$U_G = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0156 \times 128.30 + 2,1} \right] = \mathbf{0.36}$$

$$U_P = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0156 \times 185.58 + 2,1} \right] = \mathbf{0.26}$$

$$U_J = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0156 \times 121.38 + 2,1} \right] = \mathbf{0.37}$$

Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda \cdot u)}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,0156} = \mathbf{2,58}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,0156} = \mathbf{1,03}$$

$$I_{fi}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot u_g)} = \frac{1,1 \times 15731,52}{(1 + 2,58 \times 0,36)} = \mathbf{8971.72 \text{ cm}^4}$$

$$I_{fv}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot u_g)} = \frac{1,1 \times 15731,52}{(1 + 1,03 \times 0,36)} = \mathbf{1262.67 \text{ cm}^4}$$

$$I_{fi}^p = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot u_p)} = \frac{1,1 \times 15731,52}{(1 + 2,58 \times 0,26)} = \mathbf{10357.11 \text{ cm}^4}$$

$$I_{fi}^j = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot u_j)} = \frac{1,1 \times 15731,52}{(1 + 2,58 \times 0,37)} = \mathbf{8853.3 \text{ cm}^4}$$

Calcul de flèche :

$$f_{gi} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^g} = \frac{6553.05 \times 395^2}{10 \times 32164,19 \times 8971.72} = \mathbf{0,35}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fv}^g} = \frac{6553.05 \times 395^2}{10 \times 32164,19 \times 1262.67} = \mathbf{2.5}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^p} = \frac{9478.5 \times 395^2}{10 \times 32164,19 \times 10357.11} = \mathbf{0,44}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^j} = \frac{6199.65 \times 395^2}{10 \times 32164,19 \times 8853.3} = \mathbf{0,33}$$

$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$ La flèche totale :

$$\Delta f_t = (2.5 - 0.33) + (0.44 - 0.35)$$

$$\Delta f_t = \mathbf{2.26 \text{ cm}}$$

La flèche admissible :

Pour $L = 395 \text{ cm} < 500 \text{ cm} \Rightarrow \Delta f_{\max} = \frac{L}{500} = \frac{395}{500} = \mathbf{0,79 \text{ cm}}$

Donc $\Delta f_t = 0,08 < \Delta f_{\max} = 0,79 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée.

III.3. Planchers à dalles pleines :

Les dalles sont des éléments rectangulaires de dimension L_x et L_y appuyés sur 2, 3, ou 4 cotés.

III.3.1. Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend du rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

Avec : L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

Si : $\rho < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail suivant un seul sens.

Si : $0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travail suivant les deux sens.

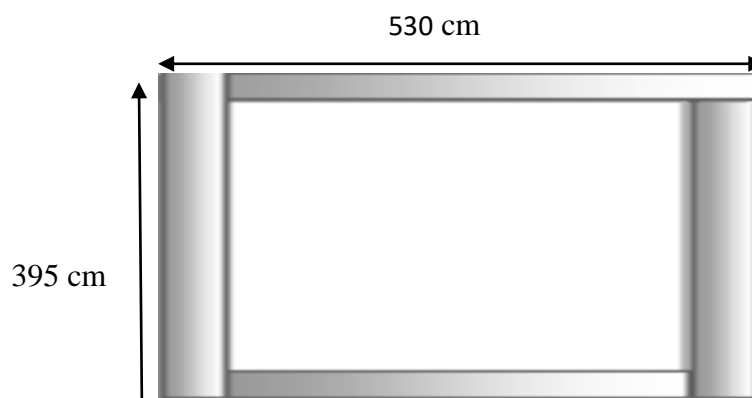


Figure III .17: panneau sur 4 appuis

$$\Phi_{\max} \leq \frac{hd}{10}$$

Avec: $h_d = 16\text{cm} \Rightarrow \varphi_{\max} \leq \frac{15}{10} = 15\text{mm}$

On prendra $\varphi = 12\text{ mm}$

III.3.2. Evaluation des charges et combinaisons fondamentales :

D'après la descente de charges effectuée dans le chapitre II on a :

$$G = 6470\text{ N/m}^2, \quad Q = 3500\text{ N/m}^2$$

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$P_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$P_u = 1,35 \times 6470 + 1,5 \times 3500 = \mathbf{13984.5\text{ N/m}^2}$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$Q_u = P_u \times 1,00 = \mathbf{13984.5\text{ N/mL}}$$

Etat limite de service (E.L.S) :

$$P_s = G + Q$$

$$P_s = 6470 + 3500 = \mathbf{9970\text{ N/m}^2}$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$Q_{\text{ser}} = P_s \times 1,00 = \mathbf{9970\text{ N/mL}}$$

$\rho = 0.7$ [chapitre 2] \Rightarrow Du tableau (annexe I) on tire la valeur μ_x et μ_y à l'ELU et l'ELS

$$\text{ELU : } v = 0 \text{ (béton fissuré)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = \mathbf{0.0684} \\ \mu_y = \mathbf{0.4320} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } v = 0.20 \text{ (béton non fissuré)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = \mathbf{0.0743} \\ \mu_y = \mathbf{0.5817} \end{cases}$$

a. Calcul des sollicitations :

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_0^{x_u} = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 = 0.0684 \times 13984.5 \times (3.95)^2 = \mathbf{14924.41\text{ N/ml}} \\ M_0^{y_u} = \mu_y^u \times M_0^{x_u} = 0.4320 \times 14924.41 = \mathbf{6447.34\text{ N/ml}} \end{cases}$$

Etat limite de service (E.L.S) :

$$\begin{cases} M_0^{x_s} = \mu_x^s \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 = 0.0743 \times 9970 \times (3.95)^2 = \mathbf{11557.87\text{ N/ml}} \\ M_0^{y_s} = \mu_y^s \times M_0^{x_s} = 0.5817 \times 11557.87 = \mathbf{6723.21\text{ N/ml}} \end{cases}$$

Mode d'encastrement :

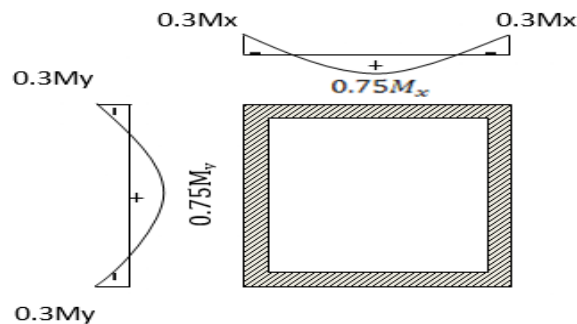


Figure III .18 : Schéma représentatif de notre type de panneaux

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

En travée :

$$M_x^t = 0.75 M_x^u$$

$$M_y^t = 0.75 M_y^u$$

En appui :

$$M_x^a = 0.3 M_x^u$$

$$M_y^a = 0.3 M_y^u$$

Tableau .III.8 : Les résultats des moments fléchissant dalle pleine

	ELS		ELU	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
M_0 (N .m)	114924.41	6447.34	11557.87	6723.21
M_t (N.m)	8619.330	4835.50	8668.40	5042.40
M_a (N.m)	34477.32	1934.20	3467.36	2016.96

III.3.3 Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

D'après le tableau, on va prendre pour le calcul de ferrailage les moments fléchissant du plancher HAUT BUANDERIE.

Sense X-X :

En travées :

E.L.U :

$$M_{tx}^u = 8619.33 \text{ N/ml}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$$

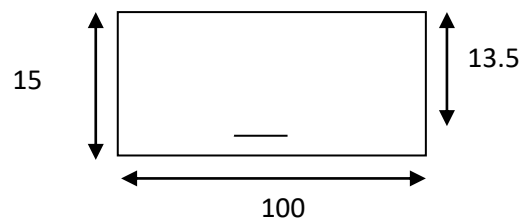


Figure III.19: Section de calcul en appui

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma b \times b \times d_x^2} = \frac{8619.33}{14.20 \times 100 \times (13.5)^2}$$

$$\mu = 0,03 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow \mathbf{A}' = \mathbf{0}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0.04}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = \mathbf{0.98}$$

Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{8619.33}{348 \times 0.98 \times 13.5} = \mathbf{1.87 \text{ cm}^2}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.6 \text{ cm}^2 / \text{m}_L}$$

$$A_t = \max(A_{tx}^u \cdot A_{min}) \rightarrow A_t = \mathbf{1.87 \text{ cm}^2 / \text{m}_L}$$

Espacement maximal des armatures :

Ecartement des armatures:

$$\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow \delta \leq \min(45; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

Choix des armatures :

$$(3\text{T}10 / \text{m}_L \longrightarrow \mathbf{A} = \mathbf{2.35 \text{ cm}^2 / \text{m}_L}$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow \mathbf{e} = \mathbf{15 \text{ cm}}.$$

E.L.S :

$$M_{tx}^{ser} = \mathbf{8668.40 \text{ N. m}}$$

Vérification à E.L.S :

Comme la fissuration est considérée comme préjudiciable

En travée :

$$M_{tx}^{ser} = \mathbf{8668.40}$$

Position de l'axe neutre :

$$b \cdot y^2 / 2 + 15 A y - 15 d A = 0$$

$$50 y^2 + 35.25 y - 475.88 = 0 \quad \text{donc: } \mathbf{y = 2.75 \text{ cm}}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2] = \frac{100 \cdot 2.75^3}{3} + 15 [2.35 (13.5 - 2.75)^2]$$

$$I = 4766.81 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

Béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{8668.40}{4766.81} = 2.75$$

$$\sigma_b = 5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée Acier}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-y) = 15 \frac{8668.40}{4766.81} (13.5 - 2.75) = 293.23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{c28}} \right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min (266.66 ; 695.70)$$

$$\sigma_{st} = 272.51 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 266.66 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

En appuis :

E.L.U :

$$M_{ax}^u = 34477.32 \text{ N.m}$$

a) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{34477.32}{14.17 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.13$$

$$\mu = 0,13 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$1000 \varepsilon_L > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.17$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.93$$

Détermination des armatures :

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{3447.73}{348 \times 0.98 \times 13.5} = 0.74 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.6 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_{tx}^u \cdot A_{min}) \rightarrow A_t = 1.6 \text{ cm}^2 / m_L$$

Choix des armatures :

$$2T10/m_L \longrightarrow A = 1.57 \text{ cm}^2 / m_L.$$

(T10 e = 25cm).

E.L.S :

$$M_{ser}=3467.36 \text{ N.m}$$

Centre de gravité :

$$y = \frac{15 \times (A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times (d \times A_s + d' \times A'_s)}{7,5 \times (A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 1,57}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times (13,5)}{7,5 \times 1,57}} - 1 \right] = 2.29 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A'_s (d'-y)^2] = \frac{100 \times (2.29)^3}{3} + 15 \times 1,57 (13,5 - 2.29)^2 = 3359.69 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

Béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{3216.28}{3359.69} \times 2.29 = 2.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

Acier

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-y) = 15 \frac{3467.36}{3359.69} (13,5 - 2.29)$$

$$\sigma_{st} = 173.53 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{c28}}\right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(266.66 ; 695.70)$$

$$\sigma_{st} = 159.74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 266.66 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

⇒ Les armatures calculées à E.L.U maintenues

Sens Y-Y :

En travées :

$$M_{ty}^u = 4835.50 \text{ N.m}$$

E.L.U:

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{4835.50}{14.20 \times 100 \times (13.5)^2}$$

$$\mu = 0,02 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$1000 \varepsilon_L > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.025$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.99$$

Détermination des armatures :

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{4835.50}{348 \times 0.99 \times 13.5} = 1.03 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$A_t = \max(A_{ty}^u, A_{min}) \rightarrow A_t = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

• **Espacement maximal des armatures :**

$$\text{Ecartement des armatures: } \delta \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

• **Choix des armatures :**

$$3T10 / \text{m}_L \longrightarrow A = 2,35 \text{ cm}^2 / \text{m}_L.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

E.L.S : Comme la fissuration est considérée comme préjudiciable $M_{ty}^{ser} = 5042.40 \text{ N.m}$

Position de l'axe neutre :

$$b \cdot y^2 / 2 + 15 A y - 15 d A = 0$$

$$50 y^2 + 35.25 y - 475.88 = 0 \quad y = 2.75 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2] \quad I = 4766.81 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

Béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{5042.40}{4766.81} 2.75^2$$

$$\sigma_b = 7.9 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Acier

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{5042.40}{4766.81} (13.5 - 2.75) \quad \text{donc: } \sigma_{st} = 170.57 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{c28}} \right) \quad \text{Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(266.66 ; 695.70)$$

$$\sigma_{st} = 170.57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 266.66 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

a) En appuis :

E.L.U :

$$M_{ay}^u = 1934.20 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma b \times b \times d_y^2} = \frac{1934.20}{14.20 \times 100 \times (13.5)^2}$$

$$\mu = 0,01 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$1000 \varepsilon_L > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0125$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.995$$

Détermination des armatures :

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{1934.20}{348 \times 0.995 \times 13.5} = 0.41 \text{ cm}^2 / m_L$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.6 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_{ay}^u, A_{\min}) \rightarrow A_t = 1.6 \text{ cm}^2 / m_L$$

Choix des armatures :

$$3T10/m_L \rightarrow A = 2.35 \text{ cm}^2 / m_L.$$

$$(T10 \rightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

E.L.S :

$$M_{ay}^{ser} = 2016.96 \text{ N.m}$$

Centre de gravité :

$$y = \frac{15 \times (A_s + A's)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times (d \times A_s + d' \times A's)}{7.5 \times (A_s + A's)^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 2.35}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times (13.5)}{7.5 \times 2.35}} - 1 \right]$$

$$y = 2.75 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A's (d'-y)^2] = \frac{100 \times 2.75^3}{3} + 15 \times 2.35 (13.5 - 2.75)^2$$

$$I = 4766.81 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

Béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{2016.96}{4766.81} \times 2.75 = 1.1$$

$$\sigma_b = 1.1 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots cv$$

Acier

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-y) = 15 \frac{2016.96}{4766.81} (13,5-2.75)$$

$\sigma_{st} = 68.22 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{c28}}\right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(266.66 ; 695.70)$$

$$\sigma_{st} = 68.22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 266.66 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

⇒ Les armatures calculées à E.L.U maintenues

III.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement :

Sense Ly:

$$T = \frac{q \times L_x \times L_y}{2L_y + L_x} = \frac{12080 \times 3.95 \times 5.3}{2 \times 5.3 + 3.95}$$

T = 17381.08 N/m

Sense Lx :

$$T = \frac{q \times L_x \times L_y}{3L_y} = \frac{12080 \times 3.95 \times 5.3}{3 \times 5.3}$$

T = 15905.33 N/m

T = max (T_x ; T_y) = 15905.33 N/m

Calcul :

$$\tau_u = T/b \times d = 0.087 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0.087 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \end{cases}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires. Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

III.3.5. Dessin ferrailage

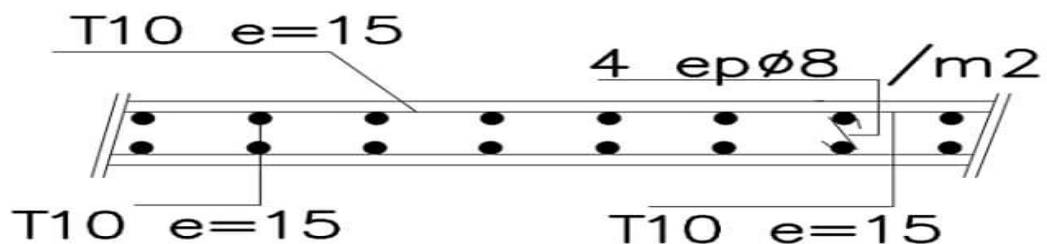


Figure III.20 : ferrailage de la dalle pleine

III.4. Balcon :

III.4.1. Définition :

Le balcon est une dalle pleine considérée encastree dans les poutres, il est calculé comme un consol et ferrailé en flexion simple.

Le balcon est soumis à :

- G : Charge répartie (Poids propre du balcon)
- P : Charge permanente (charge concentrée du mur)
- Q : Surcharge d'exploitation.

III.4.2. Décent de charge :

1-Carrelage + mortier de pose + sable	104 daN/m ²
2-Dalle pleine en béton armé (15cm) 2500×0,15	375 daN/m ²
3-Enduit au ciment (1.5cm) (18daN/m2/cm)	27 daN/m ²
	G= 506 daN/m²

Pour une bonde de 1m de largeur :

$$\bar{G} = G \times 1.00 = 506 \text{ daN} / m_L$$

- Calcul de la charge due au poids du mur :

$$P = G_m \cdot h$$

Epaisseur du mur : $e = 30 \text{ cm} \Rightarrow G_m = (90 + 130 + 2 \times 18 \times 1.5) = 274 \text{ daN/m}^2$

Hauteur du mur : $h = 3.06 - 0.15 = 2.91m \Rightarrow P = 274 \times 2.91 = 797,34 \text{ daN/m}_L$

Surcharges d'exploitation :

$$Q = 350 \text{ daN/m}^2$$

Notre balcon n'est pas exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 1\text{cm}$.

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

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec : } h_d = 15\text{cm}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm}$$

Donc on prendra : $\phi = 12\text{mm}$.

- Calcul de l'enrobage :

$$C = a + \frac{\phi}{2} \Rightarrow C = (10 + \frac{12}{2}) \text{ mm} = 16 \text{ mm.}$$

Hauteur utile :

$$d = h_d - C = 15 - 1,6 = 13,4 \text{ cm}$$

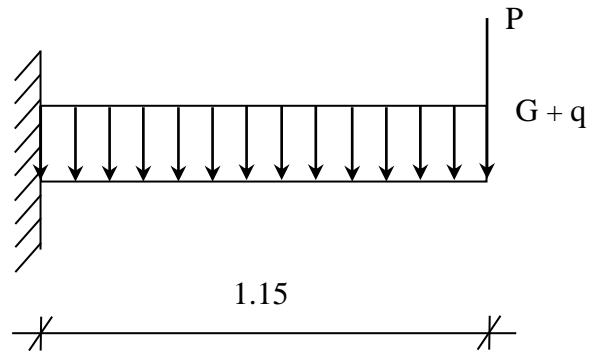


Figure.III.21 : Schéma statique du balcon

Moments fléchissant :

Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_u = -[1.35G + 1.5Q] L^2/2 - 1.35 \times P \times L \times 1.00 = -[1.35 \times 506 + 1.5 \times 350] 1.15^2/2 - 1.35 \times 797.34 \times 1.15$$

$$M_u = -2036.72 \text{ daN.m}$$

Etat limite service (E.L.S) :

$$M_{ser} = -[G + Q] L^2/2 - P \times L \times 1.00 = -[506 + 350] 1.15^2/2 - 797.34 \times 1.15$$

$$M_{ser} = -1482.97 \text{ daN.m}$$

III.4.3- Calcul du ferrailage :

Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_u = -2036.72 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{20367.2}{11.33 \times 100 \times 13.4^2} = 0.10$$

$$\mu = 0.10 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.10$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.95$$

Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{20367.2}{348 \times 0.95 \times 13.4} = 4.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a = \max(A_u; A_{min}) \Rightarrow A_t = 4.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

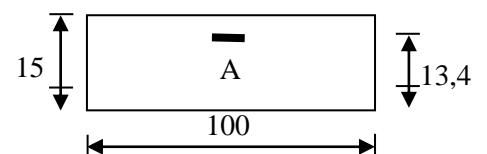


Figure.III.22 : section de calcul

Choix des armatures :

$$5T12/m_L \longrightarrow A = 5.65\text{cm}^2/m_L.$$

$$(T12 \longrightarrow e = 25\text{cm}).$$

Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{ser} = -1482.97\text{daN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12\text{MPa}$$

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{2036.72}{1482.97} = 1.37$$

$$\frac{1.37-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.39 < \alpha = 0.108 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 12\text{MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s)) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues}$$

III.4.4 Dessin du ferrailage

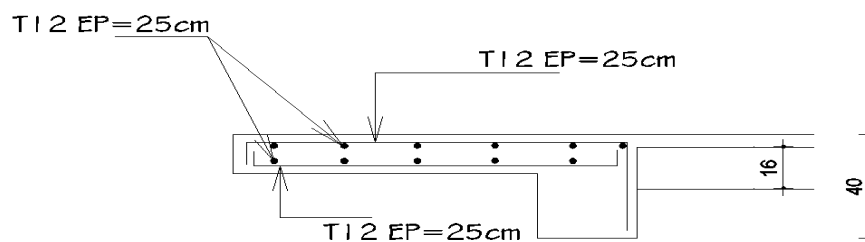


Figure III.22 : dessin ferrailage de balcon

III.5- Etude de l'acrotère :

III.5.1- Définition :

L'acrotère est un élément en béton armé qui coiffe la toiture, il a pour rôle :

- protection des joints d'étanchéité des infiltrations d'eau pluviale et

- la sécurité des gens, personnes.

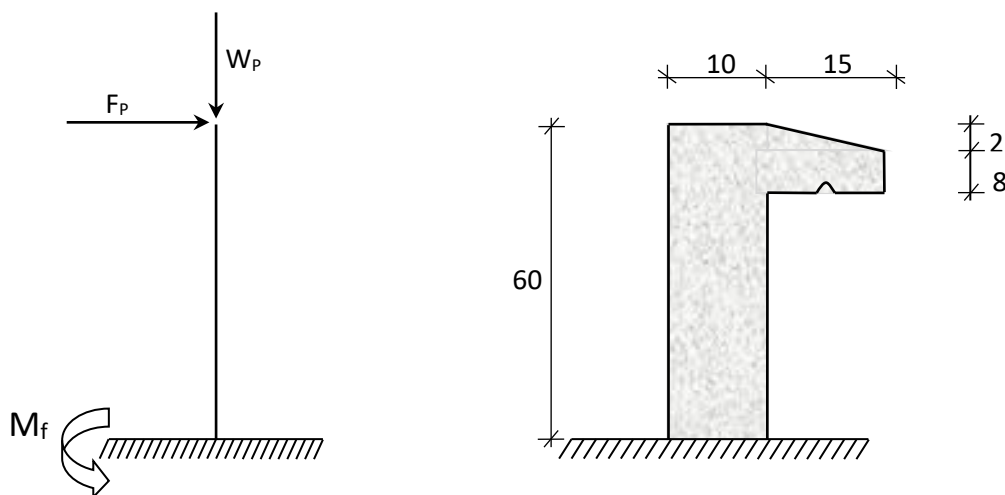


Figure.III.23 : Dimension de l'acrotère

III.5.2- Calcul du ferrailage :

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base au plancher terrasse.

Il est soumis à un effort normal de compression dû à son poids propre W_p et un moment dû à une force horizontale F_p donnée par le R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3).

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm en flexion composée.

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

III.5.3- Détermination des sollicitations :

le poids propre : W_p

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$W_p = V \cdot \rho = \left[(0.6 \times 0.1) + \frac{(0.10 + 0.08) \times 0.15}{2} \right] \times 1 \times 2500 \Rightarrow W_p = \mathbf{183.75 \text{ daN.}}$$

- **La force horizontale:** F_p [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 4.1] et

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 6.1].

Pour notre bâtiment, on a :

$$A = 0.15 \text{ (Groupe d'usage 2 ; Zone II.a)}$$

$$C_p = 0.8 \text{ (Elément en console).}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 183.75$$

$$F_p = 88.2 \text{ daN}$$

Effort normal et moment fléchissant :

Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\begin{cases} N_u = 1.35W_p \\ M_u = 1.5.F_p.L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1.35 \times 183.75 \\ M_u = 1.5 \times 88.2 \times 0.6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 248.06 \text{ daN} \\ M_u = 79.38 \text{ daN.m} \end{cases}$$

Etat limite de service (E.L.S.):

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p.L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 183.75 \text{ daN} \\ M_{ser} = 52.92 \text{ daN.m} \end{cases}$$

III.5.4- Détermination de la section des armatures :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est $(100 \times 10) \text{ cm}^2$.

Position du point d'application de l'effort normal : (N)

État limite ultime (E.L.U.) :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{7938}{248.06} = 0.32 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.32 \text{ m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

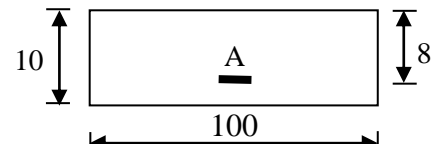
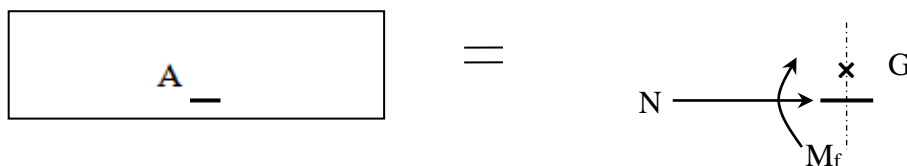


Figure.III.24 : section de calcul

⇒ L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section

Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs M_f calculé par rapport aux armatures tendues.

$$N \longrightarrow x \quad C$$



$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 248.06 \times \left(0.32 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 86.82 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{868.2}{11.33 \times 100 \times 8^2} = 0.012$$

$$\mu = 0.012 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.015$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{868.2}{348 \times 0.99 \times 8} = 0.32 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.32 - \frac{2480.6}{100 \times 348} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A_f = A/4 = 0.35/4 \quad A_r = 0.06 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité): [B.A.E.L.91]

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armé d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2.4m, avec un espacement n'excédent pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton [CBA93/B5.3].

$$A_{\min} = 0.25\% \cdot S = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

Choix des armatures:

$$5T10/\text{m}_L \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

$$e \leq \min(25 ; 2 \times 10) \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

Choix des armatures:

$$5T8/m_L \longrightarrow A = 2.51\text{cm}^2/m_L$$

$$(T8 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{52.92}{183.75} = 0.29\text{m}$$

$$e_0 = 0.29\text{m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03\text{m}$$

⇒ Le point d'application d'un effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section ⇒ la section est partiellement comprimée (S.P.C).

Détermination des contraintes :

- C : Centre de pression (point d'application) ;
- c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée et
- y_2 : La distance du point C à l'axe neutre

$$y_1 = y_2 + c$$

N est un effort de compression ⇒ $y_2 > 0$.

C se trouve à l'extérieur de la section ⇒ c sera considéré comme négatif.

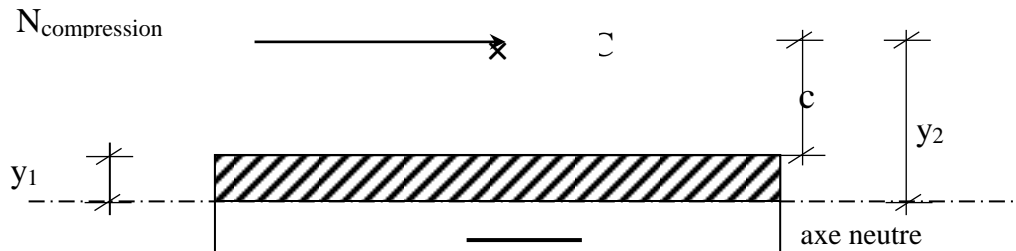


Figure.III.25:Position de centre de pression

Calcul des contraintes :

$$p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c)$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 29 - \frac{10}{2} = 24\text{cm} \Rightarrow c = -24\text{cm}$$

$$p = -3 \times (-24)^2 + \frac{90 \times 3.93}{100} \times (8 + 24)$$

$$p = -1614.82$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2$$

$$q = -2 \times (-24)^3 - \frac{90 \times 3.93}{100} \times (8 + 24)^2$$

$$q = 24026.11$$

$$y_2 \text{ est la solution de l'équation } y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 3121.98y_2 + 65928.3 = 0$$

Dont la résolution est comme suite :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3 = (24026.11)^2 + \frac{4}{27} \times (-1614.82)^3 = -46579385 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 24026.11}{2 \times (-1614.82)} \times \sqrt{\frac{-3}{-1614.82}} = -0.96 \Rightarrow \varphi = 163.74^\circ \\ a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{1614.82}{3}} = 46.40 \end{cases}$$

$$\begin{cases} y_{21} = a \cos(\varphi/3) = 46.4 \times \cos(54.58) = 26.89 \text{ cm} \\ y_{22} = a \cos((\varphi/3) + 120^\circ) = -46.19 \text{ cm} \end{cases}$$

$$y_{23} = a \cos((\varphi/3) + 240^\circ) = 19.30 \text{ cm}$$

$$y_2 = \max(y_{21}; y_{22}; y_{23}) = 26.89 \text{ cm}$$

$$0 < y_1 = y_2 + c = 2.89 < 10 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$D'où : y_1 = 2.89 \text{ cm}$$

Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (2.89)^2}{2} - 15 \times 3.93 \times (8 - 2.89) = 116.37 \text{ cm}^3.$$

$$k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{1837.5}{100 \times 116.37} = 0.16$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0.16 \times 2.89 = 0.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0.16 \times (8 - 2.89) = 12.26 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\text{Avec : } \left(\begin{array}{l} \text{FeE400} \Rightarrow \eta = 1.6 \text{ et } f_e = 400 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \end{array} \right)$$

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 1.8} \right) = 187 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 20 = 12 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 187 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U. sont maintenues}$$

III.5.5-Vérification des contraintes de cisaillement:

$$T_u^{\max} = 1.5 F_p = 1.5 \times 88.2 = 132.3 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{1323}{100 \times 8 \times 100} = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0.02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1 \text{ MPa} \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

Remarque :

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables.

III.5.6.Dessin du ferrailage :

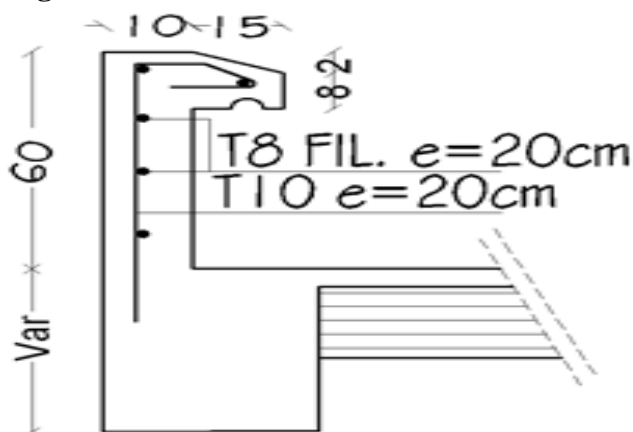


Figure.III.26 : Dessin ferrailage de l'acrotère

III.6.1- Etude des escaliers :

III.6.1- Définition :

L'escalier est un élément qui permet la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est défini par son emmarchement, giron, contre marche et sa volée.

L'escalier est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

III.6.2.1- Eléments constitutifs :

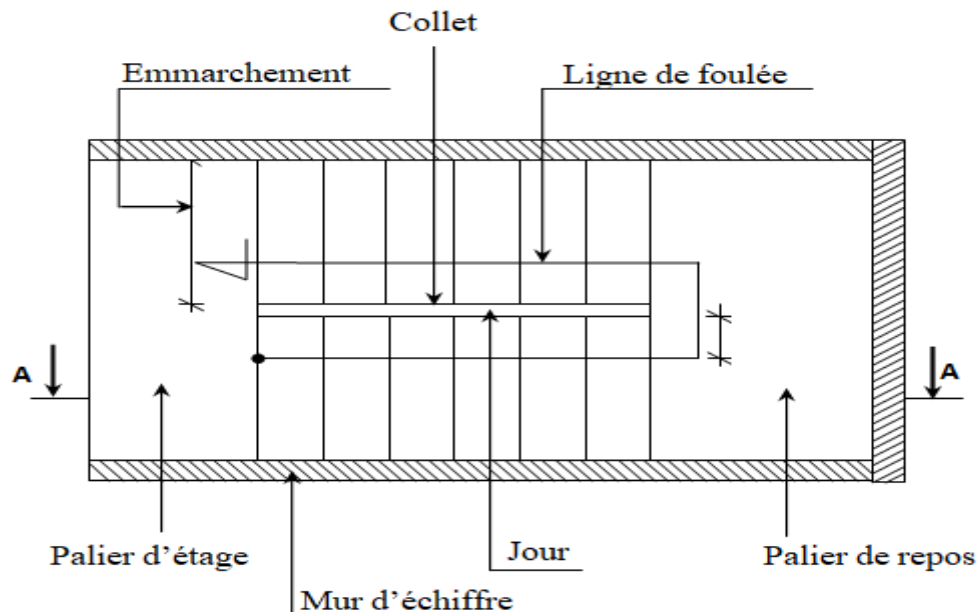


Figure.III.27 : Les éléments constitutifs d'un escalier

III.6.2-Pré-dimensionnement :

Le pré-dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de «BLONDEL» suivante :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm};$$

$$h = 17\text{cm.} \quad g = 30\text{cm.}$$

Selon la formule de «BLONDEL» ; il faut que :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

$$H = \frac{306}{2} = 153 \text{ cm, on prend: } h = 17 \text{ cm}$$

$$Nc = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ Contre marches ;} \quad Nc : \text{ nombre des contre marches .}$$

On aura 9 contre marches par volées .

$$n = N-1 = 9-1 = 08 \text{ marches par volées.}$$

L'inclinaison de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

La longueur de la paillasse :

volées:

$$L' = \frac{1.53}{\sin(29.54)} = 3.10 \text{ m} \quad L_{\text{pai}} = 3.10 \text{ m}$$

Epaisseur de la paillasse: (paillasse porteuse)

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L_{\text{pai}}}{30} < \text{ep} < \frac{L_{\text{pai}}}{20} \Rightarrow \frac{310}{30} < \text{ep} < \frac{310}{20}$$

D'où :ep = (10.33 ; 15.5) cm ; on prend : **ep= 15cm**

III.6.3 Décent de charge :

a. **paillasse :**

a- Charges permanentes :

- Revêtement horizontal104 daN/m²
 - Revêtement vertical (104 × $\frac{h}{g}$)58,94 daN/m²
 - Poids propre des marches ($2200 \times \frac{h}{g}$) 187 daN/m²
 - Poids propre de la paillasse ($2500 \times \frac{ep}{\cos \alpha}$) 431.16daN/m²
 - Enduit au ciment ($18 \times \frac{1,5}{\cos \alpha}$) 27daN/m²
- G₁= 808.09daN/m²**

b- Charges d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau $\Rightarrow Q_1 = 250 \text{ daN/m}^2$.

III.6.4 .Calcul des charges et surcharges

- Combinaisons fondamentales :

Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_1^u = 1,35G_1 + 1,5Q_1 = 1,35 \times 808.09 + 1,5 \times 250 = 1465.92 \text{ daN/m}^2.$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_1^{\text{ser}} = G_1 + Q_1 = 808.09 + 250 = 1058.09 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_1^u = q_1^u \times 1.00 = 1465.92 \times 1.00 = 1465.92 \text{ daN/mL.}$$

$$\bar{q}_1^{\text{ser}} = q_1^{\text{ser}} \times 1.00 = 1058.09 \times 1.00 = 1058.09 \text{ daN/mL.}$$

palier :

a- Charges permanentes :

- Revêtement horizontal104 daN/m²
- Poids propre du palier (2500 × e_p)375 daN/m²
- Enduit au ciment (18 daN/m²/cm × 1.5cm)27 daN/m²

b- Charges d'exploitation :

G₂ = 506 daN/m²

Locaux à usage d'habitation ou bureau ⇒ **Q = 250 daN/m²**.

III.6.4 .Calcul des charges et surcharges

- Combinaisons fondamentales :

Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_2^u = 1,35G_2 + 1,5Q = 1,35 \times 506 + 1,5 \times 250 = \mathbf{1058.1 daN/m^2}$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_2^{ser} = G_2 + Q = 506 + 250 = \mathbf{756 daN/m^2}$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_2^u = q_2^u \times 1.00 = 1058.1 \times 1.00 = \mathbf{1058.1 daN/mL}$$

$$\bar{q}_2^{ser} = q_2^{ser} \times 1.00 = 756 \times 1.00 = \mathbf{756 daN/mL}$$

III.6.5.Calcul du ferrailage

Paillasse porteuse:

• Schéma statique:

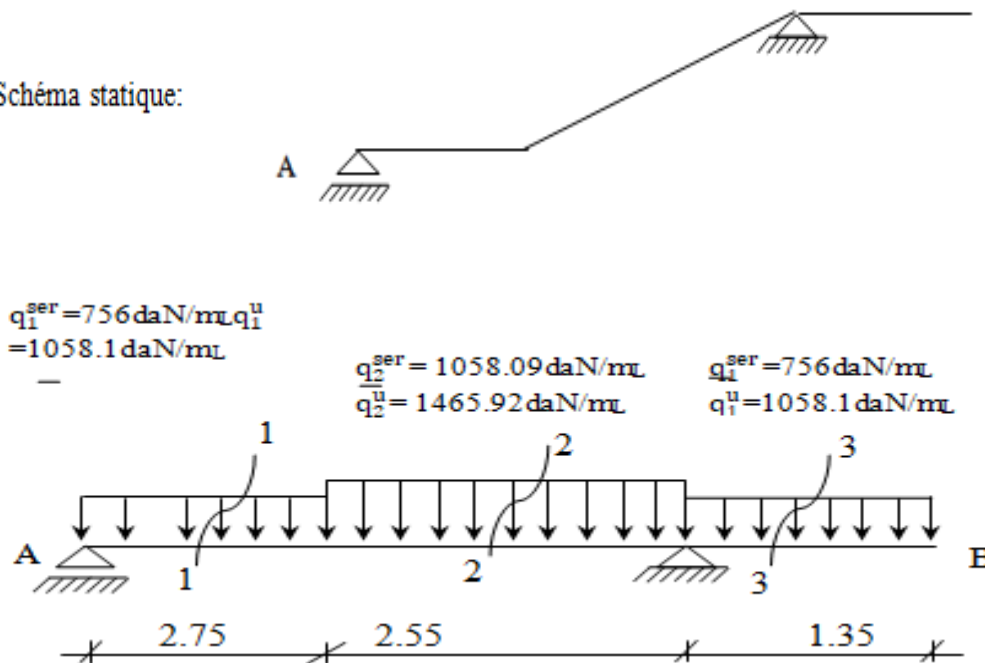


Figure.III.28 :Schéma statique d'un escalier à paillasse avec deux paliers

Etat limite ultime (E.L.U.):

Calcul des réactions :

$$\sum M/A=0$$

$$- R_B \cdot 5,30 + 1058,1 \cdot 2,75 \cdot \left(\frac{2,75}{2}\right) + 1465,92 \cdot 2,55 \cdot \left(\frac{2,55}{2} + 2,75\right) + 1058,1 \cdot 1,35 \cdot \left(\frac{1,35}{2} + 5,30\right)$$

$$R_B = 5204,08 \text{ daN}$$

$$\sum M/B=0$$

$$R_A \cdot 5,30 - 1058,1 \cdot 2,75 \cdot \left(\frac{2,75}{2} + 2,55\right) - 1465,92 \cdot 2,55 \cdot \left(\frac{2,55}{2}\right) + 1058,1 \cdot 1,35 \cdot \left(\frac{1,35}{2}\right)$$

$$R_A = 2872,21 \text{ daN}$$

Vérification :

$$\sum F_v=0$$

$$R_A + R_B = 5204,08 + 2872,21 = 1058,1 \times 2,75 + 1058,1 \times 1,35 + 1465,92 \times 2,55 = 8076,30 \text{ daN}$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2,75 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - \bar{q}_1 \cdot x$$

$$M(x) = R_A \cdot x - \bar{q}_1 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 2872,21 - 1058,1 \cdot x$$

$$M(x) = 2872,21 \cdot x - 1058,1 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x=0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = + 2872,21 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \end{cases} \quad x=2,75 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} T(2,75) = -37,56 \text{ daN} \\ M(2,75) = +3897,63 \text{ daN} \end{cases}$$

Section 2-2 : $2,75 \leq x \leq 5,30 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - \bar{q}_1 \cdot 2,75 - \bar{q}_2 \cdot (x - 2,75)$$

$$M(x) = R_A \cdot x - \bar{q}_1 \cdot 2,75 \cdot \left(x - \frac{2,75}{2}\right) - \bar{q}_2 \cdot (x - 2,75) \cdot \left(\frac{x - 2,75}{2}\right)$$

$$T(x) = 2872,21 - 1058,1 \times 2,75 - 1465,92 \times (x - 2,75)$$

$$M(x) = 2872,21 \times 1058,1 \times 2,75 \left(x - \frac{2,75}{2}\right) - 1465,92 \times (x - 2,75) \times \left(\frac{x - 2,75}{2}\right)$$

$$x=2,75 \Leftrightarrow \begin{cases} T(2,75) = -37,56 \text{ daN} \\ M(2,75) = +7898,57 \text{ daN.m} \end{cases} \quad x=5,3 \text{ m} \Leftrightarrow \begin{cases} T(5,3) = -3775,66 \text{ daN} \\ M(5,3) = -964,28 \text{ daN} \end{cases}$$

Section 3-3 : $0 \leq x \leq 1,35 \text{ m}$

$$T(x) = R_B - \bar{q}_1 \cdot x$$

$$M(x) = R_B \cdot x - \overline{q}_1 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 5204,08 - 1058,1 \cdot x$$

$$M(x) = 5204,08 \cdot x - 1058,1 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x=0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -5204,08 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \end{cases} \quad x=1,35\text{m} \Rightarrow \begin{cases} T(1,35) = +3775,64 \text{ daN} \\ M(1,35) = +6061,31 \text{ daN} \end{cases}$$

Calcul du moment fléchissant maximum

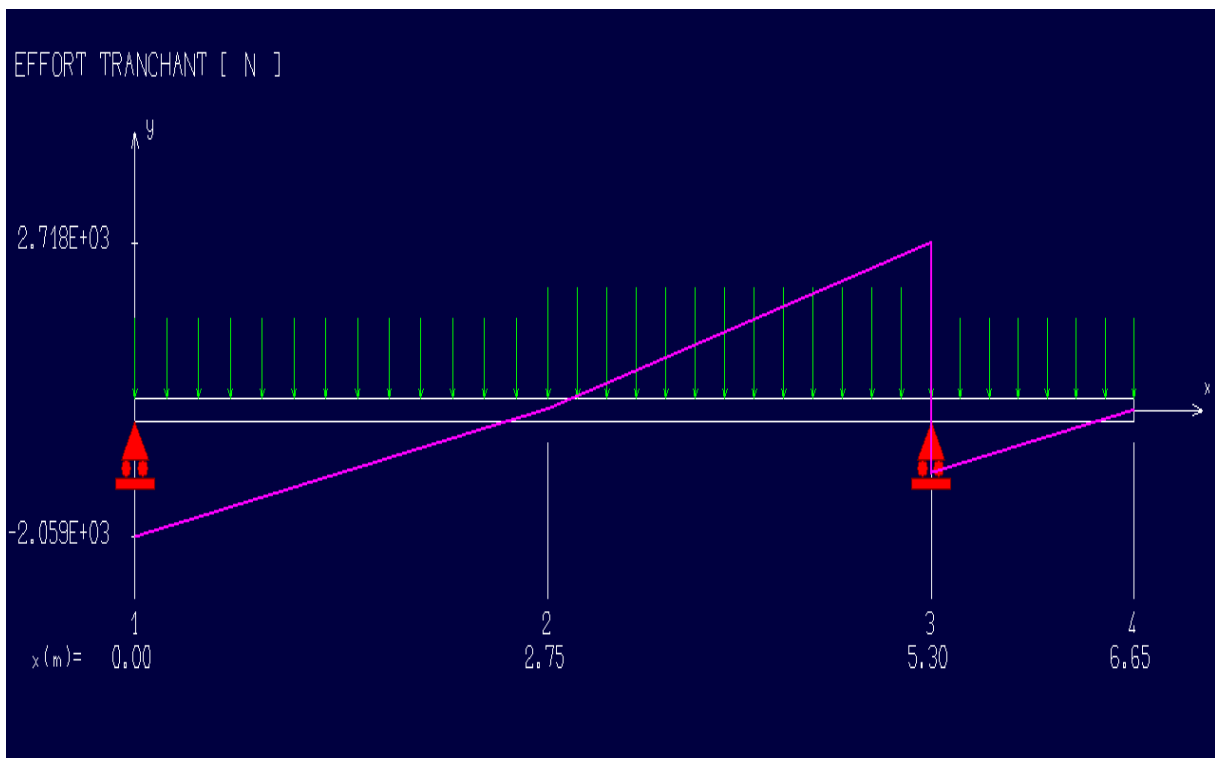
$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 2872,21 - 1058,1 \times 2,75 - 1465,92 \times (x - 2,75) = 2,7$$

$$M_{\max}^u = M(4,91\text{m}) = 3898,10 \text{ daN.m.}$$

Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant :

Etat limite ultime (E.L.U.) :

T : en [daN]



M : en [daN.m]

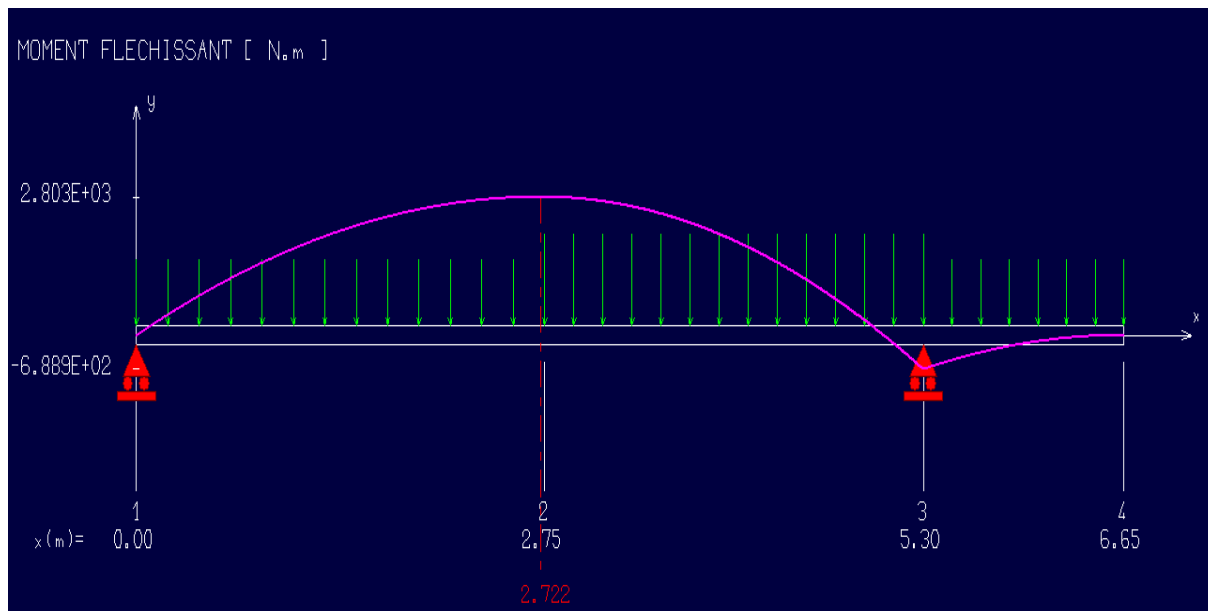


Figure.III.29 :Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.U.

- **Moment en appuis :**

$$M_a^u = -0.4M_{\max}^u = -1559.24 \text{ daN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_t^u = 0,6M_{\max}^u = 2338.86 \text{ daN.m}$$

Etat limite ultime (E.L.S.):

Calcul des réactions :

$$\sum M/A=0 \quad \Rightarrow$$

$$-R_B \cdot 5.3 + 756 \times 1.35 \times ((1.35/2) + 2.55 + 2.75) + 1058,09 \cdot 2.55 \cdot (2.55/2 + 2,75) + 756 \times 2.75 \times 2.75/2$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{R_B = 3738.99 \text{ daN}}$$

$$\sum M/B= \quad \Rightarrow$$

$$-R_A \times (2.55 + 2.75) + 1058,09 \times 2.55 \times 2,55/2 - 756 \times 1,35 \times 1,35/2 + 756 \times 2.75(2.75/2 + 2.55)$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{R_A = 2058.73 \text{ daN}}$$

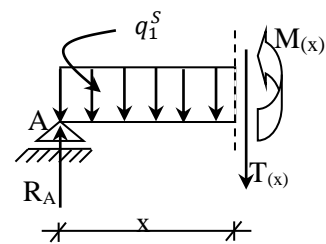
Vérification :

$$\Sigma F_V = R_A + R_B = 3738.99 + 2058.73 = 2.55 \times 1058.09 + 1.35 \times 756 + 2.75 \times 756 = 5797.73 \text{ daN}$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2.75 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - \bar{q}_1^{\text{ser}} \cdot x$$

$$M(x) = R_A \cdot x - \bar{q}_1^{\text{ser}} \cdot \frac{x^2}{2}$$



$$T(x) = 2058.73 - 756 \cdot x$$

$$M(x) = 2058.73 \cdot x - 756 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x=0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 2058.73 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \end{cases}$$

$$x=2.75 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} T(2.75) = -20.27 \text{ daN} \\ M(2.75) = 2802.88 \text{ daN.m} \end{cases}$$

Section 2-2 : $2.75 \leq x \leq 5.3 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - \bar{q}_1^{\text{ser}} \cdot 2.75 - \bar{q}_2^{\text{ser}} \cdot (x - 2.75)$$

$$M(x) = R_A \cdot x - \bar{q}_1^{\text{ser}} \cdot 2.75 \left(x - \frac{x - 2.75}{2}\right) - \bar{q}_2^{\text{ser}} \cdot (x - 2.75) \cdot \left(\frac{x - 2.75}{2}\right)$$

$$T(x) = 2058.73 - 756 \cdot 2.75 - 1058.09 \cdot (x - 2.75)$$

$$M(x) = 2058.73x - 756 \times 2.75 \left(x - \frac{x - 2.75}{2}\right) - 1058.09(x - 2.75) \left(\frac{x - 2.75}{2}\right)$$

$$x=2.75 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} T(2.75) = -20.27 \text{ daN} \\ M(2.75) = 2802.88 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$x=5.3 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} T(5.3) = -2718.40 \text{ daN} \\ M(5.3) = -688.92 \text{ daN.m} \end{cases}$$

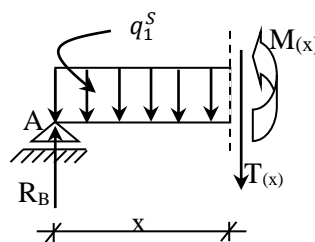
Section 3-3 : $0 \leq x \leq 1.35 \text{ m}$

$$T(x) = R_B - \bar{q}_1^{\text{ser}} \cdot x$$

$$M(x) = R_B \cdot x - \bar{q}_1^{\text{ser}} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 3738.99 - 756 \cdot x$$

$$M(x) = 3738.99 \cdot x - 756 \cdot \frac{x^2}{2}$$



$$x=0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 3738.99 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \end{cases}$$

$$x=1.35 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} T(1.35) = 2718.39 \text{ daN} \\ M(1.35) = 4358.73 \text{ daN.m} \end{cases}$$

Calcul du moment fléchissant maximum :

$$M_{\text{max}} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 2058.73 - 756 \cdot 2.75 - 1058.09 \cdot (x_m - 2.75) = 0$$

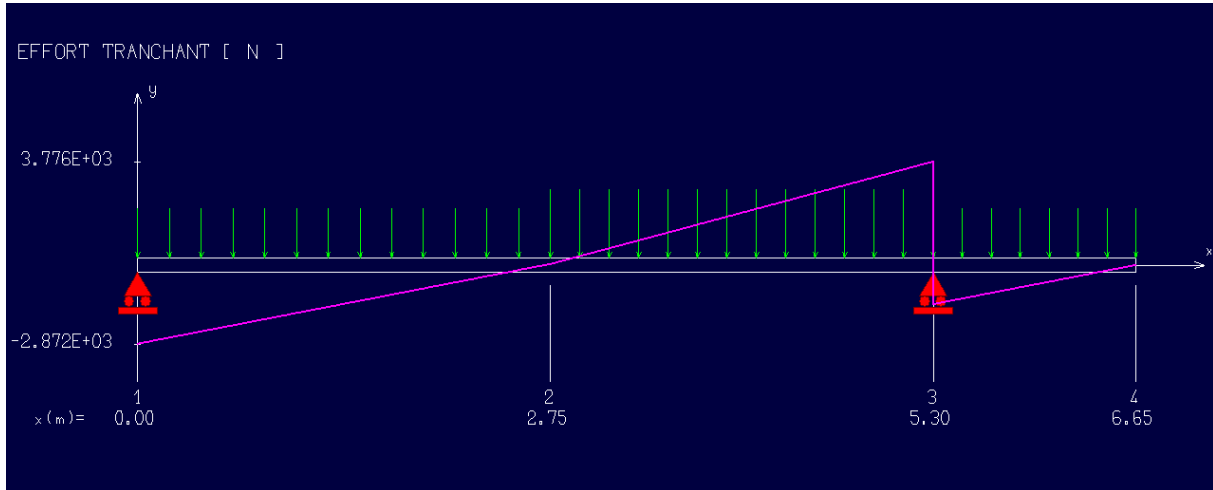
$$\Rightarrow x_m = 2.73 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}}^{\text{ser}} = M(2.73) = 2803.07 \text{ daN.m}$$

Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant :

Etat limite ultime de service (E.L.S.) :

T : en [daN]



M : en [daN.m]

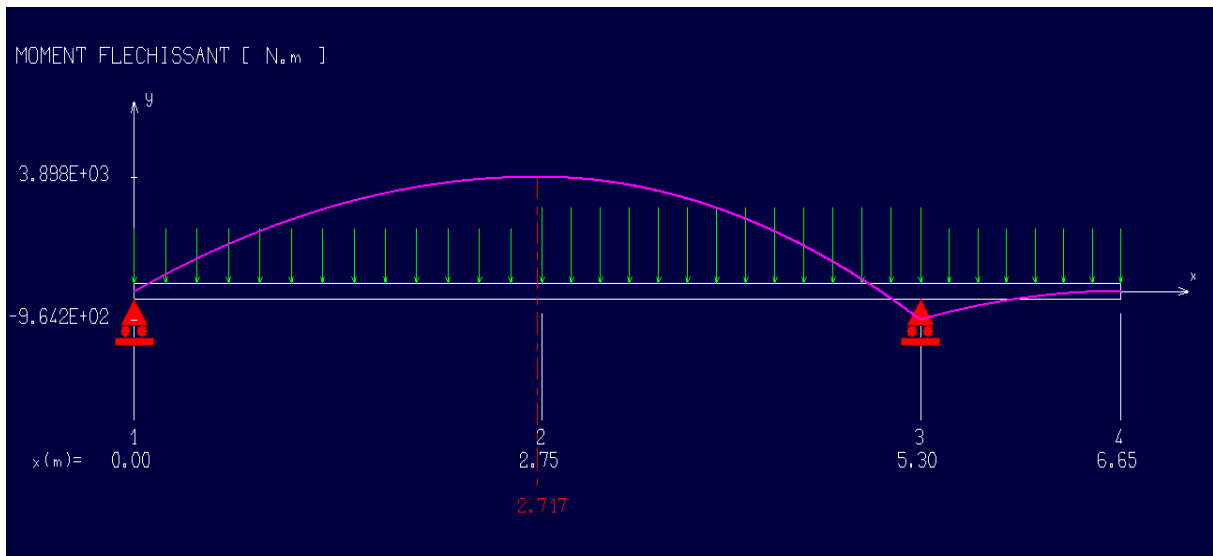


Figure.III.30: Diagrammes des moments fléchissant fléchissant et efforts tranchant à E.L.S.

Moment en appui :

$$M_a^{ser} = -0.4M_{max}^{ser} = -1121.22 \text{ daN.m}$$

Moment en travée

$$M_t^{ser} = 0.6M_{max}^{ser} = 1681.84 \text{ daN.m}$$

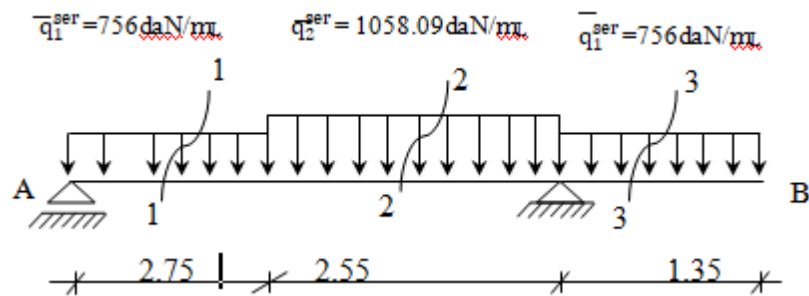


Figure.III.31:Schéma statique d'un escalier à paillasse avec deux paliers

En travée :

Etat limite ultime (E L U) :

$$M_t^u = 2338.86 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{23388,6}{11.33 \cdot 100 \cdot (13)^2} = 0.12$$

$$\mu = 0,04 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.05$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.979$$

Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7677,8}{348 \cdot 0.979 \cdot (13)^2} = 0.13 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.2 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

Choix des armatures :

$$6\text{T6}/\text{mL} \longrightarrow A = 1.7 \text{ cm}^2/\text{mL.}$$

$$(\text{T6} \longrightarrow e = 15\text{cm}).$$

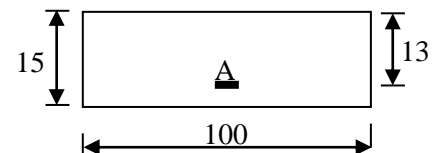


Figure.III.32: Section de calcul de la paillasse

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 12\text{MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{1.2}{4} = \mathbf{0.3\text{cm}^2/\text{mL}}$$

Choix des armatures :

$$2\text{T6}/\text{mL} \longrightarrow \mathbf{A = 0.56\text{ cm}^2/\text{mL}}$$

$$(\text{T6} \longrightarrow \mathbf{e = 20\text{cm}}).$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{\text{ser}} = 1681.84 \text{ daN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \end{array} \right\} \begin{array}{l} ? \\ \\ \end{array} \Rightarrow 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{Mu}{M_{\text{ser}}} = \frac{2338;86}{1681.84} = \mathbf{1.44}$$

$$\frac{1.44-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.42 > \alpha = 0,200 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 12\text{MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{1.2}{4} = \mathbf{0.53\text{ cm}^2/\text{mL}}$$

Choix des armatures :

$$2\text{T6}/\text{mL} \longrightarrow \mathbf{A = 0.56\text{cm}^2/\text{mL}}$$

$$(\text{T6} \longrightarrow \mathbf{e = 20\text{cm}}).$$

En appuis :

Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^u = -511.85 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{5118.5}{11.33 \cdot 100 \cdot (13)^2} = 0.02$$

$$\mu = 0.02 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.02$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$$

Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5118.5}{348 \cdot 0.98 \cdot (13)^2} = 0.08 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 10 = 8 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 8 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

Choix des armatures :

$$5T16/\text{mL} \longrightarrow A = 10.05 \text{ cm}^2/\text{mL}.$$

$$(T16 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

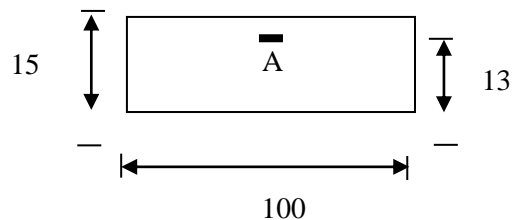


Figure.III.33 : Section de calcul de la paillasse

III.6.6. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 3775,64 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{37756.4}{100 \times 13 \times 100} = 0.29 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.05 \cdot f_{c28} = 1.00 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.29 \text{ MPa} < \tau_u = 1 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage nécessaires

} \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^{\text{ser}} = -1121.22 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

Acier FeE400

Avec : $\gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{15592.4}{1121.22} = 1.39$

$$\frac{1.39-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.4 > \alpha = 0.200 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$

- Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

Armatures de répartition :

$$\underline{A}_T \geq \frac{A_a}{4} = \frac{8}{4} = 2 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

Choix des armatures :

5T16/mL $\longrightarrow A = 10.05 \text{ cm}^2/\text{mL}$.

(T16 $\longrightarrow e = 25 \text{ cm}$).

Vérification des contraintes de cisaillement :

$T_{ser}^{max} = 3775.64 \text{ daN}$

$$\tau_{ser} = \frac{Tu}{b \times d} = \frac{37389.9}{100 \times 13 \times 100} = 0.29 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.05 \cdot f_{c28} = 1.00 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0.29 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{ser} = 1 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage } Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

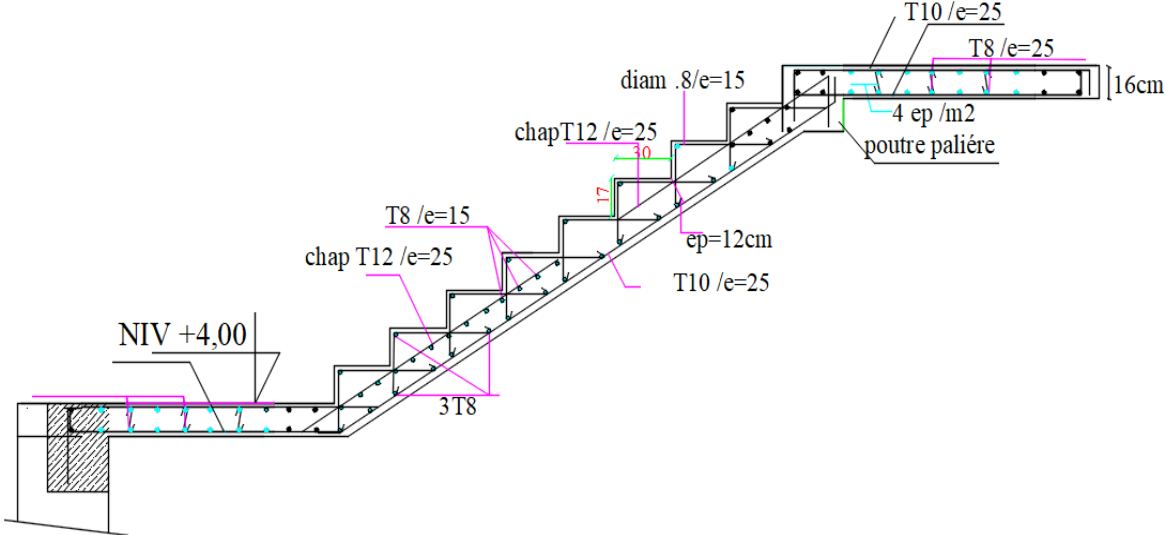


Figure III.34 :Dessin ferrailage d’escalier

Chapitre IV:

Etude de l'ascenseur

IV.1. Ascenseur :

IV.1.1. Introduction:

Appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement des personnes ou des chargements, aux différents étages d'un bâtiment. Il représente la principale forme de circulation verticale dans les bâtiments supérieurs à 3 étages.

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériel.

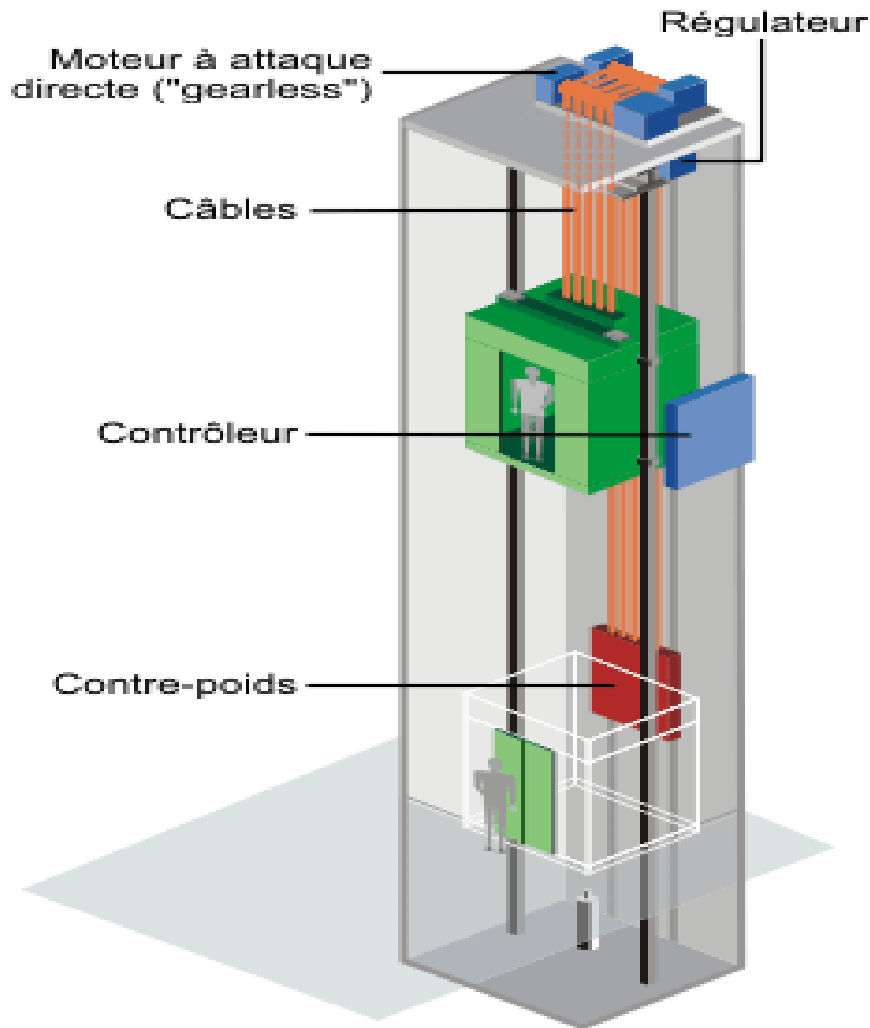


Figure IV.1: schéma d'un ascenseur

Les ascenseurs sont classés en 3 groupes et selon leur usage.

- ♦ **Groupe 1** : ascenseur pour les locaux recevant du public.
- ♦ **Groupe 2** : ascenseur privé.
- ♦ **Groupe 3** : monte-charge.

Dans notre projet, il y a un ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes. D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m².

Tableau IV.1: caractéristique d'un ascenseur

Les Caractéristiques	Les Dimensions
La hauteur de course	31.54 m
La Largeur.	1.1 m
La Hauteur.	2.2 m
La Profondeur.	1.4 m
La Largeur du passage libre.	0.8 m
La Hauteur du passage libre.	2 m

IV.2.Evaluation des charges :

IV.2.1. La Charge Permanente:

Masse de la surface totale des cotés :

$$\text{Surface latérale : } S_1 = (2 \times 1.4 + 1.1) \times 2.2 = \mathbf{8.58m^2}$$

$$M_1 = 11.5 \times 8.58 = \mathbf{98.6 \text{ kg}}$$

Cette masse doit être majorée de **11%** :

$$M_1 = 98.6 \times 1.1 = \mathbf{108.64 \text{ kg}}$$

Masse du plancher :

$$\text{Surface du plancher : } S_2 = 1.4 \times 1.1 = \mathbf{1.54m^2}$$

$$M_2 = 110 \times 1.54 = \mathbf{169.4 \text{ kg}}$$

Masse du toit :

$$\text{Surface du toit : } S_3 = 1.1 \times 1.4 = \mathbf{1.54m^2}$$

$$M_3 = 20 \times 1.54 = \mathbf{30.8 \text{ Kg}}$$

Masse de parachute :

$$M_4 = \mathbf{100 \text{ kg}}$$

Masse de l'arcade :

$$M_5 = 60 + (80 \times 1.1) = \mathbf{148 \text{ kg}}$$

Masse d'accessoires :

$$M_6 = \mathbf{80 \text{ Kg}}$$

Masse de la porte de cabine :

$$S_7 = 0.8 \times 2 = \mathbf{1.6 \text{ m}^2}$$

$$M_7 = 80 + 25 \times 1.6 = \mathbf{120 \text{ kg}}$$

Masse des poulies de moulage :

$$M_8 = 30 \times 2 = \mathbf{60 \text{ Kg}}$$

Le poids mort total :

$$P_m = M_1 + \dots + M_8 = \mathbf{816.74 \text{ Kg}}$$

Masse du contre poids :

$$P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 816.74 + (630/2) = \mathbf{1131.74 \text{ Kg}}$$

Masse du treuil en haut + moteur :

$$\mathbf{P = 12000 \text{ Kg}}$$

Choix des câbles :

La charge de rupture est égal au produit de la charge de rupture d'un câble ou n câbles et par type de moulage m on a $m = 2$ (deux brins).

$$\begin{cases} C_r = C_r \\ C_r = C_s \times M \end{cases}$$

C_s : coefficient de sécurité qui doit être minimal égale à 12 .

M : la somme de la charge utile Q et le poids mort P_m

$$C_r = 12 \times (630 + 816.74) = \mathbf{17360.88 \text{ kg}}$$

C'est on divise la charge de rupture par le coefficient de câble = **0.85**

$$C_r = \frac{17360.88}{0.85} = \mathbf{20424.56 \text{ Kg}}$$

A partir la NFP 82-210 qui dit que D/d entre le diamètre de la poulie (D) et le diamètre nominal de câble (d) au moins égale à quelque soit le nombre de trous.

$$d = \frac{D}{45} ; D \in \{ 400 ; 800 \}$$

Dans notre cas on prend : **$D = 450 \text{ mm}$**

D'après le tableau donnant les caractéristiques des câbles, on prend $d = 9.45$ qui a une masse linéaire de 0.293 et une charge admissible total $C_1 = 4650 \text{ kg}$ de la relation 1 :

$$n = \frac{C_r}{C_r \times m} = \frac{20424.56}{4650.2} = 2.2 \implies 3 \text{ câbles}$$

mais on prend 4 câbles (**$n = 4$**) .

Masse des câbles : $M_c = m \times n \times l$

m : la masse linéaire du câble égal **0.392 kg**

$$M_c = 4 \times 0.293 \times 33.74 = \mathbf{39.54 \text{ Kg}}$$

Finalement, la charge permanente totale de l'ascenseur est égale :

$$G = P_p + P_m + M_c + P = 1131.74 + 816.75 + 39.54 + 1200 = \mathbf{3188.02 \text{ Kg}}$$

IV.2.2. Charge d'exploitation:

$$Q = 630 \text{ kg}$$

ELU :

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_u = (1.35 \times 3188.02) + (1.5 \times 630) = 5248.9 \text{ Kg}$$

ELS :

$$Q_{ser} = G + Q$$

$$Q_{ser} = 3188.02 + 630 = 3818.08 \text{ kg}$$

IV.2.3. Vérification de la Dalle d'Ascenseur au Poinçonnement :

Le moteur de l'ascenseur qui est supposé appuyé sur quatre appuis risque de nous créer le poinçonnement au niveau de la dalle. La charge totale ultime du moteur est de 9487 kg.

Soit :

q_u : la charge appliquée sur chaque appui.

$q_u = 5248.9/4 = 1312.22 \text{ kg}$. Selon le (BAEL91), la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$q_u \leq (0.45 \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}) \quad (\text{BAEL, A.5.2, 42})$$

Avec : q_u : La charge de calcul vis à vis d'ELU.

h_0 : Épaisseur totale de la dalle.

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q_u est appliqué sur un carrée de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

On prend $h_0 = 15 \text{ cm}$

$$u = u_0 + h_0$$

$$v = v_0 + h_0$$

$$u = v = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$u_c = 2(u + v) = 100 \text{ cm}$$

$$q_u \leq 0.45 \times 100 \times 15 \frac{25}{1.5} = 11250 \text{ kg}$$

$$q_u = 1312.22 \text{ kg} < 11250 \text{ kg} \quad \dots\dots\dots \text{C V}$$

Donc le risque de poinçonnement n'existe pas.

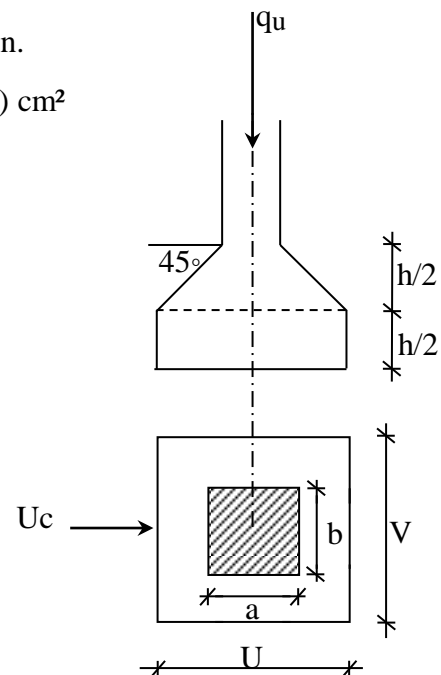


Figure IV.2 : Schéma de la surface d'impact

IV.2.4.Calcul des Sollicitations

a. Etude de la Dalle Sous la Charge Concentrée:

On a la charge totale appliquée sur un rectangle au centre de la plaque. Les moments engendrés par cette charge se calculent par l'application de la méthode de (PIGEAUD) avec des abaques qui nous donnent les coefficients M_1, M_2 selon les rapports suivants :

$$\checkmark \frac{l_x}{l_y}$$

$$\checkmark \frac{u}{l_x}$$

$$\checkmark \frac{v}{l_y}$$

$$\text{à l'E L U : } v = 0 \left\{ \begin{array}{l} M_{xu} = M_1 \times P_U \\ M_{yu} = M_2 \times P_U \end{array} \right.$$

$$\text{à l'E L S : } v = 0.2 \left\{ \begin{array}{l} M_{xu} = (M_1 + 0.2M_2) \times P_{ser} \\ M_{yu} = (M_2 + 0.2M_1) \times P_{ser} \end{array} \right.$$

Le moteur posé sur 4 appuis.

La charge au m^2 sera : $P' = \frac{p}{u \times v}$ et $P = qu = 1312.22 \text{ kg}$

$$P' = \frac{1312.22}{0.25 \times 0.25} = 20995.52 \text{ kg/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} l_x = 1.65\text{m} \\ l_y = 1.85\text{m} \end{array} \right.$$

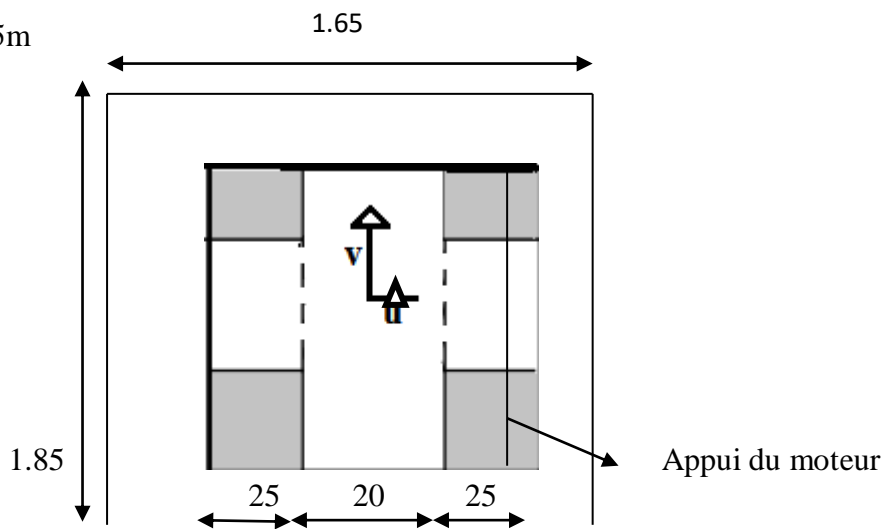


Figure IV .3.Distances des rectangles des charges concentrées

Un exemple de calcul :

On applique (la méthode de Pigeaud) et on devisé le rectangle :

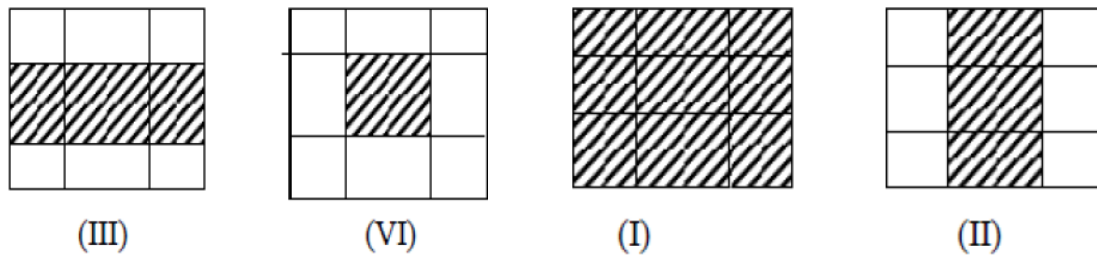


Figure IV.4 : Panneaux de calcul de la dalle machine

b. Les moments seront :

$$\begin{cases} M_{xc} = M_{xI} - M_{xII} + M_{xIII} + M_{xIV} \\ M_{yc} = M_{yI} - M_{yII} + M_{yIII} + M_{yIV} \end{cases}$$

$$\Phi = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.65}{1.85} = 0.89 \implies \Phi = \mathbf{0.9}$$

IV.2.5. Calcul des moments :

Tableau IV.2: évaluation des moments

Rectangle	U(m)	V(m)	U/l _x	V/l _y	M ₁	M ₂	S(m ²)	P'.S(kg)	M _x (kg.m)	M _y (kg.m)
I	0.70	0.70	0.42	0.38	0.118	0.098	0.49	10287.80	1213.96	1008.20
II	0.20	0.70	0.12	0.38	0.178	0.132	0.14	2939.37	523.21	387.99
III	0.70	0.20	0.42	0.11	0.130	0.136	0.14	2939.37	382.12	399.75
IV	0.20	0.20	0.12	0.11	0.235	0.208	0.04	839.82	197.35	174.68

$$\begin{cases} M_{xc} = 1213.96 - 523.21 - 382.12 + 197.35 = 505.98 \text{ Kg.m} \\ M_{yc} = 1008.20 - 387.99 + 399.75 + 174.68 = 395.17 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

Sous charge repartie :

Le poids propre de la dalle avec une épaisseur de 15 cm c'est :

$$G = 0.15 \times 2500 = \mathbf{375 \text{ kg/m}^2}$$

P = 100 Kg/m² (une dalle non accessible)

$$q_u = (1.35G + 1.5P) = (1.355 \times 375) + (1.5 \times 100)$$

$$q_u = \mathbf{656.25 \text{ Kg/ml}}$$

$$\phi = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.65}{1.85} = 0.89 > 0.4 \text{ (la dalle travaille dans les deux sens)}$$

$$\mathbf{E L U} \begin{cases} \mu_x = 0.0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases}$$

Dans le sens de X (la petite portée) $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

Dans le sens de Y (la grande portée) $M_{0y} = \mu_y \times q_u \times l_y^2$

$$M_x = 656,25 \times 0.0466 \times 1,65^2 = 83,25 \text{ kg.m}$$

$$M_y = 77,67 \times 0.7635 = 63,56 \text{ kg.m}$$

Les moments totaux appliqués sur la dalle :

$$M_{tx} = M_{xc} + M_x = 5059,8 + 832,5 = 5892.3 \text{ N.m}$$

$$M_{ty} = M_{yc} + M_y = 3951.7 + 635,6 = 4589.3 \text{ N.m}$$

En travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_x = \mathbf{4419.22 \text{ N.m}} \\ M_{ty} = 0.75M_y = \mathbf{3440.47 \text{ N.m}} \end{cases}$$

En appui :

$$\begin{cases} M_{ax} = -0.5M_x = \mathbf{-2346.15 \text{ N.m}} \\ M_{ay} = -0.5M_y = \mathbf{-2293.65 \text{ N.m}} \end{cases}$$

IV.2.6. Le calcul des armatures :

Suivant X (sens -X) :

a. En travée

$$d_x = 0.9h = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mathbf{E L U} : M_x = 4419.22 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_x}{d \times b^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4419.22}{100 \times 13.5 \times 14.2} = 0.017 < \mu_{AB} = 0.186 \text{ (feE400)}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0.017$$

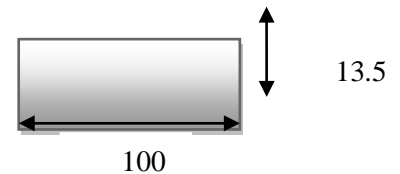
$$A_{cl} = \beta_u \times b \times d \times \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{su}} = 0.017 \times 100 \times 13.5 \times \frac{14.2}{348} = 0.93 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000} ; 0.23 b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{100 \times 13.5}{1000} ; 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{\min} \geq \max \{ 1.35 \text{ cm}^2 ; 1.63 \text{ cm}^2 \} \implies A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$



Armatures finale :

Le choix : $A_u = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec : $A_{tx} = \max(A_u, A_{\min}) = (0.93 ; 1.63) = 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml} \implies ST = 25 \text{ cm}$

b. En appui :

$M_{ax} = 2946.15 \text{ N.m}$

$$\mu = \frac{2946.15}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0.011 < \mu_{AB} = 0.186$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0.013$$

$$A_{cl} = \beta_u \times b \times d \times \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{su}} = 0.013 \times 100 \times 13.5 \times \frac{14.2}{348} = 0.60 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000} ; 0.23 b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{100 \times 13.5}{1000} ; 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{\min} \geq \max \{ 1.35 \text{ cm}^2 ; 1.63 \text{ cm}^2 \} \implies A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Armatures finale :

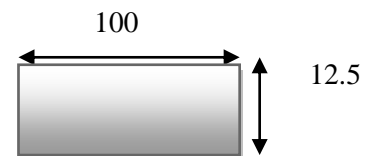
Le choix : $A_u = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec : $A_{tx} = \max(A_u, A_{\min}) = (0.93 ; 1.63) = 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml} \implies ST = 25 \text{ cm}$

Suivant Y (sens Y) :

a. En travée :

$$d_y = d_x - 1 = 13.5 - 1 = 12.5 \text{ cm}$$



E L U : $M_y = 3440.47 \text{ N.m}$

$$\mu = \frac{M_x}{d_b^2 b c} = \frac{3440.47}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.015 < \mu_{AB} = 0.186 \text{ (feE400)}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0.015$$

$$A_{cl} = \beta_u \times b \times d \times \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{su}} = 0.015 \times 100 \times 12.5 \times \frac{14.2}{348} = 0.77 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000} ; 0.23 b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{100 \times 12.5}{1000} ; 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{\min} \geq \max \{ 1.25 \text{ cm}^2 ; 1.5 \text{ cm}^2 \} \implies A_{\min} = 1.5 \text{ cm}^2 ; ST = 25 \text{ cm}$$

Armatures finale :

Le choix : $A_u = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$S_T = 25 \text{ cm}$$

b. En appui :

$$M_{ay} = 2293.65 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{Mx}{db^26bc} = \frac{2293.65}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.010 < \mu_{AB} = 0.186 \text{ (feE400)}$$

$$\beta_u = \sqrt{1 - 2\mu} = 0.010$$

$$A_{cl} = \beta_u \times b \times d \times \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{su}} = 0.010 \times 100 \times 12.5 \times \frac{14.2}{348} = 0.51 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000} ; 0.23 b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{100 \times 12.5}{1000} ; 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{min} \geq \max \{ 1.25 \text{ cm}^2 ; 1.5 \text{ cm}^2 \} \implies A_{min} = 1.5 \text{ cm}^2$$

Armatures finale :

$$\text{Le choix : } A_u = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_T = 25 \text{ cm}$$

IV.2.7. Vérification à l'effort tranchant :

Sens X :

$$V_{max}^x = q \times \frac{l_x}{2} + Q_u = 6562.5 \times \frac{1.65}{2} + 1312.22 = 6733.28 \text{ kg}$$

$$\tau_u^x = \frac{V_u^x}{b \times d_x} = \frac{6733.28 \times 10}{1000 \times 135} = 0.49 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration non préjudiciable : } \left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = \min 0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ Mpa} \\ \bar{\tau}_u = \min 0,13 \times 25 ; 5 \text{ Mpa} \\ \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0.49 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \implies \tau_u^x < \bar{\tau}_u$$

- Pas de reprise de bétonnage .

- Les dispositions constructives générales sont supposées respectées .

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.2.8. Calcul des sollicitations à l'E L S :

Sous charge concentrée :

$$Q_{ser} = G + q = 3810,92 \text{ Kg}$$

$$q_{ser} = \frac{Q_{ser}}{4} = 952.73 \text{ Kg}$$

$$P_{ser} = \frac{q_{ser}}{S} = \frac{952.73}{0.25^2} = 15243.68 \text{ Kg / m}^2$$

Pour une bonde de 1 ml : $P = 15243.68 \text{ Kg/m}^2$

$$a \text{ l' E L S : } v = 0.2 \left\{ \begin{array}{l} M_{xu} = (M_1 + 0.2M_2) \times P' \\ M_{yu} = (M_2 + 0.2M_1) \times P' \end{array} \right. \quad \text{avec : } P' = P_{ser} \times S$$

Tableau IV.3: calcul des sollicitations à E.L.S.

rectangles	u/l_x	v/l_y	M_1	M_2	S (m^2)	P' (Kg)	M_x (Kg.m)	M_y (Kg.m)
I	0.42	0.38	0.118	0.098	0.49	7469.40	1027.78	908.27
II	0.12	0.38	0.178	0.132	0.14	2134.11	436.21	357.67
III	0.42	0.11	0.130	0.136	0.14	2134.11	335.48	345.72
IV	0.12	0.11	0.235	0.208	0.04	609.74	168.65	155.48

Donc : $M_{xc} = 424.74 \text{ Kg.m}$

$M_{yc} = 360.36 \text{ kg .m}$

Sous charge repartie :

$Q_{ser} = G + P = 375 + 100 = 475 \text{ kg/m}$

$$\varphi = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.65}{1.85} = 0.89 > 0.4 \text{ (la dalle travaille dans les deux sens)}$$

$$E L U \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{array} \right.$$

Dans le sens de X (la petite portée) $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

Dans le sens de Y (la grande portée) $M_{0y} = \mu_y \times q_u \times l_y^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 60,26 + 424.74 = 485 \text{ kg.m} \\ M_{ty} = 46.01 + 360.36 = 406.37 \text{ kg.m} \end{array} \right.$$

a. En travée :

$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 363.75 \text{ Kg.m}$

$M_{ty} = 0.75 \times M_y = 304.77 \text{ Kg.m}$

b. En appui :

$$M_{ax} = 0.5 \times M_x = 242.5 \text{ Kg.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_y = 203.185 \text{ Kg.m}$$

Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible il n'ya aucune vérification à σ_s .

Sens-X :

a. En travée :

$$M_{tser} = 363.75 \text{ Kg.m}$$

$$U_{ser \text{ lim}} = 0.024 \implies M_{ser \text{ lim}} = U_{ser \text{ lim}} \times b \times d^2 \times f_{c28} = 0.024 \times 1 \times 0.135^2 \times 25 = 11.11 \text{ KN/ml}$$

$$M_{txMax} = 3.637 \text{ KN/ml} < M_{ser \text{ lim}} = 11.11 \text{ KN/ml}$$

Donc : l'E.L.S est vérifiée avec la section calculée à l'E L U.

b. En appui :

$$M_{aser} = 242.5 \text{ kg.m}$$

$$U_{ser \text{ lim}} = 0.0208 \implies M_{ser \text{ lim}} = U_{ser \text{ lim}} \times b \times d^2 \times f_{c28} = 0.0208 \times 1 \times 0.135^2 \times 25 = 9.47 \text{ KN/ml}$$

$$M_{axMax} = 2.425 \text{ KN/ml} < M_{ser \text{ lim}} = 9.47 \text{ KN/ml}$$

Donc : l'E.L.S est vérifiée avec la section calculée à l'E L U.

Sens-Y :

a. En travée : (d = 12.5 cm)

$$M_{tser} = 304.77 \text{ Kg.m}$$

$$U_{ser \text{ lim}} = 0.0244 \implies M_{ser \text{ lim}} = U_{ser \text{ lim}} \times b \times d^2 \times f_{c28} = 0.0244 \times 1 \times 0.125^2 \times 25 = 9.53 \text{ KN/ml}$$

$$M_{txMax} = 3.047 \text{ KN/ml} < M_{ser \text{ lim}} = 9.531 \text{ KN/ml}$$

Donc : l'E.L.S est vérifiée avec la section calculée à l'E L U.

b. En appui :

$$M_{aser} = 203.185 \text{ kg.m}$$

$$U_{ser \text{ lim}} = 0.0208 \implies M_{ser \text{ lim}} = U_{ser \text{ lim}} \times b \times d^2 \times f_{c28} = 0.0208 \times 1 \times 0.125^2 \times 25 = 8.12 \text{ KN/ml}$$

$$M_{axMax} = 2.031 \text{ KN/ml} < M_{ser \text{ lim}} = 8.125 \text{ KN/ml}$$

Donc : l'E.L.S est vérifiée avec la section calculée à l'E L U.

IV.2.9. Vérification à l'effort tranchant :

$$V_{max}^x = q \times \frac{l_x}{2} + Qu = 6562.5 \times \frac{1.65}{2} + 1312.22 = 6733.28 \text{ kg}$$

$$\tau_u^x = \frac{V_u^x}{b \times d_x} = \frac{6733.28 \times 10}{1000 \times 135} = 0.49 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration non préjudiciable : } \left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = \min 0,13 \times f_{c28} ; 5\text{Mpa} \\ \bar{\tau}_u = \min 0,13 \times 25 ; 5\text{Mpa} \\ \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0.49 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \implies \bar{\tau}_u < \tau_u$$

- Pas de reprise de bétonnage.
- Les dispositions constructives générales sont supposées respectées.

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Chapitre V : Etude sismique

V.1- Introduction :

Les tremblements de terre ont représenté depuis toujours un de plus graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale est imprévue, la violence des forces mises en jeu et l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Le séisme est un phénomène qui se produit à partir du frottement entre les plaques tectoniques, un déplacement de ces derrières engendre des efforts sismiques qui imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur, alors un effort séismique est un effort dynamique (varie en fonction du temps).

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien [R.P.A.99 (version2003)]

V.2- Méthodes de calcul :

Selon l'article 4.1.1 du RPA.9 (Version 2003), les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale.

V.2.1- Méthode statique équivalente :

➤ Principe de la méthode :[RPA99 (version 2003)/4.2.1]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99 (version2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone ;
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- Q : Facteur de qualité ;
- R : Coefficient de comportement et
- W : Poids total de la structure.

Condition d'application : [RPA 99 (version 2003)/4.1.2]

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Régularité en plan : [RPA99 (version 2003)/3.5.1.a]

1. Le bâtiment doit être présenté une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;

2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

3. Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;

4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ;

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier.

• **Régularité en élévation** : [RPA99 (version2003)/3.5.1.b]

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

2. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.

3. La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas **20%**.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas **1,5** fois sa plus petite dimension.

Outre ces conditions, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : ● tous groupe.

Zone IIa : ● 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.

● groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III : ● groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 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.

- La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique (**les sollicitations sont calculé par le logiciel Autocad , Etabs 2009**).

V.2.2- Méthode dynamique modale spectrale :

a) Principe :

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

b) Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degré de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

c) Présentation du logiciel :

Robot Bat est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle ;
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure» ;
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normales, contraintes σ ...)

V.3- Etapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface du Robot Bat (voir figure VI.1) :

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles dalle pleine par panneau.

- Introduit les propriétés du matériau utilisé: les propriétés du béton (voir chapitre I)
- Introduit les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé.
- Introduit les conditions aux limites.

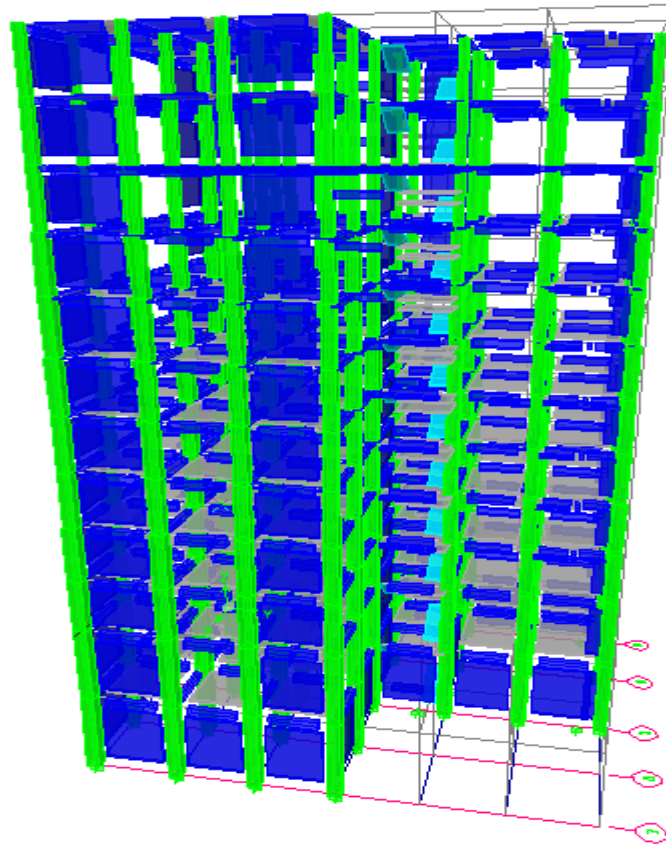


Figure.V.1: Interface du ETABS

- Détermination des charges : pour notre cas, on a trois type :
 - Charge permanente G: contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaire ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.
 - Charges d'exploitation Q: les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.
 - Les forces sismiques E : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens(X, Y et Z).
- Détermination des combinaisons de charges :
 - 1) $1.35G + 1.5Q$
 - 2) $G + Q$
 - 3) $0.8G + E$
 - 4) $0.8G - E$
 - 5) $G + Q + E$
 - 6) $G + Q - E$

Vérification des erreurs .

Lancement de l'analyse .

Interprétation des résultats.

- Détermination du spectre de réponse :

Zone	:	IIa
Usage	:	2
Assise	:	S ₃
Coefficient de qualité	:	1.200
Coefficient de comportement	:	3.500
Amortissement	:	7.00 %

Résultats de calcul :

Tableau V.1 : Période et facteur de participation massique

MODE	Période	Masses cumulées U _x (%)	Masses cumulées U _y (%)	Masses modale U _x (%)	Masses modale U _y (%)
1	0.99	51.99	10.73	51.99	10.73
2	0.89	60.93	62.09	8.94	51.36
3	0.62	62.56	65.45	1.63	3.36
4	0.25	63.15	78.77	0.59	13.32
5	0.22	80.59	79.03	17.44	0.26
6	0.14	81.23	80.42	0.64	1.39
7	0.12	81.32	85.66	0.08	5.24
8	0.09	87.90	85.66	6.59	0.01
9	0.07	87.91	88.97	0.00	3.30
10	0.06	88.24	89.26	0.33	0.30
11	0.06	91.88	89.27	3.64	0.00
12	0.05	91.88	91.49	0.00	2.23
13	0.04	94.86	91.55	2.98	0.06

➤ **Remarque :**

- 1°/ Ce modèle présente une période fondamentale T=0,99sec.
- 2°/ Les 1^{er} et 2^{ème} mode sont des modes de translation.
- 3°/ Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.
- 4°/ Les 12 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90% (selon RPA 99/version 2003).

V.4- Interprétation Des Résultats :

V.4.1- Vérification la résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base V_i obtenue par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V.

a. Calcul la force statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

- A** : Coefficient d'accélération de zone ;
- D** : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- Q** : Facteur de qualité ;
- R** : Coefficient de comportement et
- W** : Poids total de la structure.

b. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

Avec :

T₂ : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où : **ξ** est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le **tableau (4.2)**

Portique en béton armé, remplissage léger ⇒ **ξ = 7%**

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0.88 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Site meuble (S₃) ⇒ **T₂ = 0.50s** (Tableau 4.7)

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau est égale à 43.20m et

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6).

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA ⇒ **C_T = 0.05**

$$\Rightarrow T = 0.09 h_N \sqrt{D} \Rightarrow T = 0.83 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.5s \leq T = 0.83s \leq 3s \Rightarrow D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D = 1.35}$$

a) 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 2** (Ouvrage courants ou d'importance moyenne)

=> **A = 0.15**

b) Coefficient de comportement R :

Portiques contreventés par des voiles => **R = 3.5** [RPA99 (version2003)/tableau 4]

c) Facteur de qualité Q :

Tableau V.2 : Valeurs des pénalités P_q

Critère	P_q	
	P_{qx}	P_{qy}
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
	0.2	0.2

$$Q = 1 + \sum P_q = 1 + 0.2 = 1.2$$

$$Q = Q_x = Q_y = 1.2 \Rightarrow V_x = V_y = V$$

d) Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \quad [\text{RPA99 version 2003 / formule 4.5}]$$

Avec :

W_{Gi} : Poids du aux charge permanentes.

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation.

$\sum W_{Gi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes.

$\sum W_{Qi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation.

Remarque : le poids total de la structure est donné par le logiciel robot bat :

$$W = 5293.92 \text{ T}$$

Donc :

$$V = \frac{0.15 \times 1.35 \times 1.2}{3.5} \times 5293.92 = 367.54 \text{ t}$$

$$80\% = 294.03 \text{ t}$$

e) la résultante des forces sismiques :

Après l'interprétation des résultats du fichier Robot Bat, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

Sens xx

$$V_x = 263.54 \text{ t} < 80\% V = 294.03 \text{ t} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens yy

$$V_y = 261.08 \text{ t} < 80\% V = 294.03 \text{ t} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.4.2- Nombre de modes à considérer : [RPA99 version 2003/4.3.4] :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

=> le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$

Avec : N : le nombre de niveaux au dessus du sol (N = 12 niveaux)

$$\Rightarrow K \geq 3\sqrt{13} \Rightarrow K \geq 12 \text{ modes}$$

V.4.3- Vérification de la période : [RPA99 (version 2003)/4.2.4.4] :

La valeur de (T) calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{\text{dyn}} = 0.99 \text{ s} < 1.3 \times T_{\text{amp}} = 1.3 \times 0.83 = 1.07 \text{ s} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

V.4.4- Calcul et vérification des déplacements :

D'après le RPA 99 (version 2003) [art.4.4.3] le déplacement horizontale de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit : $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

Avec :

δ_k : Déplacement horizontal au niveau k ;

δ_{eK} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par Robot Bat ;

R : Coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{(k-1)}$$

Déplacement relatif admissible (toléré) : [RPA99version2003/5.10]

$$\Delta_{radm} = 1\%h_e$$

h_e : Hauteur d'étage

Remarque :

La vérification du déplacement de tous les niveaux effectuée sur le tableau suivant :

Tableau V.3 : Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement du plancher

h_k (cm)	Δ_{ek}		Δ_k		vérification
	sens x	sens y	sens x	sens y	
306	3.188	2.522	0.322	0.21	$< \Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	2.866	2.312	0.337	0.221	$< \Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	2.529	2.091	0.346	0.242	$< \Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	2.183	1.849	0.338	0.244	$< \Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	1.845	1.605	0.331	0.255	$< \Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	1.514	1.350	0.318	0.258	$< \Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	1.196	1.092	0.299	0.254	$< \Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	0.897	0.838	0.27	0.244	$< \Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	0.627	0.594	0.235	0.221	$< \Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
306	0.392	0.373	0.192	0.19	$< \Delta_{radm}=3.06\text{cm}$
422	0.200	0.183	0.1697	0.1609	$< \Delta_{radm}=4.22\text{cm}$
450	0.0303	0.0221	0.0303	0.0221	$< \Delta_{radm}=4.5\text{cm}$

V.4.5- Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : [RPA99 version 2003/5.9]

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

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

P_k = poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1)

h_k : Hauteur de l'étage k

Si : $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1 - \theta_k)}$

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

➤ **Calcul V_k :**

$$V_k = \frac{w_i \times h_i \times (v_t - F_t)}{\sum w_i \times h_i}$$

W_i : Poids propre de l'étage ;

h_i : Hauteur cumulée à la base de la structure ;

v_t : Force sismique totale.

On a $T = 0,842 \text{ sec} > 0,7 \text{ sec} \Rightarrow F_t = 0,07.T.V$ [RPA99 (version2003)/4.2.5]

$$\Rightarrow F_t = 0,07 \times 0,842 \times 2662$$

Tableau VI.4: Vérification de l'effort p- Δ

WK	h_k	Δ_x	Δ_y	V_k	Θ_x	Θ_y	vérification
684.009	306	0.322	0.21	69.83	0.010308	0.006722	≤ 0.1
450.22	306	0.337	0.221	115.24	0.004303	0.002822	≤ 0.1
439.446	306	0.346	0.242	146.5	0.003392	0.002372	≤ 0.1
432.951	306	0.338	0.244	172.27	0.002776	0.002004	≤ 0.1
427.143	306	0.331	0.255	201.63	0.002292	0.001765	≤ 0.1
427.143	306	0.318	0.258	226.27	0.001962	0.001592	≤ 0.1
421.213	306	0.299	0.254	246.74	0.001668	0.001417	≤ 0.1
415.971	306	0.27	0.244	263.88	0.001391	0.001257	≤ 0.1
405.808	306	0.235	0.221	276.55	0.001127	0.00106	≤ 0.1
406.912	306	0.192	0.19	285.55	0.000894	0.000885	≤ 0.1
402.679	422	0.1697	0.1609	267.34	0.000606	0.000574	≤ 0.1
380.425	450	0.0303	0.0221	303.54	8.44E-05	6.16E-05	≤ 0.1

Chapitre VI: Etude des éléments structuraux

VI.1. Introduction:

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux seins actions sismiques d''ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.ils contiennent : les portiques (poteaux-poutres) et les voiles.

VI.1.1. Les portiques:

a) Poteaux :

Sont des éléments porteur verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités en flexion composé.

b) Poutres :

Sont des éléments horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

VI.2. Ferrailage des portiques :

Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Effort sismique.

Combinaisons fondamentales : (BAEL 91)

$$1.35G+1.5Q \rightarrow \text{ELU}$$

$$G+Q \rightarrow \text{ELS}$$

Combinaisons accidentelles : (RPA99)

$$\begin{array}{l} 0,8G \pm E \\ G + Q + 1,2E \\ 0,8G \pm E \\ G + Q + E \end{array} \left. \begin{array}{l} \} \\ \} \\ \} \\ \} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Poteaux} \\ \\ \text{Poutres} \end{array}$$

VI.2.1. Ferrailage des poteaux:

Les armatures longitudinales sont déterminées sous trois cas de sollicitations suivantes:

1er Cas : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$

2ème Cas : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$

3ème Cas : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$

Pour ces armatures on doit respecter les conditions suivantes :

-La section d'acier minimale donnée par le B.A.E.L.

- Les pourcentages extrêmes d'acier (A_{\min} et A_{\max}) données par le RPA 99.

- Le diamètre minimum des armatures longitudinales $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$

- La longueur minimale de recouvrement $L_r = 40\phi$ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau $\delta_t < 25cm$

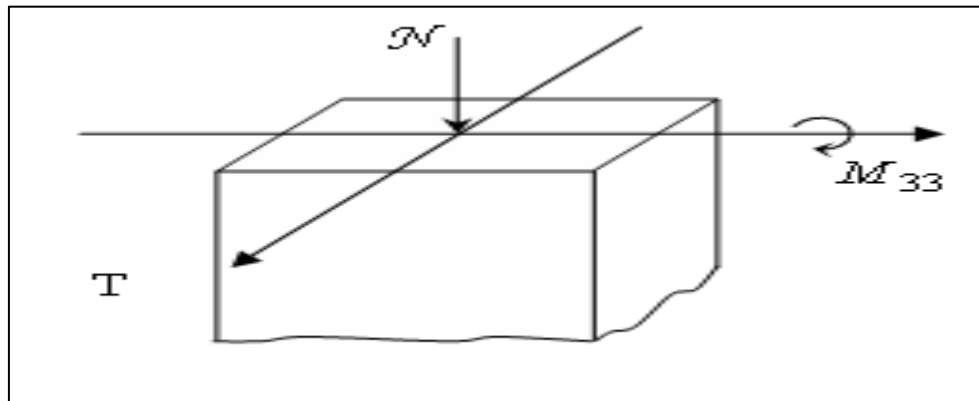


Figure VI.1: Direction des moments et efforts sur un poteau

On a huit types de portaux à étudiée :

- Type 1 \longrightarrow $(60 \times 60)cm^2$
- Type 2 \longrightarrow $(55 \times 55)cm^2$
- Type 3 \longrightarrow $(50 \times 50)cm^2$
- Type 4 \longrightarrow $(40 \times 40)cm^2$
- Type 5 \longrightarrow $(35 \times 35)cm^2$

Armature longitudinales proposées par RPA99 m 2003 :

Le pourcentage minimal imposé par le RPA99 m 2003 est :

$$A_{min} = 0,80 \% \text{ de la section totale, en zone IIa}$$

Le pourcentage maximal imposé par le RPA99 m 2003 est :

$$A_{max} = 4\% \text{ de la section totale ; en zone courante.}$$

$$A_{max} = 6\% \text{ de la section totale ; en zone de recouvrement.}$$

Le diamètre minimum de l'acier est : $\phi = 12 \text{ mm}$

La longueur de recouvrement est de 4ϕ : en zone I et II

La distance entre les barres doit être $< 25 \text{ cm}$ en zone I et II

Armatures transversales :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h \times f_e} \dots \dots \dots \text{art : 7 - 4 - 2 - 2 (RPA modifié 99).}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul

h : Hauteur de la section du poteau

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier

ρ : Un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2,50 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures : la valeur minimum de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodal : $t \leq \min(10\phi_1, 15 \text{ cm})$

Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_1$

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3 %

Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8 %

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : l'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : les dimensions de la section

l_f : la longueur de flambement

VI.2.2. Tableaux des sollicitations :

Tableau VI .1 : Récapitulation des moments fléchissant et des efforts normaux.

	Sollicitation	Poteaux (60×60) <i>cm</i> ²	Poteaux (55×55) <i>cm</i> ²	Poteaux (50×50) <i>cm</i> ²	Poteaux (40×40) <i>cm</i> ²	Poteaux (35×35) <i>cm</i> ²
Combinaison 1,35G + 1,5Q 1 ^{er} cas	N_{corr}	58.13	81.05	60.82	30.65	11.03
	M_{min}	16.435	15.668	14.353	9.903	7.471
Combinaison G + Q + 1,2Ex 0.8G ± E 2 ^{ème} cas	M_{max}	16.64	17.928	17.055	12.275	8.757
	N_{max}	347.77	217.06	131.37	77.8	27.27
Combinaison G + Q + 1,2Ey 0.8G ± E 3 ^{ème} cas	M_{corr}	1.512	1.283	0.743	0.344	2.068
	N_{min}	176.01	66.12	19.54	7.14	2.49
	T_{max}	10.38	12.22	12.37	9.93	9.48

N.B : On calcul le ferrailage par rapport à l'axe 2-2 et l'axe 3-3 puisqu'il existe deux moments M22 et M33, on obtient un ferrailage total symétrique par rapport à ces deux axes.

Les sections d'acier dans les poteaux seront calculées en considérant :

$$\text{Situation durable et transitoire} \left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \rightarrow \sigma_{bc} = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 11,33 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\lambda_s} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\text{Situation accidentelle} \quad \begin{array}{l} \gamma_b = 1,15 \rightarrow \sigma_{bc} = 14,78 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{array}$$

VI.2.3. Exemple de calcul: Poteau (60x60)

1^{er} cas : (1,35G + 1,5Q)

Les sollicitations prises en compte

$$N_{\text{corr}} = 58.13 \text{ t Tout}$$

$$M_{\text{min}} = 16.635 \text{ t.m}$$

ELU.R :

$$A'_1 = \frac{N' - \sigma_{bc} \times B'}{\sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{58.13 \times 10^4 - 11.33 \times 60 \times 60 \times 100}{348 \times 100} < 0$$

$$A'_1 = -100.50 < 0 \quad A'_1 = 0$$

E.L.U.S.F :

$$\lambda = \frac{L_f}{h} \leq \max(15 ; 20 \times e_1/h)$$

$$e_1 = (M / N) = 0.29 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{h} = \frac{3.15}{0.6} = 5.25$$

$$20 \frac{e_1}{h} = 20 \frac{0.29}{0.6} = 9.67$$

5,25 < 15 \longrightarrow on appliqué la méthode forfaitaire.

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; l/250) = \max(2 \text{ cm} ; 1,8 \text{ cm})$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{h \cdot 10^4} (2 + \alpha \varphi)$$

$$\diamond \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{16.64}{16.64 + 1.377} = 0.92$$

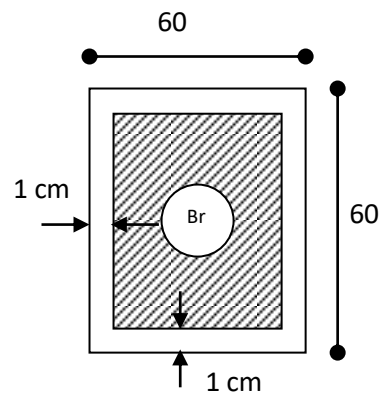


Figure VI.2. Section réduite du béton

$$\diamond e_2 = \frac{3 \times 3.15^2}{0.6 \times 10^4} (2 + 0.92 \times 2) = \mathbf{0.019 \text{ m}}$$
 telque : $\varphi = 2$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.29 + 0.02 + 0.019 = \mathbf{0.329 \text{ m}}$$

Le calcul se ramène en flexion composé avec :

$$\mathbf{N = 58.13 \text{ t}}$$

$$M = N \times e = 58.13 \times 32.9 \times 10^{-2} = \mathbf{19.12 \text{ t.m}}$$

$$e = 32.9 \text{ cm} > h/2 - c = \mathbf{24 \text{ cm}}$$

L'effort normale se trouve à l'extérieur de section alors : SPC

Donc le calcul de ramène au calcul on flexion simple avec moment fictif $M_1 = N \cdot e$

$$M_1 = N \times \left(e + \frac{h}{2} - C \right) = 58.13 (32.9 + 24) 10^{-2} = 33.07 \text{ t.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{33.07 \times 10^4}{11.33 \times 60 \times 54^2} = \mathbf{0.167} < \mu_l = 0.392$$

$$\Rightarrow A' \exists \text{ et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0,229 \quad ; \quad \beta = 0,908$$

$$A_{Fs} = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{33.07 \times 10^4}{348 \times 0.908 \times 54} = \mathbf{19.38 \text{ cm}^2}$$

$$A_{Fc2} = A_{Fs} - N / (100 \times \sigma_s) = 19.38 - 58.13 \times 10^4 / (100 \times 348) = \mathbf{2.67 \text{ cm}^2}$$

$$\rightarrow \mathbf{A_{Fc2} = 2.67 \text{ cm}^2}$$

$$A_1 = \max (A_{Fc1}; A_{Fc2}) = 19.38 \text{ cm}^2$$

2^{eme} cas : Combinaison accidentelle : (G + P ± 1,2 E ; 0,8 G ± E)

$$N_{\max} = \mathbf{347.77 \text{ t}}$$
 Tout

$$M_{\max} = \mathbf{16.64 \text{ t.m}}$$

$$e = (M / N) = (16.64 / 347.77) = 0.047 = 4.7 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 C_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N \times (d - C_1) - M_1}_2$$

$$M_1 = N \times (h/2 - c) + M = 347.77 \times (60/2 - 6) \times 10^{-2} + 16.64$$

$$\mathbf{M_1 = 100.10 \text{ t.m}}$$

$$(1) = (0,337 \times 0,6 - 0,81 \times 0,06) \times 14,78 \times 60 \times 60 \times 100 = \mathbf{817274.88 \text{ N.m}}$$

$$(2) = 347.77 \times 10^4 ((54-6) \times 10^{-2} - 100.10 \times 10^4) = \mathbf{669196 \text{ N.m}}$$

$$\mathbf{1 > 2 \Rightarrow SPC}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{100.10 \times 10^4}{14.78 \times 60 \times 54^2} = 0.387 < \mu_l = 0.392$$

$$\Rightarrow A' \exists \text{ et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0,656 \quad ; \quad \beta = 0,737$$

$$A_{Fs} = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{100.10 \times 10^2}{400 \times 0.737 \times 54} = 62.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{Fc2} = A_{Fs} - N / (100 \times \sigma_s) = 62.88 - 347.77 \times 10^4 / (100 \times 400) = -86.94 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{Fc2} = -86.94 \text{ cm}^2 < 0$$

3^{ème} cas : $G + Q + 1,2 E_y \quad 0.8G \pm E$

Les sollicitations prises en compte

$$N_{\min} = 176.01 \text{ T} \quad \text{Tout}$$

$$M_{\text{corr}} = 1.512 \text{ T.m}$$

$$e_1 = (M / N) = 1.512 / 176.01 = 0.008 < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$(1) = (0,337 \times h - 0,81 \times c) \times \sigma_b \times b \times h$$

$$(2) = N (d - c) - M_1$$

$$M_1 = N \times (h/2 - c) + M = 176.01 (60/2 - 6) \times 10^{-2} + 1.512$$

$$\Rightarrow M_1 = 43,75 \text{ T. m.}$$

$$(1) = (0,337 \times 0,6 - 0,81 \times 0,06) \times 14,78 \times 60 \times 60 \times 100 = 817274,88 \text{ N.m}$$

$$(1) = 176.01 \times 10^4 (54 - 6) \times 10^{-2} - 437500 = 407348 \text{ N.m}$$

$$(1) > (2) \Rightarrow \text{SPC}$$

Donc; le calcul se ramène au calcul on flexion simple avec un moment fictif $M_1 = N.e$

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{43.75 \times 10^4}{14.78 \times 60 \times 54^2} = 0.169 < \mu_l = 0.392$$

$$\Rightarrow A' \exists \text{ et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0,232 \quad ; \quad \beta = 0,906$$

$$A_{Fs} = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{43.75 \times 10^4}{400 \times 0.906 \times 54} = 22.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{Fc2} = A_{Fs} - N / (100 \times \sigma_s) = 22.35 - 176.01 \times 10^4 / (100 \times 400) = -21.65 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{Fe2} = -21.65 \text{ cm}^2 < 0$$

Armature minimale :

Suivant B.A.E.L 91 :

$$A_{1\min} = \max (0,2 \times b \times h / 100 ; 4 \text{ cm}^2) = \max (7.2 ; 4) \text{ cm}^2$$

$$A_{1\min} = 7.2 \text{ cm}^2$$

Suivant RPA 99/V2003 :

$$A_2 \min = 0,8 \% (b \times h) \rightarrow A_{2\min} = 28.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \max (A_1, A_2, A_3, A_{1\min}, A_{2\min})$$

$$A_{\max} = \max (19.38; 62.88; 0; 7.2; 28.8) = 62.88 \text{ cm}^2.$$

Donc la section des armatures adoptées pour les poteaux (60X60) cm²

$$A = 62.88 \text{ cm}^2.$$

Choix : 8T32 $\rightarrow A_{\text{adopt}} = 64.34 \text{ cm}^2$

Recouvrement des barres longitudinales :

$$L_R = 40 \times \phi_{\max}$$

Tableau VI .2 : Récapitulation du ferrailage des poteaux

Poteau (cm ²)	A_{calcul}	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)	Section corresp (cm ²)	A_{trans} (cm ²)	Section corresp (cm ²)	δ_t (cm)
60×60	61.40	8T32	64.34	12 ϕ	1.20	15
55×55	30.25	8T28	32.17	12 ϕ	1.13	15
50×50	25	8T20	25.13	12 ϕ	0.93	15
40×40	20.73	8T20	20.61	12 ϕ	0.76	15
35×35	19.23	6T25	19.64	12 ϕ	0.61	15

VI.2.4. Armatures transversales :

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = \frac{25}{3} = 8,33 \text{ mm}$$

Donc On prendra $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

Espacement des armatures transversales :

1- Suivant les règles BAEL 91 :

$$St = \min (15\phi_{\min}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm}) = \min (15 \times 1,2 ; 40 \text{ cm} ; 50 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow \text{St} = 18 \text{ cm.}$$

On prend : **St = 20 cm**

2- Suivant le RPA 99/V2003 : (zone IIa)

Dans le zone nodale : $St \leq \min (10 \phi_{Lmin} ; 15 \text{ cm}) = \min (10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm})$

$\Rightarrow St \leq 12 \text{ cm}$

On prend : **St = 10 cm**

Dans la zone courante : $St \leq 15\phi_{Lmin} = 15 \times 1,2 = 18\text{cm}$

On prend : **St = 15 cm.**

Condition de cisaillement :

$$T_{max} = 103800 \text{ N}$$

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{103800}{60 \times 60 \times 100} = \mathbf{0.28 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_x = \min \left[\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 2,67 \text{ MPa}$$

$$\tau_x = \min \left(\frac{0,2 \times f_{t28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \mathbf{2.67 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{max} = 0.28 \text{ MPa} < \tau_x = 2.67 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifié}$$

VI.2.5. Ferrailage des poutres:

Le calcul des poutres est effectué pour chaque axe en fonction des moments maximums en travée et en appui, les calculs seront donc faits en flexion simple à partir du règlement B.A.E.L 91 [2]; puis, on se rapportera au règlement du R.P.A 99 [3] pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

Pour le ferrailage des poutres on doit respecter les recommandations données par le RPA 99.

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.

On a trois types de poutres à étudier :

Poutres principales \longrightarrow P.P (45×30) cm²

Poutres secondaires \longrightarrow P.S (30×30) cm²

Étude des poutres principales P.P (45×30)

Calcul armatures longitudinales selon le R.P.A.99

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 0,5\% \times 30 \times 50 = 7,5 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 4\% \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% \times 330 \times 50 = 990 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recourvement} \end{array} \right.$$

Tableau VI .3 : les moments maximums (en travée et en appui) et des efforts tranchants.

	En appui			En travée			Effort tranchant T_{\max} t
	M_{au} max t.m	M_{as} t. m	M_{acc} t. m	M_{tu} max t. m	M_{ts} t.m	M_{tacc} t.m	
Poutre principale P.P (45×30) cm ²	-8.29	-6.04	-18.44	7.34	5.34	16.00	100.55
Poutre secondaire P.S (30×30) cm ²	-9.95	-7.25	-8.71	6.83	4.98	5.01	378.60

Exemple de calcul : Poutres principales (45×30) cm²

En travée :

Cas fondamentaux :

Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_t^u = 73.40 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d^2} = \frac{73.40 \times 10^3}{11.33 \times 30 \times (57)^2} = 0.06$$

$$\mu = 0.06 < \mu_{AB} = 0.392 \longrightarrow A' \text{ n'existe pas } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.07$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.97$$

Détermination des armatures:

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{73.40 \times 10^3}{348 \times 0.97 \times 57} = 3.81 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{ser} = 53.40 \text{ KN.}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A'

- Acier FeE400

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{73.40}{53.40} = 1.37$$

$$\frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 > \alpha = 0.07 \quad \text{donc condition vérifiée.}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 12 \text{MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{maintenues.} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront}$$

(Aucune vérification pour σ_s)

Situation accidentelle :

$$M_t^{acc} = 160 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \times \beta \times d^2} = \frac{160 \times 10^3}{14.78 \times 30 \times (57)^2} = 0.11$$

$$\mu = 0.11 < \mu_{AB} = 0.392 \longrightarrow A' \text{ n'existe pas } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.14$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.9$$

Détermination des armatures:

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{160 \times 10^3}{348 \times 0.94 \times 57} = 8.58 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal} ; A_{acc}) = 8.58 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

$$8T12 \longrightarrow A = 9.05 \text{ cm}^2$$

En appuis :

Cas fondamentaux :

Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^u = -82.9 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{82.9 \times 10^3}{14.78 \times 30 \times (57)^2} = 0.05$$

$$\mu = 0.05 = 0 < \mu_{AB} = 0.392 \longrightarrow A' \text{ n'existe pas } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.06$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.97$$

Détermination des armatures:

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{82.9 \times 10^3}{348 \times 0.97 \times 57} = 4.30 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^{\text{ser}} = -60.40 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'
- Acier FeE400

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Avec : $m = \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{82.90}{60.40} = 1.37$

$$\frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 > \alpha = 0.06 \quad \text{donc condition vérifiée}$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

Fissuration peu nuisible
(Aucune vérification pour σ_s) } \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

Situation accidentelle :

$$M_a^{\text{acc}} = -184.40 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{184.40 \times 10^3}{14.78 \times 30 \times (57)^2} = 0.12$$

$$\mu = 0.12 = 0 < \mu_{AB.392} \longrightarrow A' \text{ n'existe pas } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.16$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.93$$

Détermination des armatures:

$$A_a^{\text{acc}} = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{184.40 \times 10^3}{348 \times 0.93 \times 57} = 9.9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\text{acc}}) = 9.9 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

$$6T16 \longrightarrow A = 12.06 \text{ cm}^2$$

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{1005.5 \times 10^3}{30 \times 57 \times 100} = 5.88 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.66 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$\tau_u = 5.88 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.66 \text{ Mpa} \rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

a) Section et écartement des armatures transversales A_t :

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1.4 \right) = 1.4 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE400 $\Rightarrow 4T8 \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

b) L'espacement des armatures transversales :

Selon le **BAEL91**:

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times K}{0.8 \times f_c (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\begin{cases} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times F_e}{b \cdot (\tau_u - 0.3F_{t28})} = \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30 \times (5.88 - 0.3 \times 2.1)} = 4.08 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 57; 40) \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t F_e}{0.4b_0} = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

Selon le **RPA99** (version 2003) :

Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi \right) = \min \left(\frac{45}{4}; 12 \cdot 1.4 \right) = 11.25 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_t = 22.5 \text{ en zone courante} \\ \delta_t = 11.25 \text{ en zone nodale} \end{array} \right.$$

c) Vérification des armatures transversales:

zone nodale :

$$A_{t \min} = 0.003 \times 11.25 \times 30 = 1.01 \text{ cm}^2$$

zone courante :

$$A_{t \min} = 0.003 \times 22.5 \times 30 = 2.02 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.4: Tableau récapitulatif de ferrillages.

Types des poutres		A _{cal} [cm ²]	Barres choisie	A _{cor} [cm ²]	Longueur de recouvrement [cm]=40xφmax
Poutres principales	Travées	9.77	3T16+3T14	9.82	100
	Appuis	12.98	6T16+T14	13.57	48
Poutres secondaires	Travées	8.03	3T14+3T12	8.04	64
	Appuis	10.896	3T16+3T14	10.65	64

En appui

Entravée

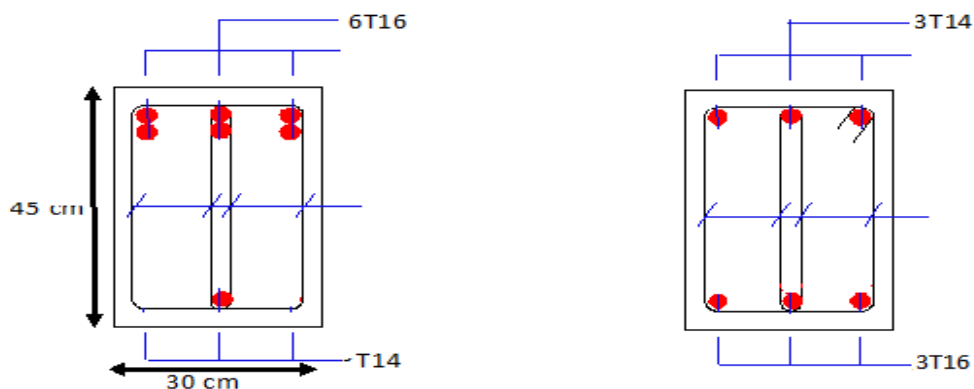


Figure.VI.3 Ferrillage des poutres principales (45x30)

En appui

En travée

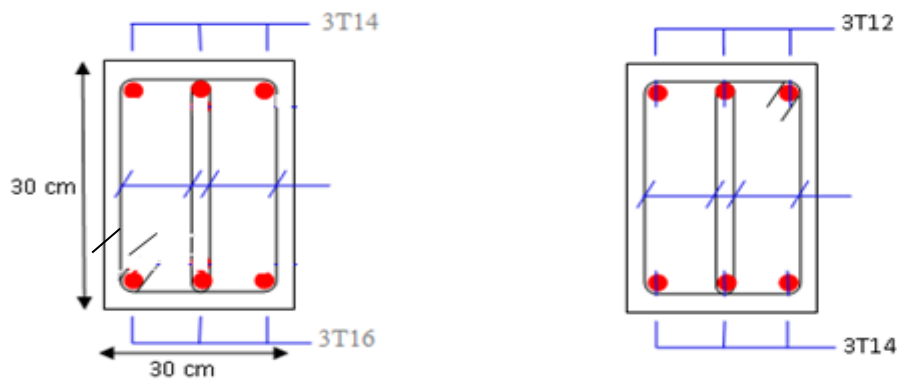


Figure.VI.4: Ferrailage des poutres secondaires (30x30)

VI.3. Etude des voiles :

VI.3.1.Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la longueur est au moins (04) fois supérieure à la largeur.

Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, poussée des terres) grâce à leurs rigidités importantes.

Dans notre structure, on distingue un type de voile :

- Voile de contreventement.

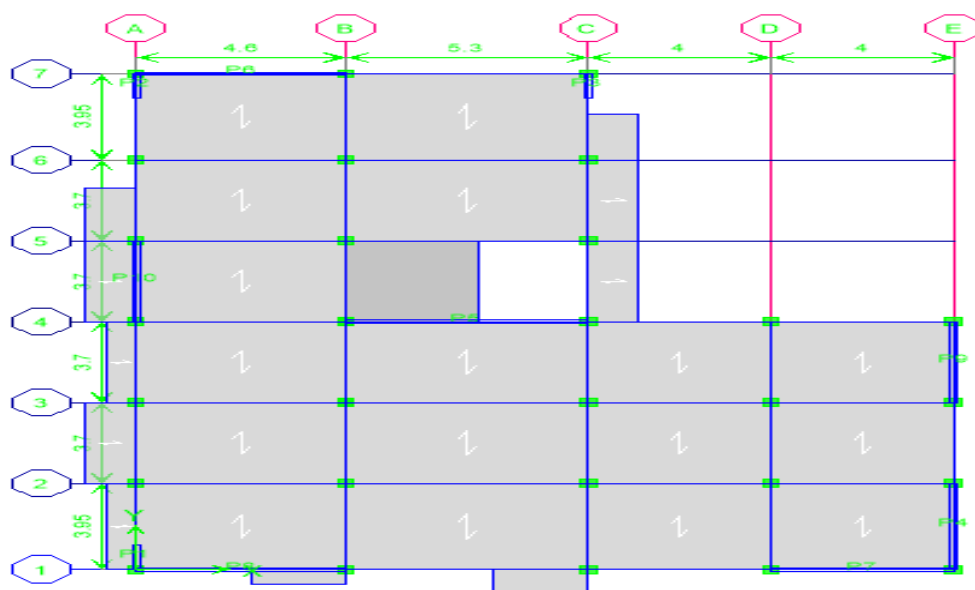


Figure VI.5 : Disposition des voiles

Ferrailage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4 du RPA 99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (**DTR-B.C.-2.41 " CBA93 "**) si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par le [RPA99 (version2003)/7.7.1] (voir chapitre II)
- Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales.

Pour notre structure, les deux conditions précédentes sont satisfaites, par la suite on devra disposer les ferrillages suivants:

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux. [RPA99/2003/7.7.4]

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} - 1.35G + 1.5Q \\ - G + Q \pm E \\ - 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{ [RPA99/2003/V.5.2]}$$

Les armatures verticales :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens (voir fig .VI.3.2), ils seront calculés en flexion composées avec effort tranchant.[RPA99/7.7.4]

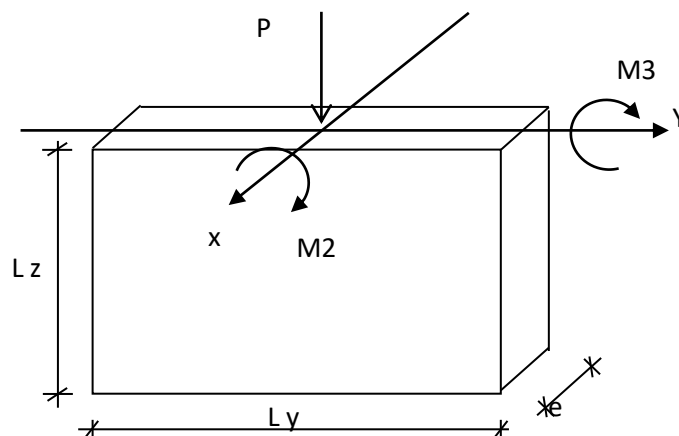


Figure VI.6 : Les sollicitations de calcul d'un voile

Sens x-x :

P ; M2 ⇒ section des armatures verticales à l'extrémité du voile (voir figure. VI.3.2)

Sens y-y :

P ; M3 ⇒ section des armatures verticales parallèle au parement du voile (Voir figure. VI.3.2).

Condition du RPA99 (version 2003)/7.7.4.1 :

Les armatures minimales :

A chacune des extrémités du voile $\longrightarrow AV \geq 4HA10$.

En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parents du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\%$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_v$$

$$A_v = \max (A_1; A_2).$$

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être en totalité pris par les armatures, le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Espacement des barres verticales :

$S = \min (1.5e ; 30\text{cm}) \longrightarrow$ en zone courante.

A chaque extrémité du voile (l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la largeur du voile . Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm).

Le diamètre des barres verticales du voile : $\Phi \leq \frac{L}{10} e$.

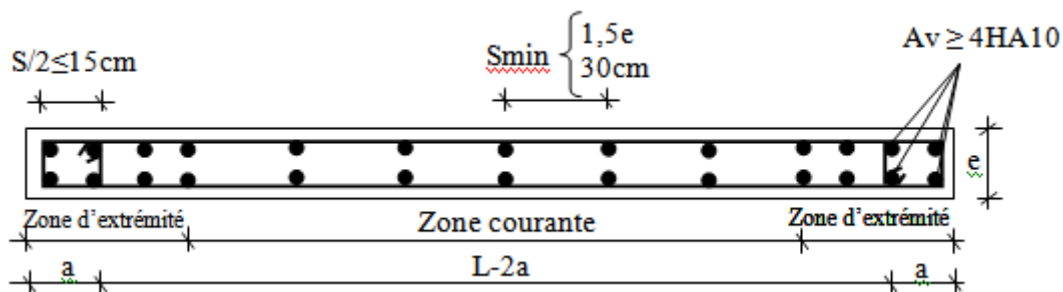


Figure.VI.7: Disposition des armatures verticales dans les voiles

Les Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont des armatures de répartition avec :

- **Calcul des armatures horizontales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec $k=1$; $\gamma_s=1$.

Disposition des armatures : [RPA99/2003/7.7.4.2]

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à 90° cm au niveau de la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ . Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

pour les barres situées les zones où le changement du signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible et

20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons possibles de charges.

Tableau VI.5 : les moments et les efforts normales de voile

	P (T)	V2 (T.m)	V3 (T.m)	M2 (T.m)	M3 (T.m)
Etage1+Etage2+RDC+S/SOL	746.39	117.04	10.98	13.781	963.791
Etage 3+Etage4 +Etage5	518.76	88.69	11.78	11.05	510.985
Etage6+Etage7	338.72	66.12	10.66	10.26	247.676
Etage8+Etage9	215.36	50.24	8.49	7.603	148.81
Etage10	73.99	26.59	7.08	10.632	45.892

VI.3.2.Ferraillage des trumeaux :

Exemple de calcul :

Vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max \left[50 ; \min \left(\frac{67 \cdot e_a}{h} ; 100 \right) \right]$$

$$e_a = \max(2\text{cm} ; 450/250) = 2\text{cm}.$$

$$\bar{\lambda} = \max \left[50 ; \min \left(\frac{67 \cdot 2}{100} ; 100 \right) \right]$$

$$\bar{\lambda} = 50$$

$$\lambda = L_f \frac{\sqrt{12}}{a}$$

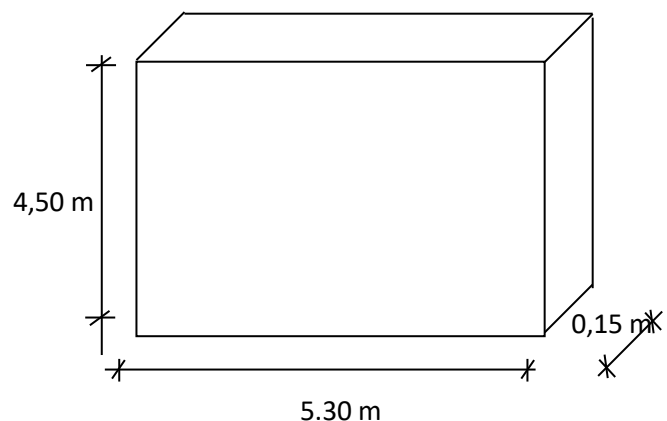


Figure.VI.8 : Voile le plus défavorable

$$L_f = 0.7 \times 450 = 315 \text{ cm.}$$

$$\lambda = 315 \times \frac{\sqrt{12}}{15} = 72.74$$

$\lambda = 72.74 > \bar{\lambda} = 50 \Rightarrow$ le calcul se fera à la flexion composée.

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier « robot bat » les sollicitations maximales sont :

Calcul du ferrailage :

Sens x-x :

$$\begin{cases} P = 7463.900 \text{ KN.} \\ M_x = 137.810 \text{ KN.m} \end{cases}$$

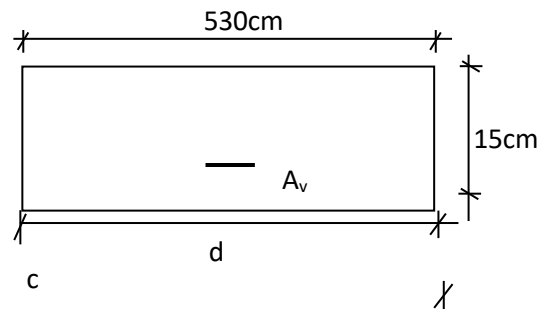


Figure.VI.9: Section de calcul suivant l'axe x-x

Position du point d'application de l'effort normal de compression (P) :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{137810}{7463900} = 1.84 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 265 \text{ cm}$$

\Rightarrow L'effort normal de compression N' se trouve à l'intérieur de la section.

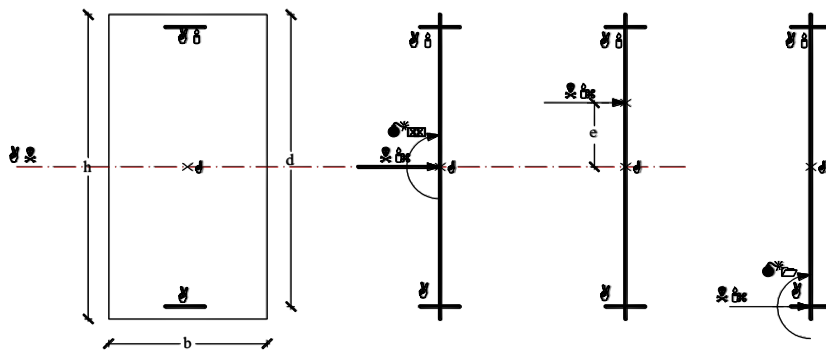


Figure.VI.10 : Position du point d'application de l'effort normal de compression (P)

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \leq \underbrace{N' \times (d - c_1) - M_1}_{(II)}$$

Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:

$$M_1 = N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) + M = 7463.9 (4.77 - 2.65) + 137.81$$

$$M_1 = 15961.27 \text{ KN.m}$$

$$(3) = (0,337 \times 530 - 0,81 \times 5.3) \times 14,78 \times 15 \times 530 = 20482421.82 \text{ N.m} = 20482.42182 \text{ N.m}$$

$$(4) = 7463.9 (4.77 - 0.53) - 15961.27 = 15685.67 \text{ KN.m}$$

$I = 20482.42182 \text{ KN.m} > II = 15685.67 \text{ KN.m} \rightarrow$ la section est partiellement comprimée

Calcul des armatures en flexion simple :

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{15961270}{14.78 \times 15 \times 477^2} = 0.316 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000$$

$$\varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,491$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,803$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{15961270}{400 \times 0.803 \times 447} = 11.12 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{Fc2} = A_{Fs} - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 11.12 - \frac{746.39 \times 103}{100 \times 400} = -7.54 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

Armatures minimales :

$$A = A_{\min} = 4T10 \text{ [RPA99/version2003/7.7.4.1]}$$

Sens y-y :

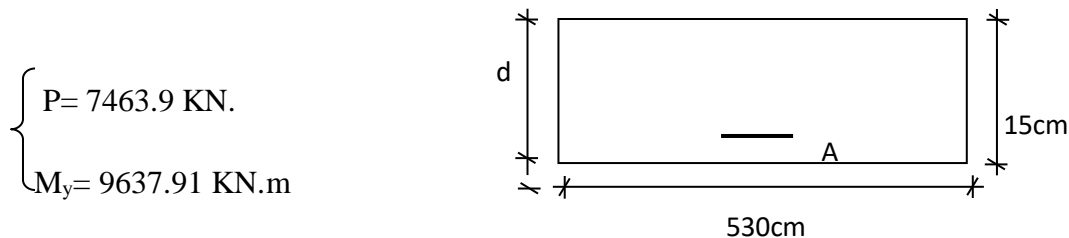


Figure.VI.11: Section de calcul suivant l'axe y-y

Position du point d'application de l'effort normal de compression (P) :

$$e = \frac{M_3}{P} = \frac{963.792}{746.39} = 1.29 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4.41 \text{ cm}$$

\Rightarrow L'effort normal de compression P se trouve à l'intérieur de la section.

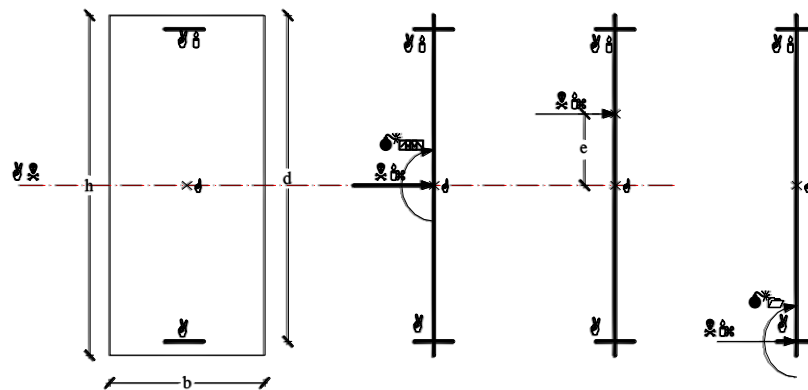


Figure.VI.12: Position du point d'application de l'effort normal de compression(P)

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \leq \underbrace{N_z' \times (d - c_1) - M_1'}_{(II)}$$

Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:

$$M_1 = M_3 + P \left(d - \frac{h}{2} \right) = 963.793 + 746.39 \left(0.13 - \frac{1.5}{2} \right) = 501.029 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(I) = (0.337 \times 15 - 0.81 \times 5.3) \times 14.78 \times 530 \times 15 = 89535.762 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(II) = (7463.9 \times (0.13 - 0.015) - 5010.29) = 357.31 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$(I) = 89535.762 \text{ KN} \cdot \text{m} > (II) = 357.31 \text{ KN} \cdot \text{m}$ la section est partiellement comprimée

Calcul des armatures en flexion simple :

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5010290}{14.78 \times 530 \times (13)^2} = 0.037$$

$$\mu = 0.037 = 0 < \mu_{AB} 0.392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.04$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.98$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{50102.9}{348 \times 0.98 \times 13} = 11.30 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_1 - \frac{P}{100 \cdot \sigma_s} = 11.30 - \frac{746390}{100 \times 348} = -10.14 < 0 \longrightarrow A_{FC} = 0$$

Armatures minimales :

$$A_v = \max (A_1 ; A_2)$$

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\% = [(530 - 2 \times 15) \times 15] \times 0.10\%$$

$$A_1 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_v = (530 \times 15 \times 0.15\%) - 2 A_v$$

$$A_2 = 9.92 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 9.92 \text{ cm}^2$$

Espacement minimal des barres verticales S :

En zone courante :

$$S \leq \min (1.5e ; 30 \text{ cm})$$

$S \leq \min (1.5 \times 15 ; 30 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm}$, alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : $S \leq 22.5 \text{ cm}$.

$$S' = 22.5 / 2 = 11.25 \text{ cm}$$

Choix des armatures :

Afin de vérifier l'espacement minimum imposé par le RPA99 (version 2003) on choisira :

4T10 à chaque extrémité de la section verticale du voile.

T10 espacé de 10 cm à chaque nappe pour les armatures parallèle aux parements du voile.

Les armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u - (0.3 \times f_{t28} \times k)}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \dots\dots\dots (\text{Pas de reprise de bétonnage}).$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S$$

$$\tau_u = \frac{1.4 T_u}{b \times d} = \frac{1.4 \times 13.781 \times 10^4}{15 \times 13 \times 100} = 9.89 \text{ MPa}$$

$$\longrightarrow A_t \geq \frac{9.89}{0.9 \times \frac{400}{1}} \times 15 \times 22.5 = 9.27 \text{ cm}^2$$

Pour vérifier les conditions d'espacement pour les armatures horizontales, on adopte le ferrailage minimum suivant :

T10 espacés de 10 cm à chaque nappe pour les armatures parallèle aux parements du voile.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5MPa\right) = 3,48MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{e \times d} \quad ; \quad T = 1.4T_u$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_u}{b \times d} = \frac{1.4 \times 13.78 \times 10^3}{15 \times 13 \times 100} = 0.98 MPa < \tau_u = 3.48 MPa$$

⇒ Condition vérifiée.

VI.3.3. Dessin du ferrailage :

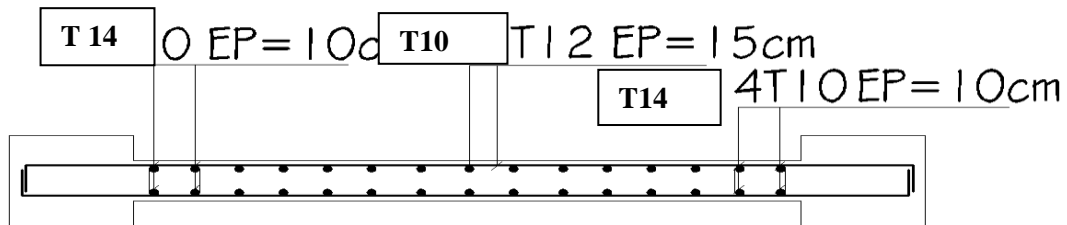


Figure.VI.13 : Ferrailage des voiles de contreventement

Tableau VI.6 : Ferrailage des voiles de contreventement

		A _v	A _T
S/SOL+RDC+Etage1+Etage2	T14	108.22	20.497
Etage3+Etage4 +Etage5	T14	93.201	8.887
Etage6+Etage7	T14	79.5	6.406
Etage8+Etage9	T10	16.5	5.228
Etage10	T10	4.135	

Chapitre VII :

Etude de

l'infrastructure

VII.1. Etude des fondations :

VII.1.1. Introduction :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles ...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols.

Le choix du type de fondation dépend de :

- Le type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VII.1.2. Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du sol égale à 2 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes.
- Radier évidé.
- Radier général.

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

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment
($S_{\text{semelle}} / S_{\text{bâtiment}} < 50 \%$).

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Avec : $N_{\text{ser}} = N_G + N_Q$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2$$

VII.1.3. : les surfaces des poteaux et des voiles.

Les surfaces des semelles isolées revenant à chaque poteau et à chaque voile sont données par les tableaux suivants :

Tableau.VII.1 : les surfaces des poteaux et des voiles

sem	N _{ser} (KN)	S _{sem} (m ²)	sem	N _{ser} (KN)	S _{sem} (m ²)
1	284.51	14.2255	19	385.04	19.252
2	233.46	11.673	20	202.79	10.1395
3	241.14	12.057	21	208.58	10.429
4	260.99	13.0495	22	237.98	11.899
5	249.51	12.4755	23	263.46	13.173
6	218.65	10.9325	24	262.23	13.1115
7	278.56	13.928	25	230.68	11.534
8	237.07	11.8535	29	244.39	12.2195
9	310.3	15.515	30	216.4	10.82
10	313.3	15.665	31	187.68	9.384
11	466.74	23.337	32	174.43	8.7215
12	355.58	17.779	60	6.31	0.3155
13	307	15.35	62	0.84	0.042
14	249.77	12.4885	63	0.84	0.042
15	227.03	11.3515	66	29.67	1.4835
16	309.29	15.4645	67	12.33	0.6165
17	304.6	15.23	68	24.15	1.2075
18	522.63	26.1315			
Surface =402.89 m ²					

Surface totale des semelles : $S_{\text{semelle}} = 402.89 \text{ m}^2$

Surface totale du bâtiment : $S_{\text{bâtiment}} = 369.08 \text{ m}^2$

Vérification:

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{402.89}{369.08} = 1.091 \longrightarrow 109\% > 50\%$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer un radier général comme fondation .Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité de l'exécution.

VII.2. Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes

a) Condition forfaitaire :

$$h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{10}$$

$L_{\text{max}} = 5.30 \text{ m}$ d'où: $h_r \geq 53 \text{ cm}$.

On prend: $h_r = 55 \text{ cm}$

b) Condition de la longueur élastique :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \quad ; \quad \text{et} \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}}$$

L_e : longueur élastique ;

E : module d'élasticité ;

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier ;

K_b : coefficient de raideur du sol ;

b : largeur du radier.

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} = 3.37 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$L_{\max} = 5.3 \text{ m}, \quad E = 3.21 \times 10^6 \text{ t/m}^2, \quad K = 4000 \text{ t/m}^3$$

$$\text{D'où : } h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}^4}{E \pi^4}} = 0.692 \text{ m}$$

On prend: $h_r = 70 \text{ cm}$.

a) Condition de cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le BAEL

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

D'où :

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU.

$$\text{Avec : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle.

$$\tau_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad \Rightarrow \quad h \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2 S \times 0.07 f_{cj}}$$

On a :

$$\left. \begin{array}{l} N_u = 8057.93 \text{ t} \\ S = 369.08 \text{ m}^2 \\ L_{\max} = 5.30 \text{ m} \\ \gamma_b = 1,15 \\ f_{cj} = 25 \times 10^2 \text{ t/m}^2 \end{array} \right\} \quad \Rightarrow \quad h \geq 42.24 \text{ cm}$$

Le choix final :

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 70$ cm.

VII.2.1. Calcul de la surface du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{adm} \quad \text{D'ou:} \quad S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{adm}}$$

$$N = (N_{radier} + N_{bâtiment}) = (G_{radier} + G_{voile\ périphérique} + G_{bâtiment}) = 8057.93 \text{ t}$$

$$\sigma_{adm} = 20 \text{ t/m}^2 \quad \text{Alors:} \quad S_{min} = 369.08 \text{ m}^2$$

L'emprise totale du bâtiment est de: 369.08 m²

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

VII.2.2. Calcul du D (débordement) :

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2, 30\text{cm}) = 35 \text{ cm}$$

Soit : $D = 35$ cm

$$\text{D'où: } S_r = S + D \times P = 369.08 + 0.35 \times 81.2 = 397.5\text{m}^2$$

S_r : Surface du radier.

S : Surface totale du bâtiment.

P : Périmètre du bâtiment

Alors la surface du radier est $S_r = 397.5\text{m}^2$

VII.2.3. Vérification du radier :

a) Vérification à l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique .On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \gamma h S_r$$

Avec :

$$W : \text{ Poids total du bâtiment à la base du radier} = W_{bat} + W_{rad} = 466643.92 \text{ t}$$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$)

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 1\text{t/m}^3$)

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 4.5$ m)

S_r : Surface du radier ($S_r = 410\text{m}^2$)

$$\alpha \gamma h S_r = 1.53134.53410 = 2767.5 \text{ t} < 8057.93 \text{ t} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de soulèvement.

b) Vérification au non poinçonnement :

D'après les règles des BAEL91, le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°. La vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

Dans notre cas, on a le voile P5 de longueur 5.30 m

$$N_u = 1.35 N_g + 1.5 N_q$$

$$N_u = 679.3 \text{ t}$$

Ce qui donne un effort normal pour une bande de un mètre linéaire (1ml)

$$N_u / \text{ml} = 679.3 / 5.3 = 128.16 \text{ t/ml}$$

$$N_u / \text{ml} = 1.2816 \text{ MN/ml}$$

Nous devons vérifier :

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h_r f_{c28}$$

Avec :

h_r : Epaisseur du radier.

μ_c : Périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = 2 (a + b + 2 h_r)$$

a,b: Dimensions du voile

$$\mu_c = 2 (5.3 + 0.6 \times 2 + 2 \times 0.7) = 13.2 \text{ m}$$

$$N_u = 0.045 \times 13.2 \times 0.7 \times 25 = 10.39 \text{ MN}$$

$$N_u = 1.2816 \text{ MN} < N_u = 10.39 \text{ MN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement du radier.

VII.2.4. Caractéristiques géométriques du radier:

- Centre de gravité du radier :

$$X_G = 7.53 \text{ m}$$

$$Y_G = 9.72 \text{ m}$$

- Centre de masses du bâtiment :

$$X_G = 7.559 \text{ m}$$

$$Y_G = 10.116 \text{ m}$$

- Détermination de l'excentricité :

$$e_x = 0.029 \text{ m}$$

$$e_y = 0.39 \text{ m}$$

- Inerties du radier :

- $I_{xx} = 12707.6044 \text{ m}^4$

- $I_{yy} = 7500.018 \text{ m}^4$

VII.2.5. Vérification de la stabilité du radier:

a) Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\text{Donc il faut vérifier : } \sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

N : effort normal du aux charges verticales.

$$\sigma = \frac{8057.93}{410} = 19.65 \text{ t/m}^2 < 20 \text{ t/m}^2 \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

b) Vérification de la stabilité du radier :

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

Accidentelles : $0.8 G \pm E$

D'après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale permanente

Tableau.VII.2 : Résultats de calcul de la stabilité du radier (bloc 1)

	N (t)	M _x (t.m)	M _y (t.m)	e _x (m)	e _y (m)	L _x /4	L _y /4	Remarque
0.8G ± E	8057.93	28.211	34.268	0.029	0.39	1.32	0.98	Vérifiée

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

c) Diagramme trapézoïdal des contraintes :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ avec } \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{Mv}{I} \text{ et } \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{Mv}{I}$$

N : effort normal dû aux charges verticales.

M : effort de renversement dû au séisme.

$$I_x = 12707.6044 \text{ m}^4 ; X = 7.53 \text{ m}$$

$$I_y = 7500.018 \text{ m}^4 ; Y = 9.72 \text{ m}$$

$$S : \text{surface du radier } S_{\text{rad}} = 410 \text{ m}^2$$

Tableau.VII.3 : résultats de calcul des contraintes

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N(t)	8057.93	8057.93
M(t.m)	28.211	34.268
σ_1 (t/m ²)	19.670	19.697
σ_2 (t/m ²)	19.636	19.609
σ_m (t/m ²)	19.661	19.675

VII.2.6. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

VII .2.6.1.Nervures :

Exemple de calcul : Ferrailages du radier à L'ELU

Sens (x-x) :

En appui :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{59.8 \times 10^3}{14.20 \times 60 \times (35)^2} = 0.057$$

$$\mu = 0.057 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.07$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.97$$

$$Z = d(1 - 0.6\mu) = 35(1 - 0.6 \times 0.057) = 33.80 \text{ cm}$$

Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{59.8 \times 10^3}{348 \times 0.97 \times 35} = 5.06 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_s = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 60 \times 70 = 3.36 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t^u, A_{min}) \rightarrow A_t = 5.06 \text{ cm}^2 / m_L$$

Tableau.VII. 4 : Ferrailages du radier à L'ELU

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M (t.m)	59.8	35.9	44.6	26.8
μ	0.057	0.034	0.042	0.025
α	0.07	0.043	0.054	0.032
Z (cm)	33.80	34.28	34.11	34.47
A_s (cm ² /ml)	3.36	3.36	3.36	3.36
$A_{s \text{ min}}$ (cm ² /ml)	8.69	8.69	8.69	8.69
A_s RPA (cm ² /ml)	8	8	8	8
Choix des barres	6T10	6T10	6T10	6T10
A_s Choix (cm ² /ml)	4.71	4.71	4.71	4.71
Espacement (cm)	15	15	15	15

VII.2.6.2 .Dalle :

Exemple de calcul : Ferrailages de radier à L'ELS

Sens (x-x) :

En travée :

$$\mu = \frac{M_a^{ser}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6.1 \times 10^3}{14.20 \times 60 \times (35)^2} = 0.0058$$

$$\mu = 0.0058 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.006$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.99$$

$$Z = d(1 - 0.6\mu) = 35(1 - 0.6 \times 0.0058) = 34.87 \text{ cm}$$

Détermination des armatures :

$$A_a^{ser} = \frac{M_a^{ser}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6.1 \times 10^4}{348 \times 0.99 \times 35} = 5.05 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_s = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 60 \times 70 = 3.36 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_a^{ser}, A_{min}) \rightarrow A_t = 5.05 \text{ cm}^2 / m_L$$

Tableau.VII.5: Ferrailages de radier à L'ELS

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M (t.m)	4.1	6.1	7.9	11.9
μ	0.003	0.0058	0.007	0.011
α	0.003	0.006	0.008	0.013
Z (cm)	34.93	34.87	34.85	34.76
A_s (cm ² /ml)	3.36	3.36	3.36	3.36
$A_{s \text{ min}}$ (cm ² /ml)	8.69	8.69	8.69	8.69
A_s RPA (cm ² /ml)	8	8	8	8
Choix des barres	6T10	6T10	6T10	6T10
A_s Choix (cm ² /ml)	4.71	4.71	4.71	4.71
Espacement (cm)	15	15	15	15

VII.7. Etude du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 40 cm.

Schéma statique :

$b = 60 \text{ cm}$

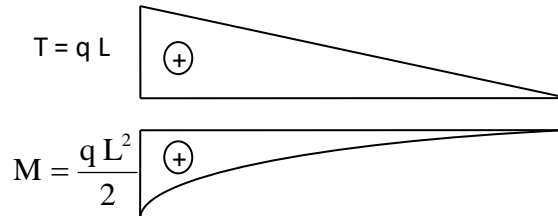
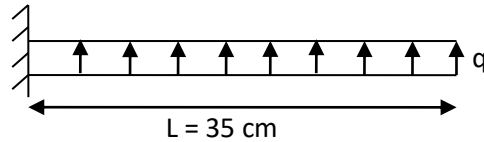
$h = 70 \text{ cm}$

$d = 63 \text{ cm}$

$L = 35 \text{ cm}$

$q_u = 133.15 \text{ KN/m}^2 \cdot \text{ml}$

$q_s = 124.8 \text{ KN/m}^2 \cdot \text{ml}$



a) l'ELU :

$M_u = \frac{q_u L^2}{2} = 10.65 \text{ KN.m}$

M_u (KN.m)	μ	α	Z (m)	A_s (cm ²)
10.65	0.0015	0.0018	0.719	0.43

b) l'ELS

$M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{2} = 9.98 \text{ KN.m}$

M_{ser} (KN.m)	σ_{st}	σ_{bc}	X	Z (m)	M_l (KN.m)	A_s (cm ²)
9.98	201.63	15	0.34	0.61	622.2	1.1

Condition de non fragilité :

$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{tj}}{f_c} = 3.48 \text{ cm}^2$

Choix des barres du débord :

Pour l'exécution du ferrailage du débord on gardera les mêmes aciers des appuis de rive.

Vérification au cisaillement :

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$

$V_u = \frac{q_u L}{2} = 2.13 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{2.13 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.72} = 0.0074 \text{ Mpa}$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

Conclusion générale

Le génie civil est un domaine qui tendra toujours vers la satisfaction des besoins de la vie moderne.

Au cours de notre projet, nous avons été très bénéfique ainsi bien sur le plan théorique que pratique pour ce qui est de la structure des bâtiments en béton armé.

Les recherches effectuées nous ont permis d'approfondir nos connaissances sur les règles de calcul aux états limites techniques de conception des structures dans le cadre des travaux des bâtiments bien que les calculs aux états limites permanents en charge d'une manière beaucoup plus fine et homogène cependant il reste à l'ingénieur de compléter sa maison par :

Une bonne conception parasismique de la structure de l'ouvrage.

Les conditions économiques sont souvent liées à la simplicité de la conception.

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel **ETABS**, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir un meilleur comportement proche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Le logiciel fournit une grande aide qui ne peut être niée, mais ce n'est qu'un outil de travail qui n'exclut pas la science, le savoir, la bonne conception des solutions et l'esprit pratique de l'ingénieur.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études afin de participer à la relance du secteur national de construction.

ANNEXE 1

DALLE RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES

ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

ANNEXE 2

Valeurs de M1 (M2) pour $\rho = 1$

U/lx	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
V/ly											
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

ANNEXE 3

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Bibliographiques

Règlement:

- [BAEL, 91] Béton armé aux Etats Limites 91 modifié 99, DTU associés, par jean pierre Mougin, deuxième Edition Eyrolles 2000.
- [DTR2, 2, 88] charges permanentes et charges d'exploitation, DTR B, C, 22, CGS 1988.
- [RPA, 03] Règles parasismiques Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48), CGS, 2004.
- [cours pratique de mécanique des sols], par jean COSTET, Guy SANGLERAT ,tome2

Les mémoires de fin d'étude:

- Etude d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation et commerce contreventé par un système mixte (voile – portique). (Université Abderrahmane Mira Bejaia).
- Etude d'un bâtiment (R+9+ Sous-sol) à usage d'habitation et commercial. (Université Abderrahmane Mira Bejaia).
- Etude d'un bâtiment (R+8+comble avec sous-sol et entre sol) à usage d'habitation et commercial contreventé par un système mixte (voile – portique). (Université Abderrahmane Mira Bejaia).

Autres mémoires consultés.

Outils informatique :

- ✓ Logiciel AUTOCAD 2015.
- ✓ Logiciel ETABS.
- ✓ Microsoft Word 2007.
- ✓ Excel 2007.