

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE ABOU-BEKR BELKAID-TLEMCEEN
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme de MASTER en Génie civil
Option : Ingénierie des structures

Thème :

***ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE D'UN
BATIMENT EN BETON ARME
"S/SOL ET RDC + 10 ETAGES"***

Présenté le Juin 2018 par :

ZERRADI HAYAT

BENYELLOUL WASILA

Devant le jury composé de:

Président
Examinatrice
Examinatrice
Encadreur
Encadreur

M^r SELKA G
Mme DJAFOUR N
Mme AYAD F
M^r GHENNANI B
M^r BENNAMAR A

Année Universitaire 2017/2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

Avant tous, Nous remercions, notre Dieu qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer le présent travail.

A : Mr Ghennani.B et Mr Benamar.A nos encadreurs, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail. Leurs sérieux leurs compétences et leurs orientations.

A : Mr Benyakoub.A pour son bon accueil au sein de votre bureau.

A : Mr Derfouf.M et Mme KARAD qui nous ont aidés pour s'avancer par ces informations.

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

A la fin, Nous remercions tous les enseignants de département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

DEDICACES

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie
Du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant
La gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

Je dédie ce modeste travail :

*À mes très chers parents qui ont toujours à mes côtés et qui m'ont donné
un magnifique modèle de labeur et de persévérance, merci mes chers
parents.*

À mon frère Bilal et ma sœur Amel.

*À vous mes chers amis avec qui j'ai passé des agréables moments
(Hidou, Soumia, Amoura, Sara, Naima, Ibtisem).*

*À mes collègues (Ahlem, Meriem, Khwira, Anfal, Sadika, Hanane, Ahmed,
Oussama, mohamed et spécialement vous Ilyes).*

À tout la promotion de master 2 génie civil 2017/2018

Zerradi hayat

Je dédie ce modeste travail :

À ma mère

À Mon mari

À mes enfants

Toute la famille ZOUAD et Benyelloul

À tout la promotion de master 2 génie civil 2017/2018

Mme ZOUAD née Benyelloul wassila

ملخص

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة ديناميكية و اقتصادية لبناية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة تتألف من طابق ارضي مخصص للتجارة و عشرة طوابق مخصصة للسكن بالإضافة إلى طابق تحت ارضي كمراب للسيارات

تقع البناية المدروسة في تلمسان المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 1- من اجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية وفقا للمعايير الجزائرية لمقاومة الزلازل.

أما بخصوص القياس و التسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر

CBA 93 بتطبيق **BAEL 91** .

الكلمات المفتاحية :

MS Project-الخرسانة المسلحة -بناية - **RPA99V2003** ; **SAP2000**-الاقتصاد

Résumé

Ce projet consiste principalement en l'étude dynamique et économique d'une structure constitué d'un **sous-sol, Rez de chaussée plus (10) étages** contreventée par voiles a usage multiple (habitation, commerce).

La structure est implantée à **TLEMEN**, zone de faible sismicité (**zone I**) I selon le règlement Parasismique Algériennes.

Le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants ont été faits conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA93**), en appliquant le **BAEL91**.

Mots clés : MS Project, Béton armé, Bâtiment, **RPA99v2003**, **SAP2000**, Economie.

Abstract

This project consists mainly in dynamic and economic analysis of a structure (Ground floor+10+ basements) for multipurpose (housing, trade) with shear walls.

The structure is located in **TLEMEN** which is characterized by a medium seismic activity (**zone I**) The study is carried out regarding the Algerian seismic.

The structural elements dimension and their reinforcement were carried out according to the Algerian reinforced concrete code (**CBA93**) and the limits states of reinforced concrete

BAEL91

Keywords : MS Project, reinforced concrete, building, **RPA 99v2003**, **Sap2000**, Economy

Sommaire

Remerciement

Dédicaces

Résumé

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des notions

Introduction générale.

Chapitre I : Généralité.

I.1 Introduction.....	1
I.2 Présentation du projet	1
I.2.1 Présentation de l'ouvrage	1
I.2.2 Caractéristiques géométriques.....	1
I.2.3 Conception de l'ouvrage	1
I.2.4 Données géotechniques du site.....	2
I.3 Caractéristiques des matériaux	3
I.3.1 Le béton	3
I.3. 2 Acier	5
I.4 Hypothèses de calcul.....	6
I.5 Règles de calcul	6
I.6 Conclusion.....	6

Chapitre II: Prédimensionnement et descente des charges.

II.1 Introduction	7
II.2 Prédimensionnement des éléments structuraux	7
II.2.1 Les poutres	7

II.2.2 Les poteaux	8
II.2.3 Les planchers	12
II.2.4 Les voiles	12
II.3 Descente des charges	13
II.3.1 Plancher terrasse inaccessible	14
II.3.2 Plancher étage courant	14
II.3.3 Plancher sous-sol /RDC.....	15
II.3.5 Mur intérieur	15
II.3.6 Mur extérieur	15

Chapitre III : Etude des planchers.

III.1 Introduction.....	16
III.2 Etude des poutrelles	16
III.2.1 Méthode de calcul	16
III.2.2 Dimensionnement des poutrelles	16
III.2.3 La charge supportée par les poutrelles	17
III.2.4 Types de poutrelles.....	17
III.2.5 Détermination des efforts interne	19
III.2.6 Ferrailage des poutrelles.....	24

Chapitre IV: Etude des elements secondaires

IV.1 L'acrotère.....	30
IV.1.1 Définition	30
IV.1.2 sollicitations	30
IV.1.3 ferrailage	31
IV.2 Les escaliers	35
IV.2.1 Définition	35
IV.2.2 Calcul des escaliers	35
IV.2.3 Descente des charges	36

IV.2.4 Détermination des sollicitations.....	37
IV.2.5 Calcul du ferrailage	40
IV.3 La poutre palière	44
IV.3.1 Prédimensionnement.....	44
IV.3.2 Evaluation des charges.....	44
IV.3.3 ferrailage.....	45
IV.4 Balcons	49
IV.4.1 Evaluation des charges	49
IV.4.2 Combinaison des charges.....	49
IV.4.3 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchant.....	50
IV.4.4 Calcul du ferrailage	50
IV.5 Ascenseur	53
IV.5.1 Introduction	53
IV.5.2 Etude de l'ascenseur	53
IV.5.3 Epaisseur de la dalle d'ascenseur	53
IV.5.4 Détermination des sollicitations	54
IV.5.5 Les moments appliqués à la dalle.....	56
IV.5.6 Les Moments retenus.....	56
IV.5.7 Ferrailage	57
IV.5.8 Les moments appliqués à la dalle.....	60
IV.5.9 Les Moments retenus.....	61
IV.5.10 Vérification des contraintes dans le béton.....	61
IV.5.11 Vérification de la flèche.....	61

Chapitre IV : Etude dynamique

V.1 Introduction.....	62
V.2 Méthode de calcul.....	62
V.2.1 Méthode statique équivalente.....	63

V.2.1.1 Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale.....	63
V.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale.....	67
V.4 Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes	67
V.5 Modélisation et résultats	67
V.5.1 Disposition des voiles de contreventement	68
V.6 Vérifications	69
V.6.1 Périodes de vibration et participation massique	69
V.6.2 Vérification de l'interaction "Voiles -portiques"	70
V.6.3 Vérification de l'effort normal réduit.....	72
V.6.4 Vérification de la résultante des forces sismiques	72
V.6.5 Justification vis à vis des déformations.....	73
V.6.6 Justification vis à vis de l'effet P- Δ	73
V.7 Conclusion	74

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI.1 Introduction	75
VI.2 Etude des poteaux	75
VI.2.1 Vérification spécifique sous sollicitations tangents.....	75
VI.2.2 Calcul de ferrailage des poteaux.....	76
VI.3 Etude des poutres	80
VI.3.1 Calcul de ferrailage des poutres	80
VI.4 Etude des voiles	86
VI.4.1 Calcul des voiles	87
VI.4.2 Sollicitations dans les voiles	87
VI.4.3 Ferrailage longitudinale	88
VI.4.4 Calcul des contraintes	89
VI.4.5 Calcul des armatures transversales	90
VI.4.6 Diamètre.....	90

VI.4.7 L'espacement.....	90
VI.4.8 Vérification des contraintes de cisaillement.....	91

Chapitre VII : Etude des fondations

VII .1 Introduction.....	92
VII.2 Choix du type des fondations	92
VII. 3 Combinaisons d’actions à considérer	92
VII .4 Calcul de l’infrastructure.....	92
VII.5 Prédimensionnement	93
VII.6 Vérification au poinçonnement	94
VII.7 Vérification de la contrainte du sol	94
VII.8 Les différentes sollicitations	95
VII.9 Ferrailage.	95
VII.9.1 La dalle du radier.	95
VII.9.2 Vérification au cisaillement	104
VII.9.3 Les armatures transversales	104
VII.9.4 Calcul des espacements	104
VII.10 Etude du voile périphérique	105
VII.10.1 Dimensionnement du voile.....	105
VII.10.2 Caractéristique du sol.....	105
VII.10.3 Evaluation des charges et surcharges.....	105
VII.10.4 Ferrailage du voile périphérique.....	106
VII.10.5 Vérification	107
VII.11 Conclusion.....	109

Chapitre VIII : Estimation des coûts

VIII.1 Introduction	110
VIII.2 Cycle de vie du projet	110

VIII.3 Les différents intervenants dans un projet	111
VIII.4 Objectifs d'étude	112
VIII.5 Planification	112
VIII.5.1 WBS (Work Break-down Structure).....	113
VIII.5.2 Diagramme de GANTT.....	113
VIII.6 L'ordonnancement des ressources.....	113
VIII.6.1 Ressources humaine	113
VIII.6.2 Ressources matériels	114
VIII.7 Etude économique	114
VIII.7.1 Résultats obtenus.....	114
VIII.7.2 Courbe financière du projet.....	114
VIII.8 Conclusion	115

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Liste des figures :

Figure I.1 Diagrammes déformations –contraintes de béton.....	04
Figure I.2 Diagramme contrainte – déformation de l’acier.....	06
Figure II.1 Section du poteau le plus sollicité.....	08
Figure II.2 Coupe verticale d’un voile.....	12
Figure II.3 Terrasse inaccessible.....	13
Figure II.4 Plancher étage courant.....	14
Figure II.5 Coupe transversale du mur extérieur.....	15
Figure III.1 Coupe transversale du plancher.....	16
Figure III.2 Dimension de la poutrelle.....	16
Figure III.4 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants des poutrelles a ELU	22
Figure III.5 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants des poutrelles a ELS.....	23
Figure III.6 Schéma de ferrailage des poutrelles (étages courant type1).....	29
Figure IV.1 Schéma de l'acrotère.....	30
Figure IV.2 Schéma de la section étudié.....	31
Figure IV.3 Schéma de ferrailage de l’acrotère.....	34
Figure IV.4 Vu en plan d’escalier.....	35
Figure IV.5 Type d’escalier avec dimensions.....	36
Figure IV.6 Schéma statique d’escalier a ELU	37
Figure IV.7 schéma statique d’escalier a ELS	38
Figure IV.8 Moments fléchissant et les efforts tranchant à ELU obtenus par SAP2000	39
Figure IV.9 Moments fléchissant et les efforts tranchant à ELS obtenus par SAP2000	39
Figure IV.10 schéma statique du balcon.....	48

Figure IV.11 schéma d'un ascenseur mécanique.....	52
Figure IV.12 Evaluation des charges appliquée à la dalle.....	55
Figure V.1 Structure contreventée modélisée sur logiciel SAP2000.....	62
Figure V.2 Spectre de réponse.....	68
Figure V.3 Disposition des voiles.....	69
Figure VI.1 Schéma de ferrailage des poutres principales.....	86
Figure VI.2 Schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	86
Figure VII.1 Les Dimensions du radier.....	93
Figure VII.2 Zone de contact poteau du radier.....	94
Figure VII.3 Dimension de la nervure.....	100
Figure VII.4 Répartition des contraintes sur le voile.....	106
Figure VII.5 Schéma de ferrailage de voile périphérique.....	109
Figure VIII.1 les phases d'un projet.....	110
Figure VIII.2 Exemple de la WBS.....	113
Figure VIII.3 Courbe financière du projet.....	114

Liste des tableaux :

Tableau I.1 Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	01
Tableau II.1 Les dimensions des poutres.....	07
Tableau II.2. Récapitulation du prédimensionnement.....	10
Tableau II.3 Charge du plancher terrasse inaccessible.....	13
Tableau II.4 Charge du plancher étage courant.....	13
Tableau II.5 Charge du plancher sous-sol/RDC.....	14
Tableau II.6 Charge du mur intérieur.....	14
Tableau II.7 Charge du mur extérieur.....	14
Tableau III.1 Différentes charges des poutrelles.....	16
Tableau III.2 Les différents efforts à l'ELU et L'ELS.....	22
Tableau III.3 Ferrailage des travées des poutrelles.....	27
Tableau III.4 Ferrailage des appuis des poutrelles.....	28
Tableau IV.1 Evaluation des charges du palier.....	35
Tableau IV.2 Evaluation des charges du Paillasse.....	36
Tableau IV.3 Moments fléchissant et les efforts tranchant.....	39
Tableau IV.4 Tableau récapitulatif des résultats du ferrailage.....	42
Tableau IV.5 Evaluation des charges pour le balcon.....	48
Tableau IV.6 Les moments isostatique des rectangles.....	54
Tableau IV.7 Résultats de calcule du ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	56
Tableau IV.8 Ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	57
Tableau IV.9 les moments isostatique des rectangles.....	59
Tableau V.1 Pénalité en fonction de critère de qualité.....	62
Tableau V.2 poids des différents niveaux.....	64
Tableau V.3 Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.....	68
Tableau V.4. Vérification sous charges verticales.....	69

Tableau V.5. Vérification sous charges horizontales.....	70
Tableau V.6 Vérification de l'effort normal réduit.....	71
Tableau V.7 Vérification de la résultante des forces sismiques.....	71
Tableau V.8 Vérification des déplacements.....	72
Tableau V.9 Vérification de l'effet P- Δ	73
Tableau VI.1 Vérification spécifique sous sollicitation tangentes.....	75
Tableau VI.2 Sollicitations des poteaux ($N_{ma} \rightarrow M_{cor}$).....	75
Tableau VI.3 Ferrailage longitudinale des poteaux avec le minimum de RPA	76
Tableau VI.4 Ferrailage transversales des poteaux.....	78
Tableau VI.5 La longueur de la zone nodale.....	79
Tableau VI.6 Sollicitations des poutres principales et secondaires.....	79
Tableau VI.7 Ferrailage des poutres principales.....	84
Tableau VI.8 Ferrailage des poutres secondaires.....	84
Tableau VI.9 Sollicitations des voiles.....	87
Tableau VI.10 Ferrailages du voile.....	90
Tableau VI.11 Vérification des contraintes tangentielles.....	91
Tableau VII.1 Sollicitations de radier.....	94
Tableau VII.2 Récapitulation du ferrailage de la dalle.....	99
Tableau VII.3 Récapitulation du ferrailage de la nervure.....	103
Tableau VII.4 Ferrailage du voile périphérique.....	106
Tableau VII.5 Vérification des contraintes.....	107

Liste des notations :

A: Coefficient d'accélération de zone.

As: Aire d'une section d'acier.

At : Section d'armatures transversale.

B: Aire d'une section de béton.

C_p : Facteur de force horizontal.

C_t : Coefficient de période.

D : Facteur d'amplification dynamique.

L_f : Longueur de flambement.

R: Coefficient de comportement global de la structure.

S_t : Espacement.

T_u : Effort tranchant ultime.

T: Effort tranchant / Période.

V : Force sismique total.

W: Poids total de la structure.

λ : Elancement.

∅ : Diamètre des armatures.

φ : Angle de frottement.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_{st} : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ̄_{st} : Contrainte de traction admissible de l'acier.

σ̄_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton

τ : Contrainte tangentielle.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

β : Coefficient de pondération.

σ_{moy} : Contrainte moyenne.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

η : Facteur de correction d'amortissement.

μ_u : Moment ultime réduite.

F_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

F_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

INTRODUCTION GENERALE

Toute étude de projet d'un bâtiment, a pour but d'assurer la stabilité et la sécurité des structures en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (**poteaux, poutres, voiles...**) aux différentes sollicitations (**compression, flexion...**).

Donc, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (**BAEL91 modifié 99** et **RPA99 V 2003**) qui se basent sur la connaissance des matériaux (**béton** et **acier**). Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé, à usage multiple, implanté dans une zone de faible sismicité, comportant un sous-sol, RDC et dix étages à Tlemcen, qui est en cours de réalisation.

L'étude a été divisée en plusieurs chapitres :

- ✚ Le premier chapitre consiste en la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ✚ Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux (plancher) et la descente de charges.
- ✚ Le troisième chapitre concerne le calcul des planchers.
- ✚ Le quatrième chapitre est réservé au calcul des éléments secondaires.
- ✚ Le cinquième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment.
- ✚ Le sixième chapitre c'est pour le calcul des ferrailages des éléments structuraux.
- ✚ Le septième chapitre portera sur le calcul et dimensionnement de l'infrastructure pour déterminer le type de fondation.

En plus de la sécurité du public et du respect de l'environnement, il est primordial d'être le plus économique possible, c'est pourquoi on a consacré un huitième chapitre pour présenter l'étude économique de notre bâtiment.



Chapitre I

Généralité

I.1 Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

Ce chapitre présente d'une manière générale le contexte des matériaux utilisés, leurs formules de résistance, quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.2 Présentation du projet :

I.2.1 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage commerciale et d'habitation contreventé par un système portique auto-stable, composé d'un :

- ❖ Sous-sol destiné comme un **parking**.
- ❖ Rez- de- chaussée /1^{ère} étage à **usage commercial**.
- ❖ Du 2^{ème} au 10^{ème} étages à **usage d'habitation**.

Le bâtiment se trouve dans la partie nord de la ville de **Tlemcen** plus exactement au quartier des amandiers.

Il est limité :

Au nord : une voie + mosquée + résidence « El Ikhlas »

Au sud et à l'ouest : habitation privées.

A l'Est : une voie.

Il est classé selon le règlement parasismique Algérien (**RPA99V2003**) dans une zone de faible sismicité (**Zone I**).

I.2.2 Caractéristiques géométriques :

Tableau I.1 Caractéristiques géométriques du bâtiment.

Dimensions en élévation	Hauteur du sous-sol	3.06 m
	Hauteur du RDC	4.08 m
	Hauteur des étages courant	3.23 m
	Hauteur totale du bâtiment	39.44 m
Dimensions en plan	Longueur totale en plan	26.30 m
	Largeur totale en plan	20.30 m

I.2.3 Conception de l'ouvrage :

- **L'ossature :**

C'est une ossature auto- stable réalisé en système de portique (poteaux- poutres) et des voiles de contreventement suivant les deux directions.

- **Les planchers :**

Les planchers d'étages courant sont de type **corps creux**, pour les raisons suivantes :

- Réduire le poids du plancher.
- Raison économique.

- **Les escaliers :**

Permet l'accès du niveau SS, RDC et 10 étages. Le bâtiment comporte un seul type d'escalier, escalier à deux volées.

- **L'ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et donne accès aux différents niveaux du bâtiment.

- **Maçonnerie :**

a. **Les murs extérieurs :** sont réalisés en doubles parois en briques creuses

(15 cm ; 10 cm) séparées par une âme d'air de 5 cm.

b. **Les murs intérieurs :** sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

- **Revêtement :**

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage.
- Etanchéité multicouche.

I.2.4 Données géotechniques du site :

- Le sol de notre site est constitué de marne, calcaire et de sable, le tout est masqué par un remblai semi-métrique à métrique, dans un complexe hétérogène.
- La contrainte admissible du sol: $\sigma = 1.4 \text{ bars}$.
- L'encrage minimal des fondations : **D = 1.5 m.**
- La densité: $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$.
- L'angle de frottement : $\varphi = 15^\circ$.
- La cohésion : **C = 0 bars.**

I.3 Caractéristiques des matériaux :

Les principaux matériaux utilisés pour la réalisation de ce projet sont : **béton, acier.**

I.3.1 Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment, granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage.

Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

a) La résistance caractéristique du béton :

- **En compression :** d'après le **CBA.93** pour un béton à un âge $j < 28$ jours

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$$

La résistance caractéristique à la compression pour notre projet est de : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

- **En traction :**

D'après le **CBA.93** La résistance à la traction du béton $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$ déduite de la formule :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

c) Déformations longitudinales du béton :

- **Déformations instantanées :**

D'après le **CBA.93** $E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa}$, déduite de la formule :

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

- **Déformations différées :**

D'après le **CBA.93 :**

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

Dans notre cas $E_{vj} = 1.08 * 10^4 \text{ Mpa}$, pour le calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée) est très influant.

d) Coefficient de poisson :

$\nu = 0$ aux états limites ultimes (béton fissuré).

$\nu = 0.2$ aux états limites de services (béton non fissuré).

e) **Les contraintes limites :**

- **Etat limite ultime :** Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$

Avec : $\theta =$ $\left\{ \begin{array}{ll} 1 & \text{durée} > 24\text{h.} \\ 0.9 & 1\text{h} < \text{durée} < 24\text{h.} \\ 0.85 & \text{durée} < 1\text{h.} \end{array} \right.$

$\gamma_b =$ $\left\{ \begin{array}{ll} 1.5 & \text{cas général.} \\ 1.15 & \text{cas accidentel.} \end{array} \right.$

Dans notre cas $f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa}$.

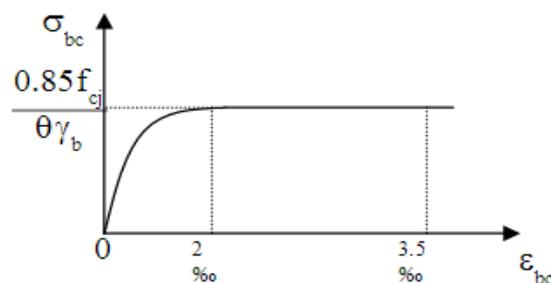


Figure I.1 Diagrammes déformations –contraintes de béton

- **Etat limite de service :** La contrainte de compression du béton est limitée $0.6f_{cj}$. dans notre cas : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$.
- **Contrainte limite de cisaillement :**

D'après le CBA.93 :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 * d}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} V_u : \text{l'effort tranchant ultime.} \\ b_0 : \text{largeur de la section.} \\ d : \text{hauteur ultime.} \end{array} \right.$

On vérifie :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{si la Fissuration est peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0.15 * f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.50 \text{ Mpa} \quad \text{si la Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

I.3.2 Acier :

L'acier est un alliage fer-carbone, il répond aux efforts de traction, de compression, de cisaillement et de torsion. Il ne réagit pas avec le béton, il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton.

Les aciers généralement utilisés pour constituer les armatures des pièces en béton armé sont :

- Les ronds lisses, de nuance FeE215 ou FeE235.
- Les barres à haut adhérence, de nuance FeE400 ou FeE500.
- Les fils à haut adhérence, de nuance FeTE400 ou FeTE500.
- Les treilles soudés.

a) **Module d'élasticité longitudinale :**

Sa valeur est fixée quelque soit la nuance de l'acier : $E_s = 2 \cdot 10^5$ Mpa.

b) **Contraintes limites :**

• ELU :

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{avec :} \quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{cas générale.} \\ 1 & \text{cas accidentel.} \end{cases}$$

• ELS :

Fissuration peu préjudiciable : pas de limitation

Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st}^- = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{t28} \text{ Mpa} \right)$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st}^- = \min \left(0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta} f_{t28} \text{ Mpa} \right)$

Avec η : coefficient de fissuration égale $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les aciers HA} \end{array} \right.$

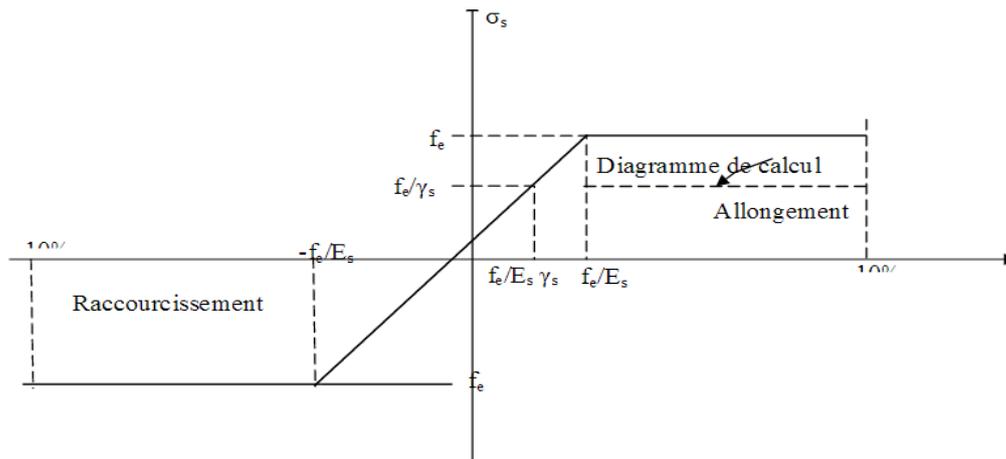


Figure I.2 Diagramme contrainte – déformation de l’acier.

I.4 Hypothèses de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à : **2‰** en flexion composée ; **3,5‰** en compression simple.
- L’allongement de l’acier est limité à **10‰**.

I.5 Règles de calcul :

Nous utilisons pour l’étude de ce projet les règlements suivants:

- 1- Les règles parasismiques algériennes (**RPA99/version 2003**).
- 2- Charges permanentes et charges d’exploitation (**DTR-BC-22**).
- 3- Les règlements de béton armé aux états limites (**BAEL 91**).

I.6 Conclusion :

Le calcul d’un bâtiment en béton armé passe par l’application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précautions.



Chapitre II

*Prédimensionnement Et
Descente des charges*

II.1 Introduction :

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (Poteaux, Poutres) soient prédimensionnés de telles manières à reprendre aux sollicitations suivantes :

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

Le prédimensionnement de la structure est calculé conformément aux règles **B.A.E.L91** et **RPA99 version 2003**.

II.2 Prédimensionnement des éléments structuraux

II.2.1 Les poutres :

II.2.1.1 Les poutres principales :

- Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les répartissent aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.
- Elles relient les poteaux.
- Elles Supportent la dalle.

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on a :

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

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

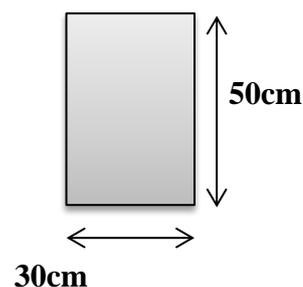
Avec :

- L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.
- h : hauteur de la poutre.

On a : L= 600 cm

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{600}{15} \leq h \leq \frac{600}{10} \\ 40 \leq h \leq 60 \end{array} \right. \quad \text{on prend : } h = 50 \text{ cm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3 \cdot 50 \leq b \leq 0.7 \cdot 50 \\ 15 \leq b \leq 35 \end{array} \right. \quad \text{on prend : } b = 30 \text{ cm}$$



D'après le **R.P.A 99(version 2003)** :

- $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30\text{cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**
- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 50\text{cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**
- $\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \rightarrow 1.66 \leq 4 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

II.2.1.2 Les poutres secondaires :

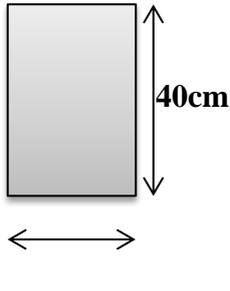
Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

D'après les règles de **B.A.E.L 91**

On a : L= 550 cm

Donc :

$$\begin{cases} \frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10} \\ 36.66 \leq h \leq 55 \end{cases} \quad \text{on prend : } h=40 \text{ cm.}$$

$$\begin{cases} 0.3 \cdot h \leq b \leq 0.7 \cdot h \\ 12 \leq b \leq 28 \end{cases} \quad \text{on prend le min de R.P.A : } b=30 \text{ cm.}$$


D'après le **R.P.A 99(version 2003)** :

- $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30\text{cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 40\text{cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \rightarrow 1.33 \leq 4 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Tableau II.1 Les dimensions des poutres.

Niveau	Poutre principale	Poutre secondaire
Sous-sol / RDC/ les étages	(30*50)	(30*40)

II.2.2 Les poteaux :

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface **S** comme le montre la figure ci -dessous.

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du **R.P.A 99v2003**.

$\text{Min (a, b)} \geq 25$ zone : 1 et 2

$\text{Min (a, b)} \geq \frac{he}{20}$ he : hauteur d'étage

$\frac{he}{20} < \frac{a}{b} < 4$

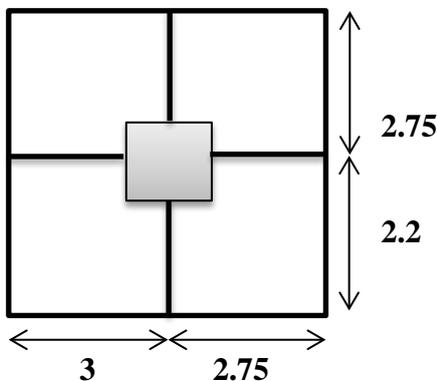


Figure II.1 Section du poteau le plus sollicité.

$$N_u = P_u \cdot S \cdot n$$

Avec :

N_u : la charge verticale à l'ELU.

P_u : charge moyenne du plancher (**1t /m²**).

S : surface supportée par le poteau le plus défavorable.

n : nombre d'étage

➤ **Poteaux de sous-sol (n = 12) :**

$$S = 5.75 \times 4.95 = 28.4625 \text{ m}^2$$

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

$$N_u = 28.4625 \times 12 \times 1 = 341.55 \text{ t /m}^2$$

$$N_u = 3.415 \text{ MN}$$

• **Section réduite (Br) :** Selon les règles du **B.A.E.L91**

$$Br \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + \frac{0.85 \times f_e}{100 \times \gamma_s}}$$

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

$$\left[\begin{array}{l} \beta = 1 + 0.2 (\lambda/35)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50. \\ \beta = 0.85 \lambda^2 / 1500 \quad \text{si } \lambda \leq 70. \end{array} \right.$$

On prend $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée.

Donc : **$\beta=1.2$**

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ (cas générale)}$$

$$\gamma_b = 1.5 \text{ (cas générale)}$$

$$\theta = 1 \text{ (charge } > 24\text{h)}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \Rightarrow \quad f_{bc} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$B_r \geq \frac{1.2 \times 3.415}{\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85 \times 400}{100 \times 1.15}} \Rightarrow B_r \geq 0.2191 \text{ m}^2$$

On a :

$$B_r \geq (a - 0.02)^2$$

$$a \geq \sqrt{B_r} + 0.02$$

$$a \geq \sqrt{0.2191} + 0.02$$

$$a \geq 0.4880 \text{ m}$$

$$a = b = 50 \text{ cm}$$

Donc la section de poteaux choisie est (50*50) cm²

➤ **Vérification vis-à-vis du RPA99 :**

Min (a, b) ≥ 25 ➔ a = b = 50 ≥ 25 **Condition vérifiée.**

Min (a, b) ≥ $\frac{he}{20}$ ➔ a = b = 50 ≥ 15.3 **Condition vérifiée.**

$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$ ➔ $\frac{1}{4} < 1 < 4$ **Condition vérifiée.**

➤ **Vérification du poteau au flambement B.A.E.L91 :**

On vérifie le poteau de sous-sol

a) **Moment d'inertie :**

$$I_x = I_y = a \times b^3 / 12$$

$$= 50 \times 50^3 / 12$$

$$I_x = I_y = 520833.333 \text{ cm}^4$$

b) **Rayon de giration ix, iy :**

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

Avec A = 2500 cm² (section du poteau)

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{520833.333}{2500}}$$

$$i_x = i_y = 14.4337 \text{ cm.}$$

c) **Elancements mécanique λ :**

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_f}{i_x}$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 \quad \text{avec : } L_0 = 3.06\text{m}$$

$$L_f = 2.142\text{m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{214.2}{14.4337}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 14.8402 < 50 \quad \text{Donc le flambement est vérifié.}$$

Tableau II.2. Récapitulation du prédimensionnement

Eléments	N (étages)	S (m ²)	Nu (MN)	Poteau (cm ²)	L ₀	λ _x = λ _y	Condition
Sous-sol	1	28.4625	3.415	(50×50)	3.06	14.840	C.V
RDC	2	28.4625	3.130	(50×50)	4.08	19.787	C.V
1 ^{er} étage	3	28.4625	2.846	(50×50)	3.23	17.405	C.V
2 ^{ème} étage	4	28.4625	2.561	(45× 45)	3.23	17.405	C.V
3 ^{ème} étage	5	28.4625	2.277	(45× 45)	3.23	17.405	C.V
4 ^{ème} étage	6	28.4625	1.992	(40 ×40)	3.23	19.580	C.V
5 ^{ème} étage	7	28.4625	1.707	(40× 40)	3.23	19.580	C.V
6 ^{ème} étage	8	28.4625	1.423	(40× 40)	3.23	19.580	C.V
7 ^{ème} étage	9	28.4625	1.138	(35×35)	3.23	22.379	C.V
8 ^{ème} étage	10	28.4625	0.853	(35×35)	3.23	22.379	C.V
9 ^{ème} étage	11	28.4625	0.569	(30× 30)	3.23	26.108	C.V
10 ^{ème} étage	12	28.4625	0.284	(30× 30)	3.23	26.108	C.V

II.2.3. Les planchers :

II.2.3.1. Planchers RDC/étage courant /terrasse inaccessible : (corps creux)

On utilise la condition de flèche pour déterminer l'épaisseur des planchers :

$$ht \geq \frac{L}{22.5}.$$

L : la longueur de la poutrelle entre nu d'appuis.

$$L=500 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad ht \geq \frac{500}{22.5} = 22.22 \text{ cm.}$$

On prend : $h = 25 \text{ cm}$ $\left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm corps creux.} \\ 5 \text{ cm dalle de compression.} \end{array} \right.$

II.2.4. Les voiles:

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

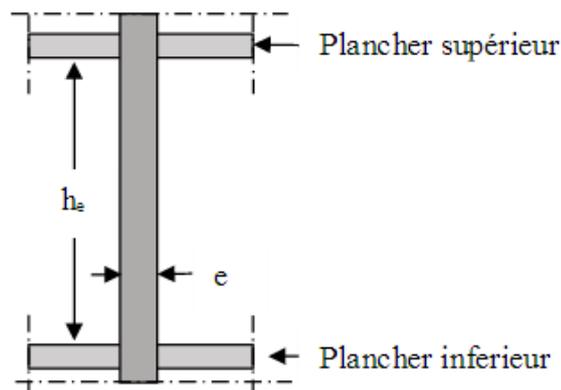


Figure II.2 Coupe verticale d'un voile.

.On a deux types des voiles :

- **Voile de contreventement :**

Zone I $\left\{ \begin{array}{l} - \text{nombre d'étage} \geq 10 \\ - \text{la hauteur} \geq 12 \text{ m} \end{array} \right.$

- **Voile de soutènement :** Pour soutenir le sol et avoir une bonne sécurité.

Le **R.P.A99 (version 2003)** considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4a \\ a \geq h_e / 20 \end{array} \right.$$

Avec :

L : longueur du voile.

a : épaisseur des voiles (a min=15cm).

h_e : hauteur libre d'étage.

$$\text{On a : } \left\{ \begin{array}{l} h_e = 3.06\text{m} \longrightarrow a \geq \frac{3.06}{20} = 0.153 \text{ (sous-sol).} \\ h_e = 4.08\text{m} \longrightarrow a \geq \frac{4.08}{20} = 0.204 \text{ (RDC).} \\ h_e = 3.23\text{m} \longrightarrow a \geq \frac{3.23}{20} = 0.1615 \text{ (étage courant).} \end{array} \right.$$

Donc pour des considérations pratique on prend : a =20 cm (sous-sol/ RDC / les étages courant).

II.3 Descente des charges :

La descente des charges a pour objectif d'étudier la distribution des charges dans une structure en utilisant le **D.T.R.B.C.2.2.**

II.3.1Plancher terrasse inaccessible :

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher corps creux surmontée de plusieurs couches de protection et une forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

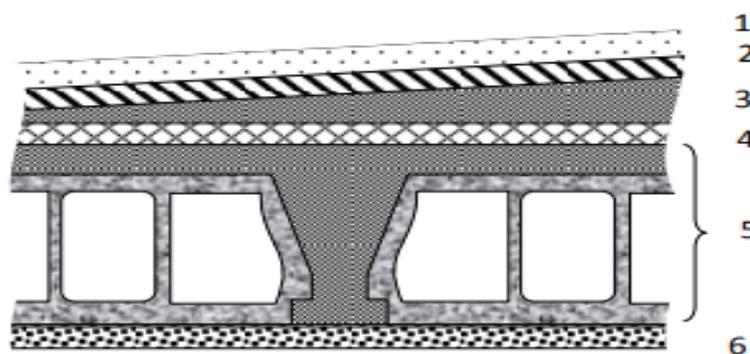


Figure II.3 Terrasse inaccessible.

Tableau II.3 Charge du plancher terrasse inaccessible.

N ⁰	Désignation	e (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.1	22	2.2
4	Isolation thermique	0.04	0.5	0.02
5	Corps creux+dalle de compression	0.20+0.05	/	3
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
$G = 6.39 \text{ kN/ m}^2$ $Q = 1 \text{ kN/ m}^2$				

II.3.2. Plancher étage courant (usage d'habitation) :

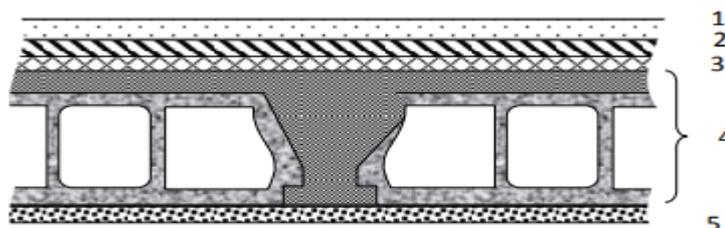


Figure II.4 Plancher étage courant.

Tableau II.4 Charge du plancher étage courant

N ⁰	Désignation	e (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de ciment	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	corps creux +dalle de compression	0.20+0.05	/	3
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloison intérieure	0.1	10	1
$G = 5.36 \text{ kN/ m}^2$ $Q = 1.5 \text{ kN/ m}^2$				

II.3.3 Plancher sous-sol/RDC: (usage commercial).

Tableau II.5 Charge du plancher sous-sol/RDC.

N°	Désignation	e (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de ciment	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
5	corps creux+dalle de compression	0.2+0.05	/	3
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
	Cloison intérieure	0.1	10	1
G = 5.36 kN/ m²				
Q = 2.5 kN/ m²				

II.3.5 Mur intérieur :

Tableau II.6 Charge du mur intérieur

N°	Désignation	e (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Enduit extérieur	0.02	12	0.24
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Enduit intérieur	0.02	12	0.24
G = 1.38 kN/ m²				

II.3.6 Mur extérieur :

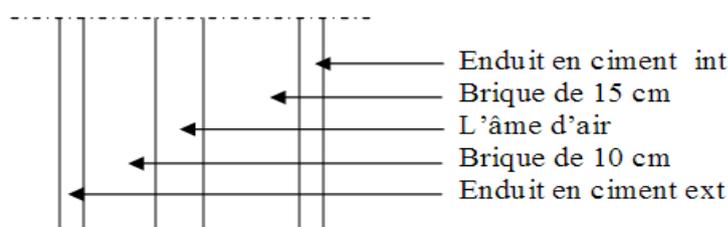


Figure II.5 Coupe transversale du mur extérieur.

Tableau II.7 Charge du mur extérieur.

N°	Désignation	e (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Enduit extérieur en ciment	0.02	12	0.24
2	Brique creuse	0.15	9	1.35
3	Brique creuse	0.10	9	0.9
4	Enduit intérieur en ciment	0.02	12	0.24
G = 2.73 kN/ m²				



Chapitre III

Etude des planchers

III.1 Introduction:

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

- Celle de la résistance.
- Celle d'isolation thermique et acoustique.

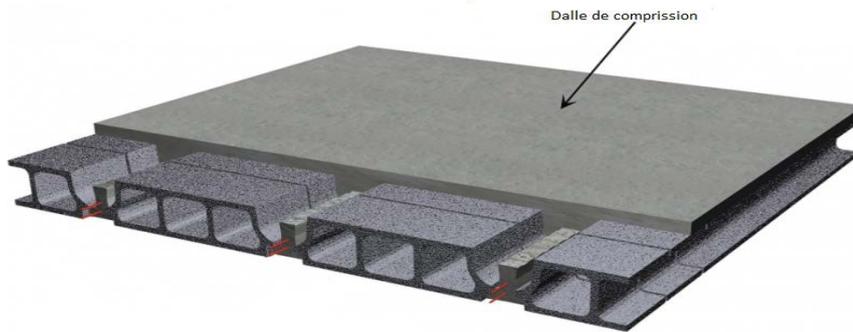


Figure III.1 Coupe transversale du plancher.

III.2 Etude des poutrelles :

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales.

III.2.1 Méthode de calcul :

Il existe plusieurs méthodes de calcul des poutrelles, ainsi que les moments fléchissants et les efforts tranchants tel que :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de caquot.
- La méthode des trois moments.

III.2.2 Dimensionnement des poutrelles : (Selon B.A.E.L91)

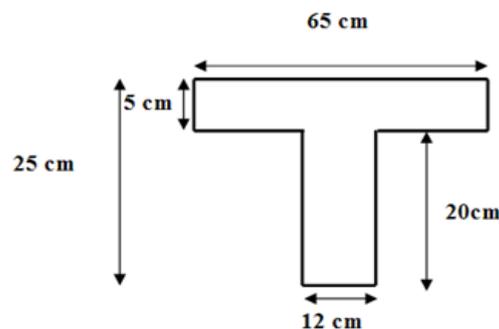


Figure III.2 Dimension de la poutrelle.

III.2.3 La charge supportée par les poutrelles :

Tableau III.1 Différentes charges des poutrelles.

Niveau	b(m)	h(m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/ml) (1.35G+1.5Q)*b	ELS (KN/ml) (G+Q)*b
RDC /1 ^{er} étage	0.65	0.25	5.36	2.5	7.14	5.11
Etages courants	0.65	0.25	5.36	1.5	6.17	4.46
Terrasse inaccessible	0.65	0.25	6.39	1	6.58	4.80

III.2.4 Types de poutrelles :

Selon les plans architecturaux ; on a distingué les types suivants :

RDC: $G = 5.36 \text{ KN/m}^2$ $Q = 2.5 \text{ KN/m}$



Type-1-



Type -2-



Type -3-

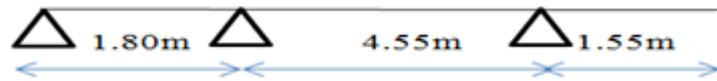
1^{ere} étage : $G = 5.36 \text{ KN/m}^2$ $Q = 2.5 \text{ KN/m}$



Type -1-



Type -2-

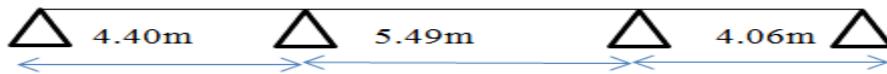


Type -3-



Type -4-

Les étages courants : $G = 5.36 \text{ KN/m}^2$ $Q = 1.5 \text{ KN/m}$



Type -1-



Type -2-



Type -3-

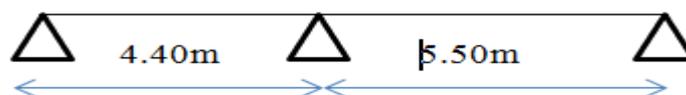


Type -4-

Terrasse inaccessible : $G = 6.39 \text{ KN/m}^2$ $Q = 1 \text{ KN/m}$



Type -1-



Type -2-



Type -3-

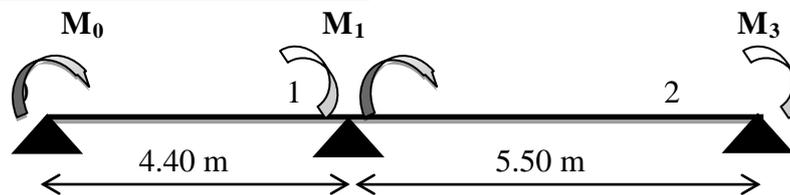


Type -4-

III.2.5 Détermination des efforts internes :

On va déterminer les efforts internes pour le type 2 (étage courant)

a. Méthode des trois moments :



Au nœud 1 :

$$M_0 L_0 + 2M_1 (L_0 + L_1) + M_2 L_1 + 6A = 0$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} M_0 = M_3 = 0 \\ A = R_{g1} + R_{d1} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } 2M_1 (4.4 + 5.5) + 6(R_{g1} + R_{d1}) = 0$$

$$M_1 = -0.30 (R_{g1} + R_{d1}).$$

$$\begin{cases} R_{g1} = q_u (4.4)^2 / 24 = 21.89 \text{ KN} \\ R_{d1} = q_u (5.5)^2 / 24 = 42.77 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_1 = -0.30 (21.89 + 42.77)$$

$$M_1 = -19.39 \text{ KN.m}$$

Calcul des sollicitations :

Travée 0-1:

$$R_0 + R_1 = qL_0$$

$$\Sigma M/O = 0$$

$$R_1 L_0 - qL_0^2 / 2 + M_1 = 0$$

$$R_0 = 9.168 \text{ KN} / R_1 = 17.98.$$

$$0 < x < 4.4$$

$$M(x) = R_0 x - qx^2/2 \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(4.4) = -19.386 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = R_0 - qx \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 9.168 \text{ KN} \\ T(4.4) = -17.98 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_0 - qx = 0$$

$$\Rightarrow X = R_0/q = 9.168/6.17$$

$$\Rightarrow X = 1.48 \text{ m}$$

$$M_{\max} (\text{en travée 1}) = 6.81 \text{ KN.m}$$

Travée 1-2:

$$R_1 + R_2 = qL_2$$

$$\Sigma M/1 = 0 :$$

$$R_2 L_2 - qL_2^2/2 - M_1 = 0$$

$$R_1 = 20.49 \text{ KN} / R_2 = 13.445 \text{ KN}$$

$$0 < x < 5.50$$

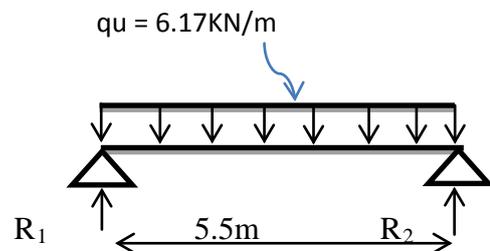
$$M(x) = R_2 x - qx^2/2 \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = -19.39 \text{ KN.m} \\ M(5.50) = 0 \end{array} \right.$$

$$T(x) = R_2 - qx \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 13.445 \text{ KN} \\ T(5.50) = -20.49 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_2 - qx = 0$$

$$\Rightarrow X = R_2/q = 13.445/6.17 \Rightarrow X = 2.179 \text{ m}$$

$$M_{\max} (\text{en travée 2}) = 14.54 \text{ KN.m}$$



- **ELS :**

Travée 0-1 :

Au nœud 1 :

$$M_0 L_0 + 2M_1 (L_0 + L_1) + M_2 L_1 + 6A = 0$$

$$A = R_{g1} + R_{d1}$$

$$R_{g1} = q_s (4.4)^3 / 24 = 15.83 \text{ KN.}$$

$$R_{d1} = q_s (5.5)^3 / 24 = 30.91 \text{ KN.}$$

$$M_1 = -0.30 (15.83 + 30.91)$$

$$M_1 = -14.022 \text{ KN.m}$$

Calcul des sollicitations :

Travée 0-1 :

$$R_0 + R_1 = q_s L_0$$

$$\Sigma M/0 = 0$$

$$R_1 L_0 - q_s L_0^2 / 2 + M_1 = 0$$

$$R_1 = 12.99 \text{ KN} / R_0 = 6.63 \text{ KN.}$$

$$0 < x < 4.4$$

$$M(x) = R_0 x - q_s x^2 / 2 \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(4.4) = -14.022 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = R_0 - q_s x \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 6.63 \text{ KN} \\ T(4.4) = -12.99 \text{ KN} \end{array} \right.$$

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

$$\Rightarrow X = R_0 / q_s = 6.63 / 4.46$$

$$\Rightarrow X = 1.48 \text{ m}$$

$$M_{\max} (\text{en travée 1}) = 4.92 \text{ KN.m}$$

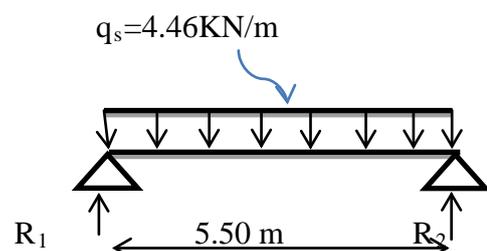
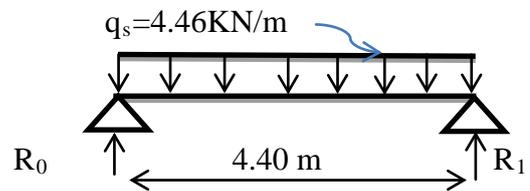
Travée 1-2 :

$$R_1 + R_2 = q_s L_1 \quad \Sigma M/2 = 0 :$$

$$R_1 + R_2 = q_s L_1$$

$$\Sigma M/1 = 0 :$$

$$R_2 L_1 - q_s L_1^2 / 2 - M_1 = 0$$



$$R_1=14.82\text{KN} / R_2= 9.71\text{KN}$$

$$0 < x < 5.50$$

$$M(x) = R_2x - qx^2/2 \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = -14.022\text{KN.m} \\ M(5.50) = 0\text{KN.} \end{array} \right.$$

$$T(x) = R_2 - qx \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 9.71\text{KN} \\ T(5.50) = -14.82\text{KN} \end{array} \right.$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_2 - q_s x = 0$$

$$\Rightarrow X = R_2/q_s = 9.71/4.46$$

$$\Rightarrow X = 2.17\text{ m}$$

$$M_{\max} (\text{en travée2}) = 10.56\text{KN.m}$$

b. Diagramme des moments fléchissants et des efforts tranchants :

Le logiciel **SAP 2000** nous a permis d'obtenir les moments fléchissants et les efforts tranchants des poutrelles **type 2** calculer par la méthode des trois moments.

ELU :

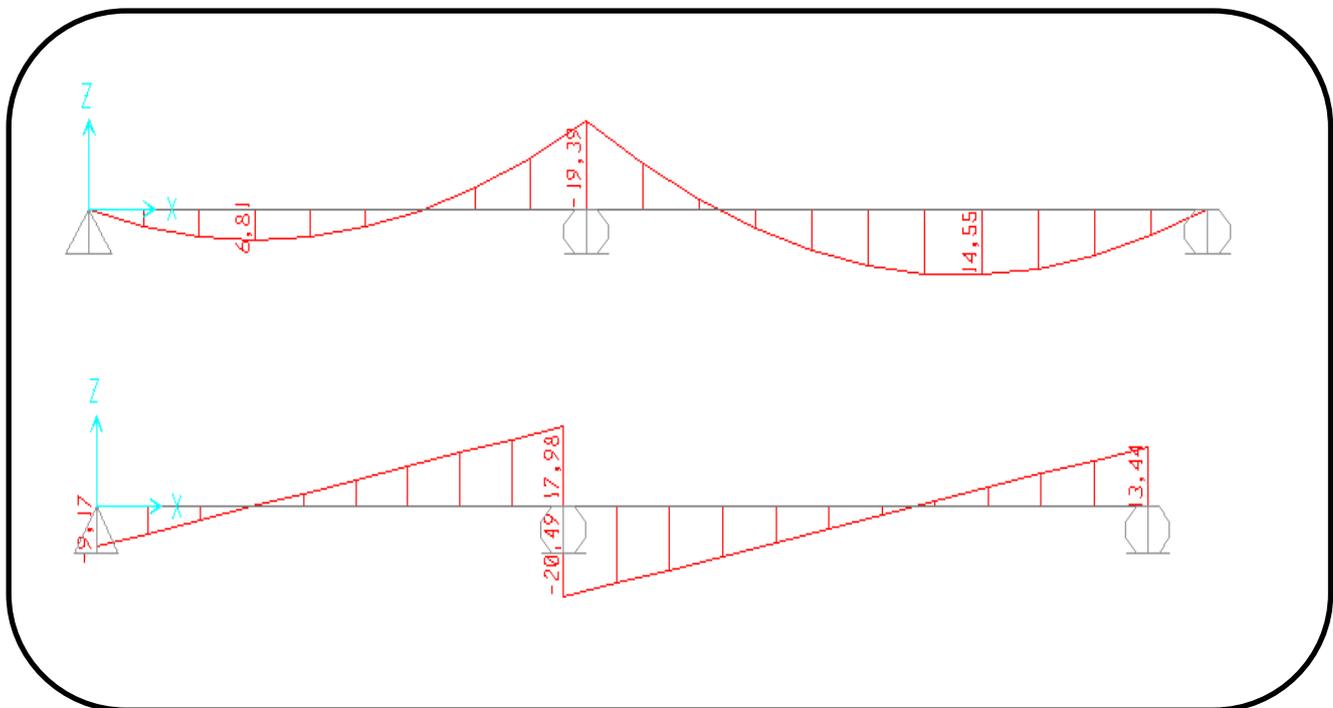


Figure III.4 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants des poutrelles.

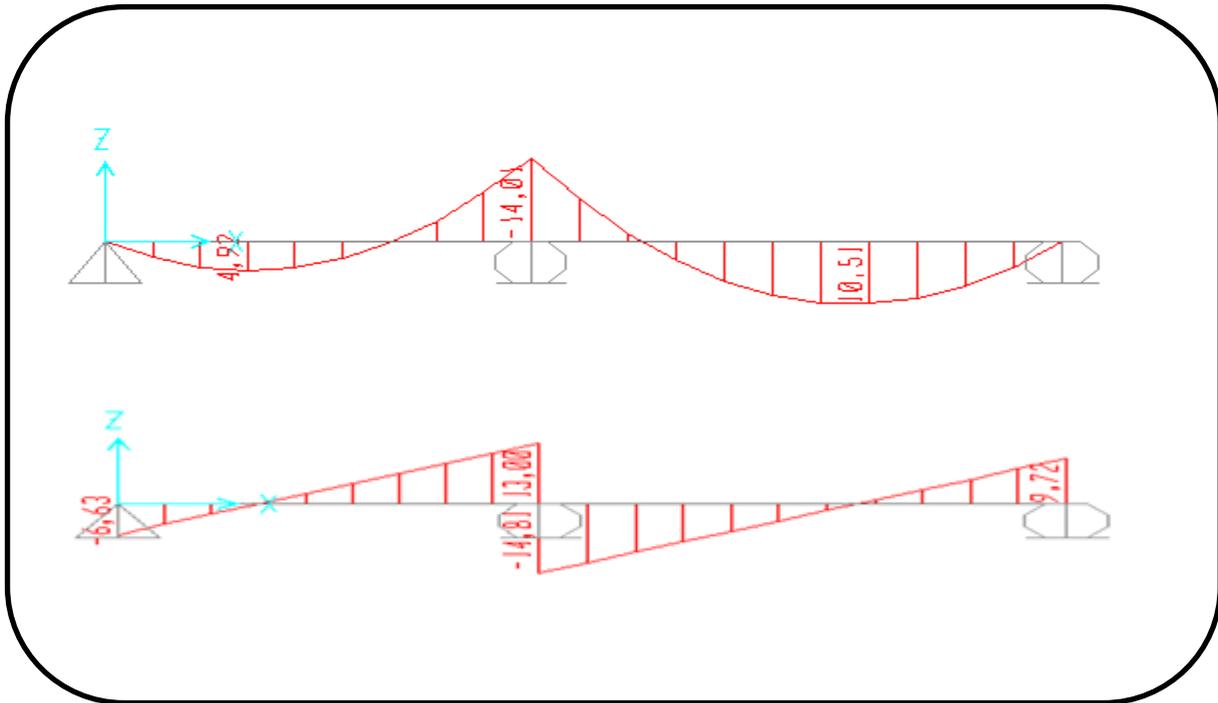
ELS :

Figure III.5 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants des poutrelles.

Tableau III.2 Les différents efforts à l'ELU et L'ELS

Niveau	Type	$M_{travée}$ (KN.m)		M_{appuis} (KN.m)		$T_{u\ max}$ (KNN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
RDC	1	10.64	7.62	18.64	13.34	20.47	14.65
	2	10.81	7.74	18.75	13.42	20.56	14.72
	3	18.48	13.22	00.00	00.00	16.24	11.63
1 ^{ère} étage	1	10.64	7.62	18.64	13.34	20.47	14.65
	2	16.83	12.05	22.43	16.05	23.71	16.97
	3	8.83	6.32	10.72	7.67	16.71	11.96
	4	11.43	8.18	12.68	9.07	18.59	13.30
Les étages courants	1	8.25	5.96	15.50	11.20	17.17	12.41
	2	14.55	10.51	19.39	14.01	20.49	14.81
	3	5.45	3.94	7.41	5.36	12.66	9.15
	4	9.88	7.14	10.96	7.92	16.06	11.61
Terrasse inaccessible	1	8.80	6.42	16.53	12.06	18.31	13.36
	2	15.51	11.32	20.67	15.08	21.85	15.94
	3	5.81	5.77	7.90	4.24	13.50	9.85
	4	10.53	7.68	11.68	8.52	17.13	12.50

III.2.6 Ferraillage des poutrelles :

- En travées :

ELU :

$$M_{\max} = 18.77 \text{ KN.m} = 0.01848 \text{ MN.m}$$

Moment qui équilibre la table :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} (d - h_0/2)$$

$$\text{Avec : } \{ b = 0.65 \text{ m} ; h_0 = 0.05 \text{ m} ; h = 0.25 \text{ m} ; d = 0.9 h = 0.225 \text{ m} ; f_{bc} = 14.17 \text{ Mpa} \}$$

$$M_t = 0.65 * 0.05 * 14.17 (0.225 - 0.025)$$

$$M_t = 0.0921 \text{ MN.m}$$

On a : $M_u < M_t$ (l'axe neutre sera à l'intérieur de la table).

On considère notre section (**Section en T**) comme section rectangulaire de hauteur (h) et de Largeur (b) dans les calculs des armatures.

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.01848}{0.65 * 0.225^2 * 14.17} = 0.0396.$$

$\mu < 0.392$ $A_{sc} = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$A_{st} \geq \frac{Mu}{z \delta_{st}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.050 \\ z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.220 \text{ m.} \\ \delta_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$$A_{st} = \frac{0.01848}{0.220 * 347.826} = 2.415 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 2T14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left\{ \left(\frac{b \cdot h}{1000} \right) ; 0.23bd * \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{st} \geq \max \left\{ \left(\frac{65 * 25}{1000} \right) ; 0.23 * 65 * 22.52 * \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{st} \geq \max \{ 1.625 ; 1.765 \}$$

$A_{st} > 1.765 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

ELS :

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

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

$$M_u = 18.48 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 13.22 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{18.48}{13.22} = 1.39$$

$$\alpha \leq \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.065 \leq 0.445 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **En appuis :**

ELU :

$$M_{\max} = 22.43 \text{ KN.m} = 0.02243 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.02243}{0.12 * 0.225^2 * 14.17} = 0.2605$$

$$\mu < 0.392 \quad A_{sc} = 0 \quad \text{Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.384 \\ z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.190 \text{ m.} \\ \delta_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$$A_{st} = \frac{0.02243}{0.190 * 347.826} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 1T14 + 1T16 = 3.55 \text{ cm}^2$$

ELS :

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

$$\frac{12x^2}{2} - 15 * 3.55 (22.5 - x) = 0$$

$$6x^2 + 53.25x - 1198.125 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = (53.25)^2 - 4 * 6 * 1198.125 = 31590$$

$$\sqrt{\Delta} = 177.74$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_1 = \frac{-b-\sqrt{\Delta}}{2a} = -19.24 \\ X_2 = \frac{-b+\sqrt{\Delta}}{2a} = 10.374 \end{array} \right. \rightarrow \boxed{X = 10.374}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n A_{st} (d-x)^2$$

$$I = \frac{12 \cdot 10.374^3}{3} + 15 \cdot 3.55 \cdot (22.5 - 10.374)^2$$

$$\boxed{I = 12295.667 \text{ cm}^4}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \cdot x}{I} = \frac{0.01605 \cdot 10.374 \cdot 10^{-2}}{12295.667 \cdot 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 13.54 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

σ_{st} : pas de limitation de contrainte (car la fissuration est peu préjudiciable).

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{0.02185}{0.12 \cdot 0.225} = 0.809 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification au glissement :

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

$$0.02185 - \frac{0.02243}{0.9 \cdot 0.225} = -0.0889$$

$$-0.0889 \leq 0 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

Selon le BAEL91 : $f \leq f_{adm}$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{550}{500} = 1.1 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{0.65*0.25^3}{12} + 15*3.55*10^{-4} * \left(\frac{0.25}{2} - 0.1 * 0.25\right)^2$$

$$I_0 = 8.996*10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05*Ft28}{\left(2+3*\frac{b_0}{b}\right)*\varphi}$$

$$\varphi = \frac{A_{st}}{b_0 * d} = \frac{3.55*10^{-4}}{0.12*0.225} = 0.013$$

$$\lambda_i = \frac{0.05*2.1}{\left(2+3*\frac{0.12}{0.65}\right)*0.013} = 3.16$$

$$\mu = 1 - 1.75 * \frac{Ft28}{4\varphi\sigma_{st} + Ft28} = 0.83$$

$$I_{fi} = 1.1 * \frac{I_0}{1 + \lambda_i * \mu} = \frac{1.1*8.996*10^{-4}}{1 + 3.16*0.83} = 2.73*10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f = \frac{Mts * l^2}{10Ei * I_{fi}} = \frac{16.05*5.5^2*10^{-3}}{10*32164.20*2.73*10^{-4}} = 0.00529 \text{ m}$$

f=0.529 cm < f_{adm} = 1.1 cmCondition vérifiée.

- **Ferrailage transversal :**

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_{lmin}; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{25}{35}; 1.6; 1.2\right)$$

$$\varphi_t \leq 7.1 \text{ cm}$$

On prend : $\varphi_t = 6 \text{ mm}$

$$A_t = 2 * \frac{\pi * 0.6^2}{4} = 0.565 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T6 = 0.57 cm²

Espacement entre les barres : (D'après le RPA99v2003)

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{ht}{4}; 12 \varphi_{lmin}; 30 \text{ cm}\right)$$

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

On prend le **min RPA: S_t = 7cm**

Zone courante :

$$S_t' \leq \frac{ht}{2} \longrightarrow S_t' \leq 12.5 \text{ cm} \longrightarrow S_t' = 10 \text{ cm}$$

Ancrage des barres :

$$L_s = \frac{\varphi}{4} * \frac{f_e}{\bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 * \psi^2 * f_{t28}$$

Avec : $\psi = 1.5$ pour les aciers H.A.

$$\bar{\tau}_s = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1.6 * 10^{-2} * 400}{4 * 2.835} \approx 56.43 \text{ cm}$$

Un crochet à 90° $\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1.87 \\ \beta = 2.19 \end{array} \right.$

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

$$l_2 = l_s - \alpha * l_1 - \beta r \text{ avec } l_1 = 10 \varphi$$

$$l_2 = 56.43 - 1.87 * (10 * 16) - 2.19 * (5.5 * 16) \longrightarrow l_2 = 72.38 \text{ mm.}$$

$$l = l_2 + r + \frac{\varphi}{2} = 72.38 + (5.5 * 16) + 8 = 168.38 \text{ mm} \longrightarrow l = 16.838 \text{ cm.}$$

Tableau III.3 Ferrailage des travées des poutrelles.

Niveau	Type	M_u (MN.m)	$A_{st}(\text{cm}^2)$	Choix
RDC	1	0.01064	1.375	2T10
	2	0.01081	1.397	2T10
	3	0.01848	2.410	2T14
1 ^{ère} étage	1	0.01064	1.375	2T10
	2	0.01683	2.190	2T12
	3	0.00883	1.139	2T10
	4	0.01143	1.478	2T10
Les étages courants	1	0.00825	1.063	2T10
	2	0.01455	1.889	2T12
	3	0.00545	7.005E-5	2T10
	4	0.00988	1.276	2T10
Terrasse inaccessible	1	0.00880	1.135	2T10
	2	0.01551	2.015	2T12
	3	0.00581	7.47E-5	2T10
	4	0.01053	1.361	2T10

Tableau III.4 Ferrailage des appuis des poutrelles.

Niveau	Type	M_u (MN.m)	$A_{st}(cm^2)$	Choix
RDC	1	0.01864	2.431	2T14
	2	0.01875	2.446	2T14
	3	00.00	0.00	2T10
1 ^{ère} étage	1	0.01864	2.431	2T14
	2	0.02243	3.39	1T14+1T16
	3	0.01072	1.385	2T10
	4	0.01268	1.642	2T12
Les étages courants	1	0.01550	2.014	2T12
	2	0.01939	2.531	2T14
	3	0.00741	9.54E-5	2T10
	4	0.01096	1.417	2T10
Terrasse inaccessible	1	0.01653	2.151	2T12
	2	0.02067	2.702	2T14
	3	0.00790	1.018	2T10
	4	0.01168	1.511	2T10

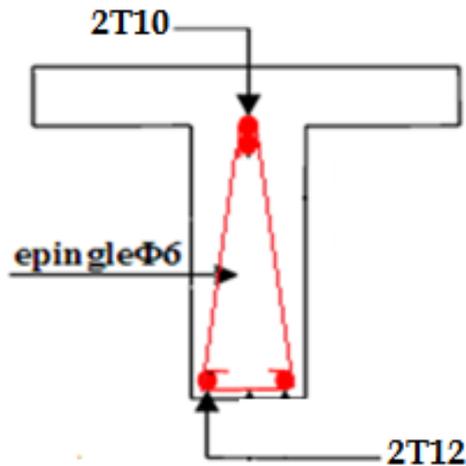


Figure III.6 Schéma de ferrailage des poutrelles (étages courant type1)



Chapitre IV

Etude des éléments secondaires

IV.1 L'acrotère :

IV.1.1 Définition :

L'acrotère est un élément décoratif coulé sur place, son rôle est d'assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse.

Du point de vue de calcul, L'acrotère est assimilé à une console encastree dans la poutre du plancher terrasse soumise à l'action de son poids propre (G) et à une poussée horizontale F_p .

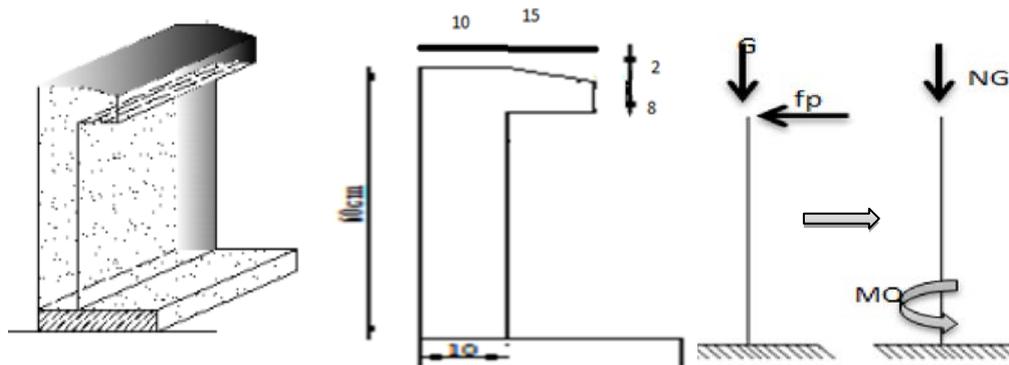


Figure IV.1 Schéma de l'acrotère.

Le calcul se fait au niveau de la section critique (encastrement), sous l'effet d'une flexion composée pour une bande de **1m** de largeur.

IV.1.2 sollicitations :

a. Calcul de surface :

$$S = (0.1 * 0.6) + (0.02 * 0.15 / 2) + (0.08 * 0.15).$$

$$S = 0.0735 \text{ m}^2$$

b. Poids propre de l'acrotère :

$$G = S * \gamma_b = 0.0735 * 25$$

$$G = 1.837 \text{ KN/ml}$$

c. La force horizontale :

$$F_p = 4A_p * C_p * W_p.$$

Avec :

- A_p : coefficient d'accélération de la zone.
- C_p : facteur de la force horizontale.
- W_p : poids de l'acrotère.

D'après RPA99v2003 (groupe d'usage 2 Zone I) : $A = 0.10$; $C_p = 0.8$.

$$F_p = 4 * 0.10 * 0.8 * 1.837.$$

$$F_p = 0.5878 \text{ KN/ml}$$

d. Calcul du moment fléchissant et l'effort normal :

• ELU :

$$M_U = 1.35 W_p + 1.5 F_p \quad \text{avec : } W_p = 0$$

$$M_U = 1.5 * F_p * 1$$

$$M_U = 1.5 * 0.5878 * 1$$

$$M_U = 0.881 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1.35 * G$$

$$N_u = 1.35 * 1.837$$

$$N_u = 2.479 \text{ KN}$$

• ELS :

$$M_s = M_Q = F_p$$

$$M_s = 0.5878 \text{ KN.m}$$

$$N_s = G$$

$$N_s = 1.837 \text{ KN}$$

IV.1.3 Ferraillage :

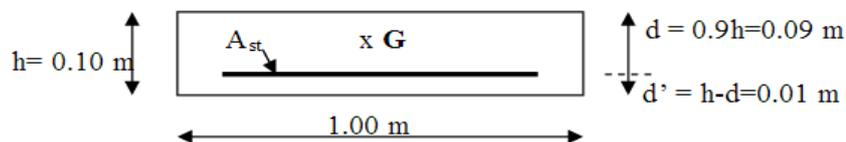


Figure IV.2 Schéma de la section étudié.

• Calcul de l'excentricité :

e : L'excentricité du centre de pression

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.881}{2.479} = 0.355 \text{ m}$$

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

$$\frac{ht}{6} = \frac{10}{6} = 1.67 \text{ cm} = 0.0167 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } e = 0.355 > \frac{ht}{6} = 0.0167$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures. La section est donc partiellement comprimée.

a. **ELU :**

- **Moment de flexion fictif :**

$$M_A = M_u + N_u * \left(d - \frac{ht}{2}\right).$$

$$M_A = 0.881 + 2.479 * \left(0.09 - \frac{0.10}{2}\right)$$

$$M_A = 0.980 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des conditions des domaines :**

$$\text{Domaine 2 : } N_u * (d - d') - M_A \leq \left(0.337 - \frac{0.81d}{d'}\right) bd * f_{bc}$$

$$- 0.682 \leq 0.02 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on se trouve dans le **domaine 2.3^{ème}** cas :

- **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{MA}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.980 * 10^{-3}}{1 * (0.09)^2 * 14.17} = 8.538 * 10^{-3}$$

$\mu < 0.392 \implies A_{sc} = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$A_{st} = \frac{1 * \left(\frac{MA}{z} - N_u\right)}{\delta_{st}}$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} \delta_{st} = \frac{Fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ Mpa} \\ \alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.0107 \\ z = d \left(1 - 0.4\alpha\right) = 0.0896 \text{ m.} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{1 * \left(\frac{0.980 * 10^{-3}}{0.0896} - 2.479 * 10^{-3}\right)}{347.826}$$

$$A_{st} = 0.243 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st \min} \geq 0.23bd * \frac{ft_{28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} \geq 0.23 * 1 * 0.09 * \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st \min} \geq 1.086 \text{ cm}^2$$

Alors on prend : $A = A_{\min}$

Choix : **4T8 = 2.01 cm²**

- **Espacement des armatures longitudinales :** D'après le **BAEL 91**.

$$S_t < \min (a+10\text{cm} ; 40\text{cm}).$$

Avec a : la longueur du petit côté du rectangle.

Soit : **$S_t = 20 \text{ cm}$** .

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{choisi}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50\text{cm}^2$$

$$A_r = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

b. E.L.S :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.5878}{1.837} = 0.319 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0.016 \text{ m} ; \text{ Donc la section est partiellement comprimée.}$$

- **Vérification des contraintes :**

Cette phase consiste à vérifier les contraintes de compression de béton et de traction des armatures (fissuration est très préjudiciable).

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s * x}{S} \leq \sigma_{bc}^-$$

$$\sigma_{st} = n * \frac{N_s(d-x)}{S} \leq \sigma_{st}^-$$

$$\sigma_{sc} = n * \frac{N_s(x-d)}{S} \leq \sigma_{st}^-$$

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

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

$$P = -3\left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6nA_{st}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right) = -0.210 \text{ m}^2$$

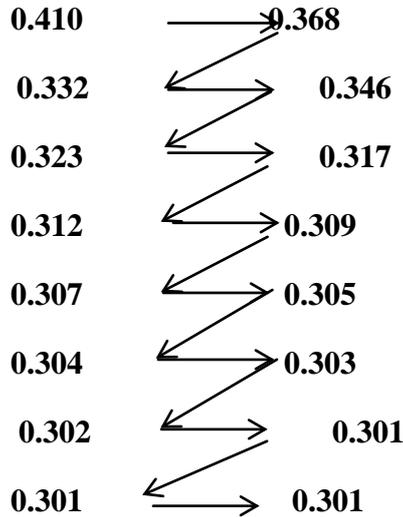
$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6nAst}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2 = 0.036 \text{ m}$$

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

$$e_1 = \frac{-e_1^3 - q}{p} \dots\dots(1)$$

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

On fixe la première valeur de $e_1 = 0.5$ et on remplace dans la formule(2).



Après calcul on trouve que la valeur de e_1 s'est stabilisée a $e_1 = 0.301$

Donc : $X = 0.032 \text{ m} = 3.2 \text{ cm}$

$$S = 3.3713 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.837 \cdot 10^{-3} \cdot 0.032}{3.3713 \cdot 10^{-4}} = 0.174 \text{ Mpa} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots cv$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot \frac{1.837 \cdot 10^{-3} (0.09 - 0.032)}{3.3713 \cdot 10^{-4}} = 4.74 \text{ Mpa} \leq \sigma_{st}^- = \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ Mpa} \dots\dots cv$$

$$\sigma_{sc} = 15 \cdot \frac{1.837 \cdot 10^{-3} (0.032 - 0.01)}{3.3713 \cdot 10^{-4}} = 1.81 \text{ Mpa} \leq \sigma_{st}^- = \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ Mpa} \dots\dots cv$$

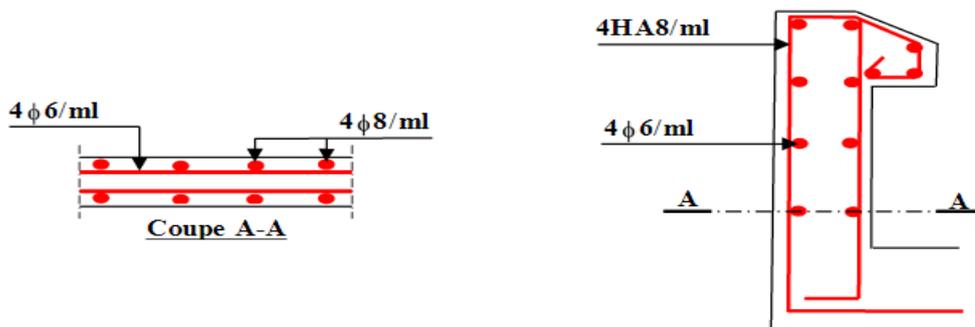


Figure IV.3 Schéma de ferrailage de l'acrotère.

IV.2 Les escaliers :

IV.2.1 Définition :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marche, les degrés permettant d'accéder d'un niveau à un autre en montant et descendant, avec le moins de fatigue Possible.

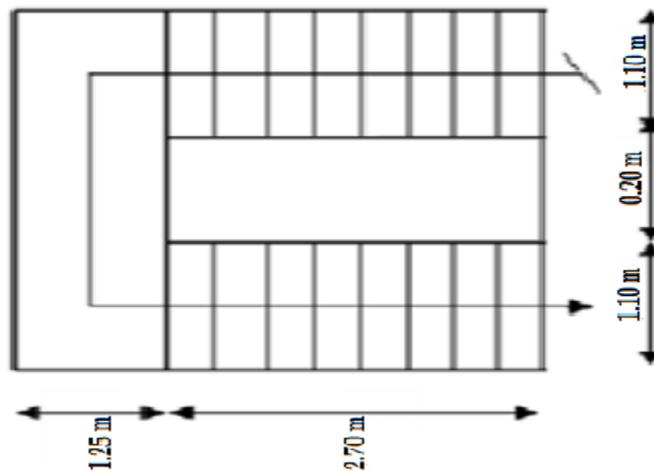


Figure IV.4 Vu en plan de l'escalier.

IV.2.2 Types d'escaliers :

Dans notre projet, nous avons un seul type d'escalier à deux volées qui sont identique pour tous les étages

IV.2.3 Calcul des escaliers :

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

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} h : \text{hauteur de la marche} \\ g : \text{largeur de la marche} \end{array} \right.$

- **Hauteur de marche :** $16 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$, on prend : $h = 17 \text{ cm}$.
- **Largeur de marche :** $25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$, on prend : $g = 30 \text{ cm}$.
- **Nombre des contre marches :** $n = \frac{H}{h} = \frac{323}{17} = 19$ contre marches.
- **Nombre des marches :** $n' = (n - 1) = 18$ marches
- **Longueur de la ligne de foulée :** $L = n' * g = 30 * 9 = 270 \text{ cm}$

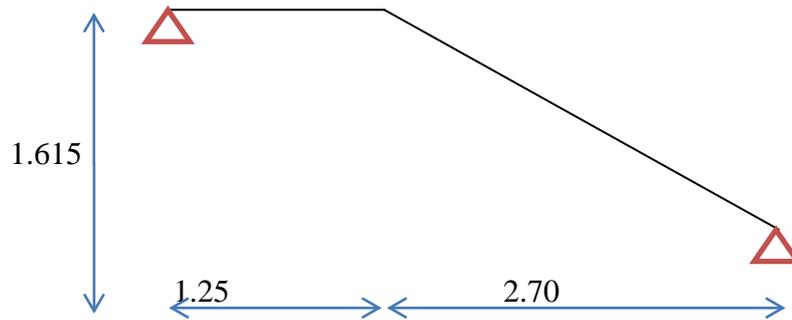


Figure IV.5 Type d'escalier avec dimensions.

- Angle d'inclinaison : $\alpha = \arctg \frac{1.615}{2.70} = 30.885^\circ$
- Epaisseur de palier : $\frac{L}{20} \leq e \leq \frac{L}{15}$
 $\frac{125}{20} \leq e \leq \frac{125}{15}$
 $6.25 \leq e \leq 8.33$

On prend : $e = 12 \text{ cm}$.

- Epaisseur de paille : $\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$
 $\frac{270}{30 \cos 30.885} \leq e \leq \frac{270}{20 \cos 30.885}$
 $10.48 \leq e \leq 15.73$

On généralise et on prend : $e = 12 \text{ cm}$.

IV.2.4 Descente des charges :

- Palier :

Tableau IV.1 Evaluation des charges du palier.

N ⁰	Désignation	e (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en BA	0.12	25	3
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
$G = 4.36 \text{ kN/m}^2$				
$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$				

- Paillasse :

Tableau IV.2 Evaluation des charges de la Paillasse

N ⁰	Désignation	e (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Carrelage contre marche	0.02	20*0.17/0.3	0.23
4	Mortier verticale	0.02	20*0.17/0.3	0.23
5	Lit de sable	0.02	18	0.36
6	Paillasse en BA	0.12	25	3.49
7	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
8	Poids propre de la marche	/	25	2.13
G = 7.44kN/ m²				
Q = 2.5 kN/ m²				

IV.2.5 Détermination des sollicitations :

ELU :

$$q_{\text{upalier}} = 1.35G + 1.5 Q = 1.35*4.36 + 1.5*2.5 = \mathbf{9.636 \text{ KN/ml}}$$

$$q_{\text{uvolée}} = 1.35G + 1.5 Q = 1.35*7.44 + 1.5*2.5 = \mathbf{13.794 \text{ KN/ml}}$$

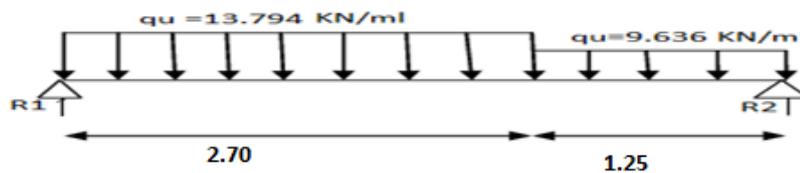


Figure IV.6 Schéma statique d'escalier a ELU.

$$\sum M / _1 = R_2 (L_1 + L_2) - q_{\text{upalier}} * \left(\frac{L_2}{2} + L_1\right) L_2 - q_{\text{uvolée}} * \frac{L_2^2}{2} = 0$$

$$\sum M / _1 = R_2 * 3.95 - 9.636 * \left(\frac{1.25}{2} + 2.7\right) * 1.25 - 13.794 * \frac{2.70^2}{2} = 0$$

$$\rightarrow R_2 = \mathbf{22.87 \text{ KN.}}$$

$$\sum M / _2 = -R_1 (L_1 + L_2) + q_{\text{uvolée}} * \left(\frac{L_1}{2} + L_2\right) * L_1 + q_{\text{upalier}} * \frac{L_2^2}{2} = 0$$

$$\sum M / _2 = -R_1 * 3.95 + 13.794 * \left(\frac{2.7}{2} + 1.25\right) * 2.7 + 9.636 * \frac{1.25^2}{2} = 0$$

$$\rightarrow R_1 = \mathbf{26.42 \text{ KN.}}$$

Section : $0 \leq x \leq 1.25$

$$M(x) = R_2 x - \frac{qx^2}{2} = 22.87x - 9.636 \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.25) = 21.06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_2 - qx = 0 \quad \Rightarrow \quad x = R_2 / q = 22.87 / 9.636$$

$$\Rightarrow \quad x = 2.37 \text{ m}$$

Le moment max $M(2.37) = 27.13 \text{ KN.m}$

ELS :

$$q_{s \text{ palier}} = G + Q = 4.36 + 2.5 = 6.86 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s \text{ volée}} = G + Q = 7.44 + 2.5 = 9.94 \text{ KN/ml}$$

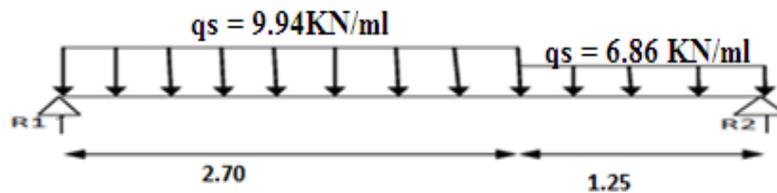


Figure IV.7 Schéma statique d'escalier a ELS.

$$\sum M / _1 = R_2 (L_1 + L_2) - q_{s \text{ palier}} * (\frac{L_2}{2} + L_1) * L_2 - q_{s \text{ volée}} * \frac{L_1^2}{2} = 0$$

$$\sum M / _1 = R_2 * 3.95 - 6.86 * (\frac{1.25}{2} + 2.7) * 1.25 - 9.94 * \frac{2.70^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_2 = 16.39 \text{ KN}$$

$$\sum M / _2 = -R_1 (L_1 + L_2) + q_{s \text{ volée}} * (\frac{L_1}{2} + L_2) * L_1 + q_{s \text{ palier}} * \frac{L_2^2}{2} = 0$$

$$\sum M / _2 = -R_1 * 3.95 + 9.94 * (\frac{2.7}{2} + 1.25) * 2.7 + 6.86 * \frac{1.25^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_1 = 19.022 \text{ KN}$$

Section : $0 \leq x \leq 1.25$

$$M(x) = R_2 x - \frac{qx^2}{2} = 16.39x - 6.86 \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.25) = 15.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_2 - qx = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 16.39 \text{ KN} \\ T(1.25) = 7.815 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$x = R_2 / q = 16.39 / 6.86 \Rightarrow x = 2.40 \text{ m}$$

Le moment max $M(2.40) = 19.57 \text{ KN.m}$

Le logiciel de calcul **SAP2000** nous a permis de déterminer les moments fléchissants et les efforts tranchants

Moments fléchissants et les efforts tranchants :

- **ELU :**

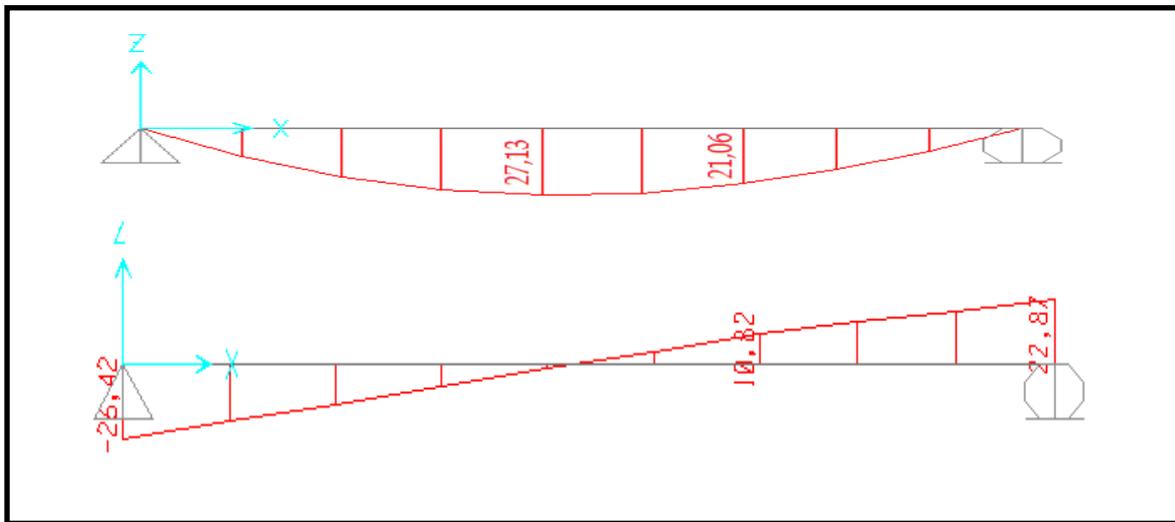


Figure IV.8 Moments fléchissants et les efforts tranchants à ELU obtenus par SAP2000

- **ELS :**

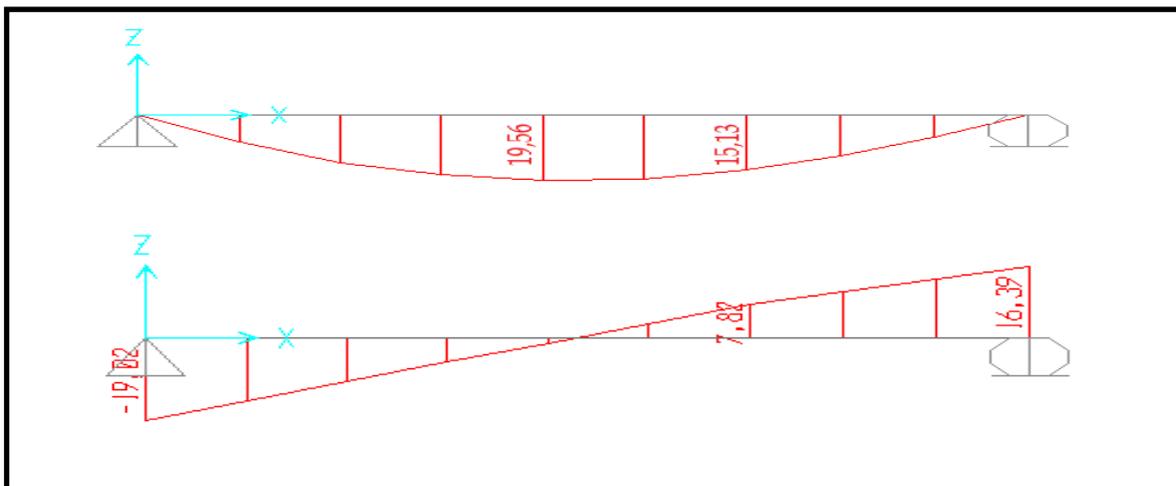


Figure IV.9 Moments fléchissants et les efforts tranchants à ELS obtenus par SAP2000

Tableau IV.3 Moments fléchissants et les efforts tranchants.

Escalier à deux volées	ELU		ELS	
	M_{max}	T_{max}	M_{max}	T_{max}
	27.13	26.42	19.56	19.02

IV.2.6 Calcul du ferrailage :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion Simple.

➤ **En travée :****ELU :**

$$M_{max} = 27.13 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 * M_{max} = 0.85 * 27.13 = 23.060 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.023060}{1 * (0.9 * 0.12)^2 * 14.17} = 0.13$$

$\mu < 0.392$ $A_{sc} = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$A_{st} \geq \frac{Mu}{z \delta_{st}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.174 \\ z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.10 \text{ m.} \\ \delta_{st} = \frac{Fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } A_{st} = \frac{0.023060}{0.10 * 347.826} = 6.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

Les Armatures de répartition :

$$A_r = (A_{st} / 4) = 1.69 \text{ cm}^2 = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0.23bd * \frac{ft_{28}}{fe}$$

$$A_{st} \geq 0.23 * 1 * 0.108 * \frac{2.1}{400}$$

$A_{st} \geq 1.30$ Condition vérifiée.

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{0.02642}{1 \cdot 0.108} = \mathbf{0.245 \text{ Mpa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

D'après le BAEL 91 :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{3.23}{4.49} = 0.72 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} = \frac{6.79 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 0.108} = 0.00628 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{tmax}}{M_0} = 0.72 \geq \frac{23.060}{27.13} = 0.84 \geq 0.085 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

ELS :

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

$$\frac{100x^2}{2} - 15 \cdot 6.79 (10.8 - x) = 0$$

$$50x^2 + 101.85x - 1099.98 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = (101.85)^2 - 4 \cdot (50) \cdot (-1099.98) = 230369.422$$

$$\sqrt{\Delta} = 479.968$$

$$\left. \begin{aligned} X_1 &= \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = -5.82 \text{ cm} \\ X_2 &= \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 3.78 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \rightarrow \boxed{X = 3.78 \text{ cm}}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100 \cdot (3.78)^3}{3} + 15 \cdot 6.79 \cdot (10.8 - 3.78)^2$$

$$\boxed{I = 7021.739 \text{ cm}^4}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \cdot x}{I} = \frac{0.85 \cdot 0.01956 \cdot 3.78 \cdot 10^{-2}}{7021.739 \cdot 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 8.950 < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En appuis :**

ELU :

$$M_{app} = 0.5 * M_{max} = 0.5 * 27.13 = \mathbf{13.565 \text{ KN.m}}$$

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.013565}{1 * (0.9 * 0.12)^2 * 14.17} = 0.082$$

$\mu < 0.392$ $A_{sc} = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_{st} \geq \frac{Mu}{Z \delta_{st}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.107 \\ z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.114 \text{ m.} \\ \delta_{st} = \frac{Fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } A_{st} = \frac{0.013565}{0.114 * 347.826} = \mathbf{3.42 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Choix : } A_{st} = \mathbf{4T12} = \mathbf{4.52 \text{ cm}^2}$$

Les Armatures de répartition :

$$A_r = (A_{st} / 4) = 1.13 \text{ cm}^2 = \mathbf{4T8} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$$

ELS :

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

$$\frac{100x^2}{2} - 15 * 4.52 (10.8 - x) = 0$$

$$50x^2 + 67.8x - 732.24 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 151044.84$$

$$\sqrt{\Delta} = 388.64$$

$$X_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = -4.56 \text{ cm}$$

$$X_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 3.21 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \boxed{X = 3.21 \text{ cm}}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100 \cdot 3.21^3}{3} + 15 \cdot 4.52 \cdot (10.8 - 3.21)^2$$

$$I = 5008.37 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{0.5 \cdot 0.01956 \cdot 3.21 \cdot 10^{-2}}{5008.37 \cdot 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 6.268 < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau IV.4 Tableau récapitulatif des résultats du ferrailage.

En travée					
M_u (KN.m)	μ	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
23.060	0.13	0.174	0.10	6.62	6T12 = 6.79
13.565	0.082	0.107	0.114	3.42	4T12 = 4.52

IV.3 La poutre palière :

IV.3.1 Prédimensionnement :

D'après les règles de **BAEL 91** on a :

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} L : \text{distance entre axe de poteaux.} \\ h : \text{hauteur de la poutre} \end{array} \right.$$

On a : $L = 4.06$

$$\text{Donc : } \frac{406}{15} \leq h \leq \frac{406}{10}$$

$$27.06 \text{ cm} \leq h \leq 40.6 \text{ cm}$$

On prend : **h = 35 cm**

$$\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2}$$

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

$$10.5 \leq b \leq 24.5$$

On prend le minimum de **RPA** : **b = 30 cm**

D'après le R.P.A 99(version 2003) :

- $b \geq 20\text{cm}$ → $30\text{ cm} \geq 20\text{ cm}$Condition vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm}$ → $30\text{ cm} \geq 30\text{ cm}$Condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} \leq 4\text{cm}$ → $1.16 \leq 4\text{ cm}$Condition vérifiée.

Donc la poutre palière est de section (30x35) cm²

IV.3.2 Evaluation des charges :

On prenant comme exemple la poutre palière d'étage courante ; elle supporte :

- Son poids propre : $pp = (0.3*0.35*25) = 2.625\text{ KN/ml}$
- Poids du mur : $G = 2.625 + (0.1*9 + 0.02*12*2)*(1.615 - 0.5) = 1.5387\text{ KN/ml}$

$$G = 4.164\text{ KN.m}$$

ELU :

$$T_{u\max} = 21.22\text{KN} \quad (\text{SAP2000})$$

$$q_u = 1.35 G + \frac{2T_u}{L}$$

$$q_u = 1.35*4.164 + \frac{2*21.22}{4.06} = 16.074\text{ KN/ ml}$$

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{16.074*4.06^2}{8} = 33.119\text{ KN.m}$$

ELS :

$$T_{S\max} = 29.48\text{ KN}$$

$$q_s = G + \frac{2T_s}{L}$$

$$q_s = 4.164 + \frac{2*29.48}{4.06} = 18.686\text{ KN/ ml}$$

$$M_s = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{18.686*4.06^2}{8} = 38.501\text{KN.m}$$

IV.3.3 Ferraillage :

En travée :

ELU :

$$M_{\max} = 33.119\text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 * M_{\max} = 0.85*33.119 = 28.151\text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.028151}{0.3*(0.9*0.35)^2*14.17} = 0.066$$

$\mu < 0.392$ $A_{sc} = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$A_{st} \geq \frac{Mu}{Z \delta_{st}}$$

Avec :

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.085 \\ z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.304 \text{ m.} \\ \delta_{st} = \frac{Fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{0.028151}{0.304 * 347.826} = 2.662 \text{ cm}^2$$

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

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0.23bd * \frac{ft_{28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0.23 * 0.3 * 0.315 * \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st} \geq 1.14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

ELS :

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

$$\frac{30x^2}{2} - 15 * 3.39 (31.5 - x) = 0$$

$$15x^2 + 50.85x - 1601.77 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 98691.922$$

$$\sqrt{\Delta} = 314.152$$

$$\left. \begin{aligned} X_1 &= \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = -12.16 \\ X_2 &= \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 8.776 \end{aligned} \right\} \rightarrow \boxed{X = 8.776 \text{ cm}}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n A_{st} (d - x)^2$$

$$I = \frac{30 * 8.776^3}{3} + 15 * 3.39 * (31.5 - 8.776)^2$$

$$\boxed{I = 33017.047 \text{ cm}^4}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_S * x}{I} = \frac{0.03850 * 8.776 * 10^{-2}}{3.3017047 * 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 10.23 < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b d}$$

$$\tau_u = \frac{0.02122}{0.3 * 0.315} = 0.224$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :**D'après le BAEL 91 :**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{0.35}{4.06} = 0.086 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

- $\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{3.39 * 10^{-4}}{0.3 * 0.315} \leq \frac{4.2}{400}$
 $0.00358 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{0.35}{4.06} \geq \frac{28.151}{10 * 33.119}$

$$0.086 \geq 0.084 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

En appuis :**ELU :**

$$M_{app} = 0.5 * M_{\max} = 0.5 * 36.35 = \mathbf{18.175 \text{ KN.m}}$$

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.018175}{0.3 * (0.9 * 0.35)^2 * 14.17} = 0.043$$

$$\mu < 0.392 \quad A_{sc} = 0 \quad \text{Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

$$A_{st} \geq \frac{Mu}{Z \delta_{st}}$$

Avec :

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.054 \\ z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.308 \text{ m.} \\ \delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{0.018175}{0.308 * 347.826} = 1.69 \text{ cm}^2$$

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

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0.23bd * \frac{ft_{28}}{fe}$$

$$A_{st} \geq 0.23 * 0.3 * 0.315 * \frac{2.1}{400}$$

$A_{st} \geq 1.14$ Condition vérifiée.

ELS :

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

$$\frac{30x^2}{2} - 15 * 3.39 (31.5 - x) = 0$$

$$15x^2 + 50.85x - 1601.77 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 98691.922$$

$$\sqrt{\Delta} = 314.152$$

$$X_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = -12.16$$

$$X_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 8.776$$



X = 8.776 cm

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{30 * 8.776^3}{3} + 15 * 3.39 * (31.5 - 8.776)^2$$

I = 33017.047 cm⁴

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms * x}{I} = \frac{0.02078 * 8.776 * 10^{-2}}{33017.047 * 10^{-8}}$$

$\sigma_{bc} = 5.523 < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée.

Condition du RPA :

$$A_{min} = 0.5\% (b * h) = 0.5\% * 0.3 * 0.35$$

$$A_{min} = 5.25 \text{ cm}^2$$

$A = 3.39 + 3.39 = 6.78 \text{ cm}^2 > 6 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Calcul des armatures transversales :

D'après le **BAEL91 modifié 99** Le diamètre transversal est de :

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi, \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \phi \leq (1.14, 1.2, 3) = 1.14$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement S_t :

D'après le **R.P.A 99(version 2003)**

Zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 30\text{cm}; 12\phi \right) = 8.75 \text{ cm}$; on adopte **$S_t = 7 \text{ cm}$**

Zone courante : $S_t \leq h/2 \leq 17.5\text{cm}$; on adopte **$S_t = 15\text{cm}$** .

IV.4 Balcons :

Le balcon est une dalle pleine en béton armé, considérée encastree dans les poutres assimilée à une console de portée de **1.50m**.

Le balcon se calcule comme une console soumise à:

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.

Le calcul se fera pour une bande de 1m à la flexion simple.

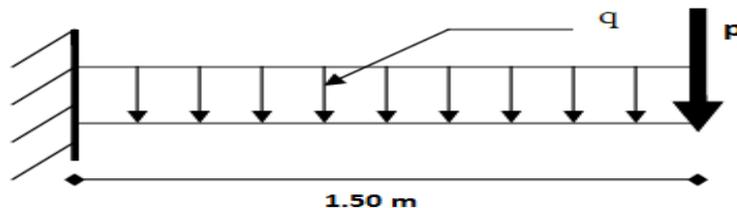


Figure IV.10 Schéma statique du balcon.

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1.50}{4.60} = 0.32 < 0.4 \text{ m (dalle portant dans un seul sens)}$$

On prend **$e = 15 \text{ cm}$** .

IV.4.1 Evaluation des charges :

- **Descente de charge :**

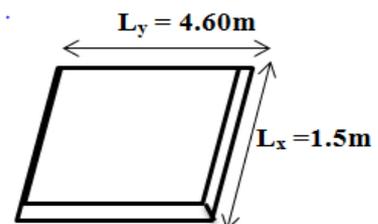


Tableau IV.5 Evaluation des charges pour le balcon

N ⁰	Désignation	e (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
G = 5.11 kN/ m² Q = 3.5kN/ m²				

IV.4.2 Combinaison des charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \cdot 5.11 + 1.5 \cdot 3.5 = \mathbf{12.15 \text{ KN/ m.}}$$

$$P_u = 1.35 \cdot (1.38 \cdot 1.10) \cdot 1 \text{ml} = \mathbf{2.05 \text{ KN}}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 5.11 + 3.5 \cdot 1 \text{ml} = \mathbf{8.61 \text{ KN/ m.}}$$

$$P_s = p = \mathbf{1.518 \text{ KN}}$$

IV.4.3 Calcul des moments fléchissants et des efforts tranchants :**ELU :**

$$M(x) = -P_u x - \frac{q_u x^2}{2} = -2.05x - \frac{12.15 x^2}{2} \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(1.5) = -16.74 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = -P_u - q_u x = -2.05 - 12.15 x \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = -2.05 \text{ KN.} \\ T(1.5) = -20.28 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

ELS :

$$M(x) = -P_s x - \frac{q_s x^2}{2} = -1.518x - \frac{8.61 x^2}{2} \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(1.5) = -11.96 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = -P_s - q_s x = -1.518 - 8.61x \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = -1.518 \text{ KN} \\ T(1.5) = -14.43 \text{ KN} \end{array} \right.$$

IV.4.4 Calcul du ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de **1ml** à la flexion simple.

ELU :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 fbc} = \frac{0.01674}{1*(0.9*0.15)^2*14.17} = 0.064$$

$\mu < 0.392$ $A_{sc} = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$A_{st} \geq \frac{Mu}{Z \delta_{st}}$$

Avec :

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.082 \\ z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.132m. \\ \delta_{st} = \frac{Fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{0.01674}{0.132*347.826} = 3.64 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0.23bd * \frac{ft28}{fe} = 1.63 \text{ cm}^2/ml$$

Selon le RPA99v2003 :

$$A_{min} \geq 0.5\% (b.h) = 0.5\% (1*0.15)$$

$$A_{min} \geq 7.5 \text{ cm}^2$$

On a $A_{st} < A_{min}$ donc on adopte un ferrailage de $7T12 = 7.92 \text{ cm}^2$

Armatures de répartition :

$$A_{rép} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Choix : $4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

ELS :

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

$$\frac{100x^2}{2} - 15*7.92 (13.5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 118.8x - 1603.8 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 334873.44$$

$$\sqrt{\Delta} = 578.68$$

$$\left. \begin{aligned} X_1 &= \frac{-b-\sqrt{\Delta}}{2a} = -6.97 \\ X_2 &= \frac{-b+\sqrt{\Delta}}{2a} = 4.59 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \boxed{X = 4.59 \text{ cm}}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n A_{st} (d-x)^2$$

$$I = \frac{100 \cdot 4.59^3}{3} + 15 \cdot 7.92 \cdot (13.5 - 4.59)^2$$

$$\boxed{I = 12654.72558 \text{ cm}^4}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \cdot x}{I} = \frac{0.01196 \cdot 4.59 \cdot 10^{-2}}{12654.72558 \cdot 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 4.34 < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{Ms \cdot (d-x)}{I} = 15 \cdot \frac{0.01196 \cdot (0.135 - 0.0459)}{12654.72558 \cdot 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 126.31 \text{ Mpa}$$

Fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\varphi \geq 6 \text{ mm} ; \eta = 1.6$.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.66 ; 201.663 \} \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le ferrailage calculé à ELU convient à ELS.

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b d}$$

$$\tau_u = \frac{0.02028}{1 \cdot 0.135} = 0.150 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification au glissement :

Fissuration préjudiciable il faut vérifier que :

$$\text{En appuis : } T_u - \frac{M_{u\max}}{0.9 d} \leq 0$$

$$0.02028 - \frac{0.01674}{0.9 \cdot 0.135} = -0.117$$

$$-0.117 \leq 0 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

D'après le BAEL 91 :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \frac{0.15}{1.5} = 0.1 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \frac{7.92 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 0.135} \leq \frac{4.2}{400}$
 $0.00586 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

IV.5 Ascenseur :**IV.5.1 Introduction :**

L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement (des personnes ou des chargements) aux différents étages d'un bâtiment.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).



Figure IV.11 Schéma d'un ascenseur mécanique.

IV.5.2 Etude de l'ascenseur :

Pour la stabilité et la rigidité de notre dalle on a prévu un calcul dans les deux sens longitudinal et transversal. La dalle risque un poinçonnement à cause de la charge concentré appliqué par les appuis du moteur.

IV.5.3 Epaisseur de la dalle d'ascenseur :

L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : **$h=25$ cm**

Pour un chargement appliqué sur la dalle :

$$U_0 = 10+25 = 35\text{cm}$$

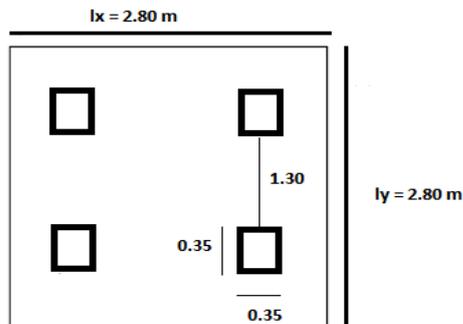
$$V_0 = 10+25 = 35\text{cm}$$

$$U_c = 2*(U_0 + V_0)$$

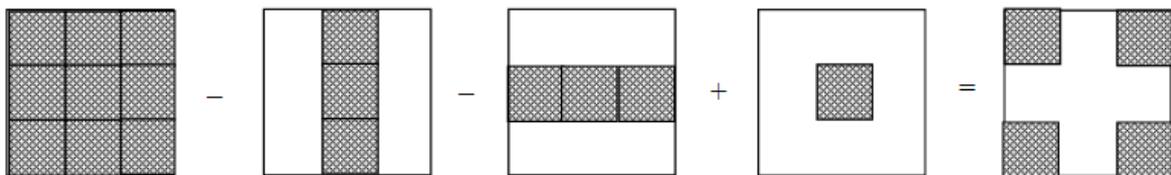
$$U_c = 2* (0.35+ 0.35)$$

$$U_c = \mathbf{1.4\ m}$$

IV.5.4 Détermination des sollicitations :



a. Evaluation des moments dus aux charges concentrées :



b. Distances des rectangles :

1. le rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 2\text{m} \\ V = 2\text{m} \end{cases}$$

2. le rectangle (2) :

$$\begin{cases} U = 1.3\ \text{m} \\ V = 2\text{m} \end{cases}$$

3. le rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 2\text{m} \\ V = 1.3\text{m} \end{cases}$$

4. le rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 1.3\text{ m} \\ V = 1.3\text{ m} \end{cases}$$

c. Les moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) * P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) * P$$

Avec :

ν : Coefficient de Poisson.

➤ **ELU :**

$$\nu = 0$$

$$M_x = M_1 * P$$

$$M_y = M_2 * P$$

$$P_u = P_u' * S$$

$$P_u' = \frac{q_u}{u * \nu} = \frac{21.56}{0.35 * 0.35} = 176 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles sont résumés dans le tableau suivant:

$$L_x = 2.8 \text{ m} \quad L_y = 2.8\text{m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 1$$

Tableau IV.6 Les moments isostatiques des rectangles.

Rectangle	U_0	V_0	U_0/L_x	V_0/L_y	M_1	M_2	$S(\text{m}^2)$	$P_u'(\text{KN}/\text{m}^2)$	$P_u(\text{KN})$	M_x	M_y
1	2.25	2.25	0.8035	0.8035	0.057	0.057	4.00	176	704	40.128	40.128
2	1.55	2.25	0.5535	0.8035	0.072	0.069	2.6	176	457.6	32.947	31.574
3	2.25	1.55	0.8035	0.5535	0.069	0.072	2.6	176	457.6	31.574	32.947
4	1.55	1.55	0.5535	0.5535	0.085	0.085	1.69	176	297.44	25.282	25.282

d. Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = \frac{M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4}}{4} = 0.889 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = \frac{M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4}}{4} = 0.889 \text{ KN.m}$$

e. Les Moments dues aux charges réparties (poids propre):

➤ **Chargement :**

$$L_x = 2.8 \text{ m.}$$

$$L_y = 2.8 \text{ m.}$$

$$h = 0.25 \text{ m.}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0,25 \times 25 = 6.25 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 3.5 \text{ KN /ml (B.A.E.L91)}$$

$$\text{Charge ultime: } q_u = 1,35G + 1,5Q = 13.68 \text{ kN/ml}$$

➤ **Sollicitations :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.8}{2.8} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens.}$$

Méthode de **BAEL** :

$$M_{X2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{X2}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{X2} = 3.946 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 3.946 \text{ KN.m} \end{cases}$$

IV.5.5 Les moments appliqués à la dalle:

$$M_X = M_{X1} + M_{X2} = 0.889 + 3.946 = \mathbf{4.835 \text{ KN.m}}$$

$$M_Y = M_{y1} + M_{y2} = 0.889 + 3.946 = \mathbf{4.835 \text{ KN.m}}$$

IV.5.6 Les Moments retenus :

- **En travée:**

$$M_{tx} = 0.75 M_X = 3.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_Y = 3.62 \text{ KN.m}$$

- **En appui :**

$$M_{ax} = 0.5 M_X = 2.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_Y = 2.42 \text{ KN.m}$$

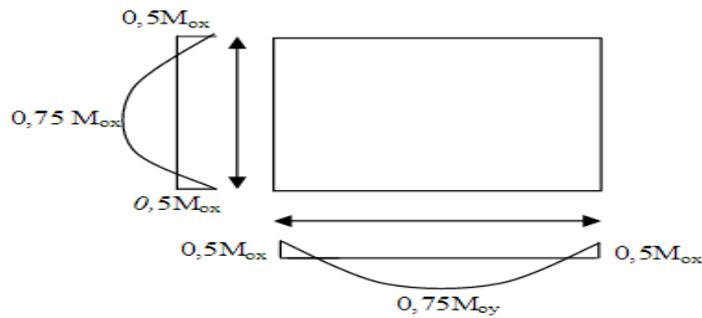


Figure IV.12 Evaluation des charges appliquée à la dalle.

IV.5.7 Ferrailage:

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur.

$$h = 0.25 \text{ m}$$

$$d = 0.9 h = 0.225 \text{ m}$$

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

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ Mpa.}$$

Calcul se fait en flexion simple.

Tableau IV.7 Résultats de calcul du ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M(KN.m)	μ_u	α	Z(m)	$A_{calculé} (cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
Travée	x-x	3.62	0.0050	0.0063	0.224	0.465	2
	y-y	3.62	0.0050	0.0063	0.224	0.465	2
Appui	x-x	2.42	0.0033	0.0041	0.225	0.239	2
	y-y	2.42	0.0033	0.0041	0.225	0.239	2

Calcul A_{min} :

On a des HA FeE400 $\Rightarrow \rho_0 = 0.8\% = 0.0008$; $h = 0.25 \text{ m}$; $b = 1.00\text{m}$.

$$d = 0.225 \text{ m}$$

$$A_{xmin} = \rho_0 \times \left\{ \frac{3-\rho}{2} \times b \times h \right\} = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_{ymin} = \rho_0 \times b \times h = 2 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul des espacements :

Sens x-x :

$$S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = \min (75 ; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

On prend : $St=25\text{cm}$

Sens y-y :

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(100 ; 45\text{cm})$$

$$S_t \leq 45 \text{ cm}$$

On prend : $St=25\text{cm}$

Tableau IV.8 Ferrailage de la dalle d'ascenseur.

	M_t (KN.m)	A_t^{cal} (cm ² /ml)	A_t^{min} (cm ² /ml)	A_t^{adp} (cm ² /ml)	M_a (KN.m)	A_a^{cal} (cm ² /ml)	A_a^{min} (cm ² /ml)	A_a^{adp} (cm ² /ml)
Sens x-x	2.817	0.361	2	4T12	1.878	0.239	2	4T12
Sens y-y	2.817	0.361	2	4T12	1.878	0.239	2	4T12

Donc Le ferrailage sera $4T12/ml = 4.52 \text{ cm}^2/ml$

➤ **Vérification au poinçonnement :**

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotes).

$$\text{Il faut vérifier que : } Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$Q_u = 21.56 \text{ KN.}$$

U_c : Périmètre du rectangle d'impact

h : Epaisseur totale de la dalle

$$2156 \leq 0.045 \times 140 \times 25 \times \frac{25 \times 10}{1.5}$$

$$2156 \text{ kg} \leq 26250 \text{ kg}$$

21.56KN ≤ 262.50 KN.....Condition vérifiée.

Donc il n'y-a pas de risque de poinçonnement.

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_U < \bar{\tau}_U$$

$$\text{Avec : } \tau_U = \frac{v_{tot}}{b \times d}$$

$$\bar{\tau}_U = \frac{10 \cdot h}{3} * \min (0.13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa})$$

$$\begin{cases} V_u = V_x + V_v & \text{sens x-x} \\ V_u = V_y + V_u & \text{sens y-y} \end{cases}$$

On calcul V_x et V_y (efforts tranchants dus aux charges réparties)

$$\rho > 0.4 \quad \begin{cases} V_x = q_u \times \frac{L_x}{2 \cdot (1 + \frac{\rho}{2})} = 9.94 \times \frac{2.8}{2 \cdot (1 + \frac{1}{2})} \\ V_y = q_u \times \frac{L_x}{3} = 9.94 \times \frac{2.8}{3} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_x = 9.27 \text{ KN} \\ V_y = 9.27 \text{ KN} \end{cases}$$

On calcul V_v et V_u (efforts tranchants dus aux charges localisées)

$$V_v = \frac{q_0}{2 \times U + V}$$

On a $U = V = 0.35 \text{ m}$

$$\text{Donc } V_v = V_u = \frac{21.56}{2 \times 0.35 + 0.35} = \mathbf{20.53 \text{ KN}}$$

L'effort total V_{tot} :

$$\text{Sens x-x : } V_{\text{tot}} = V_x + V_v = 9.27 + 20.53 = \mathbf{29.8 \text{ KN}}$$

$$\text{Sens y-y : } V_{\text{tot}} = V_y + V_u = 9.27 + 20.53 = \mathbf{29.8 \text{ KN}}$$

$$\text{D'où : } V_{\text{tot}} = \max (V_{\text{tot}x} ; V_{\text{tot}y})$$

$$V_{\text{tot}} = \mathbf{29.8 \text{ KN}}$$

$$\text{Donc : } \tau_U = \frac{29.8 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.225} = \mathbf{0.132 \text{ Mpa}}$$

$$\bar{\tau}_U = \frac{10 \cdot 0.25}{3} * \min (0.13 \cdot 25 ; 5 \text{ Mpa}) = \mathbf{2.697 \text{ Mpa}}$$

On a : $0.137 \text{ Mpa} < 2.697 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **ELS :**

$$v = 0.2$$

$$\begin{cases} M_x = (M_1 + v M_2) * P \\ M_y = (M_2 + v M_1) * P \end{cases}$$

$$Q_s = (60+3.5)/4$$

$$Q_s = 63.5 \text{ KN}$$

$$P_s = P'_s * S$$

$$P'_s = \frac{q_s}{u*v} = \frac{15.875}{0.35*0.35} = 129.592 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau IV.9 Les moments isostatique des rectangles.

Rectangle	U ₀	V ₀	U ₀ /L _x	V ₀ /L _y	M ₁	M ₂	S (m ²)	P _s ' (KN/ m ²)	P _s (KN)	M _x	M _y
1	2.25	2.25	0.8035	0.8035	0.057	0.057	4	129.592	518.368	35.45	35.45
2	1.55	2.25	0.5535	0.8035	0.072	0.069	2.6	129.592	336.939	28.90	28.10
3	2.25	1.55	0.8035	0.5535	0.069	0.072	2.6	129.592	336.939	28.10	28.90
4	1.55	1.55	0.5535	0.5535	0.085	0.085	1.69	129.592	219.010	22.33	22.33

a. Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{X1} = \frac{M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4}}{4} = 0.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = \frac{M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4}}{4} = 0.78 \text{ KN.m}$$

b. Les Moments dues aux charges reparties (poids propre):

➤ **Chargement :**

$$L_x = 2.8 \text{ m} ; L_y = 2.8 \text{ m} ; h = 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0,25 \times 25 = 6.25 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 1 \text{ KN /ml}$$

$$\text{Charge ultime: } q_s = G + Q = 7.25 \text{ kN/ml}$$

➤ **Sollicitations :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.8}{2.8} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens.}$$

Méthode de **BAEL** :

$$M_{X2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{X2}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 2.51 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 2.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

IV.5.8 Les moments appliqués à la dalle:

$$M_X = M_{X1} + M_{X2} = 3.29 \text{ KN.m}$$

$$M_Y = M_{Y1} + M_{Y2} = 3.29 \text{ KN.m}$$

IV.5.9 Les Moments retenus :

- **En travée:**

$$M_{tx} = 0.75 M_X = 2.467 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_Y = 2.467 \text{ KN.m}$$

- **En appui :**

$$M_{ax} = 0.5 M_X = 1.645 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_Y = 1.645 \text{ KN.m}$$

IV.5.10 Vérification des contraintes dans le béton :

$$M_{stx} = 2.467 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0$$

$$50x^2 + 47.1x - 1059.75 = 0$$

$$X = 4.156 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}x^3 + \eta * A_{st} * (d - x)^2$$

$$I = 18242.054 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} * X = \frac{2.47 * 10^{-3} * 4.156 * 10^{-2}}{18242.054 * 10^{-8}} = 0.562 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.562 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.5.11 Vérification de la flèche:

D'après le **BAEL91** et **CBA93**, la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h}{L_x} = \frac{25}{280} = 0.089 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L_x} = \frac{25}{280} = 0.089 > 0.1 * \frac{2.47}{3.29}$$

0.089 > 0.075.....**Condition vérifiée**

Puisque les conditions sont vérifiées donc, pas besoin de vérifier la flèche.



Chapitre V

Etude dynamique

V.1 Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines. Pour cela, pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure d'une rigidité, résistance et d'une ductilité suffisante pour limiter les dommages face à un séisme modéré, relativement fréquent, pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrements.

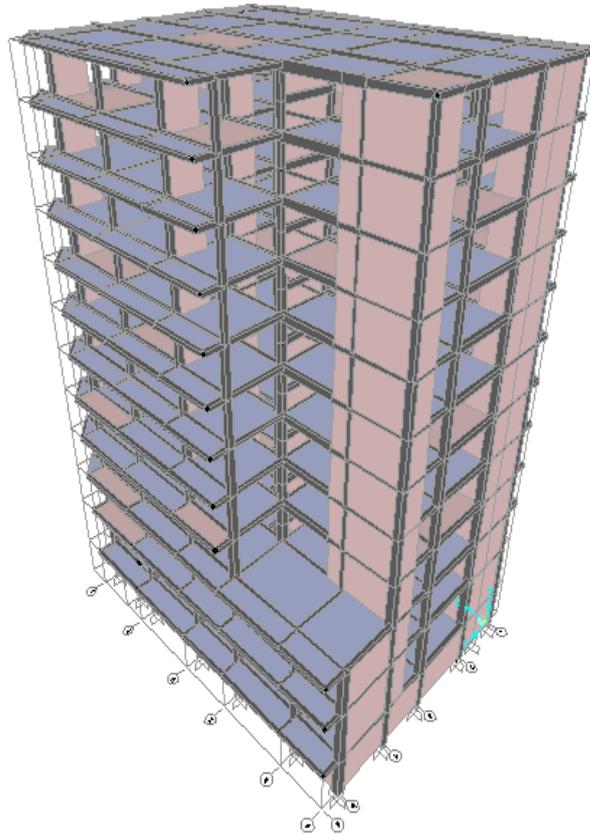


Figure V.1 Structure contreventée modélisée sur logiciel SAP2000.

V.2 Méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles Parasismiques Algériennes (**RPA99V2003**) proposent trois méthodes de calcul des sollicitations.

- **La méthode statique équivalente.**
- **La méthode d'analyse modale spectrale.**
- **La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.**

D'après le **RPA99V2003**, notre structure est implantée et classée dans la **zone sismique I groupe d'usage 02** (Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m).

Nous allons choisir **la méthode d'analyse modale spectrale** à cause des paramètres suivants:

- La méthode statique équivalente n'est pas applicable, le bâtiment ou bloc étudié, ne satisfaisait pas aux conditions de régularité en élévation.

- Groupe d'usage 02, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m
- La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

V.2.1 Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions *de calculer la structure* par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

V.2.1.1 Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale :

D'après le RPA99 v2003 (Article 4.2.3)

L'effort sismique V; appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A D Q}{R} \cdot W.$$

- **Coefficient d'accélération A :**

Zone I, groupe 2 (D'après la classification sismique de wilaya de TLEMCEM: **RPA 99version 2003**); alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A = 0,10**.

- **Coefficient de comportement de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003. Notre structure a un système Portiques contreventés par des voiles et une hauteur totale de la structure h= 39.44 m, ce qui implique selon le R.P.A 99/V.2003 que le coefficient de comportement sera: **R = 5**.

- **Facteur de qualité Q :**

Q: Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \dots \dots \dots \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

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

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau V.1 Pénalité en fonction du critère de qualité.

Critère q	P _q	
	Sens longitudinal	Sens transversal
Condition minimales sur les files de contreventement	0.00	0.00
redondance en plan	0.05	0.00
régularité en plan	0.00	0.00
régularité en élévation	0.05	0.05
contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
contrôle de la qualité de l'exécution	0.00	0.00
la somme	0.15	0.10

Donc : $Q_x = 1.15$

$Q_y = 1.10$

- **Poids total de la structure (w) :**

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation. Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i):

$$W = \sum_{i=1}^n w_i \text{ avec } : w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi} \dots\dots\dots \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

w_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure

w_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Concernant notre projet on a deux niveaux à usage de service, et pour les autres niveaux a usage d'habitation. Donc le coefficient de pondération $\beta = 0.2$.

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, le tableau suivant présente les masses calculées par le **SAP2000**.

Tableau V.2 Poids des différents niveaux.

Niveau	Hauteur (m)	Poids (Tonne)
SS	3.06	127.65
RDC	4.08	596.36
1	3.23	638.62
2	3.23	562.94
3	3.23	557.21
4	3.23	552.02
5	3.23	546.83
6	3.23	542.19
7	3.23	537.55
8	3.23	533.45
9	3.23	529.35
10	3.23	525.81
SOMME	39.44	6249.98

- **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

Le coefficient **D** est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (**T**), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA (Tablea4.7)}$$

- **Calcul de la période fondamentale de la structure:**

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

D'après le **R.P.A99/V.2003** ; on prend un remplissage "dense en béton armé" $\xi = 7\%$.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,8819 \geq 0,7.$$

$$T_X = \min (C_T \cdot h_n^{3/4} ; T_x = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{d_x}})$$

$$T_Y = \min (C_T \cdot h_n^{3/4} ; T_y = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{d_y}})$$

h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 39.44 \text{ m.}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas $C_T = 0.05$

d : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul à considérer

$$d_x = 26.30 \text{ m}$$

$$d_y = 20.30 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } T_x = \min (T_c = 0.05 \cdot 39.44^{3/4} ; T_x = 0.09 \frac{39.44}{\sqrt{26.30}}).$$

$$T_y = \min (T_c = 0.05 \cdot 39.44^{3/4} ; T_y = 0.09 \frac{39.44}{\sqrt{20.30}}).$$

$$\begin{cases} T_x = 0.692 \text{ s} \\ T_y = 0.786 \text{ s} \end{cases}$$

$$D = 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \quad \text{car } T_2 < T_{x,y} < 0.3 \text{ s.}$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \begin{cases} D_x = 2.5 * 0.8819 (0.50 / 0.692)^{2/3} = 1.78. \\ D_y = 2.5 * 0.8819 (0.50 / 0.786)^{2/3} = 1.63. \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 * 0.692 = 0.899 \text{ s} \\ T_{sy} = 1.3 * 0.786 = 1.0218 \text{ s} \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est : $V_{st} = \frac{A D Q}{R} W$

$$\begin{cases} V_{stx} = \frac{0.10 * 1.78 * 1.15}{5} 62499.8 = 2558.74 \text{ KN} \\ V_{sty} = \frac{0.10 * 1.63 * 1.1}{5} 62499.8 = 2241.242 \text{ KN} \end{cases}$$

V.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

L'analyse dynamique s'approche probablement mieux d'une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant le **RPA99/2003Art (4. 3.3)**.

V.4 Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

1. D'après l'**article 3.4.4.a**, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins **25%** de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'**article 4.2.4**, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel **SAP2000** ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de **30%**.
3. D'après l'**article 4.3.4**, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
 - la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
 - ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
 - Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

V.5 Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le **SAP2000 version 14.2.4**

D'après le **R.P.A99/V.2003** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$(S_a/g) = \begin{cases} 1.25A \left[1 + \left(\frac{T_1}{T_2} \right) * (2.5 \eta \left(\frac{Q}{R} \right) - 1) \right] & \mathbf{0 < T < 1} \\ 2.5 \eta * 1.25A \left(\frac{Q}{R} \right) & \mathbf{T_1 < T < T_2} \\ 2.5 \eta * 1.25A \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_1}{T_2} \right)^{2/3} & \mathbf{T_2 < T < 3.0 S} \\ 2.5 \eta * 1.25A \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{3/5} \left(\frac{Q}{R} \right) & \mathbf{T < 3.0 S} \end{cases}$$

Schéma du spectre de calcul :

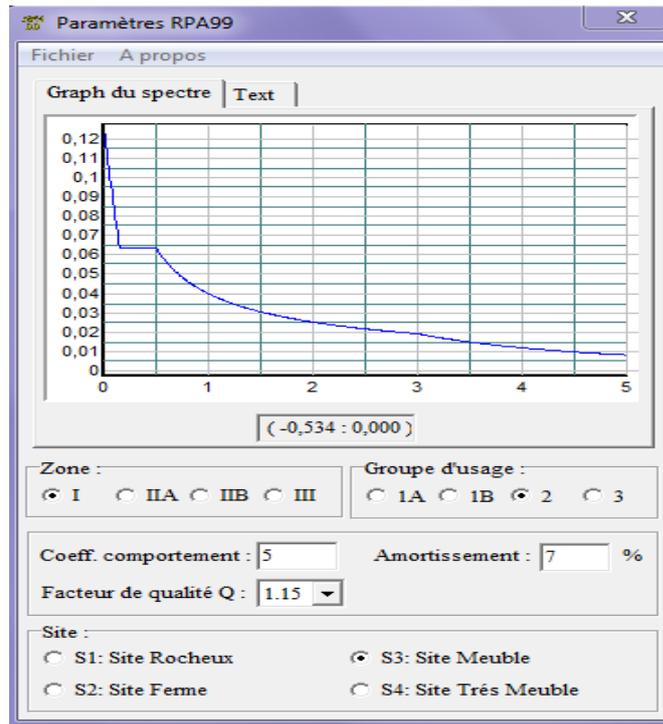


Figure V.2 Spectre de réponse.

V.5.1 Disposition des voiles de contreventement :

Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure, soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques. La disposition retenue est celle qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis l'interaction et le comportement aussi, et qui est la suivante :

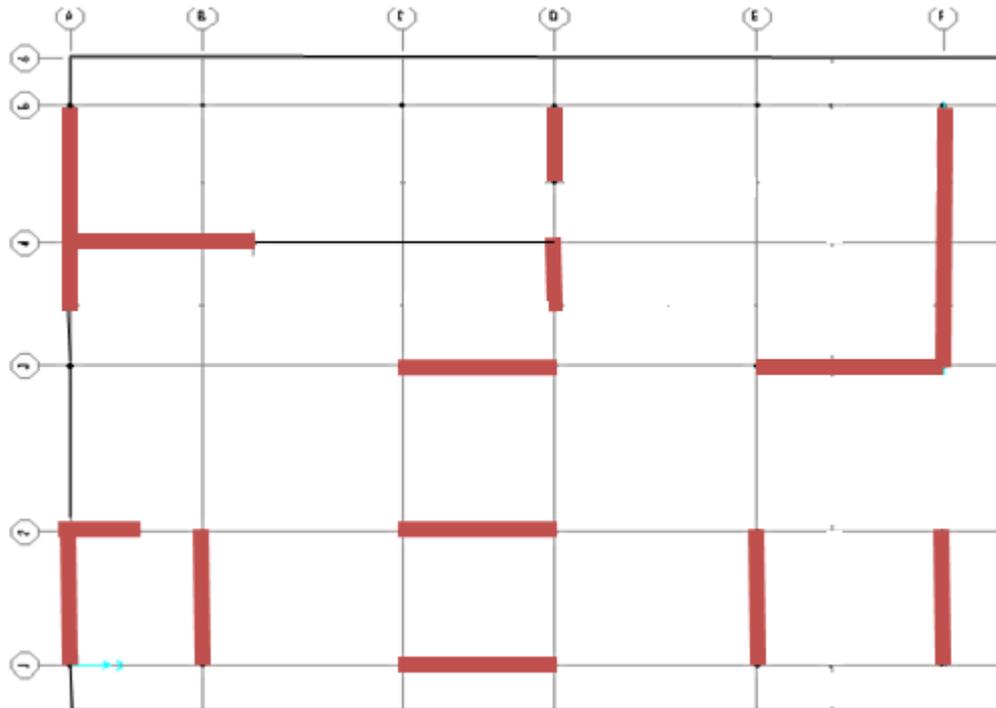


Figure V.3. Disposition des voiles.

V.6 Vérifications :

V.6.1 Périodes de vibration et participation massique :

Tableau V.3 Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	U _x	U _y	U _x	U _y
Mode 1	0,93374	0,00313	0,45251	0,00313	0,45251
Mode 2	0,84733	0,36765	0,09822	0,37078	0,55073
Mode 3	0,75983	0,27291	0,08516	0,64369	0,63589
Mode 4	0,302488	0,00061	0,10315	0,6443	0,73904
Mode 5	0,26232	0,01893	0,05181	0,66323	0,79086
Mode 6	0,249359	0,15358	0,0035	0,8168	0,79435
Mode 7	0,17059	0,00004476	0,00005993	0,81685	0,79441
Mode 8	0,165269	0,000005248	0,00112	0,81685	0,79553
Mode 9	0,163337	0,000009823	0,00048	0,81686	0,79602
Mode 10	0,10419	0,09061	0,000005599	0,90747	0,79602
Mode 11	0,119558	4,818E-14	0,10124	0,90747	0,89726
Mode 12	0,123239	9,739E-13	7,003E-13	0,90747	0,91726

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du **RPA** sont vérifiées.

Le premier mode de vibration est une translation suivant l'axe (**YY'**)

Le 2^{ème} est une translation suivant l'axe (**XX'**)

Le 3^{ème} mode de torsions.

La période dynamique : $T_{x_{dyn}} = 0.84733s < 0.899s$ **Condition vérifiée.**

$T_{Y_{dyn}} = 0.93374 s < 1.0218s$ **Condition vérifiée.**

V.6.2 Vérification de l'interaction "Voiles -portiques" :

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Sous charges verticales

$\frac{\sum F_{portique}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.

$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.

Tableau V.4. Vérification sous charges verticales.

Niveau	Efforts (KN)				Pourcentage repris (%)			
	Voile		Portique		Voile		Portique	
	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy
SS	21592,486	18013,241	54531,5	58110,74	20,3041	20,01302	79,6959	79,98698
RDC	11731,989	15424,073	57142,2	53450,12	17,0339	19,39455	82,9661	80,60545
1	10005,933	9353,22	49773,8	50426,55	16,7379	15,64612	83,2621	84,35388
2	9574,038	8979,914	41573,8	42167,96	18,7183	17,55676	81,7045	82,44324
3	8559,12	8030,257	38223,4	38752,32	18,2955	17,16505	81,7045	82,83495
4	8041,007	7529,514	32605,5	33117,05	19,7827	18,52435	80,2173	81,47565
5	6919,422	6495,87	27802,6	28226,23	19,9280	18,70817	80,07199	81,29183
6	6179,903	5797,129	22582,5	22965,35	19,4859	19,15517	80,5141	80,84483
7	4964,471	4668,933	18016,2	18311,73	18,6028	19,31678	81,3972	80,68322
8	3980,533	3749,876	13201,3	13432,02	19,167	18,82456	80,8399	81,17544
9	2677,11	2527,071	8844,57	8994,61	20,2354	19,9331	79,7646	80,0669

 **Sous charges horizontales** (Ex et Ey)

$$\frac{\Sigma F_{\text{portique}}}{\Sigma F_{\text{portique}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\Sigma F_{\text{voiles}}}{\Sigma F_{\text{portique}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous.

Tableau V.5. Vérification sous charges horizontales.

Niveau	Efforts (KN)				Pourcentage repris (%)			
	Voile		Portique		Voile		Portique	
	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy
SS	1566,725	1380,423	501,243	455,645	74,7615	74,18366	25,23843	25,81634
RDC	1400,131	1210,967	477,45	412,977	74,5710	74,56950	25,42899	25,43049
1	1289,823	862,98	468,457	292,641	73,3570	74,67673	26,64291	25,32326
2	1220,936	770,768	444,144	264,994	73,3259	74,41555	26,67403	25,58444
3	1099,825	758,781	490,068	277,971	69,1760	73,18828	30,82396	26,81171
4	1067,1	710,116	407,964	242,054	72,3432	74,57869	27,65672	25,42130
5	1012,116	630,056	330,973	276,831	75,3573	69,47458	24,64267	30,52541
6	900,413	576,585	303,845	214,421	74,7691	72,89262	25,23088	27,10737
7	765,483	485,601	293,646	242,197	72,2747	66,72194	27,72523	33,27805
8	665,82	421,83	224,872	168,378	74,7531	71,47141	25,24688	28,52858
9	465,51	302,422	208,116	178,315	69,1051	62,90799	30,89488	37,09200
10	237,222	164,006	144,526	139,725	62,1409	53,99712	37,85900	46,00287

Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale et horizontales dans les deux sens x-x et y-y est vérifiée dans tous les niveaux.

V.6.3 Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

B : l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN)	v ≤ 0.3	Observation
S-S	65*65	4225	2699.692	0.255	Vérifiée
RDC	65*65	4225	2579.294	0.244	Vérifiée
1 ^{ème} étage	60*60	3600	2330.199	0.258	Vérifiée
2 ^{ème} étage	60*60	3600	2088.851	0.232	Vérifiée
3 ^{ème} étage	55*55	3025	1851.741	0.244	Vérifiée
4 ^{ème} étage	55*55	3025	1615.001	0.213	Vérifiée
5 ^{ème} étage	50*50	2500	1382.3	0.221	Vérifiée
6 ^{ème} étage	50*50	2500	1150.033	0.184	Vérifiée
7 ^{ème} étage	45*45	2025	921.372	0.182	Vérifiée
8 ^{ème} étage	45*45	2025	692.954	0.136	Vérifiée
9 ^{ème} étage	40*40	1600	467.185	0.116	Vérifiée
10 ^{ème} étage	40*40	1600	241.983	0.060	Vérifiée

V.6.4 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau V.7 Vérification de la résultante des forces sismiques.

Résultante des forces sismiques	V _{dyn} (KN)	V _{st} (KN)	V _{dyn} / V _{st} > 0.8	Observation
Sens x-x	2658.26	2558.74	1.038	Vérifiée
Sens y-y	2340.21	2241.242	1.044	Vérifiée

V.6.5 Justification vis à vis des déformations :

D'après le **RPA99 (Art 5.10)** les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1.0%** de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

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

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

Avec :

δ_k : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure.

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : coefficient de comportement ($R=5$).

Tableau V.8 Vérification des déplacements.

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δk	h_k (cm)	$\Delta k/h_k$ (%)	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δk	$\Delta k/h_k$ (%)
Sous-sol	0.0074	0.037	0	0.037	306	0.012	0.0018	0.009	0	0.009	0.003
RDC	0.11	0.55	0.037	0.513	408	0.125	0.017	0.085	0.009	0.076	0.018
1 ^{er} étage	0.26	1.3	0.55	0.75	323	0.232	0.026	0.13	0.085	0.045	0.013
2 ^{ème} étage	0.42	2.1	1.3	0.8	323	0.247	0.044	0.22	0.13	0.09	0.027
3 ^{ème} étage	0.57	2.85	2.1	0.75	323	0.232	0.063	0.315	0.22	0.095	0.029
4 ^{ème} étage	0.76	3.8	2.85	0.95	323	0.294	0.070	0.35	0.315	0.1	0.030
5 ^{ème} étage	0.92	4.6	3.8	0.8	323	0.247	0.079	0.395	0.35	0.045	0.013
6 ^{ème} étage	1.04	5.2	4.6	0.6	323	0.185	0.080	0.4	0.395	0.005	0.001
7 ^{ème} étage	1.204	6.02	5.2	0.82	323	0.253	0.10	0.5	0.4	0.1	0.030
8 ^{ème} étage	1.42	7.1	6.02	1.08	323	0.334	0.13	0.65	0.5	0.15	0.046
9 ^{ème} étage	1.61	8.05	7.1	0.95	323	0.294	0.16	0.8	0.65	0.15	0.046
10 ^{ème} étage	1.84	9.2	8.05	1.15	323	0.356	0.18	0.9	0.8	0.1	0.030

V.6.6 Justification vis à vis de l'effet P-Δ:

Les effets P-Δ sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_k : poids total de la structure

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".

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

h_k : hauteur de l'étage "k".

- Si $0.1 \leq \Theta K \leq 0.2$: les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $1 / (1 - qK)$.
- Si $\Theta K > 0.2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau V.9 Vérification de l'effet P- Δ .

NIVEAU	h_k (Cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δk	V_k (KN)	θ_k	Δk	V_k (KN)	$\theta_k < 0.1$
Sous-sol	306	1276.5	0.037	2067.968	0,007463	0.009	1836.068	0.000018
RDC	408	5963.6	0.513	3839.315	0.001953	0.076	1623.944	0.000684
1 ^{er} étage	323	6386.2	0.75	1758.28	0.008433	0.045	1155.621	0.000769
2 ^{ème} étage	323	5629.4	0.8	1665.08	0.008373	0.09	1035.762	0.001514
3 ^{ème} étage	323	5572.1	0.75	1589.893	0.008137	0.095	1036.752	0.001580
4 ^{ème} étage	323	5520.2	0.95	1475.064	0.0110	0.1	952.17	0.001794
5 ^{ème} étage	323	5468.3	0.8	1343.089	0.0102	0.045	906.889	0.004063
6 ^{ème} étage	323	5421.9	0.6	1204.258	0.00836	0.005	791.006	0.00106
7 ^{ème} étage	323	5375.5	0.82	1059.129	0.01288	0.1	727.798	0.00228
8 ^{ème} étage	323	5334.5	1.08	890.692	0.0200	0.15	590.208	0.00419
9 ^{ème} étage	323	5293.5	0.95	673.626	0.02311	0.15	480.737	0.00511
10 ^{ème} étage	323	5258.1	1.15	381.748	0.0490	0.1	303.732	0.00535

D'après les résultats obtenus dans le tableau V.9, les effets P- Δ peuvent être négligés.

V.7 Conclusion :

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, elles découlent toutes de la disposition des voiles.



Chapitre VI

*Etude des éléments
structuraux*

VI.1 Introduction :

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genre de sollicitations.

VI.2 Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du **SAP2000** :

1. 1.35G+1.5Q
2. G+Q
3. G+Q±E
4. 0.8G±E

VI.2.1 Vérification spécifique sous sollicitations tangents :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

Avec :

τ_u : la contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$\tau_{bu} : \rho_d * f_{c28} \dots \dots \dots$ (RPA99 V2003,p72, §7.4.3.2)

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \rho_d = 0.075 & \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

λ_g : l'élancement géométrique du poteau.

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \dots \dots \dots$ (RPA99V2003, p71,§7.4.2.2)

Avec : **a** et **b**, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et **l_f** longueur de flambement du poteau.

Tableau VI.1 Vérification spécifique sous sollicitation tangentes.

Niveau	Section (cm ²)	T (KN)	τ_u (Mpa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (Mpa)	observation
Sous-sol	65*65	60.540	0.159	3.30	0.04	1.00	Cv
RDC	65*65	59.51	0.156	4.39	0.04	1.00	Cv
1 ^{er} étage	60*60	45.22	0.139	3.76	0.04	1.00	Cv
2 ^{ème} étage	60*60	47.52	0.146	3.76	0.04	1.00	Cv
3 ^{ème} étage	55*55	49.87	0.183	4.11	0.04	1.00	Cv
4 ^{ème} étage	55*55	42.05	0.154	4.11	0.04	1.00	Cv
5 ^{ème} étage	50*50	46.361	0.206	4.52	0.04	1.00	Cv
6 ^{ème} étage	50*50	36.52	0.162	4.52	0.04	1.00	Cv
7 ^{ème} étage	45*45	40.52	0.222	5.02	0.075	1.875	Cv
8 ^{ème} étage	45*45	32.56	0.178	5.02	0.075	1.875	Cv
9 ^{ème} étage	40*40	33.52	0.232	5.65	0.075	1.875	Cv
10 ^{ème} étage	40*40	8.65	0.060	5.65	0.075	1.875	Cv

VI.2.2 Calcul de ferrailage des poteaux :

- Sollicitations de calcul :

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel **SAP2000** sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 Sollicitations des poteaux ($N_{ma} \rightarrow M_{cor}$)

Niveau	Section	ELU		G + Q ± E		0.8G ± E		ELS	
		N_{max}	M_{cor}	N_{max}	M_{cor}	N_{max}	M_{cor}	N_{max}	M_{cor}
s/sol+RDC	65*65	2699.69 2	27.81	1648.5 2	38.50	2698	45.012	2564.23	2.56
1 ^e /2 ^{ème} étage	60*60	2682.23	10.62	1923.1 2	27.45	2452	30.25	2148.3	3.56
3/4 ^{ème} étage	55*55	2456.69	5.46	1654.5 8	22.752	1156	25.45	1145.5	1.45
5/6 ^{ème} étage	50*50	1259.11	8.02	948.08	19.56	956	22.69	856.32	6.89
7/8 ^{ème} étage	45*45	958.65	12.65	524.87	14.23	563.23	16.58	652.45	9.58
9/10 ^{ème} étage	40*40	603.54	4.256	215.69	10.55	258.02	12.23	169.87	4.26

- Exemple de calcul :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.

Prenant comme exemple le poteau le plus sollicité du sous-sol :

$$N_u = 2699.692 \text{ KN}$$

$$M_u = 27,81 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned}
 b &= 0,65 \text{ m} \\
 h &= 0,65 \text{ m} \\
 d &= 0,9 * h = 0,585 \text{ m} \\
 d' &= 0,1 * h = 0,065
 \end{aligned}$$

- **Ferrailage longitudinale :**

L'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{27.81}{2699.692} = \mathbf{0.01 \text{ m}}$$

$$e < \frac{h}{2} = \frac{0.65}{2} = \mathbf{0.235 \text{ m}} \longrightarrow \text{centre de pression est à l'intérieur de la section, entre } \mathbf{G} \text{ et } \mathbf{A_2}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} + d'$$

$$e_a = \mathbf{0.27 \text{ m}}$$

$$M_A = N_u * 0.27 = \mathbf{0.728 \text{ MN.m}}$$

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l}
 (d - d')N_u - M_A = \mathbf{0.6758} \dots \dots \dots \mathbf{I} \\
 (0.337 - 0.81 \frac{d'}{d}) bd^2 f_{bc} = \mathbf{0.7785} \dots \dots \dots \mathbf{II} \\
 (0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}) bh^2 f_{bc} = \mathbf{0.9962} \dots \dots \dots \mathbf{III}
 \end{array} \right.$$

I < II \Rightarrow la Section est partiellement comprimée avec les armatures inférieures tendues ($A_{sc} = 0$)

$$\mu_u = \frac{M_A}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.728}{0.65 * 0.585^2 * 14.17} = 0.231$$

$\mu_u < 0.392 \Rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.333 \\
 z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.507 \text{ m.} \\
 \delta_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ Mpa.}
 \end{array} \right.$$

$$A_{st} = \frac{1}{\delta_{st}} * \left[\frac{M_a}{z} - N_u \right]$$

$$A_{st} = \frac{1}{347.826} * \left[\frac{0.728}{0.507} - 2699.692 * 10^{-3} \right]$$

$A_{st} = - 36.33 \text{ cm}^2 < 0$ le béton seul a la possibilité de résister sans ferrailage.

Donc on va ferrailer avec A_{\min}

D'après la RPA 99v2003 :

$$A_{\min} = 0.7\% b.h = 29.575 \text{ cm}^2$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux:

Tableau VI.3 Ferrailage longitudinale des poteaux avec le minimum de RPA.

Niveau	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} RPA 4%(cm ²) Zone courant	A _{max} RPA 6%(cm ²) Zone recouvrement	Ferrailage longitudinale	
					A ^{adop} (cm ²)	Choix
S/sol - RDC	65*65	29.575	169	253.5	30.78	20T14
1/2 ^{ème} étage	60*60	25.2	144	216	27.71	18T14
3/4 ^{ème} étage	55*55	21.175	121	181.5	21.55	14T14
5/6 ^{ème} étage	50*50	17.5	100	150	18.48	12T14
7/8 ^{ème} étage	45*45	14.175	81	121.5	15.19	10T14
9/10 ^{ème} étage	40*40	11.2	64	96	13.57	12T12

- Calcul des armatures transversales :

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho * v_u}{h_1 * f_e}$$

v_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 2.5 \quad \text{si } \lambda_g \geq 5 (\lambda_g : \text{l'élancement géométrique}) \\ \rho = 3.75 \quad \text{si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_l \right) \quad \text{BAEL99}$$

Avec :

φ_1 : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

$$\varphi_t \leq \min (2.16 ; 6.5 ; 1.2)$$

$$\varphi_t \leq 1.2 \text{ cm}$$

On adopte: « $\Phi 10$ »

• **Calcul de l'espacement: RPA 99 V2003**

Zone nodale : $t \leq \min (10\Phi_1 ; 15\text{cm})$**Zone I**

Zone courante : $t' \leq 15 \Phi_1$**Zone II**

$t \leq \min (12 ; 15\text{cm}) \implies$ on prend $t = 10 \text{ cm}$

$t' \leq 18 \implies$ on prend $t' = 15 \text{ cm}$

- La longueur de recouvrement minimale donnée par le **RPA99v2003** est de :

40 Φ en Zone I.....RPA99V2003

$\Phi = 1.2 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 1.2*40 = 48 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 50 \text{ cm}$.

$\Phi = 1.4 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 1.4*40 = 56 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 60 \text{ cm}$.

Tableau VI.4 Ferrailage transversales des poteaux.

Niveau	H (cm)	λ_g	ρ	Fe	t (cm)	t' (cm)	$A_t^{\text{calculé}}$ (cm ²)	$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_1 \right)$	choix
Sous-sol	65	3.30	3.75	235	10	15	0,10028	1.4	$\Phi 10$
RDC	65	4.39	3.75	235	10	15	0,11945	1.4	$\Phi 10$
1 ^{er} étage	60	3.76	3.75	235	10	15	0,11220	1.4	$\Phi 10$
2 ^{ème} étage	60	3.76	3.75	235	10	15	0,14132	1.4	$\Phi 10$
3 ^{ème} étage	55	4.11	3.75	235	10	15	0,19543	1.571429	$\Phi 10$
4 ^{ème} étage	55	4.11	3.75	235	10	15	0,13552	1.571429	$\Phi 10$
5 ^{ème} étage	50	4.52	3.75	235	10	15	0,14122	1.4	$\Phi 10$
6 ^{ème} étage	50	4.52	3.75	235	10	15	0,12386	1.4	$\Phi 10$
7 ^{ème} étage	45	5.02	5.2	235	10	15	0,10919	1.4	$\Phi 10$
8 ^{ème} étage	45	5.02	5.2	235	10	15	0,09262	1.4	$\Phi 10$
9 ^{ème} étage	40	5.65	5.2	235	10	15	0,10444	1.14285	$\Phi 10$
10 ^{ème} étage	40	5.65	5.2	235	10	15	0,31944	1.14285	$\Phi 10$

- La longueur des zones nodales :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} \right).$$

Tableau VI.5 La longueur de la zone nodale

Niveau	Sous-sol	RDC	Les étages courants
h' (cm)	60	60	60

VI.3 Etude des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **SAP2000**, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99v2003** suivantes:

1. $1.35G + 1.5Q$
2. $G + Q$
3. $G + Q \pm E$
4. $0.8 G \pm E$

VI.3.1 Calcul de ferrailage des poutres :

Armatures longitudinale : RPA 99V2003

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - **4%** en zone courante
 - **6%** en zone de recouvrement
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Φ**: en **zone I**.

Tableau VI.6 Sollicitations des poutres principales et secondaires.

		ELU		ELS		G + Q+E		0.8 G+E	
		M _t (KN.m)	M _a (KN.m)						
PP (30*50)	S/Sol	80.64	160.35	59.12	113.47	60.95	114.71	47.85	79.45
	RDC	79.52	156.89	52.36	92.56	54.87	88.12	42.13	65.42
	Etages courants	50.45	90.58	40.44	70.52	43.23	64.56	33.56	45.28
Ps (30*40)	S/Sol	34.56	92.38	26.36	68.57	24.69	75.39	32.23	65.25
	RDC	31.56	80.45	24.91	59.23	22.05	53.65	19.60	46.87
	Etages courants	26.58	69.12	19.25	42.75	17.02	39.25	16.58	35.45

VI.3.2 Poutre principale :**➤ Ferrailage longitudinale :**

Prenons comme exemple de calcul le ferrailage de la poutre principale (30×50)

En travée :**ELU :**

$$b = 0.3 \text{ m.}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ Mpa.}$$

$$\delta_{st} = 347.826 \text{ Mpa.}$$

$$M_{ut} = 80.64 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.08064}{0.30 \cdot 0.45^2 \cdot 14.17} = 0.094$$

$\mu_u < 0.392 \Rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.124 \\ z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.43 \text{ m.} \\ \delta_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ Mpa.} \\ A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \cdot \delta_{st}} \end{array} \right.$$

$$A_{st} = \frac{0.08064}{0.43 \cdot 347.826}$$

$$A_{st} = 5.392 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{st \text{ min}} \geq \max \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{st \text{ min}} \geq \max \left(\frac{30 \cdot 50}{1000} ; 0.23 \cdot 30 \cdot 45 \cdot \frac{2.1}{400} \right)$$

$$A_{st \text{ min}} \geq \max (1.5 ; 1.63)$$

$$5.392 \geq 1.63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

ELS :

Il faut vérifier que :

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{80.64}{59.12} = 1.36$$

$$\alpha \leq \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0.43 \quad \Rightarrow \quad 0.124 \leq 0.43 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS

En appui :

ELU :

$$M_{at} = 160.35 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{at}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0.16035}{0.30 * 0.45^2 * 14.17} = 0.186$$

$$\mu_u < 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.259 \\ z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.403 \text{ m.} \\ \delta_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ Mpa.} \\ A_{at} = \frac{M_{at}}{z * \delta_{st}} \end{array} \right.$$

$$A_{at} = \frac{0.16035}{0.403 * 347.826}$$

$$A_{at} = 11.44 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 6T16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st \text{ min}} \geq \max \left(\frac{b * h}{1000} ; 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{st \text{ min}} \geq \max \left(\frac{30 * 50}{1000} ; 0.23 * 30 * 45 * \frac{2.1}{400} \right)$$

$$A_{st \text{ min}} \geq \max (1.5 ; 1.63)$$

$$11.44 \geq 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

ELS :

Il faut vérifiée que :

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{160.35}{113.47} = 1.413$$

$$\alpha \leq \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 1.413 \Rightarrow 0.259 \leq 0.43 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS

➤ **Les armatures minimales :**

D'après le **RPA99V2003** :

$$A_{\min} = 0.5\% (b \cdot h)$$

$$A_{\min} = 0.005 \cdot 30 \cdot 50 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{st travée}} + A_{\text{st appui}} = 5.392 + 11.44 = 16.832 > 7.5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Les armatures maximales :**

D'après le **RPA99V2003** :

$$\text{Zone courante : } A_{\max} = 4\% (b \cdot h)$$

$$A_{\max} = 0.04 (30 \cdot 50) = 60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement : } A_{\max} = 6\% (b \cdot h)$$

$$A_{\max} = 0.06 (30 \cdot 50) = 90 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$\text{En travée : } A_{\text{st}} = 5.392 \text{ cm}^2 \rightarrow 5\text{T}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_{\text{st}} = 11.44 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\text{T}16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_{\text{umax}} = 163.58 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{b \cdot d} = \frac{163.58 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0.45}$$

$$\tau_u = 1.217 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1.217 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au glissement:**

$$\text{En appui : } V_u - \frac{M_u}{0.9d} < 0$$

$$\text{Avec : } V_u = 163.58 \text{ KN}$$

$$M_u = 160.35 \text{ KN.m}$$

$$163.58 - \frac{160.35}{0.45} = -192.75 < 0 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures aux niveaux d'appuis.

➤ **Vérification de la flèche :**

Il faut vérifier que :

$$\frac{h}{L} = \frac{50}{600} = 0.083 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{5.75}{30 \cdot 45} \leq \frac{4.2}{400}$$

$$4.25 \cdot 10^{-3} \leq 10.5 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

En Appui :

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{12.06}{30 \cdot 45} \leq \frac{4.2}{400}$$

$$8.93 \cdot 10^{-3} \leq 10.5 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

On n'a pas besoin de vérifier la flèche puisque les conditions précédant sont vérifiées.

➤ **Calcul des armatures transversales :**

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{50}{35} ; \frac{30}{10} ; 1.2 \right)$$

$$\phi_t \leq \min (1.43 ; 3 ; 1.2)$$

On prend $\phi_t = 8\text{mm}$

➤ L'espacement des armatures transversales :

D'après le RPA99 V2003 :

Zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{min} ; 30\text{cm} \right)$.

Zone courant : $S_t' \leq \frac{h}{2}$

ϕ : le diamètre minimale des armatures longitudinale de la poutre considérée.

$S_t \leq \min \left(\frac{50}{4} ; 12 * 1.2 ; 30\text{cm} \right) = 12.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$.

$S_t' \leq \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \rightarrow S_t' = 20 \text{ cm}$.

Tableau VI.7 Ferrailage des poutres principales.

Niveau	Ferrailage longitudinales					Ferrailage transversale		
	A_{min} (cm^2)	Travée (cm^2)		Appui (cm^2)		ϕ_t (mm)	S_t (cm)	S_t' (cm)
		$A_{calculé}$	Choix	$A_{calculé}$	Choix			
Sous-sol	7.5	5.39	5T12 = 5.65	11.44	6T16 = 12.06	8	10	20
RDC	7.5	5.272	5T12 = 5.65	10.81	6T16 = 12.06	8	10	20
Les étages courants	7.5	3.322	3T12 = 3.39	6.038	6T12 = 6.79	8	10	20

Tableau VI.8 Ferrailage des poutres secondaires.

Niveau	Ferrailage longitudinales					Ferrailage transversale		
	A_{min} (cm^2)	Travée (cm^2)		Appui (cm^2)		ϕ_t (mm)	S_t (cm)	S_t' (cm)
		$A_{calculé}$	Choix	$A_{calculé}$	Choix			
Sous-sol	6	2.243	3T12 = 3.39	6.16	6 T12 = 6.79	8	8	15
RDC	6	2.453	3T12	5.33	3T16 = 6.03	8	8	15
Les étages courants	6	1.71	3T12	4.56	3T16	8	8	15

➤ La longueur de recouvrement :

D'après le RPA99 V2003 L_r est de 40ϕ (zone I)

$\phi = 1.2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 40 * 1.2 = 48\text{cm}$ on prend $L_r = 50 \text{ cm}$

$\phi = 1.6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 40 * 1.6 = 64 \text{ cm}$ on prend $L_r = 65 \text{ cm}$

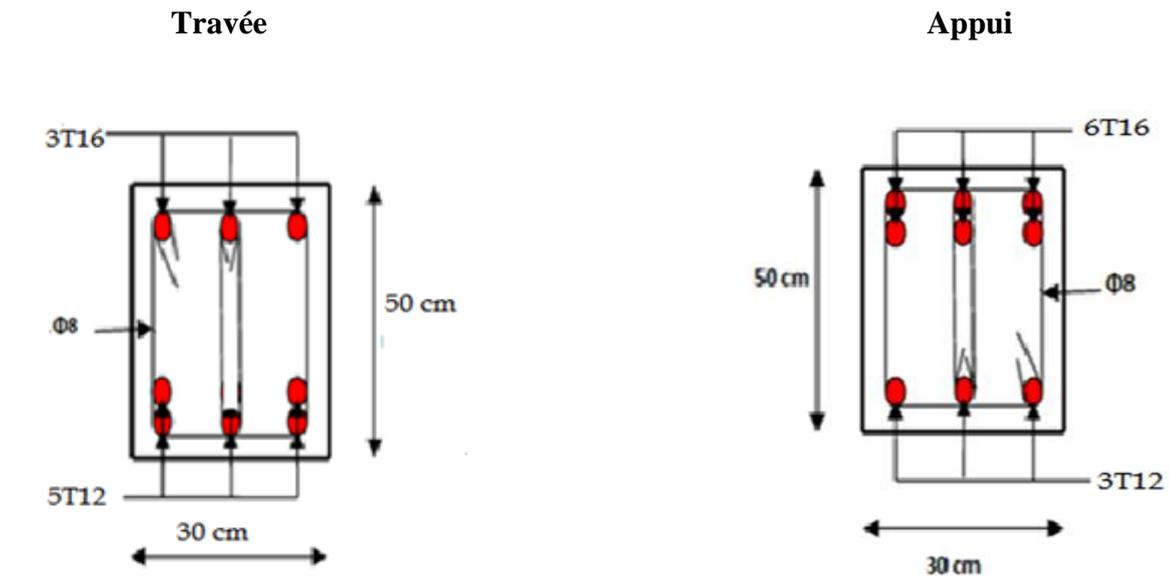


Figure VI.1 Schéma de ferrailage des poutres principales

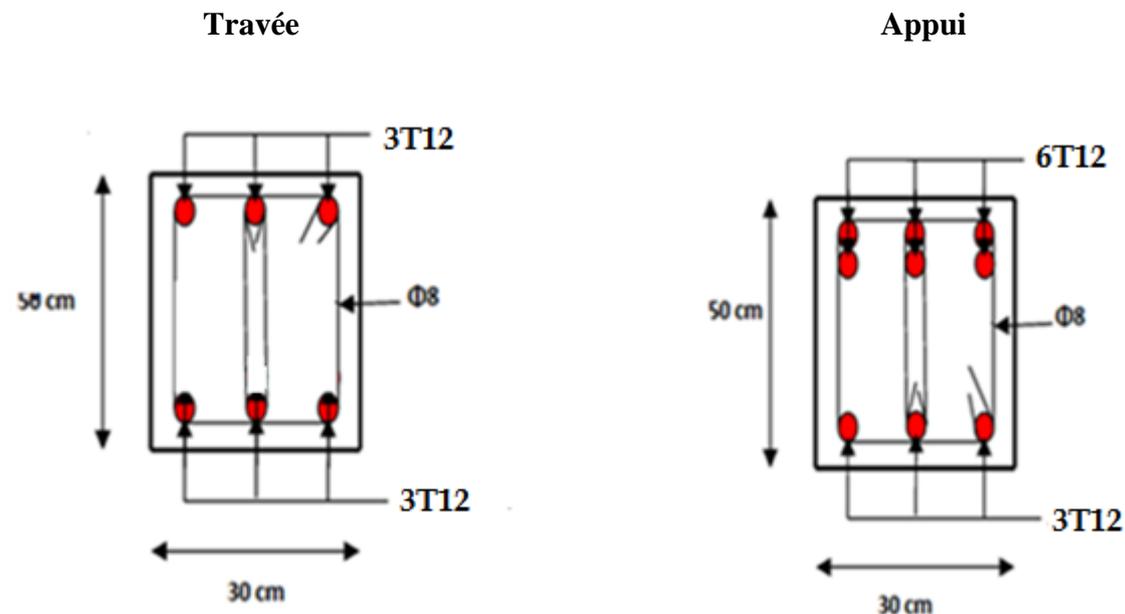


Figure VI.2 Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

VI.4 Etude des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent **action climatique** ou aux séismes **action géologique** soumis à des forces verticales et horizontales.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.

- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, les sollicitations des combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

VI.4.1 Calcul des voiles :

- Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile **0.15%**.
 - En zone courante (non tendue) **0.10%**
- L'espace des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$.

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

- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile
- Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VI.4.2 Sollicitations dans les voiles :

Dans le tableau suivant on à regrouper es sollicitations obtenues par le logiciel **SAP2000** :

Tableau VI.9 Sollicitations des voiles.

	Combinaisons	N_{\max} (KN)	M_{corr} (KN.m)
Voile (20cm)	G+Q	-2024.93	1352.45
	1.35G + 1.5Q	-2102.53	2826.24
	G + Q ± E _x	-1354.98	742.55
	G + Q ± E _y	-1989.13	1125.48
	0.8G ± E _x	-2001.19	1698.26
	0.8G ± E _y	-1549.74	681.43

VI.4.3 Ferrailage longitudinale :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

❖ **1^{er} cas** : si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue". La zone courante est armée par le minimum exigé par le **R.P.A 99V2003**
 $A_{min} = 0,15 \% a \times L$

❖ **2^{ème} cas** : si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales : $A_v = \frac{F_t}{f_e}$; on compare A_v par la section minimale exigée par le **R.P.A 99V2003**

- Si $A_v < A_{min} = 0,15 \% a \times L$, on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

❖ **3^{ème} cas** : si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

VI.4.4 Calcul des contraintes :

Combinaison 1.35G + 1.5Q

$$N_{max} = -2102.53$$

$$M_{max} = 2826.24$$

$$I_y = \frac{0.20 \cdot 4.4^3}{12} = 1.419 \text{ m}^4$$

$$V = (4.4 - 0.4) / 2 = 1.95 \text{ m}$$

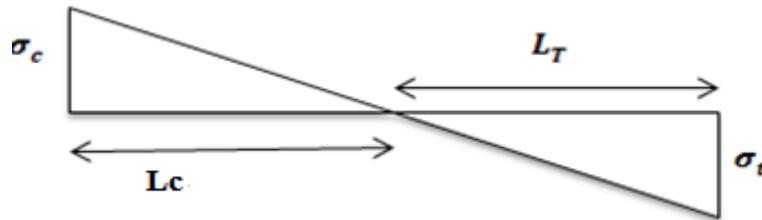
$$A = 0.20 \cdot 4.4 = 0.88 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{1t} = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{1t} = \frac{-2102.53}{0.88} + \frac{2826.24 \cdot 1.95}{1.419} = 1494.60 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{2c} = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{2c} = \frac{-2102.53}{0.88} - \frac{2826.24 \cdot 1.95}{1.419} = -6273.077 \text{ KN/m}^2$$



$$L_t = \frac{\sigma_t \cdot L}{\sigma_c + \sigma_t} = \frac{1494.60 \cdot 4.4}{6273.077 + 1494.60} = 0.84 \text{ m}$$

$$S = \frac{b \cdot L_t}{2} = \frac{0.20 \cdot 0.84}{2} = 0.084 \text{ m}^2$$

$$F_t = \sigma_t \cdot S = 1494.60 \cdot 0.084 = 125.54 \text{ KN}$$

$$A_v = \frac{125.54}{400 \cdot 10^3} = 3.138 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.15\% \cdot 440 \cdot 20 = 13.2 \text{ cm}^2$$

$A_v < A_{\min}$ don on ferraille avec A_{\min}

VI.4.5 Calcul des armatures transversales :

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \cdot d} \leq 0.025 \cdot f_{c28} \rightarrow A_t \geq 0.15\% b \cdot a$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \cdot d} > 0.025 \cdot f_{c28} \rightarrow A_t \geq 0.25\% b \cdot a$$

Avec : $\bar{V} = 1.4 V$

$V = 463.5 \text{ KN}$ (l'effort tranchant maximum)

$$\tau_b = \frac{1.4 \cdot 0.4635}{4.4 \cdot 0.9 \cdot 0.2} = 0.81 > 0.625 \text{ Mpa}$$

Donc : $A_t \geq 0.25\% \cdot 440 \cdot 20$

$$A_t \geq 22 \text{ cm}^2$$

VI.4.6 Diamètre :

D'après le **RPA 99** :

$$\varnothing \leq \frac{a}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

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

VI.4.7 L'espacement:

Selon le **BAEL 91**, on a : $S_t \leq \min \{2.a ; 33 \text{ cm}\}$

$$S_t \leq \min \{30 ; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Selon le **R.P.A 99v2003**, on a : $S_t \leq \min \{1,5 a ; 30 \text{ cm}\}$

$$S_t \leq \min \{22,5 ; 30 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 22,5.$$

$$S_t \leq \min (S_{t\text{BAEL}} ; S_{t\text{RPA}})$$

On adopte un espacement de **20 cm**.

D'après **RPA 99 v 2003** la zone nodale $S_t' = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$

TableauVI.10 Ferrailages du voile.

	Ferrailage	A ^{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	S _t (cm)	S _{t'} (cm)	Ø(mm)
s/sol+RDC+ les étages courants	longitudinale	3.138	13.2	9 T 14 =13.85	20	10	10
	transversale	22		15 T 14 = 23.09			

VI.4.8 Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après **RPA99v2003** il faut que : $\tau_b \leq 0.2 * f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b*d} \text{ avec : } \overline{V} = 1.4 V$$

Tableau VI.11 Vérification des contraintes tangentielles.

Combinaisons	T (MN)	τ_b (Mpa)	$\tau_b \leq 0.2 * f_{c28} = 5$
1.35G + 1.5Q	0.4635	0.819	CV
G + Q	0.25846	0.456	CV
G+Q $\pm E_x$	0.38954	0.688	CV
G+Q $\pm E_y$	0.25436	0.449	CV
0.8G $\pm E_x$	0.027925	0.035	CV
0.8G $\pm E_y$	0.16254	0.159	CV



Chapitre VII

Etude de l'infrastructure

VII .1 Introduction:

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact Direct avec le sol d'assise Elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol.

Cette transmission peut être directe ou les semelles est posées directement sur le sol (fondations superficielles), ou indirecte, semelles sur pieux (fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

VII.2 Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.
- La facilité de réalisation.

VII. 3 Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 V2003** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{G + Q \pm E} \\ \mathbf{0,8 G \pm E} \end{array} \right.$$

VII .4 Calcul de l'infrastructure:

Puisque la capacité du sol est faible, les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entraxe des poteaux, on opte alors pour un radier général, qui est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé.

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures

VII.5 Prédimensionnement :

a. La dalle:

Epaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec L_{max} : la distance maximale entre deux files successive

$$L_{max} = 6.00m$$

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

$$h_d = 35 \text{ cm}$$

b. La nervure:

Epaisseur de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10}$$

L_{max} : la distance maximale entre deux files successives.

$$L_{max} = 6.00\text{m}$$

$$h_n \geq 60 \text{ cm}$$

$$h_n = 65 \text{ cm}$$

Il faut que les dimensions de radie doit vérifier la condition suivant : $\sigma \leq \sigma_{sol}^-$

$$\text{Position 1 : } \begin{cases} h_n = 65 \text{ cm} \\ h_d = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Position 2 : } \begin{cases} h_n = 100 \text{ cm} \\ h_d = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Position 3 : } \begin{cases} h_n = 150 \text{ cm} \\ h_d = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

c. Débords :

$$D \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30\text{cm}\right)$$

$$D \geq \max\left(\frac{150}{2}; 30\text{cm}\right)$$

$$D = 75 \text{ cm}$$

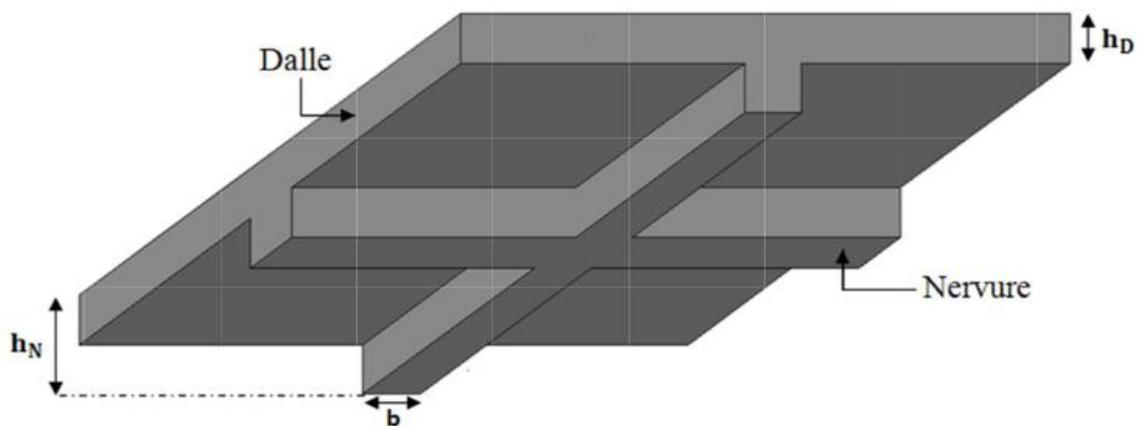


Figure VII.1: Les Dimensions du radier

VII.6 Vérification au poinçonnement : CBA (article A.5.2.42)

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

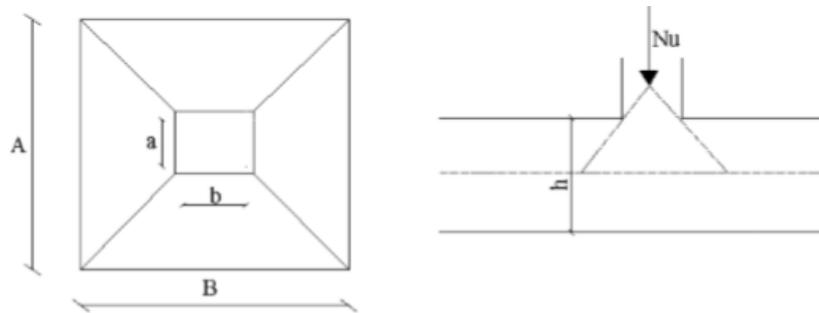


Figure VII.2 Zone de contact poteau du radier

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0.045 \cdot h_D \cdot U_c \cdot f_{c28} / \gamma_b$

Avec :

N_u : L'effort normal sur le poteau.

$$N_u = 2675.23 \text{ KN}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2(A+B)$$

$$\begin{cases} A = a+h \\ B = b+h \end{cases}$$

$$U_c = 4(0.65 + 150)$$

$$U_c = 8.6 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0.045 \cdot 1.5 \cdot 8.6 \cdot 25 \cdot 10^3 / 1.5$$

$$2675.23 \text{ KN} \leq 9675 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.7 Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, la capacité portante du sol «**1.4 bar**». La condition qu'on doit vérifier est la suivante : $\sigma \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$

$$\sigma = \frac{(3 \cdot \sigma_{\text{max}}) + \sigma_{\text{min}}}{4}$$

$$\sigma_{\text{max}} = K \cdot Z_{\text{max}}$$

$$\sigma_{\text{min}} = K \cdot Z_{\text{min}}$$

Avec : Z_{max} et Z_{min} déplacement maximale suivant U_z

$$Z_{max} = 0.00611 \text{ m}$$

$$Z_{min} = 0.00138 \text{ m}$$

$$\sigma_{max} = 1.711 \text{ bar}$$

$$\sigma_{min} = 0.386 \text{ bar}$$

K : Le coefficient de BALLAST en fonction de la capacité portante du sol (coefficient de la raideur du sol).

$$K = 2 * \sigma_{sol}^- = 2 * 1.4 = 2.8 \text{ Kg/cm}^3$$

$$\sigma = \frac{(3 * 1.771) + 0.386}{4} = 1.38 \text{ bar}$$

$\sigma = 1.38 < 1.4 \text{ bar}$ Condition vérifiée.

VII.8 Les différentes sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel **SAP2000**, on a obtenu les résultats suivants :

Tableau VII.1 Sollicitations de radier

		ELU		ELS	
		M ₁₁ (KN.m)	M ₂₂ (KN.m)	M ₁₁ (KN.m)	M ₂₂ (KN.m)
Dalle	Appui	453.26	512.63	412.63	400.52
	Travée	332.32	350.69	256.69	248.69
Nervure	Appui	518.26	546.23	654.24	685.91
	Travée	602.23	596.17	654.20	621.54

VII.9 Ferraillage :

VII.9.1 La dalle du radier :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de (1x 0.6) m²et en deux direction, l'une suivant XX' et l'autre suivant YY'.

- Sens x-x (M₂₂) :

ELU

En travée :

$$\mu = \frac{M_{22}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{350.69 * 10^{-3}}{1 * 0.54^2 * 14.17}$$

$$\mu = 0.084$$

$\mu < 0.392$ $A_{sc} = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$A_{sa} \geq \frac{M_{22}}{Z \delta_{st}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.109 \\ z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.516 \text{ m.} \\ \delta_{st} = \frac{Fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$$A_{sa} = \frac{350.69 \cdot 10^{-3}}{0.516 \cdot 347.826} = 19.53 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$\mu = \frac{M_{22}}{bd^2 fbc} = \frac{512.63 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.54^2 \cdot 14.17}$$

$$\mu = 0.124$$

$\mu < 0.392$ $A_{sc} = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$A_{sa} \geq \frac{M_{22}}{Z \delta_{st}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.166 \\ z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.504 \text{ m.} \\ \delta_{st} = \frac{Fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$$A_{sa} = \frac{512.63 \cdot 10^{-3}}{0.504 \cdot 347.826} = 29.242 \text{ cm}^2$$

- Sens y-y (M_{11}) :

ELU

En travée :

$$\mu = \frac{M_{11}}{bd^2 fbc} = \frac{332.32 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.54^2 \cdot 14.17}$$

$$\mu = 0.080$$

$\mu < 0.392$ $A_{sc} = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$A_{st} \geq \frac{M_{11}}{Z \delta_{st}}$$

Avec :

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.104 \\ z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.52 \text{ m.} \\ \delta_{st} = \frac{Fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{332.32 \cdot 10^{-3}}{0.52 \cdot 347.826} = \mathbf{18.373 \text{ cm}^2}$$

En appui :

$$\mu = \frac{M_{11}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{453.26 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.54^2 \cdot 14.17}$$

$$\mu = \mathbf{0.109}$$

$\mu < 0.392$ $A_{sc} = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$A_{sa} \geq \frac{M_{11}}{z \delta_{st}}$$

Avec :

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.145 \\ z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.508 \text{ m.} \\ \delta_{st} = \frac{Fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

$$A_{sa} = \frac{453.26 \cdot 10^{-3}}{0.508 \cdot 347.826} = \mathbf{25.565 \text{ cm}^2}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{100 \cdot 60}{1000} ; 0.23 \cdot 100 \cdot 0.9 \cdot 60 \cdot \frac{2.1}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq \max (6 ; 6.52) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 6.52 \text{ cm}^2$$

Sens x-x :

$$\left. \begin{array}{l} \text{En travée : } 18.373 \text{ cm}^2 \geq 6.52 \text{ cm}^2 \\ \text{En appui : } 25.565 \text{ cm}^2 \geq 6.52 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{.....Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$\left. \begin{array}{l} \text{En travée : } 19.53 \text{ cm}^2 \geq 6.52 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{.....Condition vérifiée.}$$

$$\text{En appui : } 29.242\text{cm}^2 \geq 6.52 \text{ cm}^2$$

Ferrailage choisit :**Sens x-x :**

$$\text{En travée : } 10\text{T16} = 20.11\text{cm}^2$$

$$\text{En appui : } 10 \text{ T16} + 4\text{T16} = 26.382 \text{ cm}^2$$

Sens y-y :

$$\text{En travée : } 10\text{T16} = 20.11\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{En appui : } 10\text{T16} + 6\text{T16} = 32.42\text{cm}^2/\text{ml}$$

Selon RPA99v2003 :

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = 0.50\% b \cdot h$$

$$A_{min} = 0.05 * 100 * 60 = 30 \text{ cm}^2$$

Sens x-x :

$$A_{st} + A_{sa} = 20.11 + 26.382 = 46.492 \text{ cm}^2 > 30 \text{ cm}^2$$

Sens y-y :

$$A_{st} + A_{sa} = 20.11 + 32.42 = 52.53 \text{ cm}^2 > 30 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à ELS :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

Sens x-x :**En travée :**

$$\gamma = \frac{332.32}{256.69} = 1.294$$

$$\alpha \leq \frac{1.294-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.104 \leq 0.397 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

En Appui :

$$\gamma = \frac{453.26}{412.63} = 1.09$$

$$\alpha \leq \frac{1.09-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.145 \leq 0.295 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

En travée :

$$\gamma = \frac{512.63}{400.52} = 1.27$$

$$\alpha \leq \frac{1.27-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.109 \leq 0.385 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

En Appui :

$$\gamma = \frac{350.69}{248.69} = 1.66$$

$$\alpha \leq \frac{1.66-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.16 \leq 0.58 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

VII.9.2 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V}{b_o d}$$

$$\tau_u = \frac{1023.36 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.54} = 1.895 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ Mpa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1.895 < \bar{\tau}_u = 3.33 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

VII.9.3 Les armatures transversales :

$$\Phi_t < \min \left(\frac{h}{35} ; \Phi_{\min} ; \frac{b_o}{10} \right)$$

$$\Phi_t < \min \left(\frac{60}{35} ; 1.6 ; \frac{100}{10} \right)$$

Donc : $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

VII.9.4 Calcul des espacements :

D'après le RPA99V2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi_{\min} ; 30\text{cm} \right).$$

Zone courant : $S_t' \leq \frac{h}{2}$

Φ : le diamètre minimal le plus petit du ferrailage longitudinal.

$$S_t \leq \min\left(\frac{60}{4}; 1.6 * 12; 30\text{cm}\right) = 15 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$S_t' \leq \frac{60}{2} = 30\text{cm} \longrightarrow S_t' = 15 \text{ cm.}$$

Tbleau VII.2 Récapitulation du ferrailage de la dalle

		$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{choisi}} (\text{cm}^2)$	S_t	S_t'	$\Phi t (\text{mm})$
Sens x-x	Travée	18.373	10T16 =20.11	10	15	10
	Appui	25.565	10T16+4T16 =26.382			
Sens y-y	Travée	19.53	10T16 =20.11	10	15	10
	Appui	29.242	10T16+6T16 =32.42			

VII.9.5 Ferrailage de la nervure :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de (0.5 x 1.5) m² et en deux direction, l'une suivant XX' et l'autre suivant YY'.

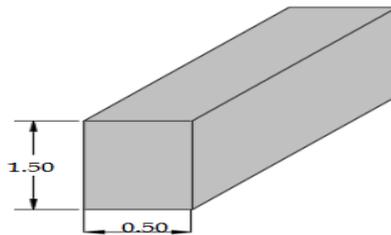


Figure VII.3 Dimension de la nervure.

- **Sens x-x (M_{22}) :**

ELU

En travée :

$$\mu = \frac{M_{22}}{bd^2 fbc} = \frac{596.17 * 10^{-3}}{0.5 * 1.35^2 * 14.17}$$

$$\mu = 0.046$$

$\mu < 0.392$ $A_{sc} = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_{sa} \geq \frac{M_{22}}{Z \delta_{st}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.058 \\ z = d (1 - 0.4\alpha) = 1.31 \text{ m.} \\ \delta_{st} = \frac{Fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$$A_{st} = \frac{596.17 \cdot 10^{-3}}{1.31 \cdot 347.826} = \mathbf{13.08 \text{ cm}^2}$$

En appui :

$$\mu = \frac{M_{22}}{bd^2 fbc} = \frac{546.23 \cdot 10^{-3}}{0.5 \cdot 1.35^2 \cdot 14.17}$$

$$\mu = 0.042$$

$\mu < 0.392$ $A_{sc} = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$A_{sa} \geq \frac{M_{22}}{Z \delta_{st}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.053 \\ z = d (1 - 0.4\alpha) = 1.32 \text{ m.} \\ \delta_{st} = \frac{Fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ Mpa.} \\ A_{sa} = \frac{546.23 \cdot 10^{-3}}{1.32 \cdot 347.826} = \mathbf{11.89 \text{ cm}^2} \end{array} \right.$$

- **Sens y-y (M_{11}) :**

ELU

En travée :

$$\mu = \frac{M_{11}}{bd^2 fbc} = \frac{602.23 \cdot 10^{-3}}{0.5 \cdot 1.35^2 \cdot 14.17}$$

$$\mu = 0.046$$

$\mu < 0.392$ $A_{sc} = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$A_{st} \geq \frac{M_{11}}{Z \delta_{st}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.058 \\ z = d (1 - 0.4\alpha) = 1.31 \text{ m.} \\ \delta_{st} = \frac{Fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ Mpa.} \\ A_{st} = \frac{602.23 \cdot 10^{-3}}{1.31 \cdot 347.826} = \mathbf{13.21 \text{ cm}^2} \end{array} \right.$$

En appui :

$$\mu = \frac{M_{11}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{518.26 \cdot 10^{-3}}{0.5 \cdot 14.17}$$

$$\mu = 0.073$$

$\mu < 0.392$ $A_{sc} = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_{sa} \geq \frac{M_{11}}{Z \delta_{st}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.094 \\ z = d (1 - 0.4\alpha) = 1.29 \text{ m.} \\ \delta_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$$A_{sa} = \frac{518.26 \cdot 10^{-3}}{1.29 \cdot 347.826} = \mathbf{11.55 \text{ cm}^2}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{50 \cdot 150}{1000} ; 0.23 \cdot 50 \cdot 0.9 \cdot 150 \cdot \frac{2.1}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq \max (7.5 ; 8.15) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 8.15 \text{ cm}^2$$

Ferraillage choisit :**Sens x-x :**

$$\text{En travée : } \mathbf{8T16 = 16.08 \text{ cm}^2}$$

$$\text{En appui : } \mathbf{8 T14 = 12.32 \text{ cm}^2}$$

Sens y-y :

$$\text{En travée : } \mathbf{8T16 = 16.08 \text{ cm}^2}$$

$$\text{En appui : } \mathbf{8T14 = 12.32 \text{ cm}^2}$$

Selon RPA99v2003 :

$$A_{\min} = 0.5\% \cdot b \cdot h$$

$$A_{\min} = 0.005 \cdot 50 \cdot 150 = 37.5 \text{ cm}^2$$

Sens x-x :

$$A_{st} + A_{sa} = 20.11 + 26.382 = 46.492 \text{ cm}^2 > 37.5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$A_{st} + A_{sa} = 20.11 + 31.42 = 51.53 \text{ cm}^2 > 37.5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification à ELS :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

Sens x-x :**En travée :**

$$\gamma = \frac{602.23}{654.20} = 0.920$$

$$\alpha \leq \frac{0.920-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.029 \leq 0.21 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

En Appui :

$$\gamma = \frac{518.26}{654.24} = 0.792$$

$$\alpha \leq \frac{0.792-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.026 \leq 0.146 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :**En travée :**

$$\gamma = \frac{596.17}{621.54} = 0.959$$

$$\alpha \leq \frac{0.959-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.029 \leq 0.229 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

En Appui :

$$\gamma = \frac{546.23}{685.91} = 0.796$$

$$\alpha \leq \frac{0.796-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$\alpha = 0.025 \leq 0.148$ Condition vérifiée.

VII.9.2 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 d}$$

$$\tau_u = \frac{845.12 \cdot 10^{-3}}{0.5 \cdot 1.35} = 1.25 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 1.25 < \bar{\tau}_u = 3.33$ condition vérifiée.

VII.9.3 Les armatures transversales :

$$\Phi_t < \min \left(\frac{h}{35} ; \Phi_{\min} ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\Phi_t < \min \left(\frac{150}{35} ; 1.6 ; \frac{50}{10} \right)$$

Donc : $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

VII.9.4 Calcul des espacements :

D'après le RPA99V2003 :

Zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi_{\min} ; 30\text{cm} \right)$.

Zone courant : $S_t' \leq \frac{h}{2}$

Φ : le diamètre minimale le plus petit du ferrailage longitudinale.

$$S_t \leq \min \left(\frac{150}{4} ; 1.6 \cdot 14 ; 30\text{cm} \right) = 22.4 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

$$S_t' \leq \frac{150}{2} = 75 \text{ cm} \longrightarrow S_t' = 25 \text{ cm.}$$

Tbleau VII.3 Récapitulation du ferrailage de la nervure

		$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{choisi}} (\text{cm}^2)$	S_t	S_t'	$\Phi t (\text{mm})$
Sens x-x	Travée	13.08	8T16 = 16.08	15	25	10
	Appui	11.89	8T14 = 12.32			
Sens y-y	Travée	13.21	8T16 = 16.08	15	25	10
	Appui	11.55	8T14=12.32			

VII.10 Etude du voile périphérique :

Selon le **RPA 99/ 2003**, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base, il doit satisfaire les conditions suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Le pourcentage minimal d'armature est de 0.1 % dans les deux sens.

VII.10.1 Dimensionnement du voile :

- Hauteur $h = 3.06$ m
- Epaisseur $e = 0.20$ m

VII.10.2 Caractéristique du sol :

Rapport de sol	{	Densité	$\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$
		Angle de frottement	$\varphi = 15^\circ$
		Cohésion	$C = 0$
		Surcharge éventuelle	$q = 14 \text{ KN/m}^2$

VII.10.3 Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à 14 KN/m^2

- **Poussée de la terre :**

$$F = k * \gamma_{\text{sol}} * H^2 / 2$$

Avec :

k : coefficient de poussée des terres au repos

$$k = \frac{1 - \sin(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)} = 0,212 \dots\dots\dots \text{(Cours pratique de mécanique des sols)}$$

$$F = 19.850 \text{ KN/ml}$$

- **Surcharges accidentelles :**

$$Q = q * k * H = 14 * 0.212 * 3.06$$

$$Q = 9.082 \text{ KN/ml}$$

VII.10.4 Ferraillage du voile périphérique :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine uniformément chargée

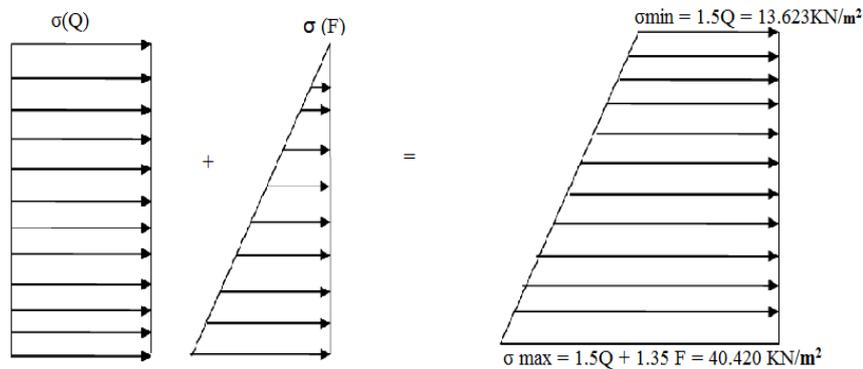


Figure VII.4 Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 33.720 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 33.720 \text{ KN/ml}$$

Le panneau le plus sollicité a étudié est de dimension de $(5.5 ; 6) \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.5}{6} = 0.91 > 0.4 \quad \Rightarrow \quad \text{La dalle travaille suivant les deux sens.}$$

Méthode de **BAEL** :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$$

➤ **ELU** :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0447 \\ \mu_y = 0.8036 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 45.595 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 36.640 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Les Moments retenus :**

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 34.196 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y = 27.48 \text{ KN.m}$$

- **En appui :**

$$M_{ax} = 0.5 M_x = 22.797 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_y = 18.32 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \max(M_{ax} ; M_{ay}) = 22.797 \text{ KN.m}$$

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour une section de $(1 \times 0.20) \text{ m}^2$

Avec : $A_{\min} = 0.1\% \cdot b \cdot h$ **RPA99V2003**

$$S_{tx} \leq \min(3e; 30 \text{ cm}) \quad S_{tx} \leq 30 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min(3e; 45 \text{ cm}) \quad S_{ty} \leq 45 \text{ cm}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.4 Ferrailage du voile périphérique.

		μ_u	α	Z(m)	$A_{\text{calculé}}$ (cm^2/ml)	$A_{\text{adopté}}$ (cm^2/ml)	S_t (cm)
Travée	Sens x-x	0.0744	0.096	0.173	5.682	5T14 = 7.70	20
	Sens y-y	0.0598	0.077	0.174	4.540	5T12 = 5.65	20
Appui		0.0496	0.063	0.175	3.745	5HA12 = 5.65	20

VII.10.5 Vérification :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.1\% \cdot b \cdot h = 2 \text{ cm}^2 \text{ RPA99V2003}$$

$$A_{\min} = 0.8\% \cdot b \cdot h = 16 \text{ cm}^2 \text{ BAEL91}$$

- **Effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = (0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa} \quad (\text{fissuration très préjudiciable})$$

Avec :

$$T_x = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2 \cdot l_x + l_y} = \frac{33.720 \cdot 5.5 \cdot 6}{2 \cdot 5.5 + 6} = 65.456 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \cdot l_y}{3} = \frac{33.720 \cdot 6}{3} = 67.44 \text{ KN}$$

$$T_{u\max} = \max(T_x; T_y) = 67.44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} = \frac{67.44 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.18} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.374 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ ELS :

Méthode de **BAEL** : $M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\sigma_{\max} = F + Q = 28.932 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 9.082 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 23.969 \text{ KN/m}^2$$

$$qs = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 23.969 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0518 \\ \mu_y = 0.8646 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 37.558 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 32.472 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Les Moments retenus :**

En travée :

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 28.168 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y = 24.354 \text{ KN.m}$$

- **En appui :**

$$M_{ax} = 0.5 M_x = 18.779 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_y = 16.236 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \max(M_{ax}; M_{ay}) = 18.779 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * X_s \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{I} * (d - X_s) \leq \overline{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_c; 110\sqrt{\eta * f_{c28}}) = 226.67 \text{ Mpa}$$

Tableau VII.5 Vérification des contraintes.

		M _s (KN.m)	A _{calculé} (cm ²)	X _s (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	σ _{st} (Mpa)	σ _{st} ≤ σ̄ _{st}
Travée	Sens x-x	28.168	4.654	4.363	15750.84	15	CV	226.67	CV
	Sens y-y	24.354	4.00	4.086	13889.78	15	CV	226.67	CV
Appui		18.779	3.067	3.635	9541.31	15	CV	226.67	CV

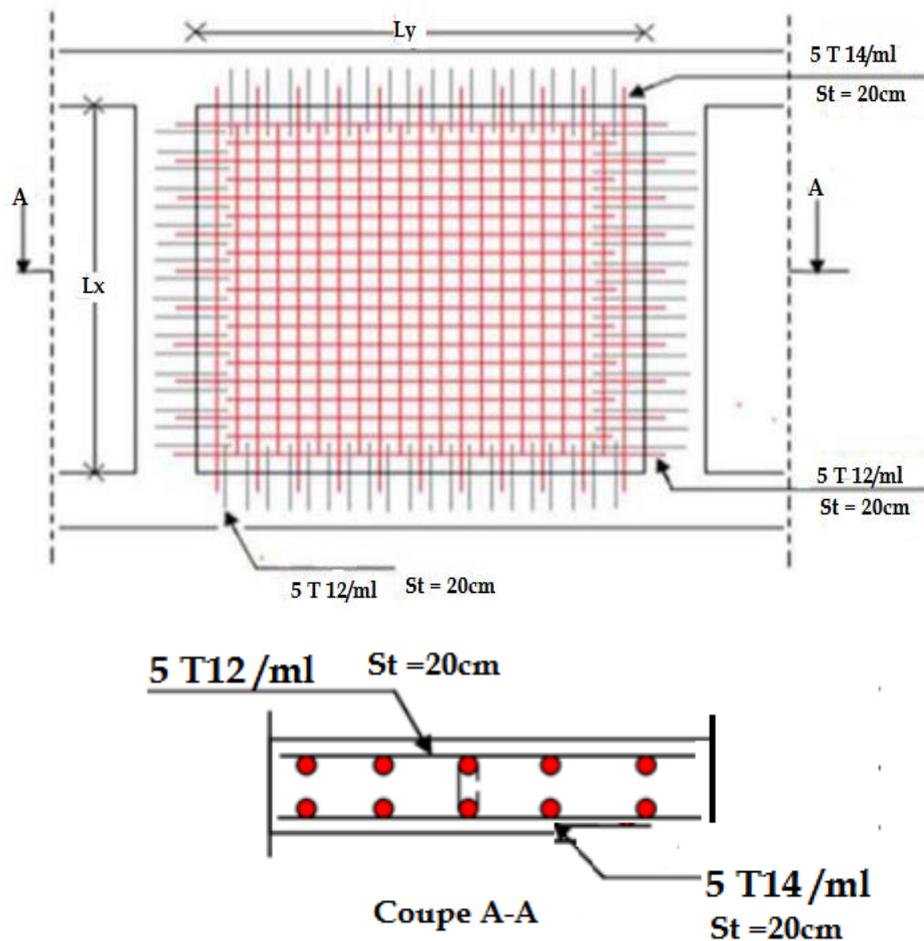


Figure VII.5 Schéma de ferrailage de voile périphérique.

VII.11 Conclusion :

Lors de la construction d'un ouvrage, une étude du sol permet de déterminer quelle profondeur se situe le bon sol et le type de fondation adaptée.

Vue à l'importance du poids de notre structure et à la capacité portance de (1.4 bars), on opte alors pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terre.



Chapitre VIII

Estimation des coûts

VIII.1 Introduction :

Chaque pays donne une très grande importance au secteur d'habitat afin de valoriser l'urbanisme des villes vers l'innovation de monde constructif.

Des structures économiques durables et c'est le but de chaque étude.

VIII.2 Cycle de vie du projet :

Un cycle de vie de chaque Project est représenté suivant les phases comme suit :

Il faut simuler le déroulement des travaux pour vérifier le respect des contraintes :

- Délais
- Cadences d'exécution
- Charges de MO, matériaux et matériel

Alors il faut établir une prévision

Phase de démarrage : la demande est clarifiée, les objectifs précisés et le projet globalement identifié.

Phase de planification : une planification détaillée est établie suivant le contenu du projet, le délai est fixé suivant les échéances, les ressources et les dépenses ainsi que procédures de gestion.

Phase d'exécution : pendant le déroulement des travaux tous les outils de coordination sont utilisés, alors il faut déclencher des interventions des exécutants, et les prises de décisions, et utilisation des ressources.

Pour cela il faut gérer les suivi de lancement employer les ressources humaines et matériel.

Phase de clôtures : le projet est remis au demandeur, il est évolué et sa clôture administratives effectué.

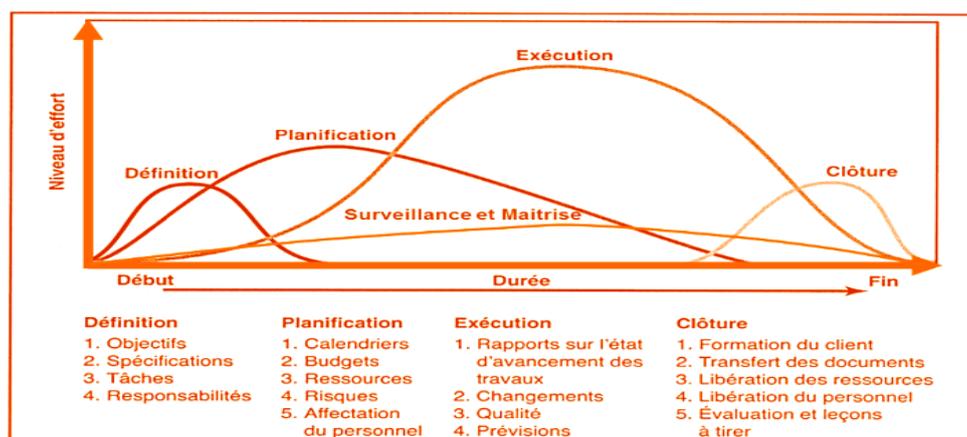
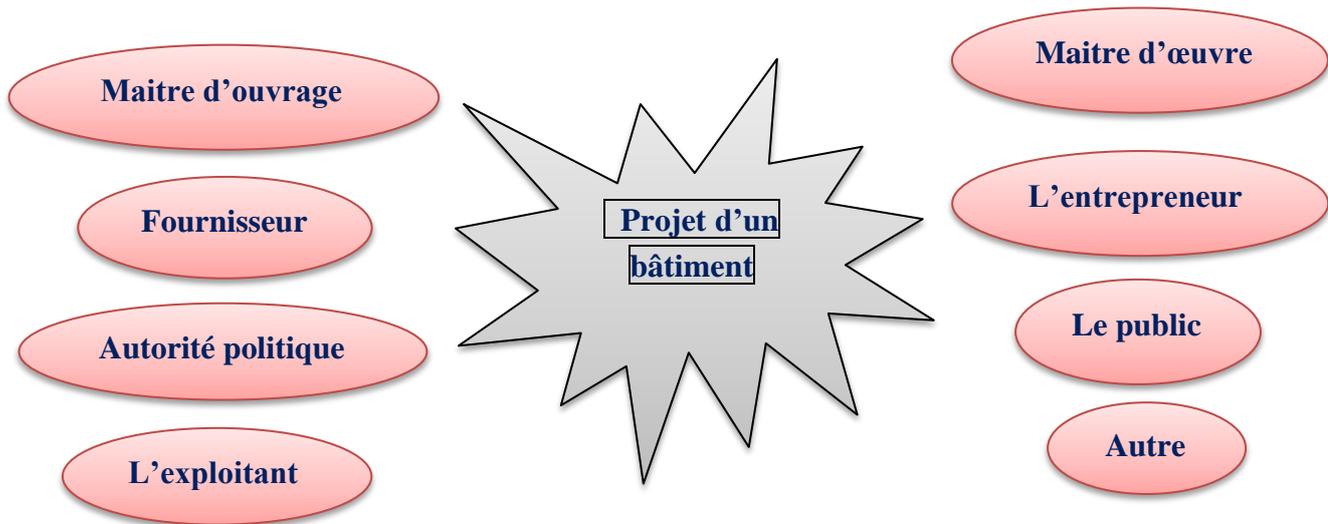


Figure VIII.1: les phases d'un projet [1]

VIII.3 Les différents intervenants dans un projet :



a. Maitre d'ouvrage :

C'est une personne physique ou morale pour le compte de qui l'ouvrage ou les travaux sont réalisés.

C'est lui qui fait le choix de processus de réalisation et conclut les contrats qui y'ont pour objet les études et l'exécution des travaux.

b. Maitre d'œuvre :

Le maitre de d'œuvre est l'unique responsable de la conception et de l'exécution de l'ensemble de l'ouvrage à réaliser selon la mission confiée, il s'agit d'une équipe constitué

D'architectes et d'ingénieurs.

c. L'entreprise :

C'est le cocontractant engagé à exécuter les travaux conformément au contrat sous la direction exclusive du maitre d'œuvre [2]

Dans notre projet :

- ✚ **Maitre d'ouvrage et réalisation** : c'est Mr DAHOU
- ✚ **Maitre d'œuvre** : bureau d'étude Mr LAHFA
- ✚ **Contrôle technique** : sera assisté par le CONTROL TECHNIQUE CONSTRUCTION TLEMCEN.

VIII.4 Objectifs d'étude :

L'étude de la réalisation d'un projet de construction exige un grand nombre de travaux de nature très divers, faisant intervenir un grand nombre de participants, et afin d'atteindre ces objectifs nous avons procédé comme suit :

- Préparation de la WBS (**WORK BREAKDOWN STRUCTURE**).
- Définir de système d'élaboration du projet.
- Identification de nos ressources.
- Identifier les tâches.

Il est donc impérativement nécessaire d'ordonner les actions de chacun et de matérialiser dans un langage approprié .les décisions de notre études nous avons choisi comme logiciel

VIII.5 Planification :

Dans la plupart des cas, le problème posé c'est le respect des délais, un projet de construction doit être réalisé dans un délai déterminé par le maître de d'ouvrage en accord avec le maître d'œuvre.

Une analyse technique du projet défini ou les modes constructifs le mieux adapté et le plus économique : coffrage outils traditionnel, Préfabrication, variante...

- Elle définit aussi le ou les modes opération phasage, cycles de travail,

Analyse des techniques d'exécution.

- Elle nous permet de décomposé le projet en tâches qui est le point central de la planification opérationnelle.

Tous le processus vise à s'assurer que chacune d'entre elles soit réalisé dans les meilleures conditions.

Enfin l'analyse technique nous aide à établir la chronologie de réalisation des tâches compte tenu des contraintes et de la logique d'enchaînement des tâches.

Les activités sont reliées par des relations d'antériorités, pour montrer dans quel ordre elles doivent être exécutées, à s'avoir:

- Liaison **Fin-Début (FD)** : l'activité amont doit s'achever avant que l'activité avale ne commence.
- Liaison **Fin - Fin (FF)** : l'activité amont doit s'achever avant que l'activité avale ne finisse.
- Liaison **Début –Début (DD)** : L'activité amont doit commencer avant que l'activité avale ne commence.
- Liaison **Début - Fin (DF)** : L'activité amont doit commencer avant que l'activité avale ne finisse. [3]

VIII.5.1 WBS (Work Break-down Structure) :

Le "Work Breakdown Structure" (WBS) ou « **organigramme des tâches** » permet de structurer les tâches du projet par lot de travaux. C'est une démarche structurée qui décompose les travaux du projet en partant du niveau général jusqu'au niveau le plus détaillé.

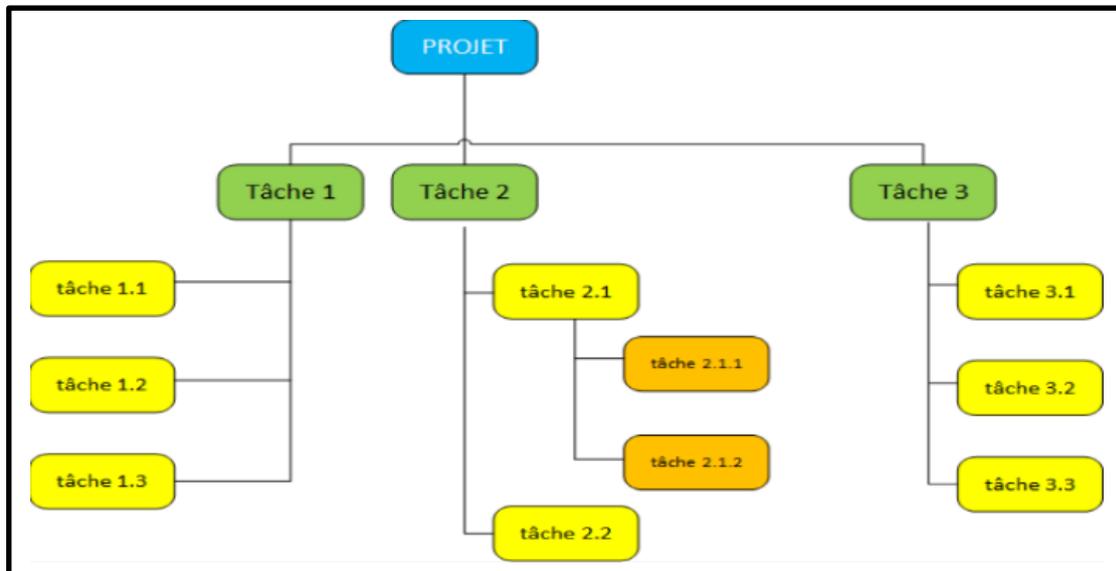


Figure VIII.2 Exemple de la WBS. [3]

VIII.5.2 Diagramme de GANTT:

Le diagramme de Gantt, couramment utilisé en gestion de projet, est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'état d'avancement des différentes activités (tâches) qui constituent un projet. Ce diagramme permet donc de visualiser d'un seul coup d'œil :

- Les différentes tâches à envisager.
- La date de début et la date de fin de chaque tâche.
- La durée escomptée de chaque tâche.
- Le chevauchement éventuel des tâches, et la durée de ce chevauchement.
- La date de début et la date de fin du projet dans son ensemble.

VIII.6 L'ordonnancement des ressources:

Les ressources sont subdivisées en deux catégories, humaines et matérielles.

VIII.6.1 Ressources humaine : nous avons proposé pour notre projet les Ressources humaines suivant :

- **Un groupe coffreur :** 3 coffreurs +2 manœuvres
- **Un groupe ferrailleur :** 4 ferrailleurs +3 manœuvres
- **Un groupe maçon et béton :** 5 maçons + 4 manœuvres
- **Un groupe électriciens :** 2 électriciens
- **Un groupe revêtement :** 4 personnes + 3 manœuvres
- **Un groupe gardiens :** 02 gardiens

VIII.6.2 Ressources matériels :

a. Engins :

- 2 grus.
- 2 bétonnières.
- 2 postes de soudures.
- Bois pour coffrages.
- 2 échafaudages métalliques avec moteurs.

b. Matériaux :

C'est des ressources qui sont fournies suivant le besoin au fur et à mesure de l'avancement du projet.

VIII.7 Etude économique :

VIII.7.1 Résultats obtenus

L'estimation du coût du projet est calculée suivant un devis estimatif et quantitatif.

L'estimation des détails, c'est après introduction de toutes les informations (les tâches avec leurs durées et coût estimé avec les ressources) sur le logiciel **MS project 2013**. On obtient les résultats suivants :

Durée totale de projet	851.43 jours
Date début de projet	02/05/2018
Date de fin de projet	25/10/2020
Le coût en TTC du projet	165 394 430.36 DA
Le coût brut du projet	151 738 009.60DA

VIII.7.2 Courbe financière du projet : le fichier préparé nous a permis de dresser la courbe en S. Cette dernière permet un bon Contrôle de l'évolution de l'investissement en fonction de la durée du projet

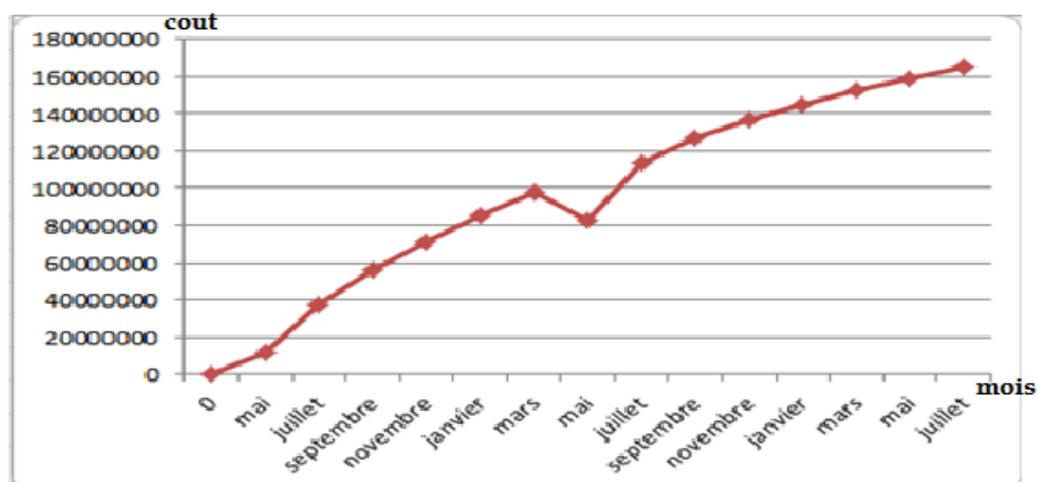


Figure VIII.3 Courbe financière du projet.

VIII.8 Conclusion :

Tout projet doit être planifié, quelque soit son importance, sa longueur ou sa complexité, la phase de planification permet de mieux définir les travaux à réaliser, de fixer des objectifs, de coordonner diverses actions, de maîtriser les moyens requis, de minimiser les risques financière.

Une étude économique du projet de réalisation d'une structure composé d'un S/Sol, RDC et dix étages à multiples usages en utilisant MS Project a été présentée dans le présent chapitre. Cela nous a montré que ce logiciel serve à la bonne planification et le bon ordonnancement d'un projet. En effet, le diagramme de GANTT est un outil qui permet l'estimation de coût et la durée d'un projet et facilite la réalisation et l'organisation en respectant le budget et la durée approuvés.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation de master pour analyser, étudier et contrôler un projet de bâtiment réel. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Ce mémoire nous a donné l'avantage de bien maîtriser des logiciels de dessin assisté par ordinateur **Auto CAD**, et de calcul **SAP2000** pour l'analyse statique de la structure, qui nous a aidé à déterminer les sollicitations les plus défavorable et ensuite le ferrailage des éléments résistants, aussi logiciel de gestion des projets **MS Project** pour planifier et gérer les coûts et délais.

Les conclusions auxquelles a abouti après ce modeste travail, sont résumées dans ce qui suit :

- Concernant le choix du plancher, nous avons opté des dalles pleines pour les balcons, et des planchers corps creux pour les autres étages.
- La nécessité des voiles dans notre bâtiment pour améliorer le comportement de la structure durant le séisme.
- L'étude de l'infrastructure est conçue en radier général comme une fondation.
- L'étude économique de ce projet nous a permis de faire une planification qui nous conduira à atteindre des objectifs dans les délais et les coûts.

En fin, nous espérons que ce projet de fin d'étude sera pour nous un point de départ pour entamer d'autre étude dans le cadre de la vie professionnel

BIBLIOGRAPHIE

[BAEL, 91] Jean-Pierre Mouglin, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième Edition Eyrolles 2000.

[DTR B.C 2.2] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation.

[RPA99 version 2003] Règles parasismique Algérienne RPA99 Version 2003.

[CBA 93] Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé.

[1] ZEBIRI K. & SALHI Y . I, étude structurelle d'un bâtiment en béton armé « 2 sous-sols R+15 étages » à usage multiple, chetouane Tlemcen, Master en génie civil, 2014, faculté de technologie, Tlemcen, ALGERIE.

[2] DENIS, M. liaison entre la conception et la gestion de projet : Projector, un prototype pour la planification, Mont blanc France, doctorat en génie civil, 1994, Université de Savoie.

[3] <http://Unt-orio.crihan.fr/Unspf/2015-limoyes-vignoles-smartLice/w/11-2-planification.html>, (consulte le 28 mai 2017)

ADJROUD .M & SEKKAL. M, Etude technico-économique d'un bâtiment en béton arme « s/sol et RDC + 10 étages », Mémoire d'obtention du diplôme du MASTER en génie civil, soutenue en Juillet 2017, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen.

MOULELKAF.T & BOUDJEMAA.T Etude d'un bâtiment (R+8+Entre Sol) à usage d'habitation et service contreventé par un système mixte (voiles-portiques), Mémoire d'obtention du diplôme du MASTER en génie civil, soutenue en Juin 2017, Université Bejaïa.

Logiciels utilisé :

- ✓ AUTOCAD
- ✓ SAP 2000
- ✓ MS Project
- ✓ MS Word
- ✓ MS Excel



ANNEXE A



ANNEXE C



ANNEXE B