

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

Université de Mohamed El-Bachir El-Ibrahimi - Bordj Bou Arreridj

Faculté des Sciences et de la technologie

Département génie civile



Mémoire

Présenté pour obtenir

LE DIPLOME DE MASTER

Spécialité : STRUCTURES

Par

MILOUDI RAHIMA

LAIDANI NACIRA

Intitulé

**Etude d'un bâtiment(R+5) en Béton Armé avec un système de
contreventement mixte**

Mémoire évalué sans soutenance (COVID-19) par la commission composée de:

Président : AMMAR NOUI

Examineurs : - LOGZIT NACER
- ABDEMEZIANE NABIL

Encadreur : Mr. DJOUDI -L
Co- Encadreur : Mr. MAZOUZ-B

Soutenu le : /09/2020

Année Universitaire 2019/2020

INTRODUCTION GENERALE :	3
CHAPITRE I : PRESENTATION ET DESCRIPTION DU PROJET	4
I.1 Introduction	4
I.2 Présentation de l'ouvrage	4
I.2.1 Caractéristiques géométriques :	4
I.2.2 Ossature et système constructif adopté :	4
I.3 Caractéristiques géotechniques du sol :	5
CHAPITRE II : CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX	6
II.1. Béton :	6
II.1.1 Principales Caractéristiques Et Avantages Du Béton	6
II.1.2 Résistance mécanique du béton :	6
II.1.3 Résistance caractéristique :	6
II.1.4. Contrainte et déformation :	7
II.1.5 Contrainte admissible de cisaillement :	9
II.1.6 Module De Deformation Longitudinal Du Béton	9
II.2 Les aciers :	10
II.3 Notions D'état Limite :	11
II.3.1 Les états limites ultime (ELU) :	11
II.3.2 Les états limites service(ELS) :	11
II.4 Règlements et normes utilisés	12
CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	13
III.1 Introduction	13
III.2 Pré dimensionnement du plancher	13
III.2.1 Plancher en corps creux	13
III.2.2 Plancher en dalle pleine	13
III.3 Evaluation des charges	14
III.3.1 Plancher terrasse	14
III.4 Pré dimensionnement des poutres	16
III.4.1 Les poutres principales:	16
III.4.2 Les poutres secondaires	16
III.5 Les poteaux	17
III.6 pré dimensionnement des escaliers	19
III.7 Pré dimensionnement de l'acrotère	21
III.8 Pré dimensionnement des voiles	22

CHAPITRE IV : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES.....	23
IV.1 Introduction	23
IV.2 Etude du plancher.....	23
IV.2.1 Introduction	23
IV.2.2 Dimensionnement du plancher	23
IV.2.3 Dimensionnement des poutrelles	24
IV.2.4 Etude des poutrelles	25
IV.2.5 Détermination des sollicitations des poutrelles	26
IV.2.6 Ferrailage des poutrelles:	28
IV.2.7 Ferrailage de la dalle de compression	36
IV.3 Etude d'escalier.....	37
IV.3.1 Introduction	37
IV.3.2 Evaluation des sollicitations	37
IV.3.3 Ferrailage	38
IV.3.4 Etude de la poutre palière	45
IV.4 : Etude des balcons	51
IV.4.1 Introduction	51
IV.4.2 Evaluation des sollicitations	51
IV.4.3 Ferrailage	52
IV.5 : Etudes de l'acrotère:	54
IV.5.1 introduction	54
IV.5.2 : Détermination de l'effort due au séisme	54
IV.5.3 : Détermination des sollicitations	55
IV.5.4 : Ferrailage	55
CHAPITRE V : ETUDE SEISMIQUE.....	58
CHAPITRE VI : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURE.....	77
VI.2 Étude des poteaux	77
VI.3 etude des poutres	85
VI.3.2 Ferrailage des poutres	86
VI.3.3 Les armatures transversales	86
VI.4 Etude des voiles	89
VI.4.1 Calcul des armatures verticales	91
VI.4.2 Calcul des armatures horizontales	94
CHAPITRE VII : CALCUL DES FONDATIONS	100

VII.1 Introduction :	100
VII.2 Différents types de fondations :	100
VII.3 Choix de type de fondation :	100
VII.4 Combinaison d'action :	101
VII.5 etude des fondations :	101
VII.5.1 Vérification de type de la semelle :	101
VII.5.2 dimensionnement :	101
VII.5.3 Ferrailage Semelle filante	102
VII.6 la longrine:	107
VII.6.1 Dimensionnement de la longrine:	107
VII.6.2 Ferrailage de la longrine :	107

Figure II.1 : diagramme contraintes-déformation du béton

Figure II.2 : Diagramme Déformation Du Béton

Figure II.3 : Contrainte limite de traction des armatures

Figure III.1 : Plancher en corps creux.

Figure III.2: Plancher terrasse inaccessible.

Figure III.3 : Plancher étage courant

Figure III.4 : Poteaux le plus sollicités

Figure III.5 : Schéma D'escalier

Figure IV.1 : Coupe Transversale D'une Plancher A Corps Creux

Figure IV.2 : Dimensions Des Poutrelles

Figure IV.3 : Schéma Du Poutrelle

Figure IV.4 : Schéma Statique De La Poutrelle Utilisée.

Figure IV.5 : Schéma De Ferrailage Des Poutrelles.

Figure IV.6 : Schéma Ferrailage D'escalier

Figure IV.7 : Schéma Ferrailage D'escalier

Figure IV.8: Coupe Transversale D'un Mètre Linéaire Du Balcon.

Figure IV.9 : Schéma Statique De Balcon

Figure V.1 Structure Sans Voile

Figure V.2 Mode 1 période 0,94s sans voile

Figure V.3 Mode 2 périodes 0,91 sans voile

Figure V.4 Mode 3 périodes 0.84 sans voile

Figure V.5 : Disposition des voiles

Figure V.6 Mode 1 période 0.47

Figure V.7 Mode 2 périodes 0.36

Figure V.8 Mode 3 périodes 0.31

Figure VI.1 Schéma De Ferrailage De Poteaux

Figure VI.2 Schéma de ferrailage des Poutres

Figure VI.3 Disposition des armatures dans les voiles.

Figure VI.4 Schéma de ferrailage du Voile

Figure VII.1 Type des semelles superficielles.

Figure VII.2 Schéma d'une semelle isolée

Figure VII.3 Ferrailage de la longrine

Introduction générale :

Le fait de construire a été toujours un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses Occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, sujet de beaucoup de Questions axées principalement sur le choix du type d'ouvrage et la détermination dans chaque cas de la structure la mieux adaptée parmi celles qui existent.

Il est donc, nécessaire d'une part de connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs

Suggestions particulières, leurs limites, leur coût et d'autre part, de recenser et d'évaluer les

Contraintes le plus précisément possible, pour ne pas s'exposer à des imprévus pendant les

Exécutions. Ainsi pendant le service.

Le calcul de structure vise deux objectifs qui sont :

- ❖ Premièrement : la structure doit être en sécurité toute personne exige à ce que la structure qu'elle occupe soit en menace pas d'effondrement (sécurité adéquate)
- ❖ Deuxièmement : la structure doit être économique, que ce soit du point de vue cout de construction ou de maintenance dans le temps (économie adéquate).

Pour satisfaire les exigences énoncent ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs approprié et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul le dimensionnement et le ferrailage des éléments secondaires et résistants d'un bâtiment composé d'un rez de chaussée plus cinq étages (R+5) situé à la wilaya Sétif, daïra Ain roman

Pour cela nous avons réparti notre travail comme suit :

Après une introduction générale, le présent travail est divisé en sept chapitres : Le premier chapitre de notre travail est consacré à la présentation complète de la structure, et définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser. Le second chapitre est consacré à pré dimensionnement des éléments structuraux. Le troisième chapitre pour l'objet du calcul des éléments secondaire. Le quatrième chapitre consiste à l'étude dynamique en zone sismique. Le cinquième chapitre est le ferrailage des éléments résistants. Le sixième chapitre pour l'étude de sol .Le septième chapitre consiste à l'étude de fondation et enfin, une conclusion générale.

RESUME :

Le travail présenté dans ce mémoire est conçu pour étudier un bâtiment à usage d'habitation et composée d'un rez de chaussée plus cinq étages sachant que la terrasse est inaccessible située à la wilaya de Sétif, commune AIN ROMAN, classée en zone (IIa). Selon le Règlement Parasismique Algérien 99 Version 2003 (RPA 99 V 2003).

Ce projet est réalisé par des poutres, des poteaux et des voiles en béton armé pour assurer la stabilité de l'ouvrage et sa résistance à toutes les charges horizontales et verticales, et que nous avons pré dimensionner selon les normes et les lois en vigueur par le Règlement Parasismique Algérien 99 Version 2003 et le Béton Armé aux Etats Limites 91 Version 99. En ce qui concerne l'étude dynamique, elle a été faite par le logiciel disant ROBOT 2018. Le ferrailage des éléments résistants (poteaux et poutres) a été calculée à l'aide du programme expert2010, bien que les voiles en béton armé et les éléments secondaires (tel que les escaliers) ont été calculés manuellement. Et finalement la fondation de l'ouvrage est composée d'une semelle filante et isolée calculées manuellement.

Chapitre I : présentation et description du projet

I.1 Introduction

Le terrain est situé sur le territoire de la wilaya de Sétif qui est classé en zone IIa, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003).

L'ouvrage projeté, à savoir ; Immeuble en R+5 à usage d'habitation, est classé d'après les règles parasismiques algériennes (RPA99) dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

I.2 Présentation de l'ouvrage

I.2.1 Caractéristiques géométriques :

Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment18.70 m
- Hauteur du rez-de-chaussée..... 3.40 m
- Hauteur de l'étage courant03,06 m
- Hauteur d'acrotère.....0,60 m

Dimensions en plan

- Longueur totale en plan (suivant Y-Y').....19.45 m
- Largueur totale en plan (suivant X-X').....31.80 m

I.2.2 Ossature et système constructif adopté :

L'ossature de notre structure est constituée par un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

Les planchers :

Vu la forme géométrique du projet nous avons opté deux types de planchers :

- Plancher à corps creux,
- Dalle pleine pour les balcons.

La maçonnerie :

La maçonnerie est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs : constitués d'un verre et d'une double paroi en briques (10cm et 15cm d'épaisseur, séparés par une lame d'air 5cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs : constitués par une seule paroi de briques 10cm d'épaisseur.

Revêtement

Le revêtement de notre structure se fait avec des plusieurs matériaux :

- Fait en céramiques recouvrant les murs dans les salles d'eau,
- Carrelage de 2cm pour les différents planchers et escaliers,
- Enduit de plâtre de 2cm pour les cloisons et plafonds,
- Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures.

Escalier

La structure contient un type d'escaliers, escalier droit composé de deux volées et un palier de repos

I.3 Caractéristiques géotechniques du sol :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA99 version 2003
- Le site est considéré comme site ferme S2
- Contrainte admissible du sol = 2.5 bars

Chapitre II : CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

II.1. Béton :

II.1.1. PRINCIPALES CARACTERISTIQUES ET AVANTAGES DU BETON :

Le béton est un matériau utilisé pour construire de nombreux types d'ouvrages dans les domaines du Bâtiment des travaux publics et de l'hydraulique, il est constitué par le mélange du ciment, de Granulats (sable et gravier) et d'eau, et dans certains cas d'adjuvants.

II.1.2. Résistance mécanique du béton :

Le béton présente une résistance à la compression assez élevée d'après le RPA99V2003 pour les éléments principaux le béton mis en œuvre doit avoir une résistance F_{c28} au moins égale à 20MPa et au plus égale à 45 MPa par contre sa résistance à la traction est faible et elle est de l'ordre de 1/10 de sa résistance à la compression

II.1.3 Résistance caractéristique :

A la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton F_{cj} à j jours d'Age est déterminée à partir des essais de compression axiale sur des éprouvettes normalisées.

On utilise la valeur à 28 jours

Pour des résistances $F_{c28} < 40\text{MPa}$

- $F_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} F_{c28}$ si $j < 60$ jrs
- $F_{cj} = 1.1 F_{c28}$ si $j > 60$ jrs

Pour des résistances $F_{c28} > 40\text{MPa}$

- $F_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} F_{c28}$ si $j < 28$ jrs
- $F_{cj} = F_{c28}$ si $j > 28$ jrs

A la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à <j> notée F_{tj} est définie par les relations :

- $F_{tj} = 0.6 + 0.06 F_{cj}$ Si $F_{c28} < 60 \text{ Mpa}$
- $F_{tj} = 0.275 F_{cj}^{2/3}$ Si $F_{c28} > 60 \text{ MPa}$

II.1.4. Contrainte et déformation :**Contrainte limites :**

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

- Diagramme parabole-rectangle : c'est un diagramme contraintes-déformation du béton qui peut être utilisé dans tous les cas

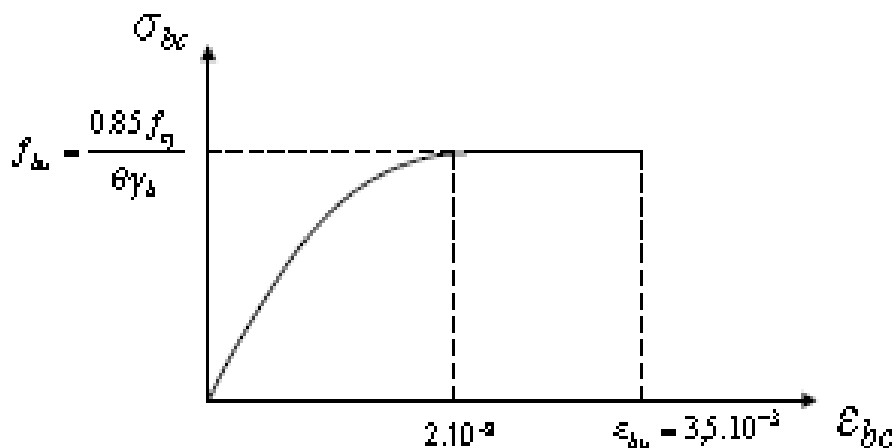


Figure II.1 : diagramme contraintes-déformation du béton

Avec :

F_{bc} : contrainte de calcul pour $2\% \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\%$

ϵ_{bc} : déformation du béton en compression

F_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à j

γ_b : coefficient de sécurité

. **γ_b** : 1.5 cas général

. **γ_b** : 1.15 cas accidentel

D' où la contrainte δ_{bc} est en fonction de son raccourcissement

$$0‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 2‰$$

$$\delta_{bc} = 0.25 F_{bc} \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{bc} \cdot (4 - 10^3 \varepsilon_{bc})$$

$$2‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5‰$$

$$\delta_{bc} = F_{bc}$$

- Diagramme rectangulaire : lorsque la section est partiellement comprimée on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié

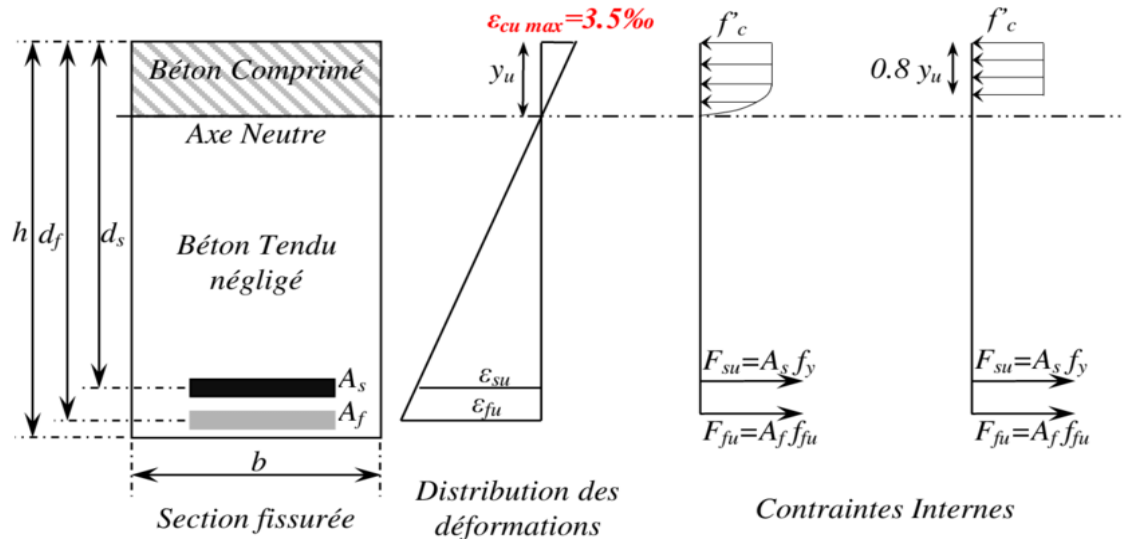


Figure II.2 : Diagramme Déformation Du Béton

D'où :

- θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :
 - $\theta = 1$ si la durée est $>24h$
 - $\theta = 0.9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h
 - $\theta = 0.85$ dans les autres cas
- Sur une distance de $0.2y$ compte à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle
- Sur la distance restante $0.8y$ la contrainte a pour valeur :
 - $0.85F_{cj}/\gamma b \cdot \theta$: pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées
 - $0.8F_{cj}/\gamma b \theta$: pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres

II.1.5. Contrainte admissible de cisaillement :

$$-\tau_u = \min (0.2F_{cj} / \gamma_b, 5\text{MPa})$$

$$-\tau_u : \min (0.15F_{cj} / \gamma_b, 4\text{MPa})$$

- La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime τ_u :

$$\tau_u = \frac{\tau_u}{b_0 * d} \text{ avec}$$

b_0 : largeur de la pièce

d : hauteur utile

II.1.6. MODULE DE DEFORMATION LONGITUDINAL DU BETON :

- **module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'Age de $\langle j \rangle$ jours le module de déformation longitudinal instantané du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{F_{cj}} \quad \text{avec : } E_{ij} \text{ et } F_{cj} \text{ en MPa}$$

- **module de de déformation différée :**

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'Age de $\langle j \rangle$ jours le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{F_{cj}} = E_{ij} / 3 \quad \text{avec : } E_{vj} \text{ et } F_{cj} \text{ en MPA}$$

- **Module de déformation transversale :**

Coefficient de poisson :

$$\vartheta = (\Delta d / d) / (\Delta l / l) \text{ avec : } (\Delta d / d) : \text{déformation relative transversale}$$

$$(\Delta l / l) : \text{déformation relative longitudinale}$$

D'après le BAEL91(A.2.1.3) il prit égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \vartheta = 0.2 \text{ pour ELS} \\ \vartheta = 0 \text{ pour ELU} \end{array} \right.$$

II.2. Les aciers :

l'acier présente une très bonne résistance a la traction et une bonne a la compression dans le cas d'élanement faibles .si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion .c'est un matériau très ductile ,qui atteint des déformation très importantes avant rupture

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

- acier naturels FeE215, FeE235
- acier a haute adhérence FeE400, FeE500
- treillis soudés de maille 200*200 mm² avec $\phi=5\text{mm}$

Le caractère mécanique servant de base à la justification est la limite d'élasticité.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale a $E_s=200000\text{ MPA}$

Diagramme contrainte-déformation : ELU

Dans les cas relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$\gamma_s=1.15$ cas générale

$\gamma_s=1.00$ cas des combinaisons accidentelles

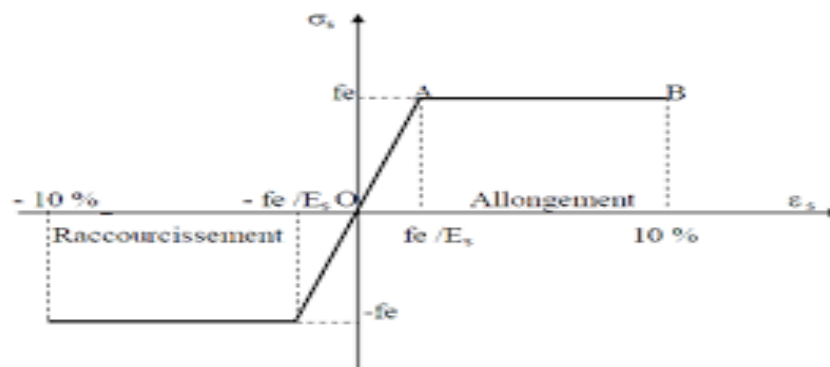


Figure II.3 : Contrainte limite de traction des armatures

- Fissuration p.p. $\delta_{st} \leq f_e$ pas de limitation
- F. P $\delta_{st} = \text{Min} (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta * F_{tj}})$
- F. T.P $\delta_{st} = \text{Min} (0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta * F_{tj}})$

η : coefficient de fissuration	1	pour des ronds lisses
	1.6	pour les hautes adhérences avec $\phi \geq 6\text{mm}$
	1.3	pour les hautes adhérences avec $\phi < 6\text{mm}$

II.3. NOTIONS D'ETAT LIMITE :

C'est un état qui satisfait strictement avec condition (stabilité, la résistance, déformation non nuisible) sous l'effet des actions (force, moments, couples) on distingue :

II.3.1. Les états limites ultime (ELU) :

Ils correspondent à la valeur maximale de la capacité portante, dont le dépassement esquivant a la ruine de la structure.

- **Etat limite d'équilibre statique** : qui concerne la stabilité de l'ouvrage (pas de renversement, pas de glissement)
- **Etat limite de résistance** : qui concerne la capacité portante qui des matériaux constatifs (non rupture par écrasement ou par allongement excessif)
- **Etat limite ultime de stabilité des formes (flambement)** : qui concerne les pièces élancées soumises à l'effort de compression axiale

II.3.2. Les états limites service(ELS) :

Ils concernent les conditions de bon fonctionnement d'utilisation et de durabilité des ouvrages

- **Etat limite de compression du béton**
- **Etat limite de déformation** : des déformations très importantes de l'ouvrage peuvent créer des désordres, fissuration, des cloisons ou de carrelage une dalle trop fléchie par exemple
- **Etat limite d'ouvrage des fissures** : (pour éviter la corrosion trop rapide)

ACTION PERMANENTES ET VARIABLES :

a- Les actions permanentes :

Elles sont notées G et ont une intensité constante au très peu variable dans le temps .elles comprennent :

- Le poids propre de la structure
- Les actions permanentes (poids des cloisons, revêtement du sol,.....)
- Les poussées des terres pour les murs de soutènement

b- les actions variables

Elles sont notées Q et ont une intensité qui varie de façon importante dans le temps, elles comprennent :

- **Les charges d'exploitation** : charge due aux poids des utilisateurs ou des matériels utilisés
- **Les charges climatiques** : charges dues au vent et à la neige
- **Les effets dus à la température** : efforts dus à la dilatation

c- action accidentelles :

Elles se produisent rarement et de façon instantanée **EX** : les séismes, les chocs de véhicules, ou de bateaux sur appui, des ponts, les explosions

II.3.2.1 COMBINAISON D'ACTION

- **cas des poteaux** : Dans le cas la plus courante combinaison d'action à considérer est : $1.35G+1.5Q$
- **cas des fondations, plancher et poutres** :

$$A \text{ L'ELU}=1.35G+1.5Q \quad / \quad A \text{ L'ELS}=G+Q$$

Combinaison d'action donnée par le RPA99/2003

- $G+Q\pm E$
- $0.8\cdot G\pm E$
- $G+Q+1.2E \rightarrow$ pour les poteaux dans les ossatures auto stables

II.4 Règlements et normes utilisés

Les règlements utilisés sont :

- RPA99 /version 2003.
- BAEL91/modifiées 99.
- CBA93.
- DTR B.C.2.2

CHAPITRE III : Pré dimensionnement des éléments

III.1.Introduction

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le « RPA99 version 2003 » [1], mettent au point ce qui est nécessaire pour pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

III.2 Pré dimensionnement du plancher

III.2.1 Plancher en corps creux

Lorsqu'on veut dimensionner le plancher en corps creux de la structure, on utilise les formules approchées suivantes

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad e \geq L/22,5$$

e : épaisseur de dalle de compression + corps creux.

L : la distance maximale de la poutre $L_{\max} = 4,65\text{m}$

$$18,6 \leq e \leq 23,25$$

$$e \geq 20,66$$

On prend : $e = 24 (20+4)$

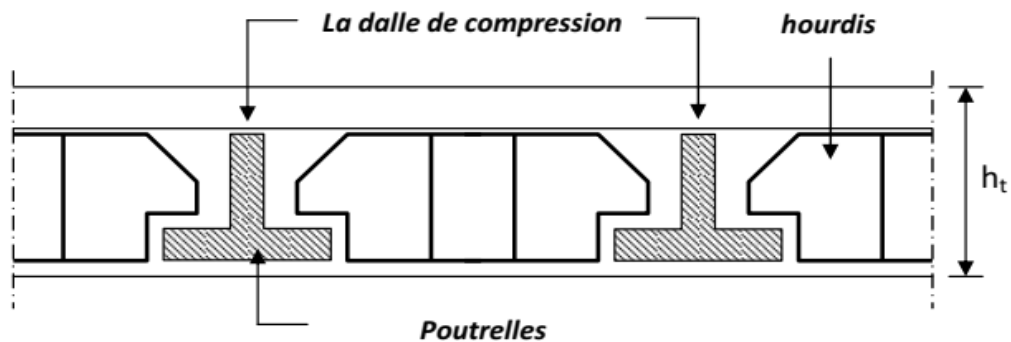


Figure III.1 : Plancher en corps creux.

III.2.2 Plancher en dalle pleine

Dans notre ouvrage, ce sont des dalles reposant sur deux côtés et ressemblant à des balcons

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{25}$$

Avec :

e : Epaisseur de la dalle pleine.

L : La distance maximale de la poutre $L_{\max} = 4,65\text{m}$

$$13.28 \text{ cm} < e < 18.6 \text{ cm}$$

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

III.3. Evaluation des charges

Cette étape consiste à évaluer et déterminer les charges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

III.3.1 Plancher terrasse**a. Charges permanentes**

N°	Désignations	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
01	Protection en gravier roulé	5	17	0,85
02	Etanchéité multicouches 36s	2	0,6	0,12
03	Isolation thermique en polystyrène	4	4	0,16
04	Forme de pente en béton	10	22	2,20
05	Plancher à corps creux (20+4)	-	-	3,20
06	Enduit en plâtre	2	10	0,2
07	Polyane	-	-	0,01
				G_T=6,74 KN/m

Tableau.III.1 : Charge permanents (plancher- terrasse)

b. Charge d'exploitation

Terrasse inaccessible Q=1.00 KN/m².

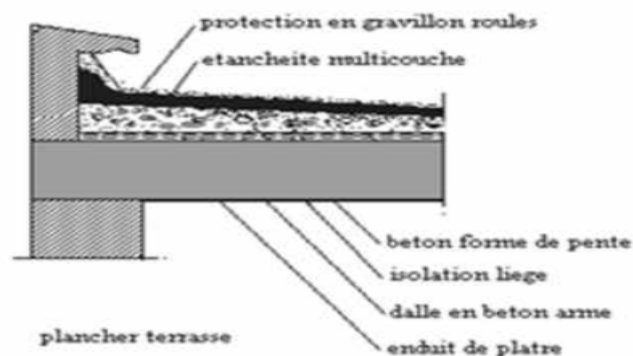


Figure III.2: Plancher terrasse inaccessible.

III.3.2 Plancher étage courant

a. Charges permanentes :

N°	Désignations	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
01	Carrelage	2	25	0,5
02	Mortier de pose 2	2	20	0,40
03	Plancher à corps creux (20+4)	/	/	3.20
04	Enduit en plâtre	2	10	0,20
05	Cloison de séparation	10	10	1.00
06	lit de sable	2	18	0.54
				G_T= 5.84 KN/m²

Tableau.III.2 : Charge permanentes Plancher étage courant

b. Charge d'exploitation

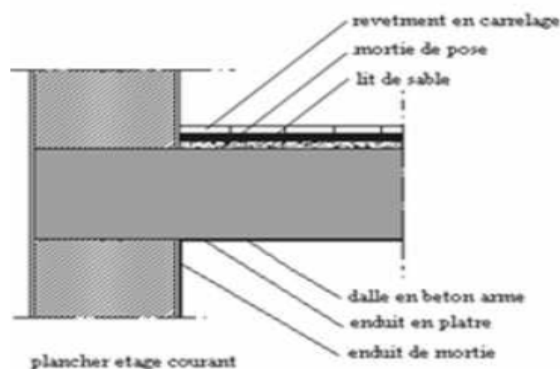
Usage habitation : 1.5 KN/m²

Figure III.3 : Plancher étage courant

III.3.3 Plancher en dalle pleine

a. Charges permanentes :

N°	Désignations	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
01	Carrelage	2	25	0,5
02	Mortier de pose 2	2	20	0,40
03	Plancher en dalle pleine	20	25	5.00
04	Enduit en plâtre	2	10	0,20
05	lit de sable	2	18	0.54
				G = 6.64 KN/m²

Tableau II.3: Charge permanents (dalle pleine)

b. Charge d'exploitation

Pour les balcons (Q=3.5KN/m²)

III.4 Pré dimensionnement des poutres

III.4.1 Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

$$\frac{L_{max}}{15} < h < \frac{L_{max}}{10}$$

L_{max} : portées maximale entre nus d'appuis

$$L_{max} = 505 - 40 \Rightarrow L_{max} = 465 \Rightarrow 31 < h < 46,5$$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 16 \leq b \leq 28$$

On prend : **h = 40 cm**On prend : **b = 25 cm**Donc la poutre principale a la section : (25 x 40) cm².

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1.6 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

III.4.2 Les poutres secondaires

$$L_{max} = 495 - 30 \Rightarrow L_{max} = 465 \Rightarrow 31 < h < 46,5$$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 16 \leq b \leq 28$$

On prend : **h = 35 cm**On prend : **b = 25 cm**Donc la poutre secondaire a la section : (25 x 35) cm².

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1.4 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

III.5. Les poteaux

Les poteaux sont Pré dimensionnés en compression simple, en choisissant le poteau le plus sollicités de la structure ; c'est-à-dire un poteau central. On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation

La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par le [RPA99] (Article : 7.4.1).

Les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(a, b) \geq 25\text{cm}$ pour la zone I et II
- $\text{Min}(a, b) \geq h_e / 20$
- $1/4 < a / b < 4$

Avec (a, b) : dimension de la section.

h_e : hauteur d'étage.

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 : l'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha ((Br \cdot f_{c28} / 0,9 \gamma_b) + (A \cdot f_e / \gamma_s)).$$

Et d'après les règles BAEL91, elles préconisent de prendre la section réduite Br :

$$Br \geq \beta N_u / ((f_{bc} / 0,9) + 0,85(f_e / \gamma_s) (A / Br))$$

Tel:

Br : Section réduite du poteau (en cm^2).

A : Section d'aciers comprimés prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : Résistance à la compression du béton = 25MPa.

f_{bc} : $0,85(f_{c28} / \gamma_b) = 14,16$ MPa.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400MPa.

γ_b : 1,5

γ_s : 1,15

β : Coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs : $\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2$

On se fixe un élançement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1,2$

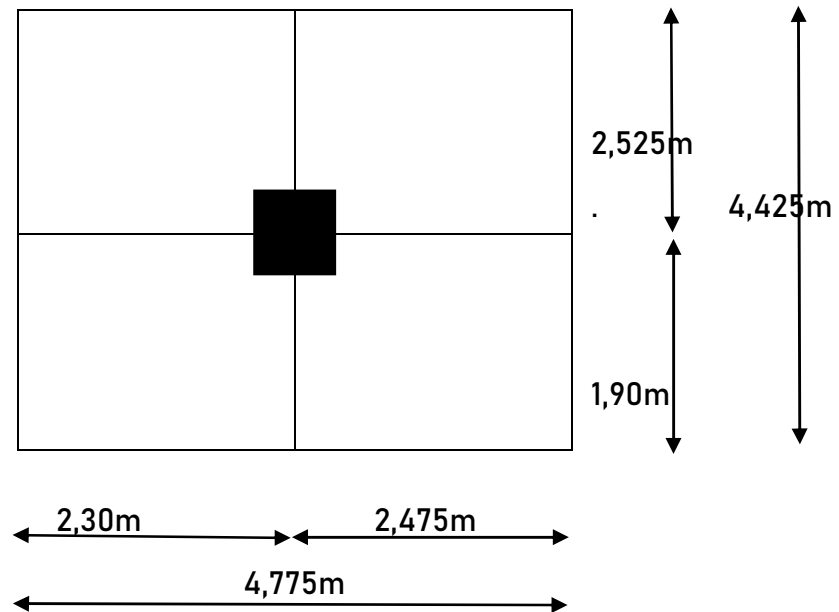


Figure III.4 : Poteaux le plus solliciter

Charges et surcharges revenants au poteau :

S = la surface offerte au poteau.

$$S = (2,3 + 2,475) \times (2,525 + 1,9) = 21,129 \text{ m}^2$$

Calcul les charge et les surcharges revenant au poteau central :

❖ **Plancher terrasse :**

$$\text{Plancher} : 6,74 \times 18,01 = 121,387 \text{ KN}$$

$$\text{Poutre} [(0,25 \times 0,4) \times 4,025 + 4,475(0,25 \times 0,35)] \times 25 = 17,89 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharges} : 1 \times 21,129 = 21,129 \text{ KN}$$

$$G = 139,277 \text{ KN}, Q = 21,129 \text{ KN}$$

❖ **Planchers étages courants :**

$$\text{Plancher} : 5,84 \times 18,01 = 105,178 \text{ KN}$$

$$\text{Poutre} : 17,89 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau} : [(0,3 \times 0,4) \times 3,06] \times 25 = 9,18 \text{ KN}$$

$$\text{Mur intérieure} : 1,54 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Surcharges} : 1,50 \times 21,129 = 31,693 \text{ KN}$$

$$G = 133,788 \text{ KN}, Q = 31,693 \text{ KN}$$

❖ Planchers RDC:

Plancher : $5,84 \times 21,129 = 105,178 \text{KN}$ Poutre : $17,89 \text{KN}$ Poteau : $10,2 \text{KN}$ Mur intérieure : $1,54 \text{ KN/m}^2$ Surcharges : $1,50 \times 21,129 = 31,693 \text{ KN}$ $G = 134,808 \text{ KN}$, $Q = 31,693 \text{ KN}$ $Nu = 1,35G + 1,5 Q$ $Br = (a-2) \times (b-2) = 106400 \text{ mm}^2$ $Br (\text{mm}) \geq 64,167 Nu(N)$

niveau	G	NG	Q	NQ	Nu
5	139,27	139,27	21,129	21,129	219,708
4	129.198	268.4	31,69	52,819	441.56
3	129.198	397.6	31,69	84,509	663.52
2	131.298	528.9	31,69	116,199	935.84
1	131.298	660.26	31,69	147,889	1113.17
RDC	134.808	795.07	31,69	179,579	1342.7

 $106400 \geq 8593.28$ Donc le poteau a la section : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ **III.6 pré dimensionnement des escaliers**

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place. Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marches (h), on utilise la formule de BLONDEL

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$$

h : varié de 14 cm à 20 cm.

g : varié de 25 cm à 32 cm

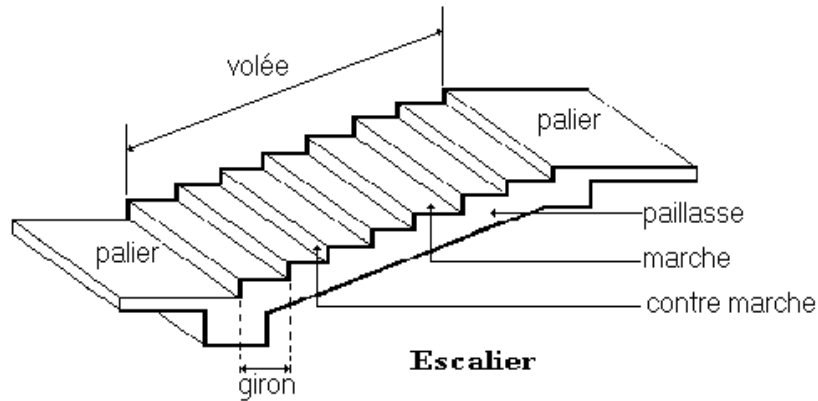


Figure III.5 : Schéma D'escalier

- La hauteur est égale à 1,56 m
- La longueur est égale à 4,74 m
- L'inclinaison de la volée : $\text{tga} = 2,75/3,16 = 0.87$
 $\Rightarrow \alpha = 29,51^\circ$
- nombre de contre marche $n = 1,56/0,17 = 9$
- la hauteur des marches $h = 17 \text{ cm}$ et $g = 30\text{cm}$

En vérifiant la condition de BLONDEL on aura :

$$0,59 \text{ m} \leq g + 2h \leq 0,66 \text{ m}$$

$$0,59 \text{ m} \leq 0,3 + 2(0,17) \leq 0,66 \text{ m}$$

$$0,59 \text{ m} \leq 0,64 \leq 0,66 \text{ m} \dots\dots\dots \text{CV}$$

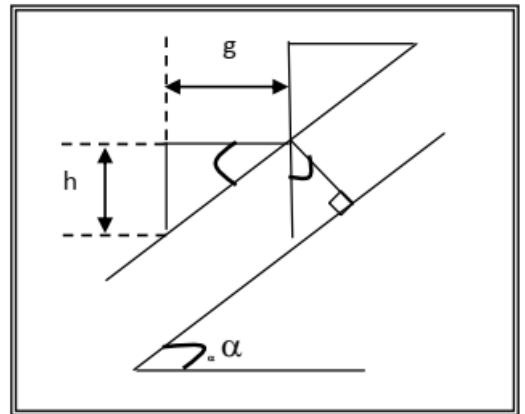


Schéma statique de l'escalier

Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

La paillasse est une dalle pleine inclinée, son épaisseur doit être comprise dans la fourchette suivante :

$$l^2 = (275)^2 + (156)^2 = 316\text{CM}$$

$$L = 316 + 73 + 126 = 515\text{CM}$$

$$L / 30 \leq eP \leq L / 20 \Rightarrow 515/30 \leq eP \leq 515/20 \quad \Rightarrow 17,16 \leq eP \leq 25,75$$

On prend $e_p = 20 \text{ cm}$.

Palier :

Matière	Épaisseur (m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G (KN/m ²)
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier De Pose	0,03	20	0,6
3-Dalle Plein	0,229	25	5,74
4-Enduit En Ciment	0,02	18	0,36
			G = 7,22

<p>Q = 2,50 KN/m²</p>

Volée :

Matière	Épaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	0,02	22	0,69
2-Mortier De Pose	0,03	20	0,40
3-Poids Propre De La Marche	17/2	22	1,87
4-Poids Propre De Paillasse	20/cosa	25	5,74
5-Enduit En Ciment	0,02	18	0.36
6-G Corps Métallique	/	/	0,10
			G = 9,68 KN/m ²
			Q = 2.50 KN/m ²

III.7. Pré dimensionnement de l'acrotère

C'est un élément en béton armé (consol), encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture.

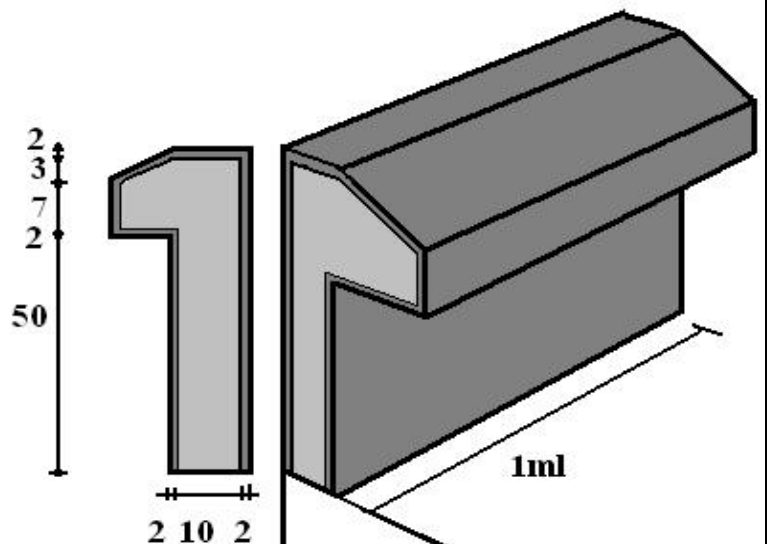
$$S = ((0.1/0.030) / (2)) + (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) = 0,0685 \text{m}^2$$

$$P \text{ propre} = (0.0685 \times 25) = 1,7125 \text{KN/ml}$$

Enduit en ciment: ep=2cm
 Poids de l'enduit=0.02x20x0.60x1 =0,24KN/ml.

Charge permanente :
G total = 1,7125 + 0,24=1,95 KN/m²

Charge d'exploitation : **Q = 1 KN/m²**



III.8 Pré dimensionnement des voiles

Le Redimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article

7.7.1 des RPA99/Version2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement. D'après l'article 7.7.1 des RPA 99/Version2003, sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition : $L \geq 4 e$ avec :

L : longueur du voile

e : épaisseur du voile

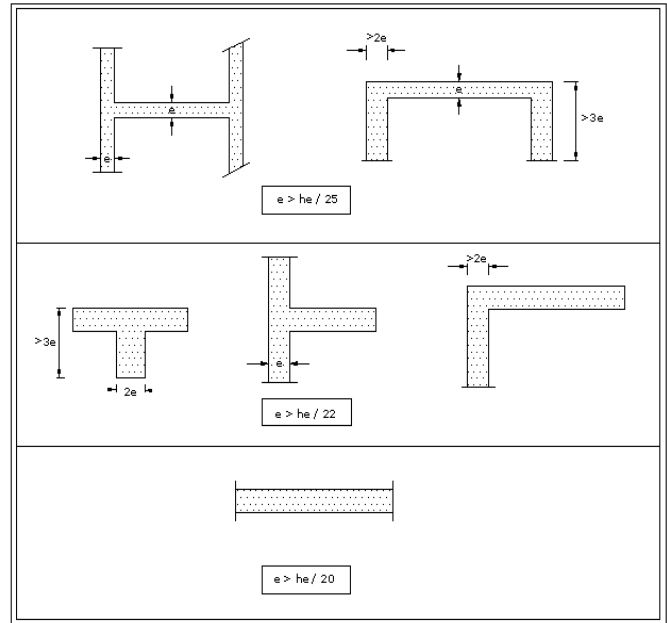
L'épaisseur minimale du voile est de 15 cm.

De plus l'épaisseur doit être déterminée

En fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités selon les formules suivantes :

$$e \geq \text{Max} (h_e / 25 ; h_e / 22 ; h_e / 20)$$

$$e \geq \text{Max} (13,6 ; 15,45 ; 17) \rightarrow e = 18\text{cm}$$



CHAPITRE IV : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV.1 Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéressera uniquement à l'étude des éléments non structuraux (Différents planchers, escalier, acrotère et balcons). Cette étude se fait en suivant le Cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant la réglementation en vigueur.

IV.2 Etude du plancher :

IV.2.1 Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux qui s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs, ...). Ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement.

IV.2.2 Dimensionnement du plancher :

Ce type de plancher est constitué par des poutrelles et par des éléments de remplissage (corps creux), avec une dalle de compression. Pour notre projet, nous avons un seul type de planchers à corps creux par de hauteur 24cm,

Dont :

- Dalle de compression de hauteur 4cm
- Corps creux (entrevous) de hauteur 20cm

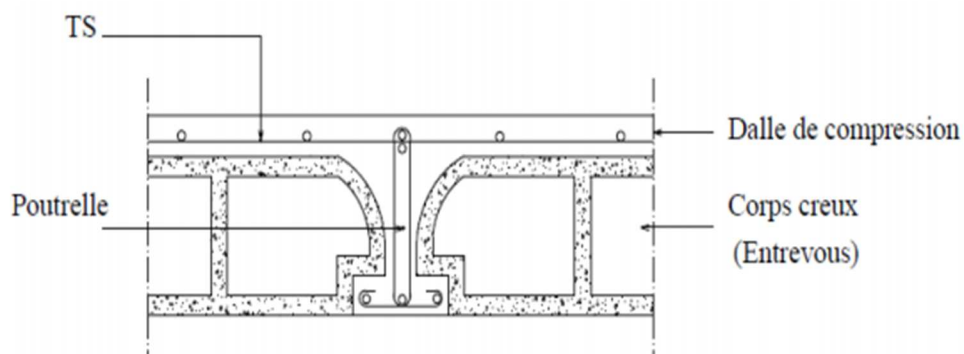


FIGURE IV.1 Coupe Transversale D'une Plancher A Corps Creux

IV.2.3 Dimensionnement des poutrelles :

Selon le BAEL.91 les poutrelles avec la dalle de compression travaillent comme une section en T.

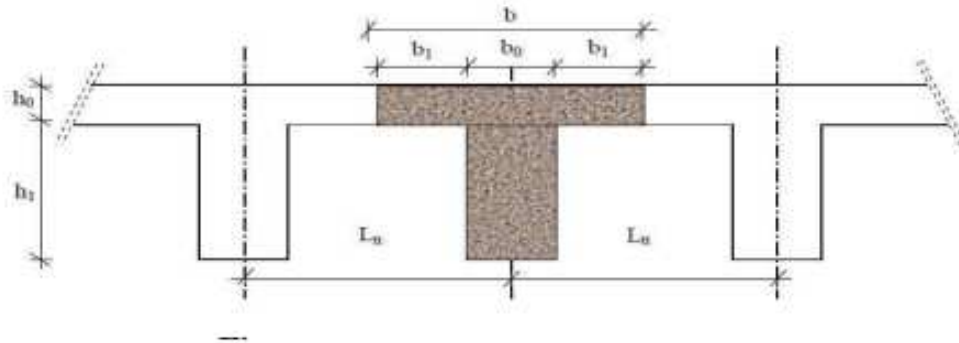


FIGURE IV.2 : Dimensions des poutrelles

$$b_1 = \min \left(\frac{L_n}{2}, \frac{L}{10} \right) \Rightarrow b_1 = \min \left(\frac{55}{2}, \frac{465}{10} \right) \quad \text{on prend} \quad b_1 = 27,5 \text{ cm}$$

Avec : L_n : largeur entre axe des nervures

L : Longueur de portée max

$$0,3 h_t \leq b_0 \leq 0,5 h_t \Rightarrow 7,2 \leq b_0 \leq 12 \quad \text{On prend : } b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$b = 2 b_1 + b_0 \rightarrow \text{Donc : } b = 65 \text{ cm}$$

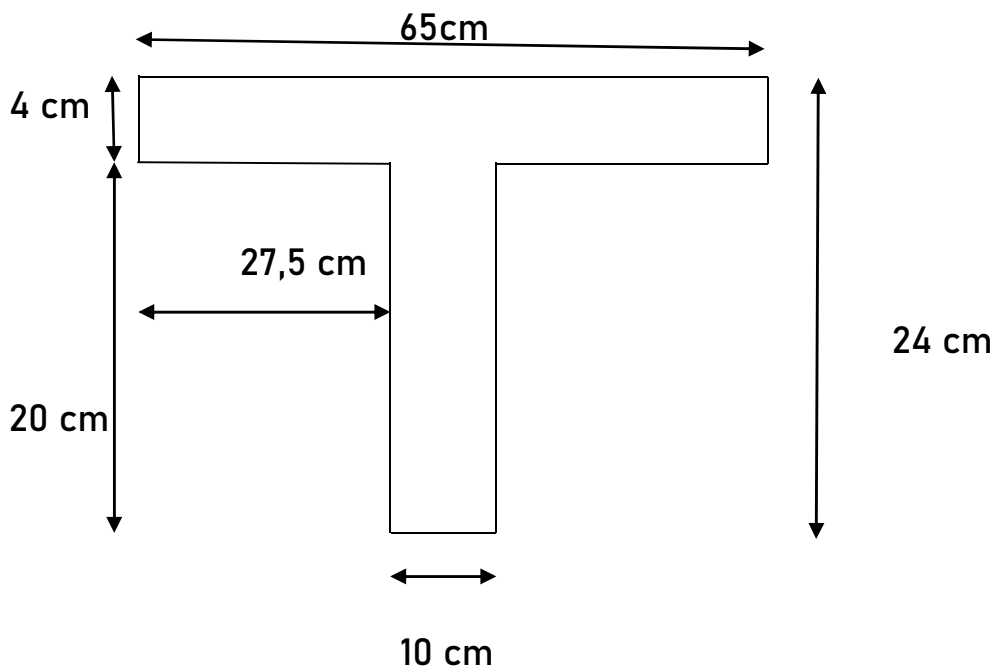


FIGURE IV.3 : Schéma Du Poutrelle

IV.2.4 Etude des poutrelles :

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

- planches terrasse $G = 6,74 \text{ KN / m}^2$ $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- étage courant $G = 5,84 \text{ KN / m}^2$ $Q = 1,5 \text{ KN / m}^2$

Combinaison fondamentales :

- Plancher terrasse :

$$\begin{aligned} \text{ELU : } q_u &= (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 \\ q_u &= 6,88 \text{ KN/ ml} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ELS : } q_s &= (G + Q) \times 0,65 \\ q_s &= 5,031 \text{ KN / ml} \end{aligned}$$

-Etage Courant :

$$\begin{aligned} \text{ELU : } q_u &= (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 \\ q_u &= 6,587 \text{ KN / ml} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ELS : } q_s &= (G + Q) \times 0,65 \\ q_s &= 4,771 \text{ KN/ ml} \end{aligned}$$

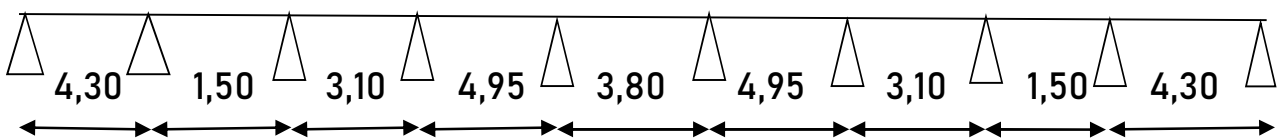


FIGURE IV.4 : Schéma statique de la poutrelle Utilisée.

IV.2.5 Détermination des sollicitations des poutrelles :

D'après le B.A.E.L 91 pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments

Condition d'application de la méthode forfaitaire :

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées:

- Plancher a surcharges modérées ($Q \leq \text{Max}(2G, 5\text{kn/m}^2)$)
- Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées.
- Le rapport entre deux travées successives est compris entre :

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

- Fissuration peu préjudiciable.

Vérification des conditions d'applications de la méthode forfaitaire:

- $Q=1 \text{ KN/m}^2 \leq \text{Max}(2 \times 6,74=13,48\text{KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{CV}$
- Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées. $\Rightarrow \text{CV}$
- Le rapport entre deux travées successives est compris entre :
 $0,8 \leq 4,95/3,80 \leq 1,25 \Rightarrow \text{CNV}$
- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable. $\Rightarrow \text{cv}$

Conclusion :

La 3^{ème} condition ne pas vérifier donc On appliqué la méthode de Caquot

Principe de la méthode Caquot :

- Calcul des moments :
 - En appuis :

$$M_a = - \frac{q_w \times L'_w{}^3 + q_e \times L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)}$$

Avec : $L' = 0,8 L$: Pour une travée intermédiaire
 $L' = L$: Pour une travée de rive.

- En travées :

$$X_0 = - \frac{V_w}{q}$$

$$M_t = M_w - V_w X_0 - \frac{q X_0^2}{2}$$

- Evaluation des efforts tranchants :

$$V_w = \frac{Mw - Me}{L} - \frac{qL}{2}$$

$$V_e = V_w + qL$$

Application de la méthode Caquot :

1-Moment en appuis :

$$M_0 = -\frac{6,88 \times 0^3 + 6,88 \times 4,3^3}{8,5(0+4,3)} = -14,96 \text{ KN.m}$$

	M ₀ (KN.m)	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₇	M ₈	M ₉
ELU	-14,96	-11,95	-3,73	-9,72	-6,064	-6,064	-9,72	-3,73	-11,95	-14,96
ELS	-10,94	-8,74	-2,73	-7,10	-4,43	-4,43	-7,10	-2,73	-8,74	-10,94
L'w(m)	0	4,3	1,2	2,48	3,96	3,04	3,96	2,48	1,2	4,3
L'e(m)	4,3	1,2	2,48	3,96	3,04	3,96	2,48	1,2	4,3	0

Tableau V.1 : résultats de calculs des moments en appuis à l'ELU et l'ELS.

2- Moment en travées :

✓ ELU : Travée 1 :

$$V_w = \frac{14,96 - 11,95}{4,3} - \frac{6,88 \times 4,3}{2} = -14,092 \text{ KN}$$

$$V_e = -14,092 + 6,88 \times 4,3 = 15,492 \text{ KN}$$

$$X_0 = \frac{14,092}{6,88} = 2,048 \text{ m}$$

$$M_1 = 14,96 + 14,092 \times 2,048 - \frac{6,88 \times 2,048^2}{2}$$

$$M_1 = 36,775 \text{ KN.m}$$

travées	Mt (KN.m)	X0(m)	efforts tranchants(KN)	
	ELU		V _w	V _e
1	36,775	2,048	-14,092	15,492
2	12,12	-0,046	0,32	10,64
3	20,485	1,830	-12,596	8,73
4	40,133	2,367	-16,289	17,767
5	24,364	1,9	-13,072	13,072
6	43,053	2,582	-17,766	16,29
7	16,436	1,269	-8,733	12,595
8	14,860	1,546	-10,637	-0,317
9	39,079	2,251	-15,492	14,092

Tableau V.2 : résultats de calculs des moments en appuis à l'ELU.

✓ **ELS :**

travées	Mt (KN.m)	X0(m)	efforts tranchants(KN)	
	ELS		V _w	V _e
1	26,892	2,048	-10,305	11,328
2	8,866	-0,046	0,23	7,776
3	14,975	1,083	-9,207	6,389
4	29,341	2,367	-11,912	12,991
5	17,803	1,899	-9,558	9,559
6	31,480	2,582	-12,992	11,911
7	12,010	1,269	-6,385	9,211
8	10,867	1,546	-7,779	-0,232
9	28,568	2,25	-11,328	10,305

Tableau V.3 : résultats de calculs des moments en travées à l'ELS

IV.2.6 : Ferrailage des poutrelles:

- **L'ELU :**

En travée : M_{max} = M_t = 43,053 KN.m

En appuis : M_a = 14,96 KN.m

f_e = 400 MPa ; f_{c28} = 25MPa ; f_{bc} = f_{bu} = 14,17MPa ; d = 0,9 h = 21,6 cm ; b = 65cm

f_{su} = 348MPa

- **En appui:**

✓ **Le moment de la table:**

$$M_{TP} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \rightarrow M_{TP} = 0,65 \times 0,04 \times 10^3 \left(0,216 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_{TP} = 72,21 \text{ KN.m} \quad \text{donc} \quad M_{TP} > M_t$$

D' où l'axe neutre tombe dans la table de compression, donc on calcul la section comme une section rectangulaire (0.65x0.24) m²

$$\mu_{bu} = M_{tmax} / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} \rightarrow \mu_{bu} = 43,053 \times 10^{-3} / 0,65 \times (0,216)^2 \times 14,17$$

$$\mu_{bu} = 0,1001 < \mu = 0,186 \quad \text{Donc} \quad (A_s' = 0).$$

$$\alpha = 1.25(1 - (1 - 2 \mu_{bu})^{1/2}) \Rightarrow \alpha = 0,132$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 20,45 \text{ cm}$$

$$A_s = M_{tmax} / Z \cdot f_{su} \quad \Rightarrow \quad A_s = 5,049 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0,23 \times 65 \times 21,6 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{min} = 1,69 \text{ cm}^2 < A_s = 5,049 \text{ cm}^2$$

Donc $A = 5,049 \text{ cm}^2$ on adopte **5T12 = 5.62 cm²**

• **En travée** $M_a = 14,96 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = M_a / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} \Rightarrow \mu_{bu} = 14,96 \times 10^{-3} / 0,1 \times (0,216)^2 \times 14,17$$

$$\mu_{bu} = 0,226$$

$$\alpha = 1.25(1 - (1 - 2 \mu_{bu})^{1/2}) \Rightarrow \alpha = 0,324$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 18,80 \text{ cm}$$

$$A_u = M_a / Z \cdot f_{su} \Rightarrow A_s = 2,28 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0,23 \times 10 \times 21,6 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{min} = 0,28 \text{ cm}^2 < A = 2,28 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } \mathbf{3T12 = 3,39 \text{ cm}^2}$$

✓ **Vérifications à ELU :**

Vérification au cisaillement :

$$V_{u_{max}} = 17,76 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{17,76 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,216} = 0,882 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min(0,2 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} < \tau \dots\dots \text{ CV} \quad (\text{Pas de risque de rupture par cisaillement})$$

✓ **Ferraillage transversal :**

❖ **Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donnée par :**

$$\Phi_t \leq \min(h / 35, b_0 / 10, \Phi_L)$$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 14 \text{ mm}$)

$$\Phi_t \leq \min(240 / 35, 100 / 10, 14) = 6,85 \text{ mm} \quad \text{On adopte: } \mathbf{A_t = 2 \Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2}$$

❖ **Espacement St :**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions Suivantes:

- $St \leq \min (0.9d, 40\text{cm})$
- $St \leq \frac{At \times 0,9 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 \times \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj} \times K)}$
- Fissuration peu préjudiciable $K=1$
- Pas de reprise de bétonnage $\alpha = 90^\circ$ (Armatures droites.)
- $St \leq 19,44\text{cm}$
- $St \leq \frac{0,57 \times 0,9 \times 400 (\sin 90 + \cos 90)}{10 \times 1,15 \times (0,822 - 0,3 \times 2,1)} = 92,93 \text{ cm}$
- $St \leq \frac{At \times f_e}{b_0 \times 0,4} = \frac{400 \times 0,57}{10 \times 0,4} = 57\text{cm}$

$$St \leq \min (St_1, St_2, St_3) = 19,44\text{cm} \rightarrow St = 15\text{cm}$$

Vérifications à ELS :• **En travée :**

$$M_{\max} = M_t = 31,480 \text{ KN.m}$$

a) **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que : $\delta_{bc} \leq \zeta_{bc}$ BAEL91 (Art E.III.1)

$$\zeta_{bc} = 0,6 f_{cj} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} ; \quad \delta_{bc} = \frac{M_{tser}}{I} y$$

Position de l'axe neutre: y

$$by^2/2 + 15 As'(y-c') - 15 As(d-y) = 0 \quad n = \frac{E_b}{E_s} = 15$$

$$\mu < \mu_{lu} = 0,186 \quad \Rightarrow \quad (As' = 0)$$

$$by^2/2 - 15 As(d-y) = 0 \rightarrow 32.5y^2 + 106,5y - 2300,4 = 0$$

les solutions ; $y_1 = 6,932 \text{ cm}$, et $y_2 = -10,20\text{cm}$

$$\text{Donc } y = y_1 = 6,932 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{2} + 15A_s(d-y)^2 = \frac{65 \times (6,932)^3}{3} + 15 \times 7,10 \times (21,6 - 6,932)^2$$

$$I = 30130,682 \text{ cm}^4$$

$$\delta_{bc} = \frac{31,480 \times 10^6}{30130,682 \times 10^4} \times 6,932 \times 10 = 7,032 \text{ MPa} \leq \bar{\gamma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

B) Etat Limite Des Ouvertures De Fissure :

On doit vérifier que : $\delta_s \leq \bar{\gamma}_s$ BAEL91 (Art E.III.1)

$$\delta_s = \frac{15 M_{\text{tser}}(d-y)}{I} = \frac{15 \times 31,480 \times 10^6}{30130,682 \times 10^4} (21,6 - 6,932) = 229,872 \text{ MPa}$$

$$f_{pp} \Rightarrow \bar{\gamma}_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\delta_s = 229,872 \text{ MPa} \leq \bar{\gamma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

- **En appuis :**

$$M_{\text{max}} = 10,94 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0,226 > \mu_{lu} = 0,186$$

$$\alpha_{\text{lim}} = \frac{3,5}{3,5 + \epsilon \epsilon \times 1000} ; \epsilon \epsilon = \frac{f_e}{\gamma_s \times E} = 1,739 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_{\text{lim}} = 0,669$$

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) = 0,391 > \mu_{lu} = 0,186$$

$$M_l = \mu_l b_0 d^2 f_{bu}$$

$$M_l = 0,391 \times 0,1 \times 0,261^2 \times 14,17 \times 10^3 = 25,84 \text{ KN.m}$$

$$M_u \leq M_l \Rightarrow A' = 0$$

a) Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que : $\delta_{bc} \leq \bar{\gamma}_{bc}$ BAEL91 (Art E.III.1)

$$\bar{\gamma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ;$$

Position de l'axe neutre : y

$$by^2/2 - 15 A_s(d-y) = 0 \rightarrow 5y^2 + 46,2y - 997,92 = 0$$

les solutions ; $y_1 = -19,48\text{cm}$ et $y_2 = 10,24\text{ cm}$

Donc $y = y_2 = 10,24\text{cm}$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{2} + 15As (d - y)^2 = \frac{10 \times (10,24)^3}{3} + 15 \times 3,08 \times (21,6 - 10,24)^2$$

$$I = 9541,23\text{cm}^4$$

$$\delta_{bc} = \frac{10,94 \times 10^6}{9541,23 \times 10^4} \times 10,24 \times 10 = 11,74\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa} \quad \text{CV}$$

B) Etat Limite Des Ouvertures De Fissure :

On doit vérifier que : $\delta_s \leq \bar{\sigma}_s$ BAEL91 (Art E.III.1)

$$\delta_s = \frac{15 M_{tser} (d - y)}{I} = \frac{15 \times 10,94 \times 10^6}{9541,23 \times 10^4} (216 - 109,4) = 183,34\text{MPa}$$

$$f_{pp} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = 348\text{MPa}$$

$$\delta_s = 183,34\text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348\text{MPa} \quad \text{CV}$$

Calcul de la flèche :

La vérification de la flèche se fait à E.L.S

1-Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire [BAEL 91r99 / B.6.5, 2] :

$$a) \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{24}{495} = 0,048 < 0,06 \rightarrow \text{condition non vérifier.}$$

$$b) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{tser}}{M_{0ser}} \Rightarrow 0,048 \leq \frac{1}{10} \times \frac{31,480}{15,40} = 0,20 \rightarrow \text{condition non vérifier.}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{7,10}{10 \times 21,6} = 0,032 \geq 0,010 \rightarrow \text{condition non vérifier.}$$

Avec :

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

Mt: Moment en travée

M0: Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm}$$

La flèche admissible pour une poutre supérieur à 4,95m est de :

$$f_{adm} = \frac{L}{500}$$

j : Correspond aux charges permanentes sans revêtements.

g : Correspond aux charges permanentes avec revêtements.

p : Correspond aux charges totales (G+Q)

f_{gv} et **f_{gi}** : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ij} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

2- Calcul de chargement :

$$j = 3,2 \text{ KN/m}^2$$

$$g = 6,74 \text{ KN/m}^2$$

$$P = (G+Q) = 7,74 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Avec } b = 0,65 \text{ m}$$

$$q_{jser} = 0,65 \times 3,2 = 2,08 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{gser} = 0,65 \times 6,74 = 4,38 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{pser} = 0,65 \times 7,74 = 5,03 \text{ KN/m}^2$$

3- Calcul des moments correspondant :

$$M_{jser} = 0,75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 4,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0,75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 10,06 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0,75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 11,55 \text{ KN.m}$$

4- Calcul De Position De Centre De Gravite :

$$Y = \frac{15 A_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b d}{7,5 A_s}} - 1 \right) \Rightarrow y = \frac{15 \times 7,10}{65} \left(\sqrt{1 + \frac{65 \times 21,6}{7,10 \times 7,5}} - 1 \right) \quad Y = 6,93 \text{ cm}$$

5- Calcul de moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b h^3}{12} + 15 AS \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = 74880 \text{ cm}^4$$

6- Calcul des contraintes correspondant :

$$\delta_j = \frac{15 M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 4,77 \times 10^6}{74880 \times 10^4} (216 - 69,3) = 14,01 \text{ MPa}$$

$$\delta_g = \frac{15 M_g}{I} (d - y) = 29,56 \text{ MPa}$$

$$\delta_p = \frac{15 M_p}{I} (d - y) = 33,94 \text{ MPa}$$

7- Calcul de pourcentage des armatures :

$$\rho = \frac{AS}{d b} = 5,05 \times 10^{-3}$$

8- Calcul des coefficients correspondant :

$$\mu_j = 1 - \left(\frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \delta_j + f_{t28}} \right) = 1 - \left(\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 5,05 \times 10^{-3} \times 14,01 + 2,1} \right) = -0,54$$

$$\mu_g = 1 - \left(\frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \delta_g + f_{t28}} \right) = -0,36$$

$$\mu_p = 1 - \left(\frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \delta_p + f_{t28}} \right) = -0,31$$

9- Calcul du moment d'inertie :

$$I_{fij} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_j}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 8,44$$

$$\lambda_v = 0,4 \quad \lambda_i = 3,37$$

$$I_{fij} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = 14820,78 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} = 20396,19 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = 22776,24 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvig} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} = 37216,69 \text{ cm}^4$$

10- Calcul de module de déformation longitudinale du béton :

$$\text{Instantané : } E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{t28}} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$\text{Différée : } E_v = 3700(f_t 28)^{\frac{1}{3}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

11- Calcul la flèche :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} l^2}{10 E_i I_{fji}} = 2,45 \text{ mm}$$

$$f_{ig} = \frac{M_{gser} l^2}{10 E_i I_{fig}} = 3,75 \text{ mm}$$

$$f_{ip} = \frac{M_{pser} l^2}{10 E_i I_{fip}} = 3,86 \text{ mm}$$

$$f_{vg} = \frac{M_{gser} l^2}{10 E_i I_{fvg}} = 6,12 \text{ mm}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f = 3,78 \text{ mm} = 0,378 \text{ cm} < f_{adm} = 0,99 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$$

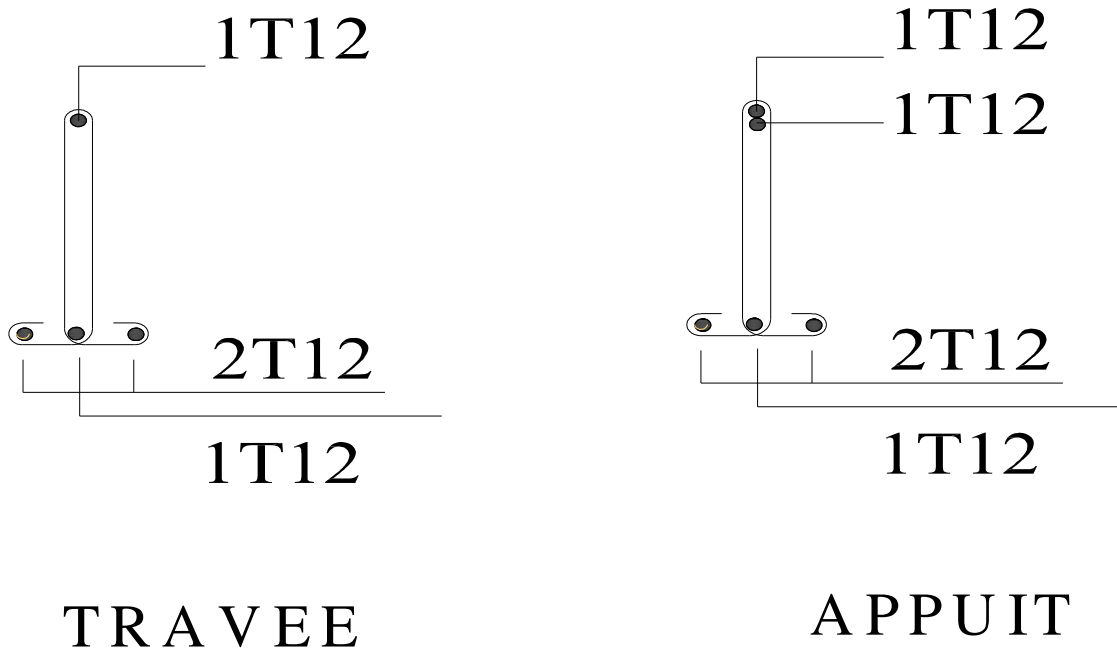


FIGURE IV.5 : Schéma De Ferrailage Des Poutrelles.

IV.2.7 Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression sera ferrillé les deux sens afin D'éviter les fissurations, le ferrailage est en treille soudée (BEAL 91 B.6.8.4)

Les conditions suivantes doivent être respectées :

-les dimensions des mailles sont normalisées (ART.B68.BAEL91) comme suit :

20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit :

A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures.

(A en : cm^2 pour mètre de nervures).

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$50 \leq L1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A1 = 4 \frac{L1}{f_e} \quad L1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow \frac{200}{f_e}$$

Avec :

L1 : distance entre l'axe des poutrelles (L1=65 cm).

A1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A2 : diamètre parallèle aux poutrelles Φ

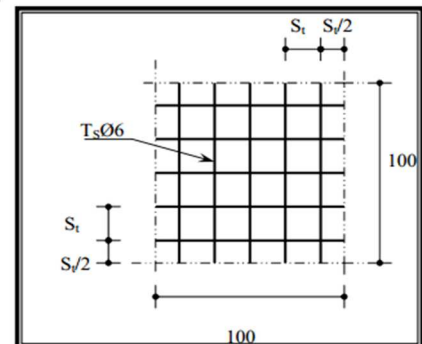
$f_e = 400 \text{ MPa}$

$$A1 = 4 \frac{65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5\text{HA6 } A1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A2 = A1/2 = 0,32 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5\text{HA6 } A1 = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ et}$$

St = 20 cm. On a : L1=65cm



IV.3 Etude d'escalier :

IV.3.1 Introduction :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, notre cas elles sont réalisées en Béton coulé sur place.

IV.3.2 Evaluation des sollicitations :

- **Combinaison des charges :**

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5 Q \times 1m$

- **Charge équivalente :**

$$Q_{eq} = \frac{\sum q_i l_i}{\sum l_i}$$

ELU : $Q_{eq} = 15,42 \text{ KN /ml}$

ELS : $Q_{eq} = 11,14 \text{ KN/ml}$

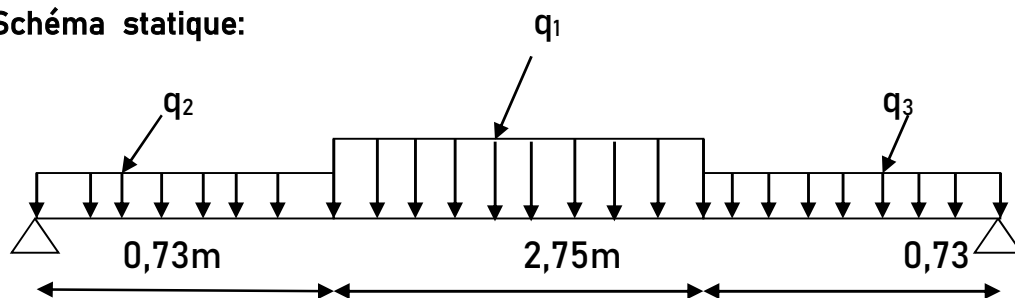
- **Les sollicitations :**

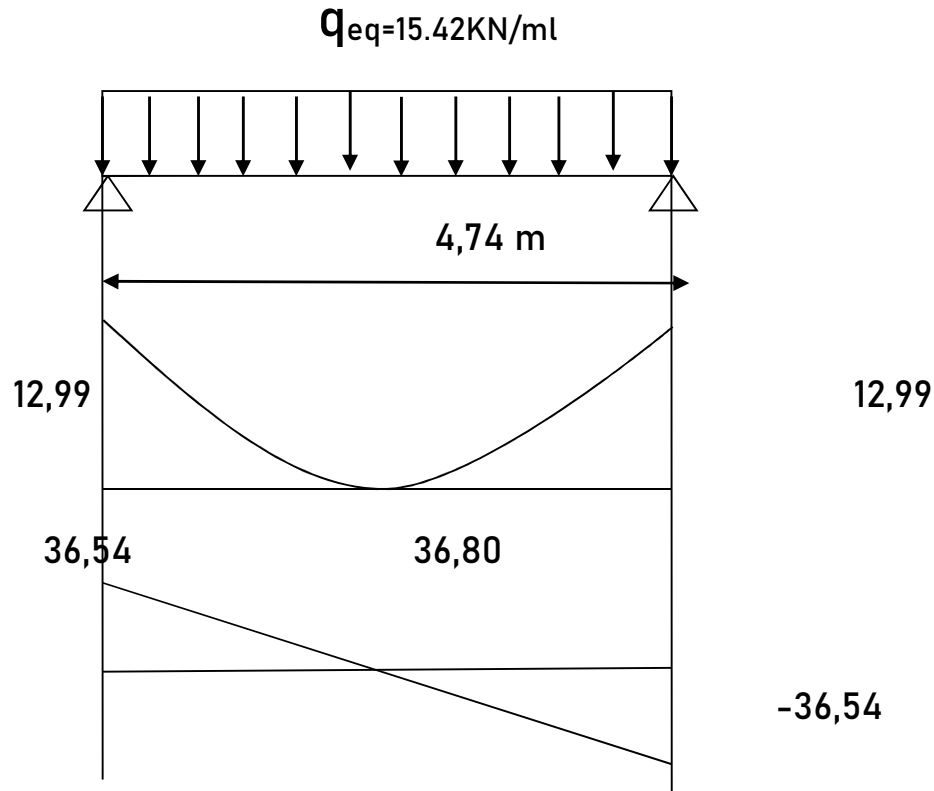
$$M_0 = \frac{Q_{eq} l^2}{8} \quad ; \quad M_a = 0,3 M_0 \quad ; \quad M_t = 0,85 M_0 \quad ; \quad V = \frac{Q_{eq} l}{2}$$

	M_0 (KN.m)	M_a	M_t	V (KN)
ELU	43,30	12,99	36,80	36,54
ELS	31,28	9,38	26,58	26,40

Tableau 7: sollicitations à l'ELU des escaliers

- **Schéma statique:**





IV.3.3 Ferrailage : Le ferrailage se fera en flexion simple
L'ELU :

En travée : $M_t = 36,80\text{KN.m}$

En appuis : $M_a = 12,99\text{KN.m}$

$f_e = 400\text{ MPa}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{bc} = f_{bu} = 14,17\text{MPa}$; $d = 0,9$

$h = 18\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $f_{su} = 348\text{MPa}$

- **En appuis :** $M_a = 12,99\text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = M_a / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} \Rightarrow \mu_{bu} = 12,99 \times 10^{-3} / 1 \times (0,18)^2 \times 14,17$$

$$\mu_{bu} = 0,028 < 0,186 \rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - (1 - 2\mu_{bu})^{1/2}) \Rightarrow \alpha = 0,035$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 17,74\text{cm}$$

$$A_s = M_a / Z \cdot f_{su} \Rightarrow A_s = 2,10\text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 > A_s = 2,10 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

• **En travée :** $M_t = 36,80 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = M_t / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} \Rightarrow \mu_{bu} = 36,80 \times 10^{-3} / 1 \times (0,18)^2 \times 14,17$$

$$\mu_{bu} = 0,08 < \mu = 0,186 \quad (A_s' = 0).$$

$$\alpha = 1,25(1 - (1 - 2\mu_{bu})^{1/2}) \Rightarrow \alpha = 0,104$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 17 \text{ cm}$$

$$A_s = M_t / Z \cdot f_{su} \Rightarrow A_s = 6,02 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 4T14 = 6,16 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérifications à ELU :****Vérification au cisaillement :**

$$V_{\max} = 36,54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{36,54 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,203 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau} \text{ d'après le CBA : } \tau = 0,07 f_{cj} / \gamma_b = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau} \dots\dots \text{ CV} \quad (\text{Pas de risque de rupture par cisaillement})$$

Les armatures de répartition :

$$A_{ra} = \frac{A_t}{4} = \frac{3,08}{4} = 0,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{rt} = \frac{A_t}{4} = \frac{8,04}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

L'espacement :

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm}, 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm} \quad \text{on adopte } S_t = 25 \text{ cm}$$

❖ Vérifications à ELS :

- En travée : $M_{max} = M_t = 26,58 \text{ KN.m}$

a) Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que : $\delta_{bc} \leq \bar{\zeta}_{bc}$ BAEL91 (Art E.III.1)

$$\bar{\zeta}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \quad \delta_{bc} = \frac{M_{tser}}{I} y$$

y : Position de l'axe neutre

$$by^2/2 + 15 A_s'(y-c') - 15 A_s(d-y) = 0 \quad n = \frac{E_b}{E_s} = 15$$

$$\mu < \mu_{lu} = 0,186 \quad \Rightarrow \quad (A_s' = 0)$$

$$by^2/2 - 15 A_s(d-y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 120,6y - 2170,8 = 0$$

Les solutions ; $y_1 = -7,90 \text{ cm}$ et $y_2 = 5,49 \text{ cm}$

Donc $y_1 = y_2 = 5,49 \text{ cm}$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{2} + 15 A_s (d-y)^2 = \frac{100 \times (5,49)^3}{3} + 15 \times 8,04 \times (18 - 5,49)^2$$

$$I = 24389,55 \text{ cm}^4$$

$$\delta_{bc} = \frac{26,58 \times 10^6}{24389,55 \times 10^4} \times 5,49 \times 10 = 5,98 \text{ MPa} \leq \bar{\zeta}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

b) Etat limite des Ouverture de fissure :

On doit vérifier que : $\delta_s \leq \bar{\zeta}_s$ BAEL91 (Art E.III.1)

$$\delta_s = \frac{15 M_{tser} (d-y)}{I} = \frac{15 \times 26,58 \times 10^6}{24389,55 \times 10^4} (180 - 54,9) = 204,50 \text{ MPa}$$

$$F_p \Rightarrow \bar{\zeta}_s = \text{Min} (2/3 F_e ; 110 \sqrt{\eta * F_{tj}})$$

$$\delta_s = 204,50 \text{ MPa} \leq \bar{\zeta}_s = \text{MPa} \quad \text{CV}$$

- En appuis :

$$M_{max} = 9,38 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0,028 < \mu_{lu} = 0,186 \Rightarrow A_s' = 0$$

-a) Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que : $\delta_{bc} \leq \bar{\zeta}_{bc}$ BAEL91 (Art E.III.1)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \quad \delta_{bc} = \frac{M_{tser}}{I} y$$

y : Position de l'axe neutre

$$by^2/2 - 15 A_s (d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 46,2y - 831,6 = 0$$

Les solutions ; $y_1 = -4,56 \text{ cm}$, et $y_2 = 3,64 \text{ cm}$

Donc $y_1 = y_2 = 3,64 \text{ cm}$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{2} + 15 A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times (3,64)^3}{2} + 15 \times 3,08 \times (18 - 3,64)^2$$

$$I = 11134,50 \text{ cm}^4$$

$$\delta_{bc} = \frac{9,38 \times 10^6}{11134,50 \times 10^4} \times 3,64 \times 10 = 3,06 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

b) Etat limite d'ouverture de fissure :

On doit vérifier que : $\delta_s \leq \bar{\sigma}_s$ BAEL91 (Art E.III.1)

$$\delta_s = \frac{15 M_{tser} (d - y)}{I} = \frac{15 \times 9,38 \times 10^6}{11134,50 \times 10^4} (180 - 36,4) = 181,45 \text{ MPa}$$

$$F_p \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta * F_{tj}})$$

$$\delta_s = 181,45 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = \text{MPa} \quad \text{CV}$$

Calcul de la flèche :

La vérification de la flèche se fait à E.L.S

1-Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire [BAEL 91r99 / B.6.5, 2] :

- $\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{24}{495} = 0,048 < 0,06 \rightarrow$ condition non vérifié.
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{tser}}{M_{0ser}} \Rightarrow 0,048 \leq 0,084$ condition non vérifié.
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0044 \leq 0,010 \rightarrow$ condition vérifié.

Donc on doit faire une vérification de la flèche

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm}$$

La flèche admissible pour une poutre supérieur à 4,95m est de : $f_{adm} = \frac{L}{500}$

2- Calcul de chargement :

- Paillasse :

$$J = j \text{ (dalle pleine) } + j \text{ (Marche) } = 5,72 + 1,87 = 7,59 \text{ KN/m}^2$$

$$g = G \text{ (paillasse) } = 9,68 \text{ KN/m}^2$$

$$P = (G + Q_p) = 12,18 \text{ KN/m}^2$$

- Palier :

$$J = j \text{ (dalle pleine) } = 5,72 \text{ KN/m}^2$$

$$g = G \text{ (palier) } = 7,22 \text{ KN/m}^2$$

$$p = (G + Q) = 9,72 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{jser} = \frac{j_p \times l_p + j_{pai} \times l_{pai} + j_p \times l_p}{l}$$

$$q_{gser} = \frac{g_p \times l_p + g_{pai} \times l_{pai} + g_p \times l_p}{l}$$

$$q_{pser} = \frac{p_p \times l_p + p_{pai} \times l_{pai} + p_p \times l_p}{l}$$

3- Calcul des moments correspondant :

$$M_{jser} = 0,75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} ; M_{gser} = 0,75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} ; M_{pser} = 0,75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

4- Calcul de position de centre de gravité :

$$Y = \frac{15 AS}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b d}{7,5 AS}} - 1 \right) \Rightarrow y = 5,49 \text{ cm}$$

5- Calcul de moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b h^3}{12} + 15 AS \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = 74385,06 \text{ cm}^4$$

6- Calcule des contraintes correspondant :

$$\delta_j = \frac{15 M_j}{I} (d - y); \quad \delta_g = \frac{15 M_g}{I} (d - y) ; \quad \delta_p = \frac{15 M_p}{I} (d - y)$$

7- Calcul de pourcentage des armatures :

$$\rho = \frac{AS}{d b} = 4,46 \times 10^{-3}$$

8- Calcul des coefficients correspondant :

$$\mu_j = 1 - \left(\frac{1,75 ft_{28}}{4\rho\delta_j + ft_{28}} \right) ; \mu_g = 1 - \left(\frac{1,75 ft_{28}}{4\rho\delta_g + ft_{28}} \right) ; \mu_p = 1 - \left(\frac{1,75 ft_{28}}{4\rho\delta_p + ft_{28}} \right)$$

9- Calcul du moment d'inertie :

$$I_{fji} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} ; \quad I_{fji} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} ; \quad I_{fig} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} ; \quad I_{fip} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} ;$$

$$I_{fv_g} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} ; \quad \lambda_i = \frac{0,05 ft_{28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 4,70 ; \quad \lambda_v = 0,4 \lambda_i = 1,88$$

10- Calcul de module de déformation longitudinale du béton :

- instantané : $E_i = 11000 \sqrt[3]{ft_{28}} = 32164,2 \text{ MPa}$
- Différée : $E_v = 3700 (ft_{28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87 \text{ MPa}$

11- Calcul la flèche :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} l^2}{10 E_i I_{fji}} ; \quad f_{ig} = \frac{M_{gser} l^2}{10 E_i I_{fig}} ; \quad f_{ip} = \frac{M_{pser} l^2}{10 E_i I_{fip}} ;$$

$$f_{vg} = \frac{M_{gser} l^2}{10 E_i I_{fv_g}}$$

$q_{jser} \text{ (KN/ml)}$	$M_{jser} \text{ (KN.m)}$	$\sigma_j \text{ (MPa)}$	μ_j	$I_{fji} \text{ (cm}^3\text{)}$	$f_{ji} \text{ (mm)}$
6,80	14,32	36,12	-0,33	32075,09	3,11
q_{gser}	M_{gser}	σ_g	μ_g	I_{fig}	f_{ig}
8,64	18,19	45,88	-0,25	37620,03	3,37
q_{pser}	M_{pser}	σ_p	μ_p	I_{fip}	f_{ip}
11,14	23,46	59,18	-0,15	46702,94	3,50
q_{gser}	M_{gser}	σ_g	μ_g	I_{fv_g}	f_{vg}
8,64	18,19	45,88	-0,25	55662,28	6,78

Tableau V.9: Calcul de la flèche des escaliers

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm}$$

$$\Delta f = 3,08 \text{ mm} = 0,38 \text{ cm} < f_{adm} = 0,90 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

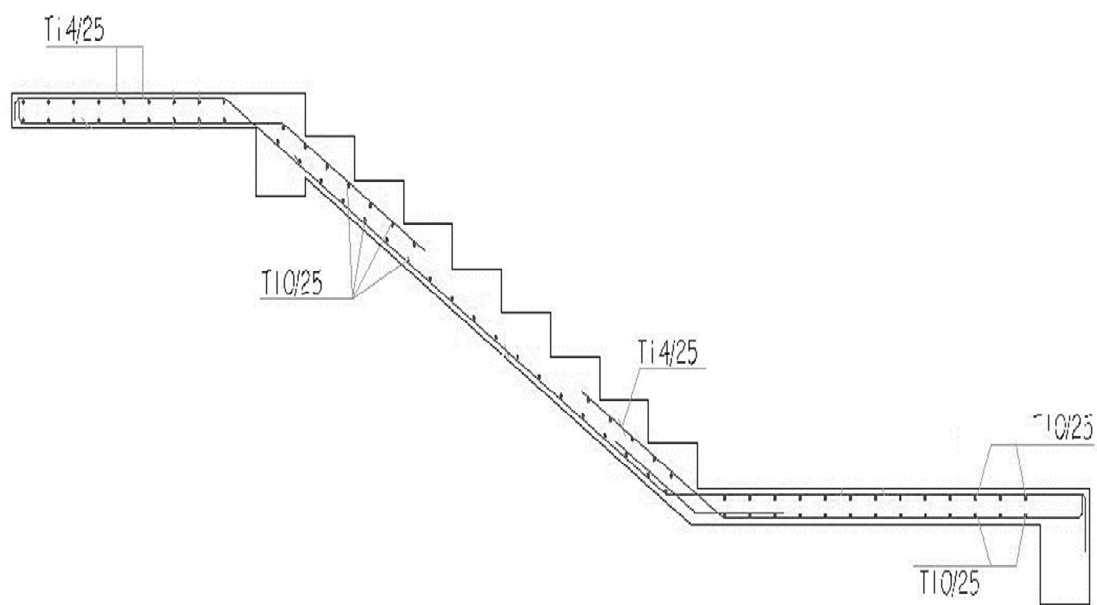


FIGURE IV.6 : Schéma ferrailage d'escalier

IV.3.4 Etude de la poutre palière :

Elle est soumise à la flexion simple et la torsion ; La flexion simple : elle provient des poids propre de la poutre palière ainsi que la réaction d'escalier ; La torsion : elle provient de l'effort horizontal qui a été exercé par les volées sur la poutre Elle est prévue pour être un support d'escalier. Avec une longueur de 3.5 m, son schéma statique est le suivant :

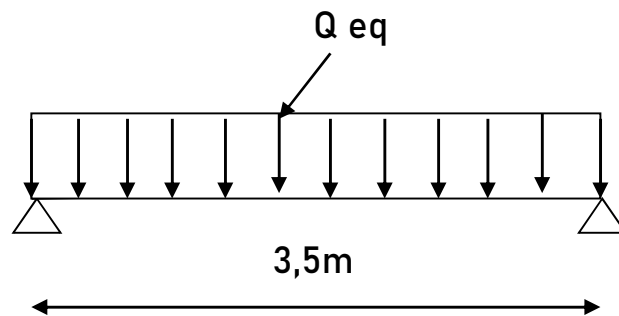


FIGURE IV.7 : Schéma ferrailage d'escalier

La poutre palière se calcule à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu préjudiciable.

1-Pré dimensionnement de la poutre palière :

Selon le BAEL91 les dimensions de la poutre sont :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10} \Rightarrow \frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10}$$

$$23,33cm \leq h \leq 35cm \rightarrow h = 30cm$$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 16cm \leq b \leq 28cm \rightarrow b=20cm$$

$$\text{Le [RPA99] préconise : } b \geq 20 ; h \geq 30 ; \frac{h}{b} \leq 4$$

Nous prenons : $h = 40cm$; $b = 30cm$

Remarque : dans notre cas la poutre palière soumise à la charge due à l'escalier et la charge due à la plancher.

2-Charges qui agissent sur la poutre palière

- Poids propres : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,40 = 3 \text{ KN/ml}$
- Réaction de l'escalier sur la poutre : $R_{\text{és}} = (15,42 \times 3,5) / 2 = 26,98 \text{ KN/ml}$
- Réaction de plancher sur la poutre :
 - $q_u = 1,35G(\text{plancher étage}) + 1,5Q(\text{ plancher étage})$
 - $q_u = 1,35 \times 5,84 + 1,5 \times 1,5 = 10,1 \text{ 3KN/m}^2$
 - $R_{\text{pl}} = (10,1 \text{ 3} \times 3,5) / 2 = 17,72 \text{ KN/ml}$

3-Combinaison de charge à l'ELU:

$$q_u = 1,35 \times G + (R \text{ escalier} + R \text{ plancher})$$

$$q_u = 1,35 \times 3 + (26,98 + 17,72) = 48,75 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 74,64 \text{ KN.m}$$

$$V = \frac{q_u l}{2} = 85,31 \text{ KN}$$

4-Ferraillage de la poutre palière :

✓ Flexion simple : ELU :

$$M \text{ max(en travée)} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 74,64 = 63,44 \text{ KN.m}$$

$$M \text{ max(en appui)} = 0,3 \times M_0 = 22,39 \text{ KN.m}$$

$$h = 40 \text{ cm} ; d = 37 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}$$

En appuis : $M_a = 22,39 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = M_a / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} \Rightarrow \mu_{bu} = 22,39 \times 10^{-3} / 0,3 \times (0,37)^2 \times 14,17$$

$$\mu_{bu} = 0,038 < 0,186 \quad A_{s'} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - (1 - 2 \mu_{bu})^{1/2}) \Rightarrow \alpha = 0,048$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 36 \text{ cm}$$

$$A_{us} = M_a / Z \cdot f_{su} \Rightarrow A_s = 1,78 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

• En travée : $M_t = 63,44 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = M_a / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} \Rightarrow \mu_{bu} = 63,44 \times 10^{-3} / 0,3 \times (0,37)^2 \times 14,17$$

$$\mu_{bu} = 0,109 < 0,186 \quad A_{s'} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - (1 - 2\mu_{bu})^{1/2}) \Rightarrow \alpha = 0,144$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 34,86 \text{ cm}$$

$$A_s = M_a / Z \cdot f_{su} \Rightarrow A_s = 5,2 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,34 \text{ cm}^2 < A_s \quad \text{On adopte } 6T12 = 6,16 \text{ cm}^2$$

❖ Vérifications à ELU :

Vérification au cisaillement :

$$V_{\max} = 85,31 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{85,31 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,37} = 0,76 \text{ MPa} \quad ; \tau = \min(0,2 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau \dots\dots\dots \text{ CV}$$

Ferrailage transversal :

❖ **Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donnée par :**

$$\Phi_t \leq \min(h / 35, b_0 / 10, \Phi_L)$$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale
($\Phi_L = 14 \text{ mm}$)

$$\Phi_t \leq \min(400 / 35, 300 / 10, 14) = 11,42 \text{ mm}$$

$$\text{Donc: } A_t = 4 \Phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement St :**

$$1) St \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 33,3 \text{ cm}$$

$$2) St \leq A_t f_e / 0,4 b = 67 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } St = 15 \text{ cm}$$

Vérifications à ELS :

La vérification à l'ELS n'est pas nécessaire, car la fissuration est considérée peu, préjudiciable. Donc c'est l'ELU qui est prépondérant.

❖ Vérifications de la flèche :

- a) $\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{24}{495} = 0,114 < 0,06 \rightarrow$ condition vérifier.
- b) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{Mt_{ser}}{M_{0ser}} \Rightarrow 0,114 \geq 0,084$ condition vérifier.
- c) $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,00554 \leq 0,010 \rightarrow$ condition vérifier.

✓ Torsion :

La poutre palière est soumise à un moment de torsion uniformément repartie sur sa longueur, c'est le moment sur appui de l'escalier. Dans notre cas il faut faire l'équilibrage entre les réactions de la poutre et les réactions de plancher.

$$q_u = 1.35G + (R \text{ escalier} - R \text{ plancher}) = 13,31 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 20,38 \text{ KN.m} \quad V = \frac{q_u l}{2} = 23,29 \text{ KN}$$

- D'après le [CBA], la contrainte de torsion τ_{ut} est comme pour les sections creuses. $\tau_{ut} = M_{tor} / 2.\Omega.b_0$

Avec :

M_{tor} : Moment de torsion .

b_0 : épaisseur réel de la paroi.

Ω = aire du contour à mi- épaisseur des parois

$$\Omega = (a-2)(b-e) = 777,77 \text{ cm}^2$$

$$b_0 = a / 6 = 40 / 6 = 6,66 \text{ cm}$$

$$M_{tor} = 0,3.M_0 = 6,11 \text{ KN.m}$$

$$\text{FPP} : \tau_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

Pour les sections creuses, on doit aussi vérifier :

$$\tau_{ut} + \tau_{uv} \leq \tau_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ut} = 0,589 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uv} = T_u / b.d = 0,20 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ut} + \tau_{uv} = 0,789\bar{\text{MPa}} \leq \tau_u = 3,33\text{MPa} \quad \text{CV}$$

τ_{uv} : contrainte tangente de cisaillement

les armatures :

Les armatures sont justifiées par l'application de la règle de coutures aux sections droites et aux sections radiales passant par l'axe longitudinal de la pièce, elles sont disposées le plus près possible des parois.

- Longitudinales :

D'après le [CBA] les armatures longitudinales sont données par la formule suivante :

$$\sum A_l = M_{\text{tor.}} \cdot U \cdot \gamma_s / f_e \cdot 2 \cdot \Omega$$

Avec :

$\sum A_l$: La somme des sections des aciers longitudinaux

U : Le périmètre du contour d'aire Ω

$$U = ((a-e) + (a-e)) \times 2 = 113,36\text{cm}$$

$$\sum A_l = \frac{6,11 \times 10^3 \times 10^2 \times 113,36 \times 1,15}{2 \times 777,77 \times 400 \times 10^2} = 1,28 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{l\text{min}} \geq 0.4 \cdot b \cdot U / f_e = A_l = 1,28 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

- Transversales :

Pour l'espacement on prend $St = 15 \text{ cm}$

$$St \text{ (RPA)} : \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm} \quad \text{Zone courant}$$

$$\frac{h}{4} = \frac{40}{4} = 10\text{cm} \quad \text{Zone nodale}$$

On adopte : $St = 15 \text{ cm}$ pour la zone courant.

$St = 8 \text{ cm}$ pour la zone nodale.

La section d'armatures transversales est donnée par la formule :

$$A_t = M_{\text{tor.}} \cdot St \cdot \gamma_s / f_e \cdot 2 \cdot \Omega$$

$$At = \frac{6,11 \times 10^3 \times 10^2 \times 15 \times 1,15}{400 \times 10^2 \times 2 \times 777,77} = 0,16 \text{ cm}^2$$

Section minimale :

$$At_{min} \geq 0,4 \cdot b \cdot St / f_e = 0,45 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc on adopte : } 1T8 = 0,50 \text{ cm}^2$$

IV.4 : Etude des balcons :

IV.4.1 Introduction :

Les balcons sont des dalles pleines calculées comme des consoles encastrées soumise à leurs poids propres, aux charges permanentes G , aux la surcharges d'exploitations Q et au poids propre du mur P .

On adopte une épaisseur de $h=16\text{cm}$. Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

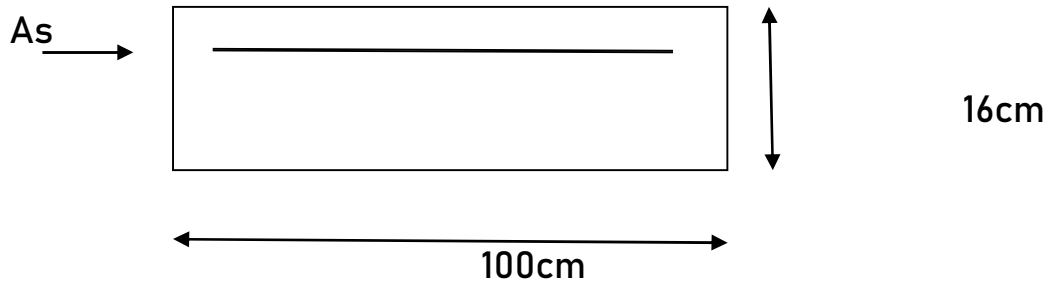


Figure IV.8: Coupe transversale d'un mètre linéaire du balcon.

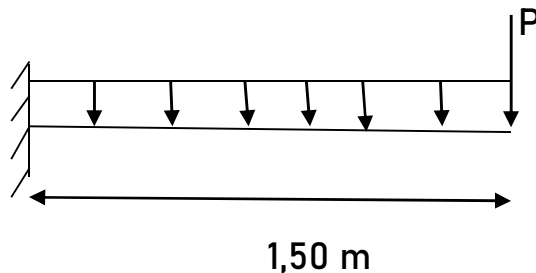


Figure IV.9 : schéma statique de balcon

IV.4.2 Evaluation des sollicitations :

- Charges permanentes et Surcharges d'exploitation :

$$G = 5,36 \text{ KN/m}^2 \text{ Pour 1ml} \rightarrow G = 5,36 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/ml}$$

- Calcul de la charge due au poids du mur P :

- Brique crusse :

$$G = e \times \text{poids volumique}$$

$$G = 0,1 \times 9 = 0,9 \text{ KN/m}^2$$

- Enduit de ciment :

$$G = 2 \times 0,02 \times 18 = 0,72 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{mur}} = 1,62 \text{ KN/m}^2$$

$$P = G_{\text{mur}} \times h_{\text{mur}} = 1,62 \times 2,1 = 3,40 \text{ KN/ml}$$

- **Combinaison des charges :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5 Q = 12,539 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35 P = 4,95 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = G + Q = 8,86 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = p = 3,40 \text{ KN/ml}$$

- **Les sollicitations :**

$$M_u = - \left(\frac{q_u l^2}{2} + p_u \times l \right) = - \left(\frac{12,539 \times 1,5^2}{2} + 4,95 \times 1,5 \right)$$

$$M_u = - 21,53 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q_u \times l + P_u = 12,539 \times 1,5 + 4,95 = 23,75 \text{ KN}$$

IV.4.3 Ferrailage :

L'ELU :

$$M_u = - 21,53 \text{ KN.m}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{bc} = f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 h = 14,4 \text{ cm} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad f_{su} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} \Rightarrow \mu_{bu} = 21,53 \times 10^{-3} / (1 \times (0,144)^2 \times 14,17$$

$$\mu_{bu} = 0,073 < \mu_l = 0,186 \quad A_s' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - (1 - 2 \mu_{bu})^{1/2}) \Rightarrow \alpha = 0,09$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 13,88 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / Z \cdot f_{su} \Rightarrow A_s = 4,45 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{min}} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\text{min}} = 0,23 \times 100 \times 14,4 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,738 \text{ cm}^2 < A_s = 4,45 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

✓ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

✓ Calcul de l'espacement :

$$S_t \geq \min (0,9 d , 40 \text{ cm}) = 12,96 \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

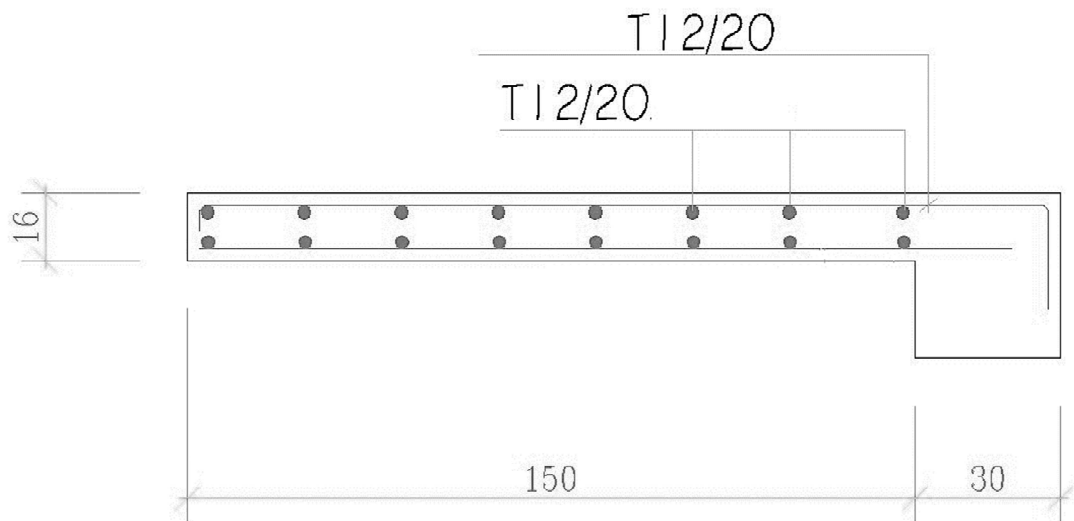


Figure IV.9 : Schéma de ferrailage d'un balcon

IV.5 : Etudes de l'acrotère:

IV.5.1 introduction :

L'acrotère est un élément de protection contournant le bâtiment. Il est considéré comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse à une hauteur total $h=60\text{cm}$ et une épaisseur $e=10\text{cm}$.

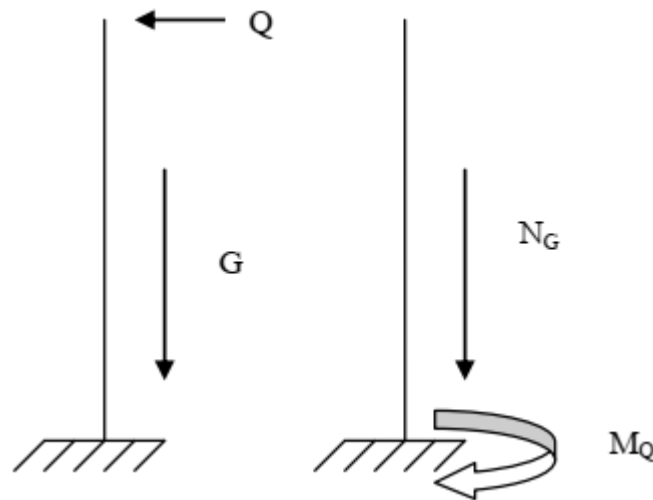


Schéma statique de l'acrotère

IV.5.2 : Détermination de l'effort due au séisme:

D'après le RPA99V2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être Calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$FP = 4 A Cp Wp$$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone (Zone) $A= 0,15$

Cp : facteur de force horizontale (élément en console). $CP =0,80$

Wp : poids de l'élément

$$FP = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,95 = 0,936 \text{ KN/ml}$$

$$Q=F = \max (Fq ; Fp)$$

Fq : Poussé horizontale => $Fq = 1 \text{ KN/ml}$

F_p : force latérale due aux forces sismiques

$$\text{Donc } Q = F = 1 \text{ KN/ml}$$

IV.5.3 : Détermination des sollicitations :

ELU :

$$N_u = 1,35 W_p = 1,35 \times 1,95 = 2,63 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,35 MG + 1,5 MQ \quad / \quad MG = 0$$

$$M_u = 1,5 Q h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 1,5 Q = 1,5 \text{ KN}$$

ELS :

$$N_{\text{ser}} = W_p = 1,95 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser}} = MG + MQ = Q h = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$V_{\text{ser}} = Q = 1 \text{ KN}$$

IV.5.4 : Ferrailage :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0,342 \text{ m} \quad ; \quad \frac{h}{6} = 0,016 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est effort de compression donc la section est entièrement comprimée.

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right) \Rightarrow e_a = 0,02 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 l f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad / \quad L_f = 2l_0 = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m} ; \phi = 2$$

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MQ} = 0 \quad (\text{RPA. Art. A.4.3.5})$$

$$e_2 = 0,00864 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0,370 \text{ m}$$

Avec :

e_a : L'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_1 : L'excentricité structurale.

e_2 : Excentricité due aux effets de second ordre liés à la déformation de la structure.

L : portée de l'élément.

ϕ : Le rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge ($\phi=2$)

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

L_f : Longueur de flambement.

h : Hauteur de la section égale à 10cm.

Donc :

$$M_U = N_U \times e = 2,63 \times 0,370 = 0,973 \text{ KN.m}$$

$$h = 10\text{cm} ; d = 0,9 h = 9 \text{ cm} ; b = 100\text{cm.}$$

On calcul les armatures a l'ELU : Selon le BAEL 91:

$$M_{ua} = M_U + N_U (d - h/2) = 1,078 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = M_{ua} / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} \Rightarrow \mu_{bu} = 1,078 \times 10^{-3} / 1 \times (0,09)^2 \times 14,17$$

$$\mu_{bu} = 0,00939 < \mu_l = 0,186 \quad A_s' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - (1 - 2 \mu_{bu})^{1/2}) \Rightarrow \alpha = 0,0117$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 8,958\text{cm}$$

$$A_1 = M_{ua} / Z \cdot f_{su} \Rightarrow A_1 = 0,345 \text{ cm}^2$$

Ainsi, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A_1 - \frac{N_U}{f_{su}} = 0,269 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } 1T8 = 0,50\text{cm}^2$$

IV.5.5 : Vérification à l'ELU :

✓ Condition de non fragilité :

Chapitre V : ETUDE SEISMIQUE

V.1 Introduction :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

V.2 Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

V.2-1 Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) 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.

- ✓ **Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale : RPA99 (Article4.2.3).**

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 :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone. RPA99 (Tableau4.1).

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

-Groupe d'usage : groupe 2

-Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Il fonctionne de la période fondamentale de la structure (T), la nature du sol et le facteur de correction d'amortissement (η)

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

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. RPA 99 (Tableau 4.7)

Pour notre site type : S2 $\rightarrow T_2 = 0,40s$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 (RPA 99)

$$\text{Pour : } \xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,881$$

T : période fondamentale :

La période fondamentale de la structure est donnée par la formule suivante :

$$T = \min \left\{ C_T h n^{3/4} ; \frac{0,09 h n}{\sqrt{D_x}} ; \frac{0,09 h n}{\sqrt{D_y}} \right\}$$

hn : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau = 18,7m

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage est donné par le tableau (4,6) RPA

$C_T = 0,05 \Rightarrow$ portique auto stables en béton armé ou acier avec remplissage en maçonnerie.

$$\text{Donc : } T = \min \{ 0,45 ; 0,3 ; 0,4 \}$$

$$T_x = \min \{ 0,45 ; 0,3 \} = 0,3 \quad 0 \leq T_x \leq T_2$$

$$T_y = \min \{ 0,45 ; 0,4 \} = 0,4 \quad 0 \leq T_y \leq T_2$$

$$D_x = D_y = 2,5 \eta \rightarrow D_x = D_y = 2,2025$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de Contreventement. Selon RPA99 (Tableau 4.3) on a : $R = 3,5$

Q: Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante : RPA99 (Formule 4.4)

$$Q=1+\sum_1^6 p_q$$

Avec :

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

Critère q	Observé	N. Observé Y	X
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0	0
Redondance en plan		0.05	0.05
Régularité en plan		0	0
Régularité en élévation	0	0	0
Contrôle de qualité des matériaux		0,05	0.05
Contrôles de qualité des d'exécution		0.1	0.1

Tableau V.1.Valeurs des pénalités P_q.

Donc : **Q_X = 1+0,2= 1.20**

Q_Y=1+0.2=1.20

W : poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n w_i$$

Avec : $W_i = W G_i + \beta W Q_i$.

W G_i : poids dû aux charges permanentes totales.

W Q_i : charge d'exploitation.

β: Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

β = 0,2 pour usage d'habitation

W = 23 84.344 kn

$$\text{Donc: } V_x=V_y= \frac{0,15 \times 2,2025 \times 1,2}{3,5} \times 23\,84,344 = 248,31 \text{ KN}$$

V.2-2 Méthode d'analyse modale spectrale :

L'étude dynamique consiste à déterminer les caractéristiques de vibration, qui peuvent se développer dans une construction donnée, en vue de l'estimation de charge sismique de calcul la plus défavorable.

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.

➤ Principe :

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

➤ Résultats trouvée par logiciel ROBOT :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette analyse est le progiciel (groupe de logiciels) **ROBOT structural analyses Professional 2018**.

Le système ROBOT est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Le ROBOT permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure. La dernière étape gérée par le ROBOT est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Les principales caractéristiques du progiciel ROBOT sont les suivantes :

- La définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu pour cet effet
- La possibilité d'importer la géométrie de la structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO.
- La possibilité de présentation graphique sur la structure étudiée ou par des tableaux les différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, contrainte,.....etc.)
- La possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure grâce à une large gamme de solveurs dynamique.

MODE	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,07	0,94	0,00	83,75	1,07	0,94
2	1,10	0,91	5,36	83,79	1,10	0,91
3	1,18	0,84	82,35	83,80	1,18	0,84
4	3,18	0,31	82,35	93,56	3,18	0,31
5	3,40	0,29	82,42	93,57	3,40	0,29
6	3,59	0,28	92,70	93,58	3,59	0,28
7	5,40	0,19	92,70	96,77	5,40	0,19
8	5,96	0,17	92,84	96,77	5,96	0,17
9	6,34	0,16	96,26	96,78	6,34	0,16
10	7,87	0,13	96,26	98,16	7,87	0,13
11	8,81	0,11	96,32	98,16	8,81	0,11
12	9,07	0,11	96,32	98,16	9,07	0,11
13	9,52	0,11	97,91	98,16	9,52	0,11
14	10,31	0,10	97,91	98,66	10,31	0,10
15	10,60	0,09	97,91	98,72	10,60	0,09
16	11,69	0,09	97,92	98,72	11,69	0,09
17	12,30	0,08	97,92	98,85	12,30	0,08
18	12,79	0,08	98,61	98,85	12,79	0,08
19	13,23	0,08	98,61	98,86	13,23	0,08
20	13,78	0,07	98,61	98,86	13,78	0,07
21	13,96	0,07	98,61	98,86	13,96	0,07
22	14,27	0,07	98,61	98,86	14,27	0,07
23	15,38	0,06	98,64	98,86	15,38	0,06
24	15,48	0,06	98,79	98,86	15,48	0,06
25	15,61	0,06	98,79	98,86	15,61	0,06
26	16,02	0,06	98,79	98,86	16,02	0,06

Tableau V.2 : Période et facteurs de participation massique pour structure sans voiles

Les figures suivantes représentent les conséquences d'un séisme sur une structure sans voile. La Figure (V.1) montre la structure initiale, la figure (V.2 ; V.3 ; V.4) montre le 1^{er} mode (induisant une translation), le 2^{ème} mode (induisant une rotation) et le 3^{ème} mode (induisant une Rotation).

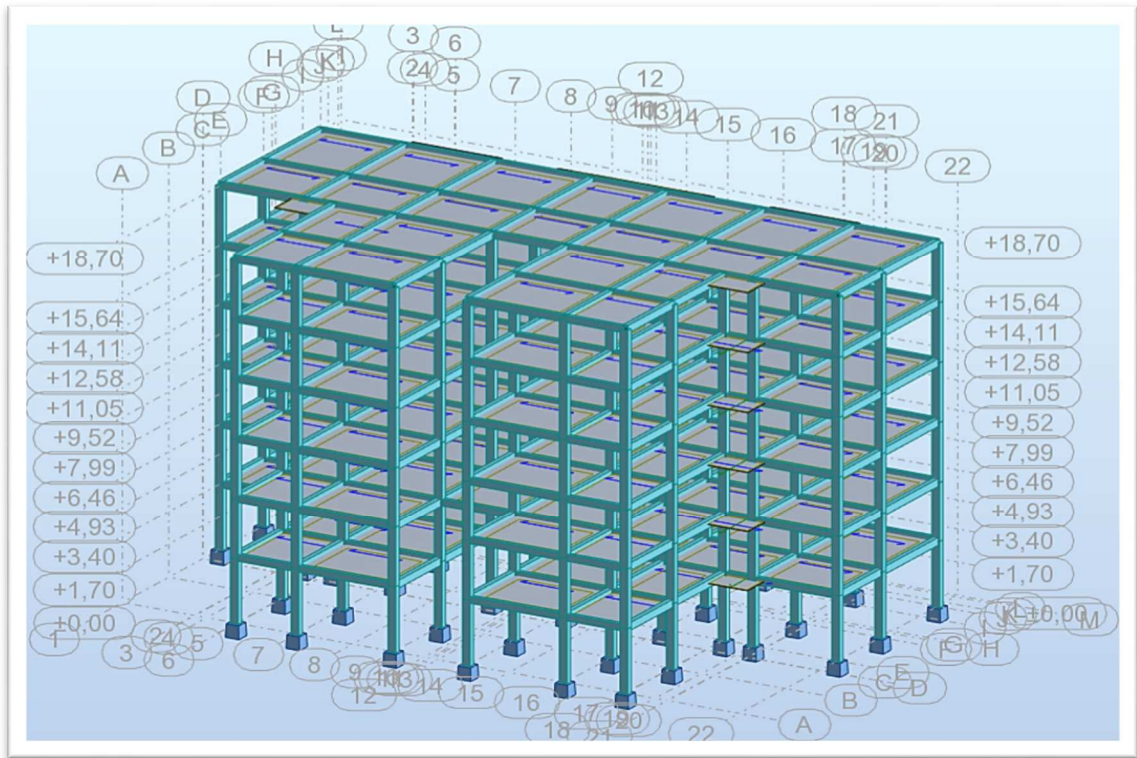


Figure V.1 structure sans voile

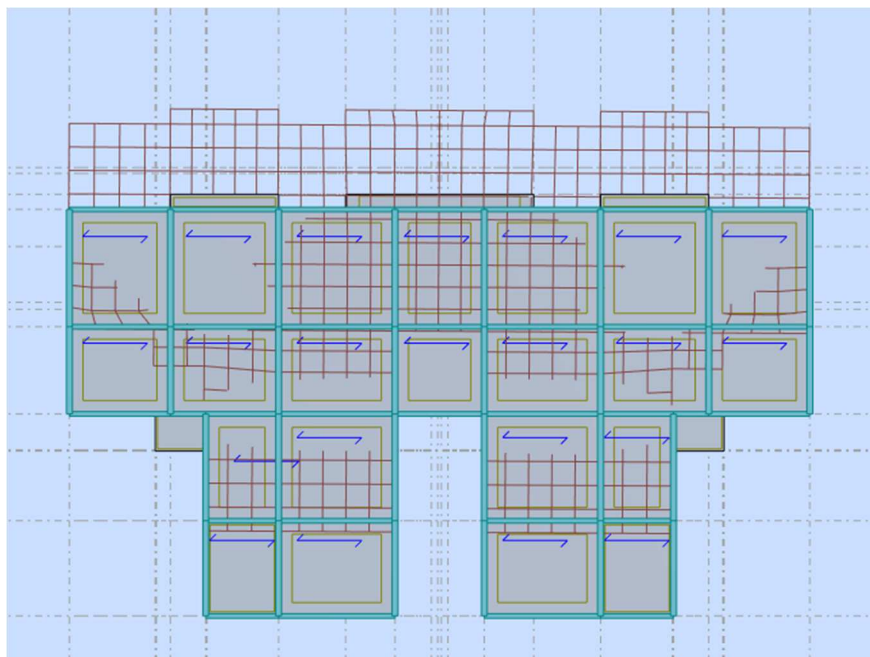


Figure V.2 Mode 1 période 0,94s sans voile

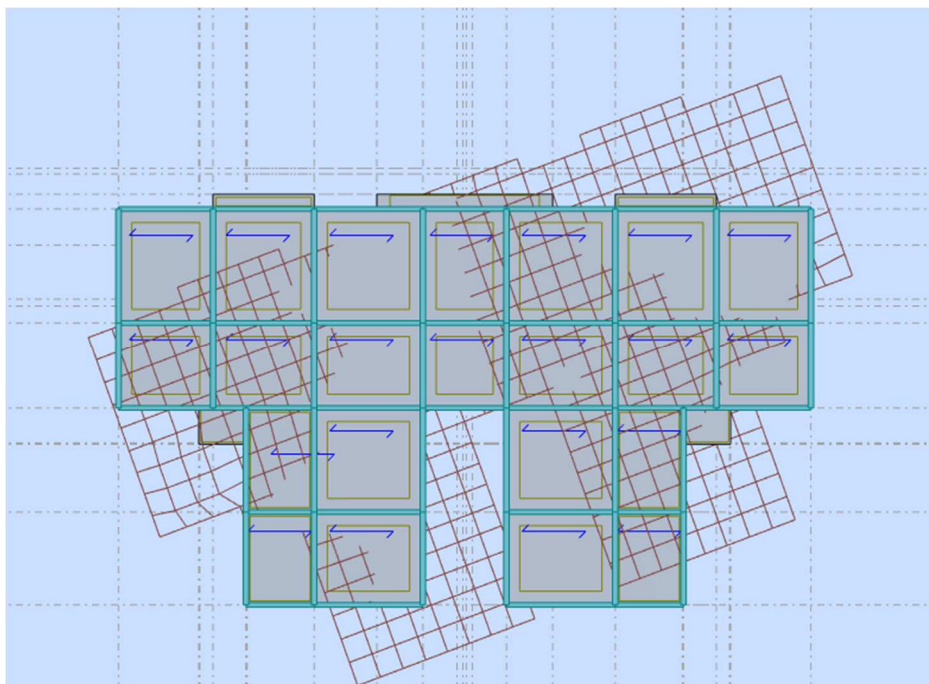


Figure V.3 Mode 2 périodes 0,91 sans voile

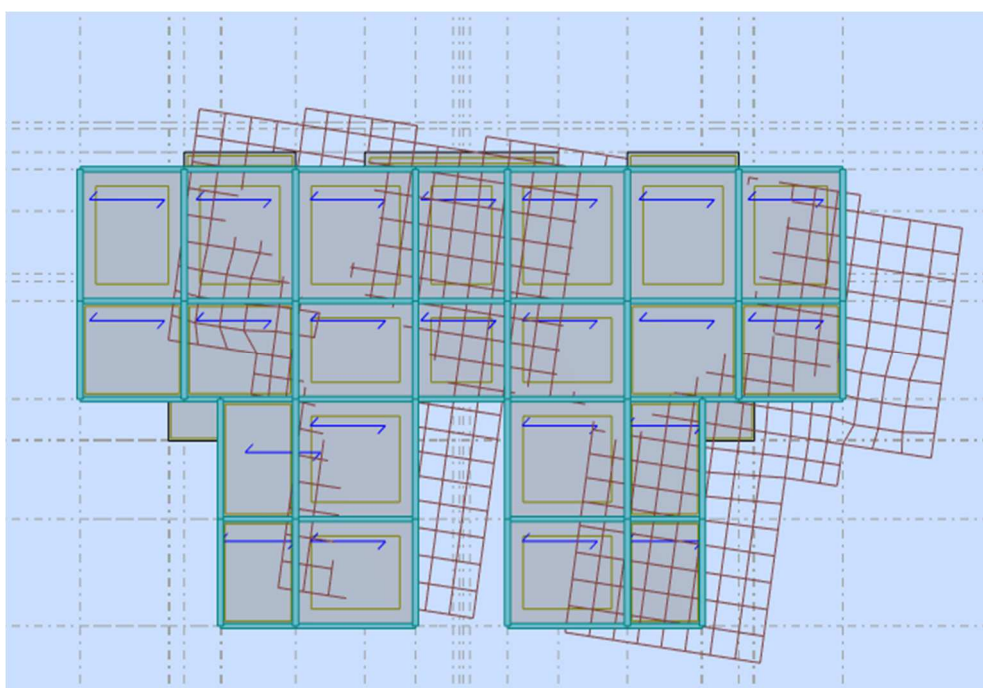


Figure V.4 Mode 3 période 0.84 sans voile

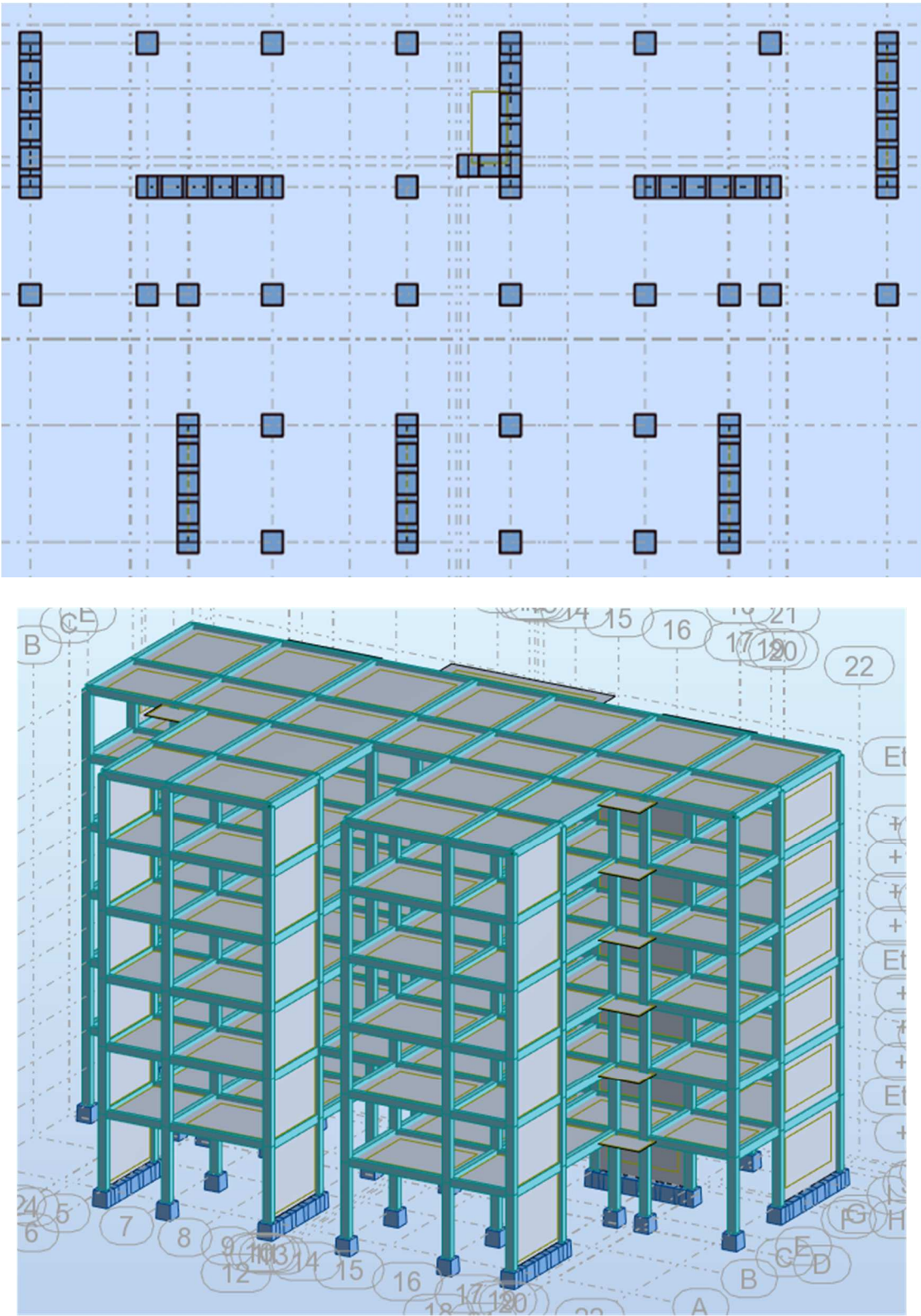


Figure V.5 : Disposition des voiles

Résultats trouvés par logiciel ROBOT après incorporation des voiles :

MODE	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,83	0,55	71,04	0,00	1,83	0,55
2	2,49	0,40	71,04	68,64	2,49	0,40
3	2,74	0,36	71,67	68,64	2,74	0,36
4	7,05	0,14	89,07	68,65	7,05	0,14
5	8,67	0,12	89,07	68,65	8,67	0,12
6	10,70	0,09	89,09	86,57	10,70	0,09
7	11,77	0,08	89,34	86,57	11,77	0,08
8	13,02	0,08	94,21	86,75	13,02	0,08
9	13,31	0,08	94,32	88,64	13,31	0,08
10	16,23	0,06	94,37	88,64	16,23	0,06
11	16,63	0,06	95,51	88,68	16,63	0,06
12	16,81	0,06	95,51	88,77	16,81	0,06
13	16,84	0,06	95,51	88,82	16,84	0,06
14	16,87	0,06	95,52	88,82	16,87	0,06
15	17,15	0,06	95,53	88,84	17,15	0,06
16	17,26	0,06	95,56	89,36	17,26	0,06
17	17,80	0,06	95,56	89,36	17,80	0,06
18	18,13	0,06	95,57	89,36	18,13	0,06
19	18,36	0,05	95,58	89,36	18,36	0,05
20	18,50	0,05	95,59	89,38	18,50	0,05

21	18,75	0,05	95,59	89,38	18,75	0,05
22	18,79	0,05	95,59	89,38	18,79	0,05
23	19,11	0,05	95,84	90,03	19,11	0,05
24	19,24	0,05	95,91	90,05	19,24	0,05
25	19,35	0,05	95,91	90,09	19,35	0,05
26	19,38	0,05	95,91	90,12	19,38	0,05

Tableau V.3: Période et facteurs de participation massique pour structure

Interprétation

- Le premier et le deuxième mode sont des modes translation.
- Le troisième mode est un mode de ROTATION
- La participation massique dépasse le seuil de 90% AU 8^{ème} mode.

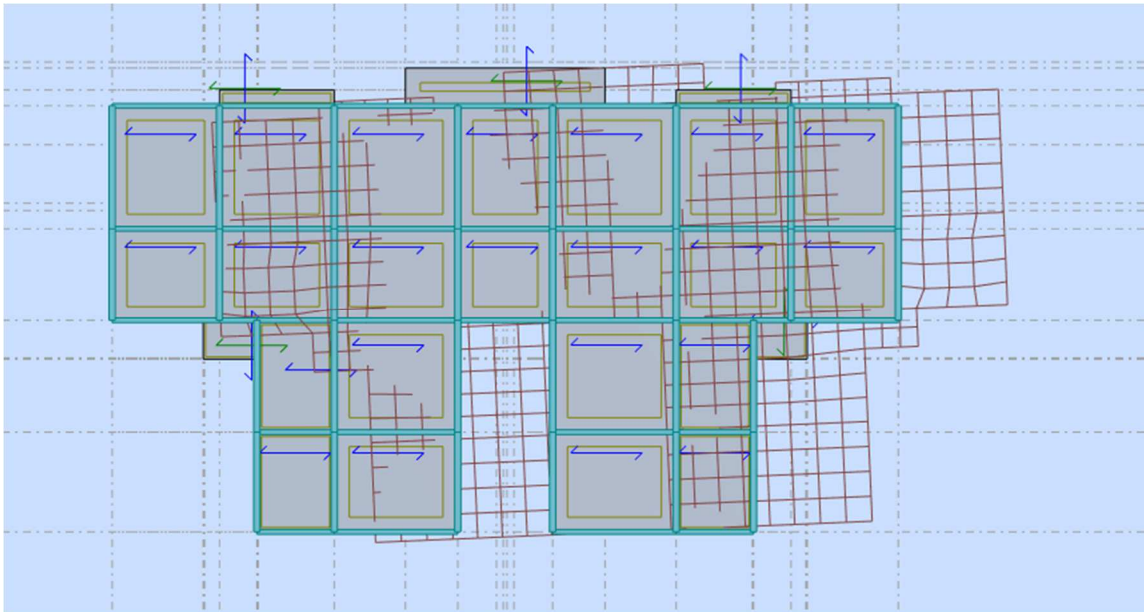


Figure V.6 Mode 1 période 0.47

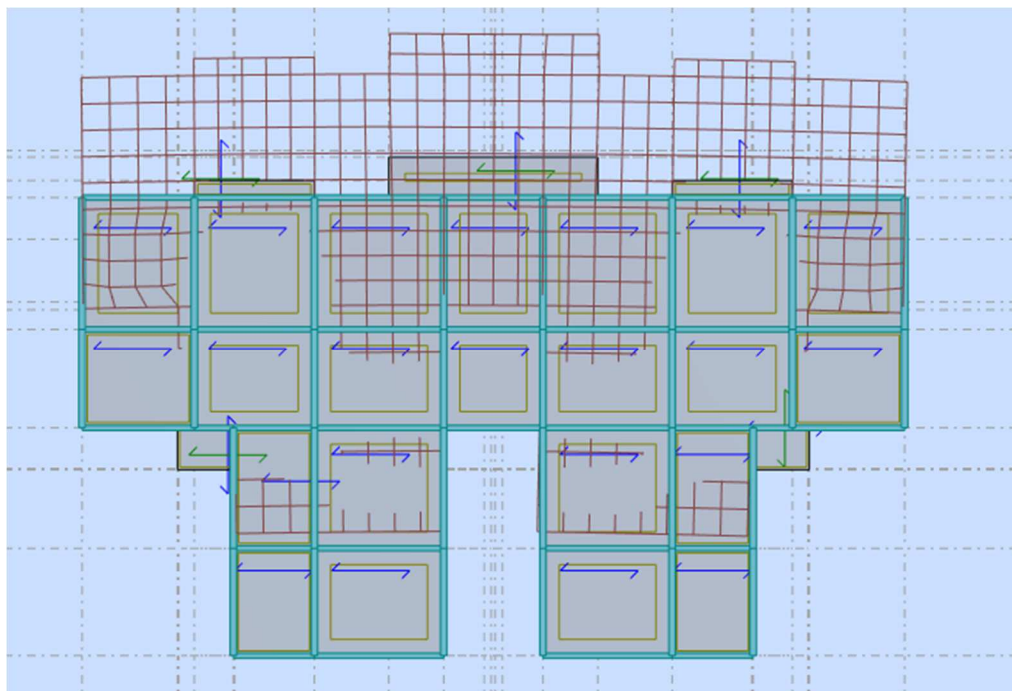


Figure V.7 Mode 2 périodes 0.36

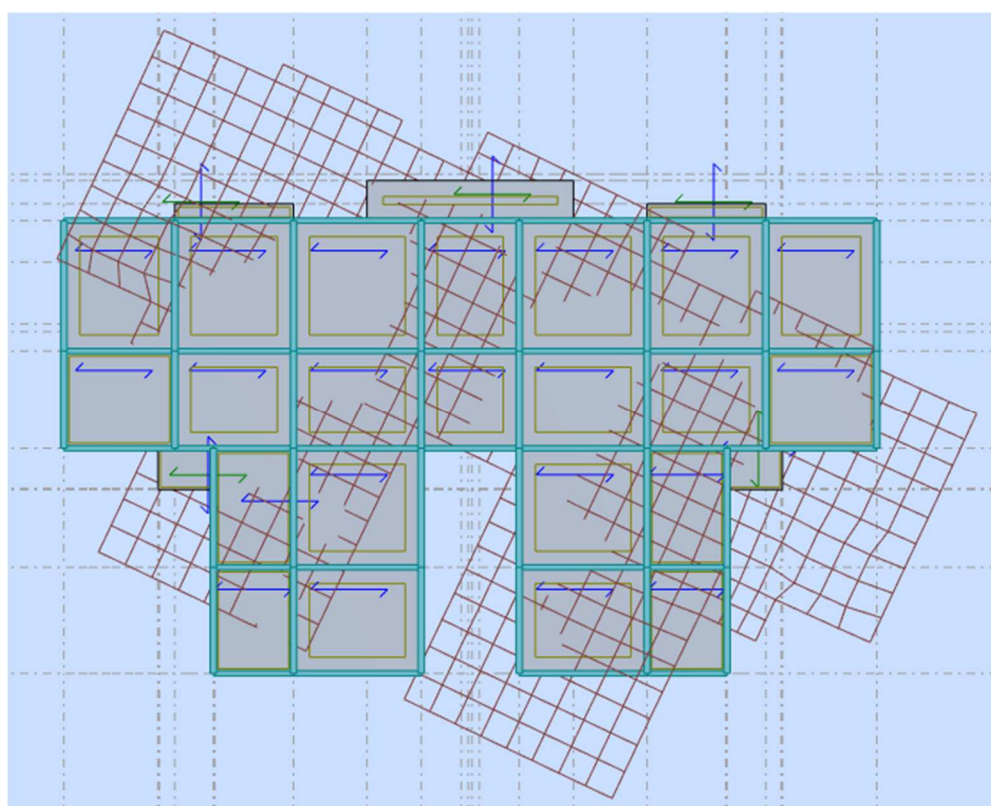


Figure V.8 Mode 3 période 0.31

Vérification par la méthode dynamique spectrale

➤ Justification de la sécurité

Les règlements parasismiques visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés. Le règlement parasismique Algérien « R.P.A .99/ V 2003 » définit les règles ainsi que les dispositions constructives, pour mener à bon terme une bonne étude de génie civil et afin que notre structure soit parfaitement parasismique conformément aux normes en vigueur applicable en Algérie, les vérifications suivantes doivent être justifiées:

- Vérifications de la période fondamentale (l'art.4.2.4 R.P.A).
- Effort tranchant à la base (l'art.3.6 P32).
- Vérifications du déplacement (l'art.4.4.3 P33).
- Vérification de l'effort normal réduit.
- Vérification d'ensemble.
- Justification de l'interaction voiles-portiques.
- Vérification de l'excentricité.
- L'effet $P - \Delta$.

1. Vérification de la période fondamentale

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

Une période fondamentale $T_{dyn} = 0.55$ s

Une période empirique $T_{empirique} = C_T h_N^{3/4} = 0.449$ sec.

RPA99/Versions 2003 préconise (Art 4.2.4.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30 %.

Nous avons: $1,3 \times T_e = 0.58 > T_{dyn} = 0.55$condition vérifiée

Le 1^{ère} et 2^{ème} modes sont des modes de translation.

Le 3^{ème} mode est un mode de torsion

2. Vérification de la résultante des forces sismiques

La résultante des forces sismiques statiques à la base de la structure est :

$$V_x = V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \quad W [4.2.3] \quad \rightarrow V = \frac{0,15 \times 2,2025 \times 1,2}{3,5} \times 2384,344$$

$$V = 248,312 \text{ KN}$$

$$V_{\text{dynamique}} > 0,8V_{\text{statique}}$$

$$V_{\text{dynamique } x} = 1661,95 > 198,649 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{\text{dynamique } y} = 1978,74 > 198,649 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

3. Vérification des déplacements

D'après le RPA 99/ V 2003 le déplacement horizontal à chaque niveau " K " de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement ($R = 3,5$)

Le déplacement relatif au niveau " K " par rapport au niveau " K-1 " est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

- Etage courant $1\%H = 0,01 \times 3,06 = 0,0306 = 3,06 \text{ cm}$

➤ **Sens longitudinal (x) :**

Etage	δ_{ek} (cm)	δ_{kx} (cm)	δ_{k-1}	Δ_k	1,0% (hk)	vérification
1	0,4	1,4	0	1,4	3,4	<i>vérifiée</i>
2	0,6	2,1	1,4	0,7	3,06	<i>vérifiée</i>
3	0,8	2,8	2,1	0,7	3,06	<i>vérifiée</i>
4	0,8	2,8	2,8	0	3,06	<i>vérifiée</i>
5	0,8	2,8	2,8	0	3,06	<i>vérifiée</i>
6	0,7	2,45	2,8	-0,35	3,06	<i>vérifiée</i>

Tableau V.4 Valeurs des déplacements calculées et admissibles [m].

➤ **Sens transversal(y) :**

Etage	δ_{ek} (cm)	δ_{ky} (cm)	δ_{k-1}	Δ_k	1,0% (h_k)	vérification
1	0,2	0,7	0	0,7	3.4	<i>vérifiée</i>
2	0,4	1,4	0,7	0,7	3.06	<i>vérifiée</i>
3	0,5	1,75	1,4	0,35	3.06	<i>vérifiée</i>
4	0,6	2,1	1,75	0,35	3.06	<i>vérifiée</i>
5	0,6	2,1	2,1	0	3.06	<i>vérifiée</i>
6	0,6	2,1	2,1	0	3.06	<i>vérifiée</i>

Tableau V.5. Valeurs des déplacements calculées et admissibles [m].

Donc la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée car les déplacements calculés ne doit pas dépassés dans les deux directions longitudinale et transversale, 1% de la hauteur d'étages.

4- Vérification de l'effort normal réduit :

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

La formule utilisée est la suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B \times F_{C28}} \leq 0.3 \quad \text{RPA99 (Article 7.4.3.1)}$$

Niv	N_d (N)	Type de poteau	F_{C28} (MPa)	ϑ	Remarque
RDC 1.2.3. 4.5 Etages	125023	300×400	25	0.041	Vérifiée

Tableau V.6 : Vérification de l'effort normal réduit.

IV.3.5. Justification de l'interaction voiles-portiques :➤ **Sous charges verticales**

Les RPA99/2003 (Art3.4.2) exigent pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre plus de 20% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au plus 80% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau V.9.

Niv	Charge reprise			Pourcentage reprise	
	FZ [kN]	F _z (Portiques)	F _z (Voiles)	Portiques(%)	Voiles (%)
1 ^{er} Niv	-23270,02	-11186,84	-12083,19	48,07	51,92
2 ^{ème} Niv	-19204,69	-9282,76	-9921,93	48,33	51,66
3 ^{ème} Niv	-15384,29	-7434,78	-7949,51	48,32	51,67
4 ^{ème} Niv	-11604,28	-5647,03	-5957,25	48,66	51,33
5 ^{ème} Niv	-7823,54	-3887,12	-3936,42	49,68	50,31
6 ^{ème} Niv	-4053,01	-2124,98	-1928,03	52,42	47,57

Tableau V.7 Charges verticales reprises par les portiques et voiles

On remarque que l'interaction sous charge verticale est vérifiée pour tous les niveaux

➤ **Sous-charges horizontales**

Les **RPA99/2003 (Art3.4.2)** exigent pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre plus de 90% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niv	Charge reprise			Pourcentage reprise	
	F _x (KN)	F _x (Portiques)	F _x (Voiles)	Portiques (%)	Voiles (%)
1 ^{er} Niv	2008,6	182,18	1826,42	9,06	90,93
2 ^{ème} Niv	1912,5	304,77	1607,73	15,93	84,06
3 ^{ème} Niv	1733,3	370,49	1362,81	21,37	78,62
4 ^{ème} Niv	1483,22	387,41	1095,82	26,11	73,88
5 ^{ème} Niv	1154,5	369,73	784,78	32,02	67,97
6 ^{ème} Niv	706,63	385,07	321,56	54,49	45,50

Tableau V.8 Charges horizontales reprises par les portiques et voiles Sens X-X

Niv	Charge reprise			Pourcentage reprise	
	F _y (KN)	F _y (Portiques)	F _y (Voiles)	Portiques (%)	Voiles (%)
1 ^{er} Niv	2372,31	71,47	2300,84	3,012	96,98
2 ^{ème} Niv	2285,16	145,36	2139,81	6,36	93,63
3 ^{ème} Niv	2086,78	190,87	1895,92	9,146	90,85
4 ^{ème} Niv	1797,35	215,62	1581,73	11,99	88,003
5 ^{ème} Niv	1406,13	220,53	1185,6	15,68	84,31
6 ^{ème} Niv	852,73	236,1	616,63	27,68	72,31

Tableau.IV.9 Charges horizontales reprises par les portiques et voiles Sens Y-Y

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée

Vérification au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau du contact au sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalente au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remplis.

Méthode de calcul :

$$\sum W_K \cdot b_i \geq \sum F_K \cdot h_k$$

Avec W_K : Le poids calculé à chaque niveau (k) $W_K = W_{Kg} + 0,2W_{Kq}$

W_{Kg} : Poids du aux charges permanentes.

W_{Kq} : Poids du aux charges d'exploitation.

b_i : Centre de gravité de la structure

F_K : La somme des forces sismique à chaque étage k.

h_k : La hauteur de l'étage k.

Niveaux	Sans x-x			
	F _k (KN)	h _k (m)	W _k (KN)	b _i (m)
1	2008,60	3,40	3947,6878	15,75
2	1912,50	6,46	3894,9805	15,75
3	1733,30	9,52	3855,2853	15,75
4	1483,22	12,58	3855,2853	15,75
5	1154,50	15,64	3855,2853	15,75
6	706,63	18,70	4320,2944	15,75

Tableau V.10 Les valeurs de W, b_i et F

$$\sum W_k \cdot b_i = 373728,893 \text{KN.m} \geq \sum F_k \cdot h_k = 85614,2746 \text{KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

Niveaux	Sans y-y			
	F _k (KN)	h _k (m)	W _k (KN)	b _i (m)
1	2372,31	3,40	3947,6878	10,36
2	2285,16	6,46	3894,9805	10,33
3	2086,78	9,52	3855,2853	10,37
4	1797,35	12,58	3855,2853	10,37
5	1406,13	15,64	3855,2853	10,37
6	852,73	18,70	4320,2944	10,25

Tableau.IV.11 Les valeurs de W, b_i et F

$$\sum W_k \cdot b_i = 245354,1375 \text{KN.m} \geq \sum F_k \cdot h_k = 103242,7204 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

IV.3.6. Vérification de l'excentricité :

L'excentricité accidentelle :

Une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être Appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

Donc :

$$\text{Sens X : } e_{ax} = 0,05 \times 31.5 = 1,58 \text{ m}$$

$$\text{Sens Y : } e_{ay} = 0,05 \times 19.35 = 0,97 \text{ m}$$

Excentricité adopté :

e_x : excentricité suivent **x**

e_y : excentricité suivent **y**

Etage	Lx(m)	Ly(m)	e_{x1} (m)	e_{y1} (m)	e_{x0} (m)	e_{y0} (m)	$e_{x1} \geq e_{x0}$	$e_{y1} \geq e_{y0}$
1	31,50	19,35	1,58	0,97	0,01	2,14	vérifiée	
2	31,50	19,35	1,58	0,97	0,00	2,17	vérifiée	
3	31,50	19,35	1,58	0,97	0,37	2,14	vérifiée	
4	31,50	19,35	1,58	0,97	0,00	2,14	vérifiée	
5	31,50	19,10	1,58	0,96	0,00	2,14	vérifiée	
6	31,50	19,10	1,58	0,96	0,00	2,21	vérifiée	

Tableau.IV.12 Vérification de l'excentricité.

Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets du deuxième ordre (ou effet 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 :

$$\theta_k = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.1$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$$V_k = \sum F_i$$

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 1^{er} ordre par le facteur $1/(\theta_k - 1)$.

Si $\theta_k \geq 0,2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Niv	Sens x-x						Observation
	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ (cm)	F_k (KN)	V_k (KN)	θ	
1	340	3947,6878	1,4	2008,60	8998,75	0,001806383	Vérifié
2	646	3894,9805	0,7	1912,50	6990,15	0,000603788	Vérifié
3	952	3855,2853	0,7	1733,30	5077,65	0,000558284	Vérifié
4	1258	3855,2853	0	1483,22	3344,35	0	Vérifié
5	1564	3855,2853	0	1154,50	1861,13	0	Vérifié
6	1870	4320,2944	-0,35	706,63	706,63	-0,001144321	Vérifié

Tableau V.13 tableau de P- Δ , Sens X-X

Niv	Sens y-y						Observation
	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ (cm)	F_k (KN)	V_k (KN)	θ	
1	340	3947,6878	0,7	2372,31	10800,46	0,000752523	Vérifié
2	646	3894,9805	0,7	2285,16	8428,15	0,00050077	Vérifié
3	952	3855,2853	0,35	2086,78	6142,99	0,000230732	Vérifié
4	1258	3855,2853	0,35	1797,35	4056,21	0,000264438	Vérifié
5	1564	3855,2853	0	1406,13	2258,86	0	Vérifié
6	1870	4320,2944	0	852,73	852,73	0	Vérifié

Tableau.IV.14 tableau de P- Δ , Sens Y-Y

On remarque que la condition $\theta \leq 0,10$ est satisfaite, donc l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2^o ordre peuvent être négligés.

IV.8 Conclusions

1. Les déplacements inter étages sont tous vérifiés.

2. On constate d'après le **Tableau IV.13** et **IV.14** que la structure étudiée est justifiée vis à vis l'effet P- Δ ,

Alors, ce sont les éléments de la structure correspondant au modèle final pour la construction qui seront ferrillés dans les chapitres qui suivent.

Chapitre VI : Etude des Eléments structure

V.1. Introduction

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. Ils contiennent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

V.2. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée déviée 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 **ROBOT 2018**:

1) $1.35G+1.5Q$

2) $G+Q$

3) $G+Q+E$

4) $G+Q-E$

5) $0.8G+E$

6) $0.8G-E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

$N_{max} \rightarrow M$ correspondant

$N_{min} \rightarrow M$ correspondant

$M_{max} \rightarrow N$ Correspondant

V.2.1. Les armatures longitudinales

Recommandations du RPA99 [Article 7.4.2.1]

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- A_{min} = 0.8% de la section de béton (en zone IIa),
- A_{max} = 4% de la section de béton (en zone courante),
- A_{max} = 6% de la section de béton (en zone de recouvrement),
- Φ_{min} = 12mm (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.

La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa)

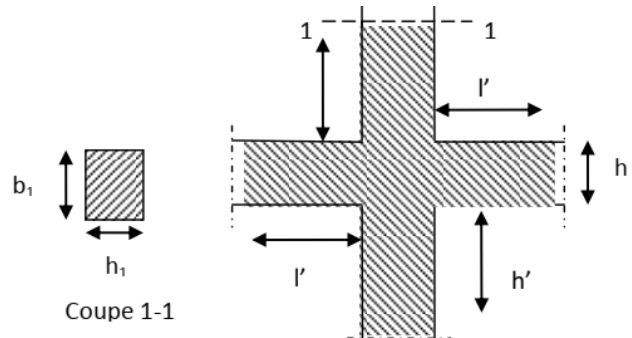
Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique). La zone nodale est définie par l' et h' .

$$h' = \text{Max}(h_e / 6 ; b_1 ; h_1 ; 60) \rightarrow h' = 60 \text{ cm}$$

$$l' = 2h' \rightarrow l' = 120 \text{ cm}$$

$(h_1 \times b_1)$: section de poteau.

h_e : hauteur d'étage.



Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau

Niveau	Section du poteau cm ²	Amin RPA cm ²	Amax RPA cm ²	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC , 1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme} étage	30x40	9.6	48	72

Tableau. V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort

tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ En zone IIa

Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l$ En zone IIa

Où :

ϕ_l : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ En % est donnée comme suit :

$$\frac{A_t}{t \cdot b_1} = 0.3\% \quad \text{si } \lambda_g \geq 5 \quad \text{Si : } 3 < \lambda_g < 5 \quad \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes}$$

$$\frac{A_t}{t \cdot b_1} = 0.8\% \quad \text{si } \lambda_g < 3$$

$$\text{Avec : } \lambda_g = \left[\begin{array}{l} l_f/b \\ \text{ou } l_f/a \end{array} \right] \quad \lambda_g : \text{ est l'élançement géométrique du poteau.}$$

Et : $l_f = 0.7 \times l_0$.

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.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètres suffisants (cheminées > 12 cm) $\phi \geq \phi_t$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux

V.2.2. Les sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ROBOT 2018, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU			ELA			ELS		
	N (Kn)	My (KN*m)	Mz (KN*m)	N (KN)	My (KN*m)	Mz (KN*m)	N max	My max	Mz max
Nmax→Mcor	1250.23	-0.27	2.31	1116	-18.97	4.41	910.86	28.44	38.29
Nmin→Mcor	53.49	-21.34	-13.49	14.43	-8.59	-30.75			
Max→Ncor	169.13	0	52.52	125.99	0	48.38			
	151.26	39.18	0	139.08	57.18	0			

Tableau. V.2 : Les Armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

V.2.3. Ferrailage des poteaux

V.2.3.1. Armatures longitudinales

Les poteaux sont ferrailés par le maximum obtenu, après comparaison entre les ferrailages donnés par le logiciel ROBOT 2018 , EXPERT et RPA en zone IIa.

❖ Calcul sous Mmax et Ncor :

$$M = 39.75 \text{ KN.m}, N = 85.11 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow e_G = \frac{M}{N} = \frac{39.75}{85.11} = 0.46 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{2} = \frac{0,4}{2} = 0,2$$

(Le centre de pression est à l'extérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante : (a) ≤ (b)

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 39.75 + 85.11 \times (0.36 - 0.4/2) = 53.36 \text{ KN.m.}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$(b) = [85.11 \times (0.36 - 0.04) - 53.36] = -26.12 \text{ KN.m}$$

$$(a) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(a) = (0,337 \times 0,40 - 0,81 \times 0,04) \times 0,30 \times 0,40 \times 14,2 \times 10^3 = 187.76 \text{ KN.m.}$$

⇒ (a) > (b) Vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

Les résultats des ferrillages adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

etage	Section Cm ²	les solllicitations	As1 calc Cm ²	As2 calc Cm ²	As min Cm ²	Choix d'armatures	As adp
RDC,1,2 ,3,4 ,5	30x40	Nmax→Mcor	1.7	1	9.6	2T12+6T14	11.50
		Nmin→Mcor	2.2	0.6			
		Mymax→Ncor	2.8	0			
		Mzmax→Ncor	0	3.8			

Tableau. V.3 : Les Armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

V.2.3.1.2. Les armatures transversales

Les armatures transversales dans les poteaux servent à reprendre, les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales, Le tableau ci-dessous comporte les sections calculées et les minimums préconisés par le RPA99/2003.

Les tableaux ci-après résument les résultats de calcul des armatures transversales pour les poteaux des différents niveaux.

Etag e	ϕ_1^{min} (c m)	I_f (c m)	λ_g	V_u (KN)	t(cm)		ρ	A^t (cm ²)		A^{tmin} (cm ²)		A^{ado} p (cm ²)	Nomb re des barre s
					Zone nodale	Zon e cour ante		Zone noda le	Zone coura nte	Zone noda le	Zone coura nte		
RD C	1.2	23 8	7.9 3	10.4 7	10	15	2.5	0.16	0.24	1.2	1.8	3.14	4HA1 0
E.C	1.2	214	7.1 3	29. 94	10	15	2.5	0.46	0.7	1.2	1.8	3.14	4HA1 0

Conformément aux règles du RPA 99/2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures Transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_1^{\max} \Rightarrow 10\text{mm} \geq \frac{14}{3}\text{mm} \Rightarrow 10 \geq 4,66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

V.2.4 Vérifications

V.2.4.1 Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \times \left\{ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right\}$$

B_r : Section réduite du béton.

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

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \cdot \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$l_f = 0.7 \times l_0$ (Longueur de flambement); $i = \sqrt{\frac{I}{A}} \rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}}$ (Rayon de giration)

D'où : $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7 \times l_0}{i} = \frac{0.7 \times (a-2) \times (b-2)}{i}$ (Section réduite).

Niveau x	Section (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	i (cm)	λ	α	As (cm ²)	B _r (cm ²)	N _u (KN)	N _{max} (KN)
RDC	30x40	3.4	2.38	0.115	20.69	0.79	11.5	1064	1850.06	1250.23
E.C	30x40	3.06	2.14	0.115	18.6	0.8	11.5	1064	1873.47	996.11

Tableau. V.5 : Vérification de l'effort normale ultime.

On a : $N_{\max} < N_u$ condition vérifiée ; il n'y a pas de risque de flambement

V.2.4.2 Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu préjudiciable on va entamer la vérification des poteaux les

plussollicités, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons

procéder comme suit : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \sigma_{adm}$

$$I = \frac{1}{3} \times by^3 + 15As'(y - d')^2 + 15As(d - y)^2$$

ySolution positive de : $by^2 + 30(As + As') - 30(As d + As'd') = 0$

section	Mser _y	As	As'	d	d'	y	I	σ _{bc}	σ _{adm}	
cm ²	KN .m	cm	cm	cm	cm	cm	cm ₄	MPa	MPa	
30x40	28.44	9.24	0	36	4.4	23.43	150521.95	4.62	15	vérifiée

section	Mser _z	As	As'	d	d'	y	I	σ _{bc}	σ _{adm}	
cm ²	KN .m	cm	cm	cm	cm	cm	cm ₄	MPa	MPa	
30x40	38.29	8.42	0	36	4.4	22.12	132564.17	6.389	15	vérifiée

Tableau. V.5 : Vérification des contraintes

V.2.4.3 Vérification aux sollicitations tangentes Selon le RPA 99 [Art : 7.4.3.2]

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

0,075 si $\lambda_g \geq 5$

0,04 Si $\lambda_g < 5$

Avec : $\rho_d =$ Avec : $\lambda_g = l_f/b$ ou l_f/a

niveau	Section (cm ²)	Lf (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ _{adm} (MPa)	observation
RDC	30x40	2.38	7.93	0.075	36	10.47	0.096	1.875	Verifier
E.C	30x40	2.14	7.13	0.075	36	29.94	0.277	1.875	verifier

D'après tableau V.6 ; on ne déduit que la condition exigée par le RPA99/200 concernant les Sollicitations tangentielle est vérifiée pour tous les étages.

✓ **Disposition constructive des poteaux :**

- **Longueurs de recouvrement**

Selon le RPA 99 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale de recouvrement est :

$L > 40 \times \varnothing$ en zone II.

$\varnothing = 14 \text{ mm}$ donc $L_r > 56 \text{ cm}$; on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$.

$\varnothing = 12 \text{ mm}$ donc $L_r > 48 \text{ cm}$; on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

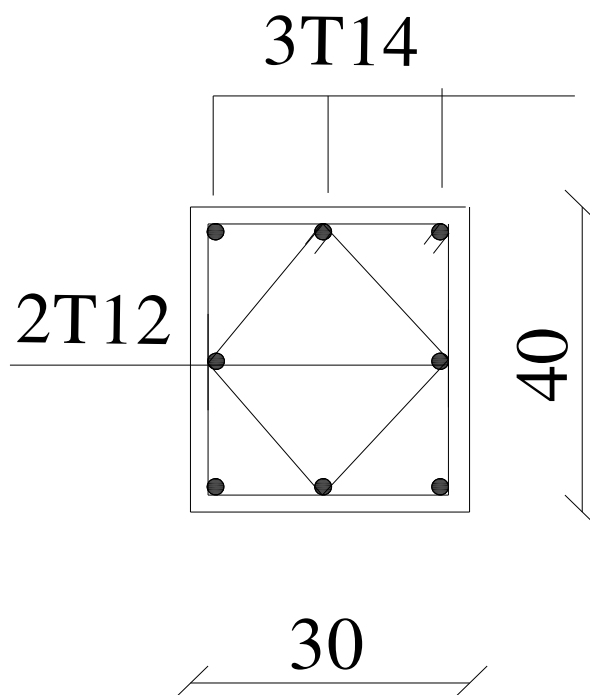
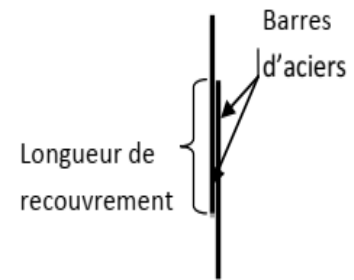


Figure VI.1 Schéma De Ferrailage De Poteaux

VI.3 ETUDE DES POUTRES :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort Tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures Longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales. Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel ROBOT2018, qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/03 qui sont :

- 1) $1.35G+1.5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q+E$
- 4) $G+Q-E$
- 5) $0.8G+E$
- 6) $0.8G-E$

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- ✓ poutres principales (40×25).
- ✓ poutres secondaires (35×25).

VI.3.1 Recommandation du RPA99/2003 :

Armatures longitudinales : (RPA99-2003 Art 7.5.2.1)

- ✓ Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la Poutre est de 0.5% en toute section. $A_{s\ min} = 0.5\% \ b \ h$
- ✓ 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 IIa.

Armatures transversales : (RPA99/2003 Art 7.5.2.2)

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$
Avec :
 - b** : largeur de la poutre.
 - S_t** : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :
 $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_l)$ en zone nodale.
 $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.
 - h** : hauteur de la poutre
 - Φ_l** : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé.

✓ Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left(\Phi_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right)$$

VI.3.2 Ferrailage des poutres :

Section (cm ²)	combinaisons charge	Ma(KN.m)	Mt(KN.m)
(35x 25)	ELU	-28,81	16,91
	ELS	-20,65	12,4
	ELA	-43,69	25,48
(40x25)	ELU	-113,51	71,77
	ELS	-82,81	52,39
	ELA	-103,39	56,51

Tableau VI-1: Les résultats des efforts correspondant.

type	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (RPA)	A _{min} (BAEL)	A _{max} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Poutres secondaire	Appui	2,74	4,37	0,95	4,37	3HA14=4,62
	Travée	1,58	4,37	0,95	4,37	3HA14=4,62
Poutre principale	Appui	10,57	5	1,08	10,75	6HA16=12.06
	Travée	6,25	5	1,08	6,25	3HA16+3HA12 =9.42

Tableau VI-2: Ferrailage des poutres.

VI.3.3 Les armatures transversales :

- Poutres secondaires :

$$\Phi_t \leq \min \left(\Phi_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min \left(14, \frac{350}{35}, \frac{250}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq 10 \text{ mm}$$

Donc on prend $\Phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- Poutres principales

$$\Phi_t \leq \min \left(\Phi_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min \left(14, \frac{400}{35}, \frac{250}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq 11,42 \text{ mm}$$

Donc on prend $\Phi_t = 10 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

Calcul des espacements des armatures transversales :

- Poutres secondaires :
 - $St \leq \min (h/4; 12\Phi l) = \min (35 / 4 ; 12 \times 1,4) = 8,75\text{cm} \rightarrow St = 8,5 \text{ cm}$ en zone nodale.
 - $St \leq h/2 = 35/ 2 = 17,5 \text{ cm} \rightarrow St = 15\text{cm}$ en zone courante
- Poutres principale :
 - $St \leq \min (h/4; 12\Phi l) = \min (40/4 ; 12 \times 1,2) = 10 \text{ cm} \rightarrow St = 10\text{cm}$ en zone nodale.
 - $St \leq h/2 = 40/ 2 = 20\text{cm} \rightarrow St = 15\text{cm}$ en zone courante

Vérification La quantité D'armatures transversales :

- Poutres secondaires :

$$At = 0.003 \times St \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125\text{cm}^2 < 2,01\text{cm}^2 \quad \text{CV}$$
- Poutres principales :

$$At = 0.003 \times St \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125\text{cm}^2 < 2,36\text{cm}^2 \quad \text{CV}$$

VI.3.3 les Vérifications :➤ **Vérification des contraintes au cisaillement : (ELU)**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} \quad ; \quad \bar{\tau} = \min (0,2 f_{cj} / \gamma_b , 5 \text{ MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

Poutres	Vu(KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	92,43	1,025	3,33	Vérifier
Poutres secondaires	28,85	0,36	3,33	Vérifier

Tableau VI-3 : Vérification des contraintes au cisaillement.➤ **Vérification à l'ELS :****Etat limite de compression du béton et d'ouverture de fissure :**

On doit vérifier que : $\delta_{bc} \leq \bar{\delta}_{bc}$; $\bar{\delta}_s \leq \bar{\delta}_s$ BAEL91 (Art E.III.1)

$$\bar{\delta}_{bc} = 0,6 f_{cj} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa} \quad ; \quad \delta_{bc} = \frac{M_{tser}}{I} y \quad ; \quad \bar{\delta}_s = \frac{15 M_{tser} (d-y)}{I}$$

$$I = \frac{by^3}{2} + 15As (d - y)^2$$

poutres	localisation	M_{ser} (KN .m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	δ_{bc}	δ_s	observatio n
principale	Appui	82,81	16,43	103082,298	13,19	235,82	Vérifier
	Travée	52,39	14,42	81150,009	9,30	208,97	Vérifier
secondaire	Appui	20,65	11,71	37845,757	6,38	161,97	Vérifier
	Travée	12,4	11,71	37845,757	3,81	97,26	Vérifier

Tableau VI-4 : Vérification de l'état limite de compression et ouverture de fissure.

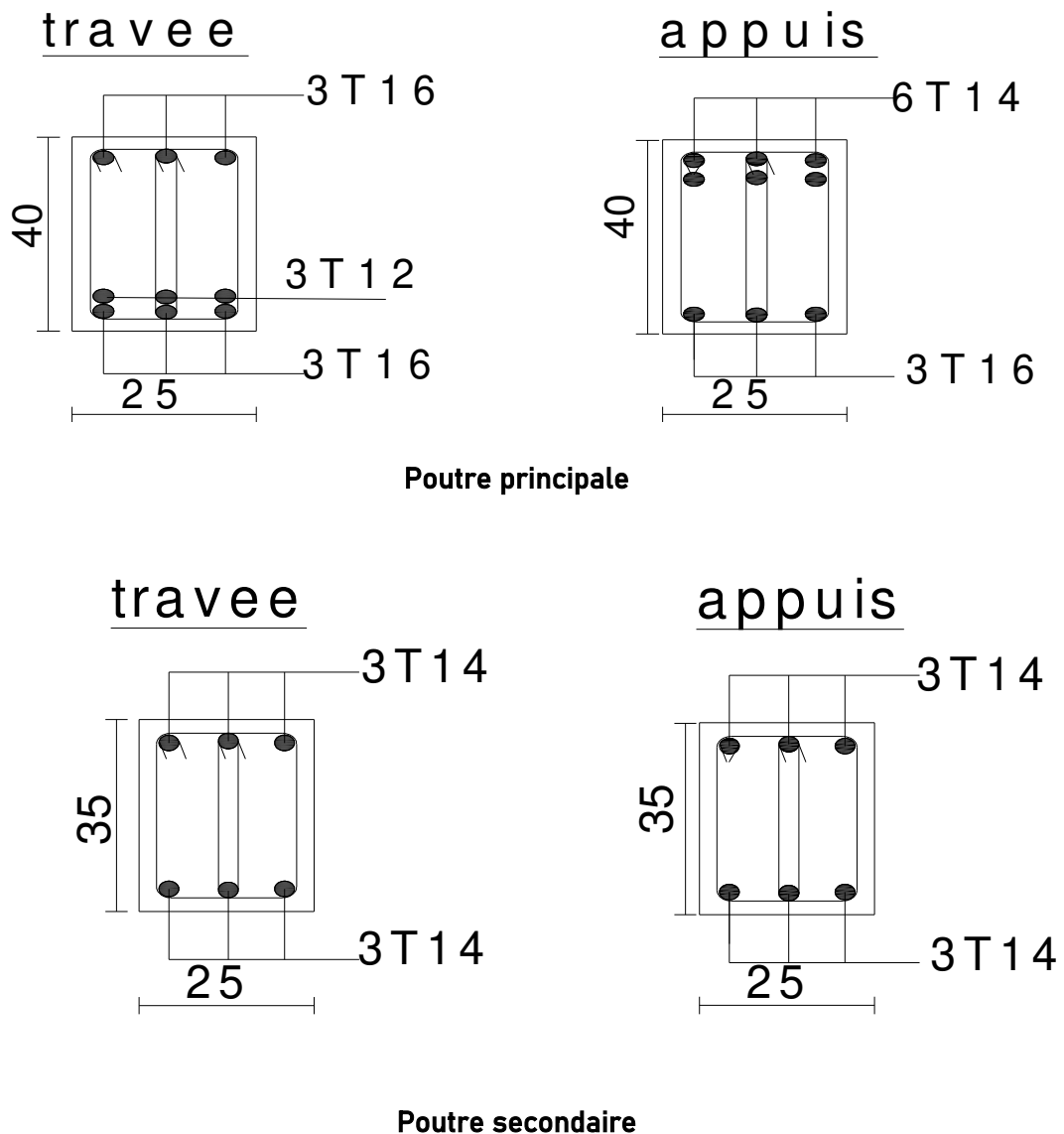


Figure VI.2 Schéma de ferrailage des Poutres

VI.4. Etude des voiles

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments Verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$

Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **Robot 2014** dans l'ordre suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \\ 0.8G\pm E \\ G+Q\pm E \end{array} \right.$$

V.4.1. Les recommandations du RPA99:

Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de la flexion et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes:

- Le pourcentage minimale sur toute la zone tendue est de $0,2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile

- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (S_t) doit être inférieur à l'épaisseur du voile;

- l'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur $L/10$ dans les zones extrêmes ;
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

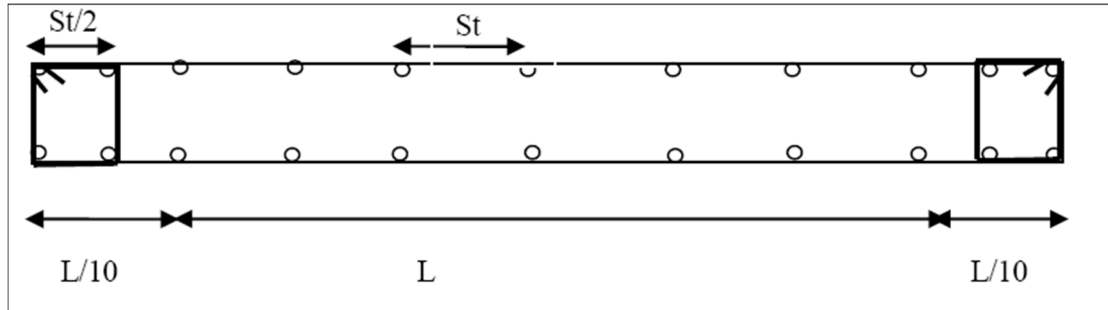


Figure VI.3 Disposition des armatures dans les voiles.

✓ Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. Disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochètes à 135° de longueur $10 \varnothing$.

✓ Armatures transversals

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont au nombre de 4 épingle par 1 m^2 au moins.

✓ Armatures de couture

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1,4V$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

✓ Règles communes (armatures verticales et horizontales)

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

- $A_{\min} = 0,15\%$ section globale du voile.
- $A_{\min} = 0,1\%$ zone courante
- L'espacement des barres (horizontales et verticales)

$S < \min (1,5e ; 30\text{cm})$.

- Diamètre des barres (horizontales et verticales) : $\varnothing < e/10$

✓ **Longueur de recouvrement**

$L_r = 40\phi$ en zone qui peut-être tendue.

$L_r = 20\phi$ en zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons.

V.4.2.Calcul des sollicitations :

voile	Nmax	Mmax	Vmax
Vy1	1421,44	4482,15	-70,18
Vy2	3314,78	4451,31	-150,55
Vy3	1450,78	4554,04	-60,83
Vy4	1133,56	2652,72	54,40
Vy5	1470,98	4656,61	32,57
Vy6	1166,26	2644,56	36,64
Vx1	2425,94	6607,18	14,00
Vx2	2463,21	6635,4	-62,87

V.4.3.Exemple de calcul de ferrailage et des vérifications :

On va faire un exemple de calcul bien détaillé du ferrailage d'un seul voile ($h=3.40m$) pour différentes sollicitations. Mais le ferrailage des autres voiles sera mentionné dans un tableau qui récapitule le ferrailage des autres voiles

VI.4.1Calcul des armatures verticales :✓ **Armatures verticales : Vy2 :**

$N_{max}=3314.78KN \rightarrow M_{max}=4451.31KN \rightarrow V_{max}=150,55KN$

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e^* \Delta$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99

$$\text{Avec:} \begin{cases} h = 3.40m ; L = 5.05m \\ b = 0.18 ; d' = 0.374m ; d = 3.06 m \end{cases}$$

c. calcul de l'excentricité:

$$e_0 = \frac{M}{N} = 1.34 m < \frac{h}{2} = 1,7m$$

(Le centre de pression est à l'intérieure de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante : (a) \leq (b)

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 4451.31 + 3314.78 \times (3.06 - 3.4/2) = 8\,959,41KN.m.$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$(b) = [3314.78 \times (3.06 - 0.374) - 8\,959.41] = -55.91 \text{ KN.m}$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(a) = (0.337 \times 3.4 - 0.81 \times 0.374) \times 0.18 \times 3.40 \times 14.2 \times 10^3 = 7324.79 \text{ KN.m.}$$

$\Rightarrow (a) > (b)$ Vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec : M_{ua}

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8\,959.41 \times 10^6}{180 \times 3060^2 \times 14.2} = 0.37$$

$$\mu_{bu} = 0.37 \geq 0.186. \text{ Pivot B.}$$

$$\varepsilon = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1000\varepsilon + 3.5} = 0.67$$

$$\mu = 0.8\alpha(1 - 0.4\alpha) = 0.39 > \mu_{bu} = 0.37 \text{ DONC: } A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.37}) = 0.61$$

$$Z = 3.06 \times (1 - 0.4 \times 0.61) = 2.31 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = \frac{8\,959.41 \times 10^6}{2310 \times 348} = 11145.2 \text{ mm}^2 = 111.45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 11145.2 - \frac{3314.78 \times 10^3}{348} = 16.19 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section minimale :

$$A_{min} = 0.23 \times e \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 18 \times 306 \times \frac{2.1}{400} = 6.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 6.65 \text{ cm}^2 < A_s = 16.19 \text{ cm}^2$$

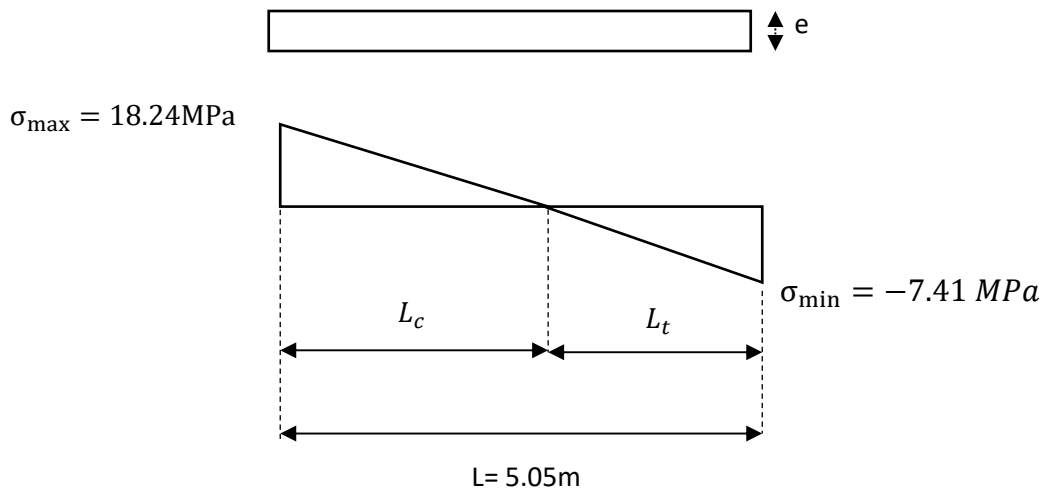
Pour le calcul de l_t on doit déterminer les contraintes :

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \hat{V} \end{cases}$$

Avec: $\begin{cases} V = \hat{V} = \frac{h}{2} = \frac{3.4}{2} = 1.7\text{m}; I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.18 \times 3.4^3}{12} = 0,59\text{m}^4 \\ B = b \times h = 0.18 \times 3.4 = 0,612\text{m}^2 \end{cases}$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{3314.78}{0.612} + \frac{4451.31}{0.59} \times 1.7 = 18.24\text{MPa} \dots\dots\dots \text{compression} \\ \sigma_{\min} = \frac{3314.78}{0.612} - \frac{4451.31}{0.59} \times 1.7 = -7.41\text{MPa} \dots\dots\dots \text{traction} \end{cases}$$

(σ1,σ2) Sont de signe différent ⇒ la section du voile est partiellement comprimée



En utilisant les triangles semblables pour la détermination de longueur de compression:

$$\text{Ou : } \begin{cases} L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = \frac{18.24}{18.24 + 7.41} \times 5.05 = 3.59\text{m}. \\ L_t = L - L_c = 1.46\text{m}. \end{cases}$$

❖ Selon le RPA99V2003 :

$$A_{\min R.P.A.1} = 0,002 \cdot a \cdot l_t = 0.002 \times 18 \times 146 = 5.25\text{cm}^2$$

$$A_s = 16.19\text{cm}^2 > A_{\min}^{\text{RPA}} = 5.25\text{cm}^2$$

- **Acier de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \text{ Avec : } \bar{V} = 1,4V$$

$$\bar{V} = 1,4V = 1,4 \times 150,55 = 210,77 \rightarrow A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \times \frac{210,77}{400} = 0,58$$

Cette section d'acier s'ajoute à la section d'aciers calculée en précédent, donc la section d'acier verticale totale sera comme suite :

$$A_v = A_s + A_{vj} = 16,19 + 0,58 = 16,77 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_v = 16,77 \text{ cm}^2 > A_s^{BAEL} = 6,65 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Selon le RPA99V2003 :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales, est donné comme suite :

- Globalement dans la section du voile 0,15%

$$\rightarrow A_{\min}^{RPA} = 0,15\%B = 0,15\%bL = 0,0015 \times 18 \times 505 = 13,63 \text{ cm}^2$$

- En zone courante 0,10%

$$\rightarrow A_{\min}^{RPA} = 0,10\%B = 0,10\%bL = 0,0010 \times 18 \times 505 = 9,09 \text{ cm}^2$$

$$A_{sv} = \max\{A_s^{\text{calculé}}, A_{\min}^{RPA}, A_{\min}^{BAEL}\} = 16,77 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Pour les deux faces.}$$

On adopte pour acier vertical : (12HA14) \Rightarrow **2(6HA14)** $\Rightarrow A_s = 18,47 \text{ cm}^2$

L'espacement entre les barres verticales recommandé par l'RPA est limité comme suite :

$$s \leq \min\{1,5b; 30\text{cm}\} = \min\{1,5 \times 18; 30\text{cm}\} = 27\text{cm}$$

Donc, on n'adopte :

- **Zone d'about :** S=10cm
- **Zone courante :** S=20cm

VI.4.2 Calcul des armatures horizontales :

Ferraillage minimal :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

$$A_{\min}^{RPA} = 0,15\%B = 0,15bl = 0,0015 \times 18 \times 100 = 2,7 \text{ cm}^2 \text{ (Pour un seul nappe)}$$

On adopte : **(4HA10)** $\Rightarrow A_H = 3,14 \text{ cm}^2$ parml (Pour une seule nappe)

✓ **Longueur de recouvrement**

$$L_r = 40\phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

$$L_r = 20\phi = 20 \times 1,4 = 28 \text{ cm}$$

- **Vérification des contraintes de cisaillement (E.L.U)**

✓ Selon l'RPA99V2003 :

Suivant l'article 7.7.2, on doit vérifier que :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5\text{Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4V}{0,9hb} = \frac{1,4 \times 150,55 \times 10^3}{0,9 \times 3400 \times 180} = 0,38\text{Mpa} < \bar{\tau}_b = 5\text{Mpa} \dots c. v$$

Selon le BAEL91modifier99

Pour le cas d'une fissuration préjudiciable, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_b = \frac{V}{0,9 \times h \times b} \leq \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 7\text{MPa} \right\} = 3,25\text{MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{0,9 \times h \times b} = \frac{150,55}{0,9 \times 3,4 \times 0,18} \times 10^{-3} = 0,27\text{MPa} < 3,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

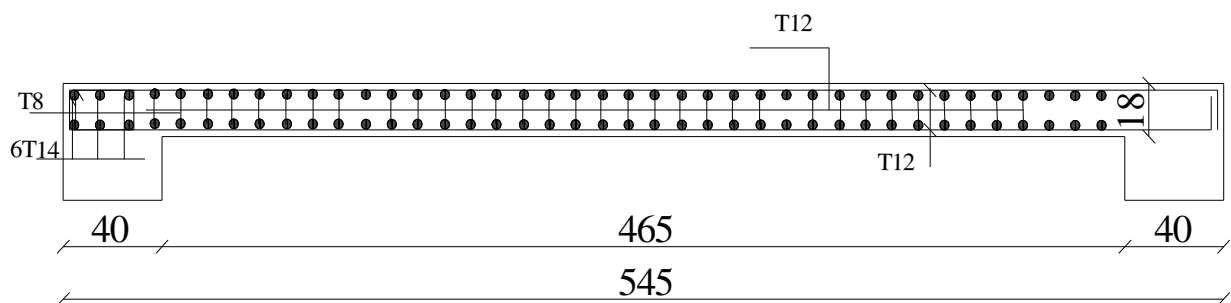


Figure VI.4 Schéma de ferrailage du Voile

CHAPITRE VII : CALCUL DES FONDATIONS

VII.1 Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

- Le choix de type de fondation dépend de :
 - Type d'ouvrage à construire.
 - La nature et l'homogénéité du bon sol.
 - La capacité portante du terrain de fondation.
 - La raison économique.
 - La facilité de réalisation.

VII .2 Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).
- Semi profondes (les puits).
- Profondes (les pieux).
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

VII.3 Choix de type de fondation :

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- radier générale

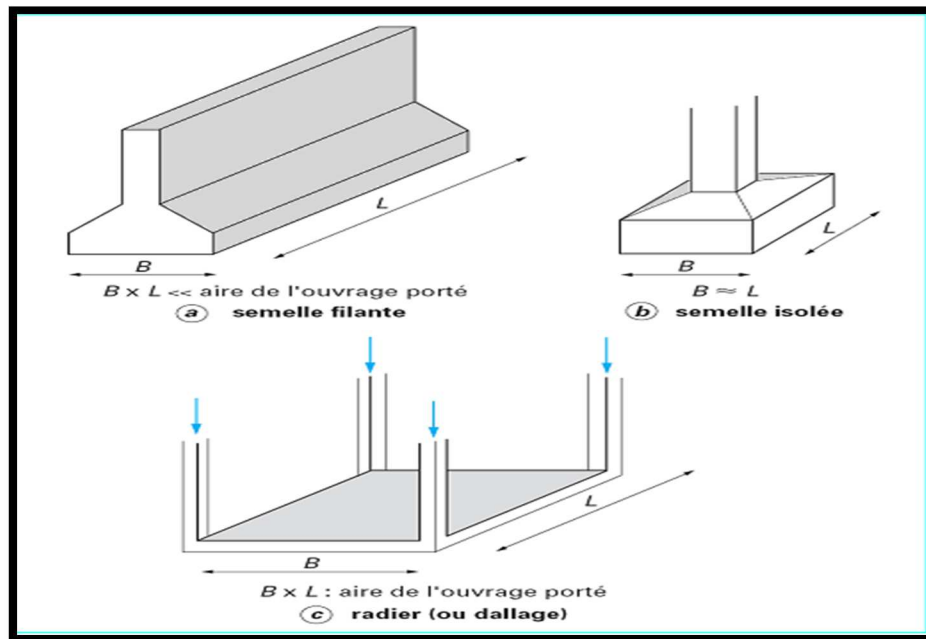


Figure VII.1:Type des semelles superficielles.

VII.4 Combinaison d'action :

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

VII.5 ETUDE DES FONDATIONS :

VII.5.1 Vérification de type de la semelle :

Le poids totale du bâtiment = 23495,42KN

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2$$

La surface totale du bâtiment = 618,51 m²

$$S = \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{23495,42}{250} = 93,98 \text{ m}^2$$

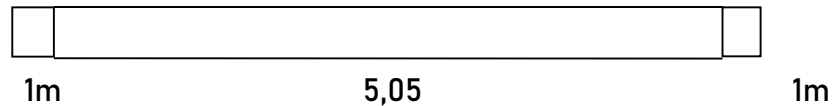
$$\frac{S_{\text{semel}}}{S_{\text{bat}}} = 0,15 = 15\% < 50\% \Rightarrow \text{on adopte semelle isolé}$$

VII.5.2. dimensionnement :

VII.5.2.1. semelle filante :

1- Pré dimensionnement de la semelle filante sous voile 1 :

➤ E.L.S:



$$\sum N_{tot} = 1187,27 \text{ KN}$$

$$L = 5,05 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{N_{tot}}{L \times \sigma_{sol}} = \frac{1187,27}{5,05 \times 250} = 0,94 \text{ m} \rightarrow B = 1,2 \text{ m}$$

$$d \geq \frac{B-b}{4} = 25,5 \text{ cm} \rightarrow d = 30 \text{ cm.}$$

$$ht = d + 5 = 30 + 5 = 35 \text{ cm} \rightarrow ht = 35 \text{ cm.}$$

$$h = ht - e = 35 - 18 = 17 \text{ cm}$$

Ferraillage :

a). Ferraillage Long :

$$\sum N_{tot} = 1187,27 \text{ KN}$$

$$N = \frac{N_{tot}}{L} = \frac{1187,27}{5,05} = 235,10 \text{ KN/ml}$$

$$A_s = \frac{N(B-b)}{8df_{su}} = 3,44 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA12 = 4,52 cm² par 1ml

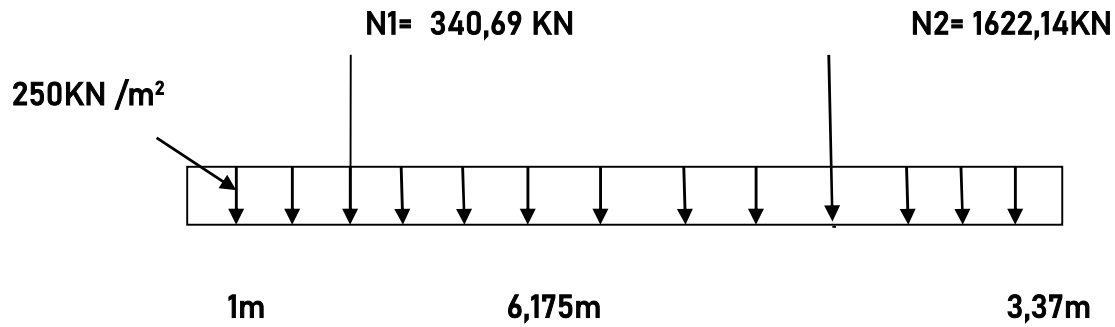
Esp = 15 cm

a). Ferraillage TRANS :

$$A = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA8 = 2,51 cm² par 1ml Esp = 20 cm

VII.5.3. Ferrailage Semelle filante sous voile et poteau :



$$A \geq \frac{N_{tot}}{B \times \sigma_{sol}} = \frac{1962,83}{1,20 \times 250} = 6,54 \text{ m}$$

Moment sur appuis :

$$M1 = q \frac{l1^2}{2} = 250 \frac{1^2}{2} = 125 \text{ KN.m}$$

$$M2 = q \frac{l2^2}{2} = 250 \frac{3,35^2}{2} = 1402,81 \text{ KN.m}$$

Moment sur travée :

$$M(x) = q \frac{x^2}{2} - N1(x - 1)$$

$$M'(x) = 0 \quad q x - N = 0$$

$$X = \frac{250}{340,69} = 2,72 \text{ m}$$

$$M_{tmax} = -1503,99 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$T1g = qL1 = 250 \text{ KN}$$

$$T1d = qL1 - N1 = -90,69 \text{ KN}$$

$$T2g = -qL2 = -842,5 \text{ KN}$$

$$T2d = -qL2 + N2 = 779,64 \text{ KN}$$

Ferrailage :

$$M_a = 1402,81 \text{ KN}$$

$$M_t = -1503,99 \text{ KN.m}$$

$$T = 842,5 \text{ KN}$$

Moment équilibre par la table :

$$b_0 = 30 \text{ cm} \quad B = 120 \text{ cm} \quad h_0 = 40 \text{ cm}$$

$$h = 100 \text{ cm} \quad d = h - d' = 100 - 5 = 95 \text{ cm}$$

$$M_{TP} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{TP} = 0,30 \times 0,04 \times 10^3 \times 14,17 \left(0,95 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_{TP} = 158,137 \text{ KN.m}$$

$M_{TP} > M_t \Rightarrow D'$ où l'axe neutre tombe dans la table de compression, donc on calcul

La section comme une section rectangulaire

➤ **En travée :**

$$\mu_{bu} = M_{tmax} / b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\mu_{bu} = 1503,99 \times 10^{-3} / 0,30 \times (0,95)^2 \times 14,17$$

$$\mu_{bu} = 0,392 \leq \mu = 0,392 \quad (A_{s'} = 0).$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0,669$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 69,57 \text{ cm}$$

$$A_s = M_{tmax} / Z \cdot f_{su} \Rightarrow A_u = 1503,99 \times 10^3 / (69,57 \times 348)$$

$$A_s = 62,12 \text{ cm}^2$$

on adopte **20HA20=62,83cm²**

➤ **En appui :**

$$\mu_{bu} = M_{tmax} / b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\mu_{bu} = 1402,81 \times 10^{-3} / 0,30 \times (0,95)^2 \times 14,17$$

$$\mu_{bu} = 0,365 \leq \mu = 0,392 \quad (A_{s'} = 0).$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0,600$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 72,2 \text{ cm}$$

$$A_u = M_{\max} / Z \cdot f_{su} \Rightarrow A_u = 1402,81 \times 10^3 / (72,2 \times 348)$$

$$A_u = 55,83 \text{ cm}^2$$

on adopte 18HA 20=56,55cm²

Ferraillage transversal :

$$\sum N_{\text{tot}} = 1962,83 \text{ KN}$$

$$N = \frac{N_{\text{tot}}}{A} = \frac{1962,83}{6,54} = 300,12 \text{ KN/ml}$$

$$A_s = \frac{N(B-b)}{8df_{su}} = 1,02 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte : } 2\text{HA}12 = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ par ml}$$

$$\text{Esp} = 15 \text{ cm}$$

Armatures long :

$$A_{\text{rep}} = A_x / 4 = 1,57 / 4 = 0,39 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{esp} = 15 \text{ cm par ml}$$

VII.5.2.2. Semelle isolée

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

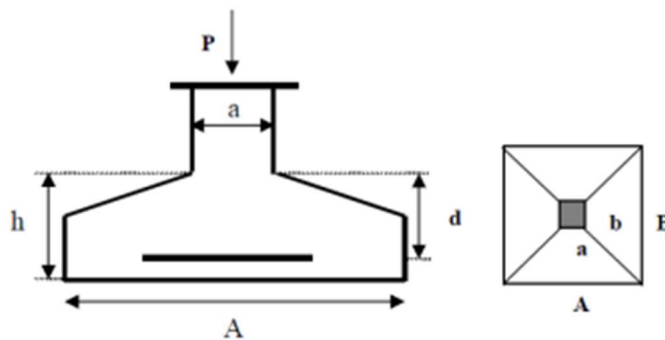


Figure VII.2 : Schéma d'une semelle isolée.

$$\text{La vérification à faire est : } \sigma = \frac{N_{\text{ser}}}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow A = \left(\frac{a}{b}\right) \times B$$

Avec :

S : surface de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol . $\bar{\sigma}_{sol} = 2,5 \text{ bar}$

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{ser} = 839,11 \text{ KN}$$

$$S \geq \frac{N_{ser}}{250} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N_{ser}}{250}$$

$$A = \left(\frac{a}{b}\right) \times B \Rightarrow A = \frac{30}{40} B \Rightarrow A = 0,75B$$

$$0,75B^2 \geq \frac{839,11}{250} \Rightarrow B^2 \geq \frac{839,11}{187,5} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{839,11}{187,5}} = 2,11\text{m} \text{ on prend } B = BY = 2,2\text{m}$$

Donc **A = BX = 1,65 m**

$$dx \geq \frac{B-b}{4} = 45,5\text{cm} \Rightarrow dx = 50\text{cm}$$

$$ht = d + 5 = 55\text{cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3,92}{839,11} = 4,67 \times 10^{-3} = 0,46\text{cm}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{222}{6} = 37\text{cm}$$

$$e_0 < \frac{B}{6} \Rightarrow \text{diagramme trapézoïdale}$$

Ferraillage :

$$e_0 < \frac{B}{24} = 9,25\text{cm}$$

En applique la méthode de bielle.

$$Q' = N \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 839,11 \left(1 + \frac{3 \times 0,46}{222}\right) = 943,99 \text{ KN}$$

$$A_x = \frac{Q'(Bx - bx)}{8 d \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{943,99(1,67 - 0,3)}{8 \times 0,5 \times 250} = 12,93\text{cm}^2$$

on adopte **12HA12 = 13,57 cm² esp=15cm**

$$A_y = \frac{Q'(By - by)}{8 d \bar{\sigma}_{sol}} = 17,17 \text{ cm}^2$$

on adopte **12HA14 = 18,47 cm² esp= 20cm**

VII.6 La longrine:

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction « F »

VII.6.1. Dimensionnement de la longrine:

Selon l'RPA 99 (art.10-1-1), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont:

- (25x30) cm².....sites de catégorie S2, S3 ;
- (30x30) cm².....site de catégorie S4.

Pour notre cas (site ferme S2) on prend une section de (25x30) cm².

VII.6.2 Ferrailage de la longrine :

➤ Armatures longitudinales :

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A = 0,6\% \times b \times h$$

$$A = 0,006 \times 30 \times 25 = 5,5 \text{ cm}^2$$

Le choix : 6HA12 (A=6,79cm²)

➤ Armatures transversales :

On prend : 4 ϕ 6 (A=1,13cm²)

Avec espacement de :

$$e = \min (20 \text{ cm}, 15 \phi_i) = 9 \text{ cm} \Rightarrow e = 10 \text{ cm}$$

✓ Schéma de Ferrailage:

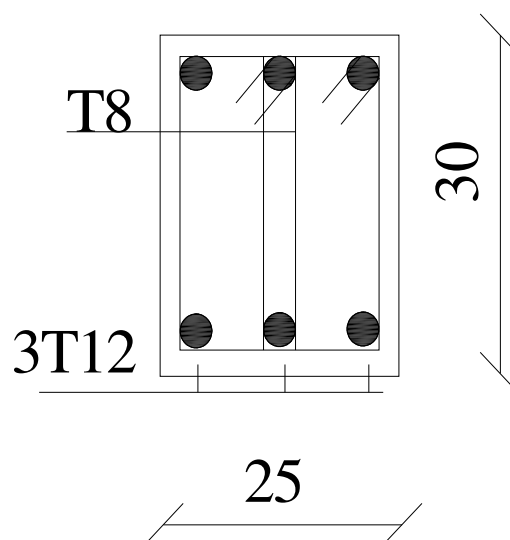


FIGURE VII.3 Ferrailage de la longrine

Conclusion générale

De multiples raisons d'ordre structural et économique poussent à promouvoir l'utilisation des structures comportant des voiles en BA en zone sismique.

Plus le nombre des voiles est important, plus l'effort à transmettre est réduit et les dispositions constructives sont moins contraignantes, et la bonne distribution de ceux-ci en plan sert à éviter ou limiter les torsions d'axe vertical.

Nous tenons aussi à confirmer le rôle du plancher dans la transmission des efforts vers les voiles.

Les caractéristiques propres déduites par l'analyse modal sont bien celles de la structure modélisée, et ne peuvent être celles de la structure réelle que si la première reflète avec une bonne précision les paramètres essentiels du système dynamique de la dernière à savoir :

la masse, la rigidité et l'amortissement, et nous nous rappelons ici qu'un modèle compliqué est un modèle mal conçu.

Le génie civil n'est pas une science exacte et les résultats finaux dépendent des décisions des calculateurs, parmi ces derniers il y a ceux qui sont pessimistes et songent à vérifier la sécurité en premier lieu quel que soit le coût final du projet, par contre il y a ceux qui songent en terme d'économie et de sécurité en parallèle, dont nous étions peut être en choisissant un coefficient de comportement global de la structure ($R=3.5$).

Dans le cadre de notre PFE, nous avons présenté la structure en un seul bloc, et cela était juste pour mieux comprendre le comportement des structures de telle forme vis-à-vis de l'action sismique, mais en réalité, les structures de configuration compacte sont à privilégier, d'où la nécessité de concevoir des joints parasismiques.

L'outil informatique a tellement aidé l'ingénieur et facilité sa tâche, mais il ne pourra jamais le remplacer ; l'ingénieur restera toujours celui qui prend les décisions, et responsable de l'application qu'il lui appartient de faire des avancés techniques que le développement informatique et parasismique met à sa disposition, mais l'ingénieur tout seul ne pourra rien faire, car la solution finale ne peut être que le résultat d'un travail en équipe composée de tous les intervenants dans le domaine du construction, et tout en respectant les exigences de la réglementation en vigueur. Et n'oublions pas que la réglementation est une convention à un moment donné de l'évolution du savoir technique et de la société, donc c'est un consensus en évolution constante.

Et finalement :

l'ingénieur doit savoir, vouloir et pouvoir être co-concepteur et non pas seulement calculateur

LES REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE :

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

Règlements :

- RPA99V2003 : règlement parasismique algérienne.
- CBA93 : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

Livre :

- BAEL 91 modifié 99.....Jean-Pierre MOUGIN.
- Mémoires année précédente..... 2013

Cours :

- Béton armé 3ème année
- Résistance des matériaux (RDM).
- Cours de béton armé 3ème année.

Logiciels :

- ROBOT 2018.....Analyse des structures.
- AUTOCAD 2018.....Dessin.
- EXCEL 2018.....Calcul.
- WORD 2013.....Traitement du texte.
- Power point 2013.....Présentation de mémoire