

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
CENTRE UNIVERSITAIRE DE TISSEMSILT
INSTITUT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DÉPARTEMENT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

Visa du chef de département des
Sciences et de la Technologie
Signature:.....
Date :.....

Thème

**Etude d'un bâtiment en R+4 à usage d'habitation sise à
Tissemsilt**

Mémoire de fin d'études

pour l'obtention du diplôme de master académique en

Filière : Génie civil

Spécialité : Structure

Encadreurs:

Mr. Djeffal.H

Mr.Abdelhamide.A

Signature:

Date:

Réalisé par :

Moulay Assia

Mahgoun Fatima

Signature:

Date: 21/06/2018

Membres du jury :

Bouderba Bachir (Président)
Ouazir Mansour (Examineur)
Djefal Houcine (Encadreur)
Abdelhamid Abd elmalek (Co/Encadreur)

Sommaire

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Généralité

I.1 Introduction.....	3
I.2 Situation du projet.....	3
I.3 Présentation de bâtiment.....	4
I.4 Conception de la structur.....	5
I.4.1	
Ossature.....	Erreur ! Signet non défini.
I.4.2 Les planchers.....	5
I.4.3 La cage d'escalie.....	6
I.4.4 Maçonnerie.....	6
I.4.5.Revêtement.....	6
I.4.6.Isolation.....	6
I.4.7.Fondation.....	6
I.5.Matériaux.....	7
I.5.1.Le béton.....	7
I.5.1.1 Résistance du béton.....	7
I.5.2.Acier.....	10

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

II.1.Introduction.....	E
------------------------	----------

Erreur ! Signet non défini.

II.2.Pré dimensionnement du plancher.....	Erreur ! Signet non défini.
II.2.1.Planchers à corps creux (étage courant).....	Erreur ! Signet non défini.
II.2.1.1.Dimensionnement des poutrelles.....	Erreur ! Signet non défini.
II.2.1.2.Largeur de la table de compression.....	Erreur ! Signet non défini.
II.3.Evaluation des charges.....	Erreur ! Signet non défini.
II.3.1.Charge permanente.....	Erreur ! Signet non défini.
II.3.1.1.Planchers terrasse.....	Erreur ! Signet non défini.
II.3.1.2.Planchers étage courant.....	Erreur ! Signet non défini.
II.3.1.3.Les murs extérieurs.....	Erreur ! Signet non défini.
II.3.1.4.Paillasse.....	Erreur ! Signet non défini.
II.3.1.5.Palier de repos.....	Erreur ! Signet non défini.
II.3.1.6.Balcon.....	Erreur ! Signet non défini.
II.3.2.Charge d'exploitation.....	Erreur ! Signet non défini.

II.4.Pré-dimensionnement des poutres.....	Erreur ! Signet non défini.
II.4.1.Pré-dimensionnement des poutres porteuses.....	Erreur ! Signet non défini.
II.4.2. Pré-dimensionnement des poutres non porteuses.....	Erreur ! Signet non défini.
II.5.Pré-dimensionnement des poteaux.....	Erreur ! Signet non défini.
II.5.1.Descende des charges.....	Erreur ! Signet non défini.
II.5.1.1. Les charges permanentes.....	Erreur ! Signet non défini.
II.5.1.2. Les charges d'exploitations.....	Erreur ! Signet non défini.
II.5.2 poteau.....	Erreur ! Signet non défini.
II.5.2.1.Vérification.....	Erreur ! Signet non défini.
II.6. Pré dimensionnement des voiles.....	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

III.1.Introduction.....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.Acrotère.....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.1.Evaluation des charges et surcharges.....	Erreur ! Signet non défini.

III. 2.2.Vérification de l'acrotère sous charge sismique.....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.3.Sollicitations.....	E rreur ! Signet non défini.
III.2.4.Calcul de l'excentricité.....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.5.Ferraillage.....	E rreur ! Signet non défini.
III.2.6.Vérification de l'effort tranchant.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.Dimensionnement des	
escaliers.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.1.Constituants d'un escalier.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.2.Dimensionnement d'un escalier.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.2.1.Détermination l'épaisseur de la paillasse et du palier de repos.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.2.2.Evaluation des charges et des surcharges.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.3.Combinaison d'actions.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.4.Calcul des sollicitations.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.5.Calcul du ferraillage.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.6.Vérification des contraintes.....	Erreur ! Signet non défini.

III.3.7.Etude de la poutre palière.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.7.1 Pré-dimensionnement.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.7.2.Descente des charges.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.7.3.Calcul du ferrailage.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.7.4.Condition du RPA99 version 2003.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.7.5.Vérification de l'effort tranchant.....	Erreur ! Signet non défini.
III.4.Balcon.....	Erreur ! Signet non défini.
III.4.1 Evaluation des charges.....	Erreur ! Signet non défini.
III.4.2.Sollicitation de calcul.....	Erreur ! Signet non défini.
III.4.4.Calcul le ferrailage.....	Erreur ! Signet non défini.
III.4.5.Vérification de l'effort tranchant.....	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre IV : Etude des planchers

IV.1.Introduction.....	Er
	reur ! Signet non défini.
IV.2.Planchers à corps creux (étage courant).....	Erreur ! Signet non défini.
IV.3.Différentes charges des nervures.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.3.1.Etude des poutrelles.....	Erreur ! Signet non défini.
IV. 3.2.Types de nervures.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.3.3.Détermination des efforts internes.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.3.3.1.Calcul des solllicitations.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.3.3.2.Calcul de ferraillage.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.3.3.3. Ferraillage de la dalle de compression.....	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre V : Etude dynamique

V.1.Introduction.....	E
	rrreur ! Signet non défini.
V.2. Méthode statique équivalente.....	Erreur ! Signet non défini.
V.3. Méthode dynamique modale spectrale.....	Erreur ! Signet non défini.

V.4. Nombre de modes à considérer.....	Erreur ! Signet non défini.
V.5.Caractéristiques de bâtiment à l'étude dynamique.....	Erreur ! Signet non défini.
V.6.Modélisation de la structure étudiée.....	Erreur ! Signet non défini.
V.7.Disposition des voiles.....	Erreur ! Signet non défini.
V.8.Calcul par la méthode spectrale.....	Erreur ! Signet non défini.
V.8.1.Calcul de la force sismique	
V.....	Erreur ! Signet non défini.
V.8.2.Détermination des coefficients.....	Erreur ! Signet non défini.
V.9.Spectre de réponse de calcul.....	Erreur ! Signet non défini.
V.10.Principe de détermination des poids (W_i) de la structure.....	Erreur ! Signet non défini.
V.11.Combinaison des réponses modales.....	Erreur ! Signet non défini.
V.12.Caractéristiques géométriques.....	80
V.13.Caractéristiques dynamiques de bâtiment.....	80
V.14.Vérifications.....	Erreur ! Signet non défini.
V.14.1.Vérifications de participation de la masse.....	Erreur ! Signet non défini.
V.14.2.Vérification de la période fondamentale de la structure.....	Erreur ! Signet non défini.
V.14.3.Vérification de la résultante des forces sismiques.....	Erreur ! Signet non défini.

V.14.4.Justification vis à vis de l'effet P-
 Δ**Erreur ! Signet non défini.**

chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI.1.

Introduction.....**Erreur ! Signet non défini.**

VI.2. Ferrailage des

poteaux.....**Erreur ! Signet non défini.**

VI.2.1 Ferrailage exigé par R.P.A 99(version
2003).....**Erreur ! Signet non défini.**

VI.2.2.Schéma de
ferrailage.....**Erreur ! Signet non défini.**

VI.3.Ferrailage des

poutres.....**Erreur ! Signet non défini.**

VI.3.1.Recommandation du RPA99/ V. 2003 pour le ferrailage des
poutres.....**Erreur ! Signet non défini.**

VI.3.2. Résultats du
ferrailage.....**Erreur ! Signet non défini.**

VI.3.3.Vérifications nécessaires pour les poutres.....101

VI.3.4.Vérification de contrainte de cisaillement.....101

VI.3.5.Vérification des contraintes.....101

VI.3.6.Vérification de la
flèche.....**Erreur ! Signet non défini.**

VI.3.7.Schéma de
ferrailage.....**Erreur ! Signet non défini.**

VI.4.Ferraillage des voiles.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.1.Méthode de calcul.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.1.1.Ferraillage verticale.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.1.2.Armatures horizontales.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.1.3.Armatures transversales.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.2.Exemple de calcul d'un voile plein.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.2.1.Schéma de ferraillage.....	Erreur ! Signet non défini.

chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1.Introduction.....	111
VII.2.Etude du Voile Périphérique.....	111
VII.2.1.Conditions minimales de l'RPA 99 version 2003.....	111
VII.3.Etude des fondations.....	111
VII.3.1.Combinaisons des charges.....	111
VII.3.2.Choix du type de fondations.....	112
VII.3.3.Calcul de la semelle filante sous mur voile et poteau.....	112
VII.3.3.1.Pré-dimensionnement.....	114
VII.3.3.2.Calcul du ferraillage.....	114

VII.3.3.3.Dimensionnement des poutres de libage.....	116
VII.3.3.3.1.Ferraillage de poutre libage.....	117
VII.3.3.4.Vérification au poinçonnement : (BAEL91 Art A.5.2 4).....	119
VII.3.3.5.Récapitulatif des différentes semelles filantes.....	119
VII.3.3.6.Schéma de ferraillage.....	121
VII.3.4.Etude des longrines.....	122
VII.3.4.1.Introduction.....	122
VII.3.4.2.Calcul du ferraillage longitudinal.....	123
VII.3.4.3.Calcul du ferraillage transversal.....	123
VII.3.4.4. Schéma de ferraillage.....	123

I.1 Introduction

Notre étude a été menée sur un bâtiment composé d'un RDC+04 étages à usage d'habitation.

Le bâtiment fait partie d'un projet de réalisation de 300 logements, le projet est implanté au site dénommé Seffah dans la wilaya de Tissemsilt.

Le maître d'ouvrage est l'O.P.G.I Tissemsilt ;

Le maître d'œuvre est le bureau d'étude U.R.L BAUS ;

L'entreprise de réalisation est Gesi-TP spa ex Génie sidère ;

Le laboratoire de contrôle est LNHC ain defla ;

Le contrôle technique de la construction est assuré par le CTC Tissemsilt.

I.2 Situation du projet.

Le projet est situé dans la commune de Tissemsilt, wilaya de Tissemsilt dont les limites sont :

- par le sud : des maisons individuelle.
- par le nord : des terrains agricoles.
- par l'ouest : des logements superposées de l'université.
- par l'est : des blocs réalisées.



Figure I.1. Plan de situation.

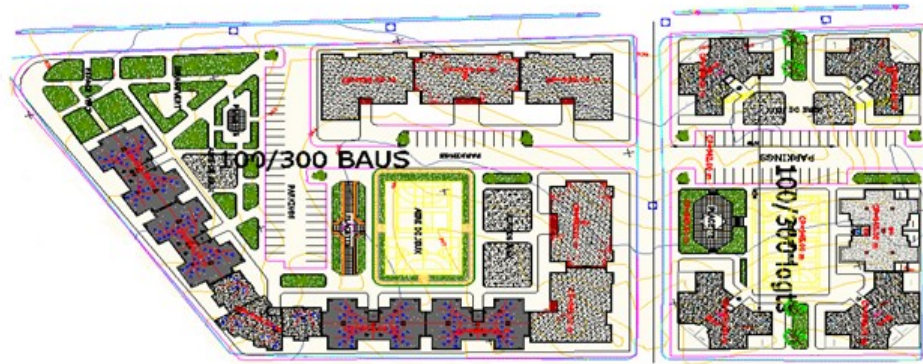


Figure I.2. Plan de masse.

I.3 Présentation de bâtiment.

Notre bâtiment est composée de :

- Un rez-de-chaussée commercial.
- Quatre étages à usage d'habitation.
- La configuration du bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation.

Après la classification de RPA99 version 2003 :

- Le bâtiment considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne groupe 2 (bâtiments d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m).
- Le bâtiment classé dans une zone de sismicité moyenne de zone IIa (Art III.3.1).
- Le type de sol est classé comme un site ferme S2 (Gré jaunâtre, moyennement dur, fracturé parfois récupéré en débris.).

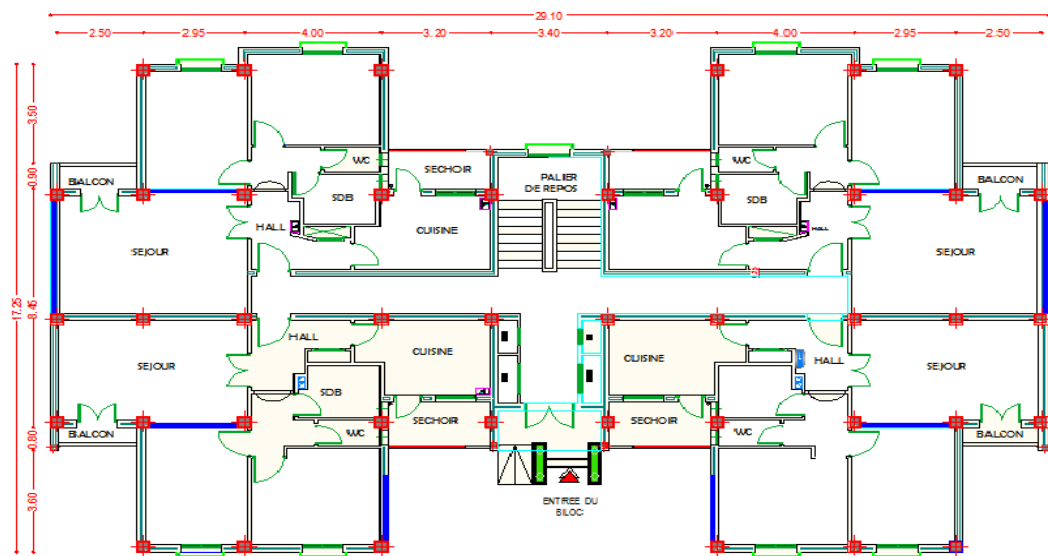


Figure I.3. Vue en plan.

- La longueur totale du bâtiment = 29,10m.
- La largeur totale du bâtiment = 17,25m.
- Hauteur totale du bâtiment = 16.2m.
- Hauteur du RDC = 3,24m.
- Hauteur d'étage courant = 3,24m.

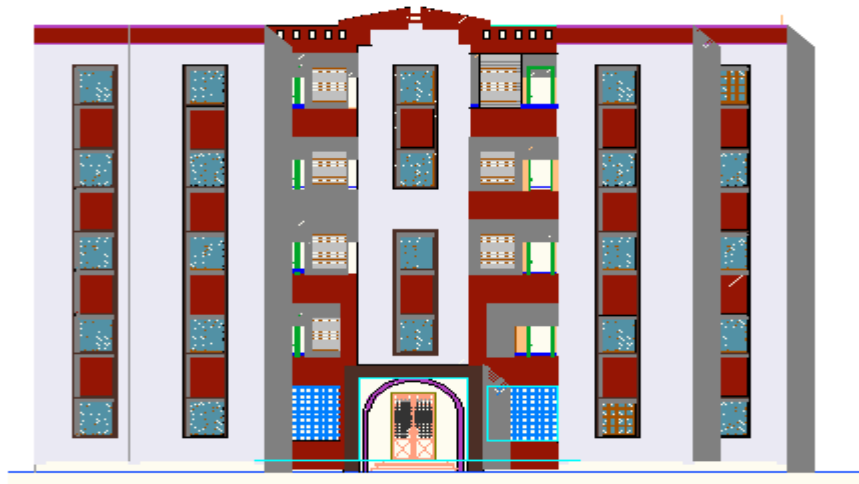


Figure I.4. Vue en élévation.

I.4 Conception de la structure.

I.4.1 Ossature

C'est une ossature contreventée constituée de portique et des voiles en béton armé.

I.4.2 Les planchers

C'est une parties horizontales de la construction séparant les niveaux d'un bâtiment, et capable de supporter les charges d'utilisations, ils résistent bien aux efforts horizontaux. Il existe deux type de plancher :

- **Plancher à corps creux :**

- Les planchers sont exécutés en hourdie de 16cm d'épaisseur avec poutrelles ferrillées en acier.
- La dalle de compression de 4cm d'épaisseur ferrillée avec treillis soude.

- **Plancher à dalle pleine :**

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.



Figure I.5. Coupe d'une dalle pleine.

I.4.3 La cage d'escalier.

L'escalier est composé de deux volées et un palier de repos.

I.4.4 Maçonnerie.

La maçonnerie sera exécutée en brique creuse

a- Murs extérieurs : à double cloisons

- Brique creuse de 15cm.
- L'âme d'air de 5cm d'épaisseur.
- Brique creuse de 10cm.

b- Murs intérieurs :

Ils sont constitués de briques creuses de 10cm.

I.4.5.Revêtement.

- Enduit plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs.
- Carrelage pour les plates formes et les terrasses accessibles.
- Étanchéité multicouche pour les terrasses non accessibles.

I.4.6.Isolation.

Il ya deux type des isolations :

- Acoustique : il est assuré par les vides entre les murs extérieurs.
- Thermique : il est assuré par le liège ou le poulistere.

I.4.7.Fondation.

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que les sols présentant une hétérogénéité horizontalement, constituée par deux formations importantes.

- La première formation est faite par une alternance d'argile silo-gréseuse jaune, des grés moyennement dur.

- La deuxième formation est constituée par un gré jaunâtre.

On peut, donné deux contraintes pour l'assise des fondations.

- Pour la couche d'alternance un taux de portance admissible de 1,5bars.

- Pour la couche de grés un taux de portance admissible de 3,0bars.

Le type de fondation superficielle demeure le choix le plus approprié.

I.5.Matériaux.

Le choix de ce type de produits-répond aux exigences fixées par RPA (voir RPA 8 .2 .2).

I.5.1.Le béton.

Pour la réalisation des fondations et des planchers, le type de ciment utilisé est le CPA caractérisé par un dosage de 350 Kg/m³, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Poids volumique : $\gamma_{BA} = 25 \text{ kN/m}^3$
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

I.5.1.1 Resistance du béton.

A- Résistance à la compression :

Dans les cas courant un béton armé, la résistance a la compression est défini par sa résistance caractéristique à 28 jours et elle est représentée par le symbole f_{c28} .

La résistance caractéristique à la compression déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Le règlement propose :

-Pour $j < 28$:

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

-Pour $j > 60$:

$$f_{cj} = 1,1f_{c28}$$

B- Résistance à la traction :

Elle est désignée par le symbole f_{tj}

$$f_{tj} = 0,06 + 0,6f_{c28}$$

C- Module de déformation longitudinale :

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules de déformations longitudinales :

➤ Module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures

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

$$E_{i28} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164 \text{MPa}$$

➤ Module de déformation longitudinale différée :

Pour des charges de longue durée d'application on a :

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

$$E_{v28} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{MPa}$$

D- Déformation transversale coefficient de poisson :

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de poisson est égal à :

$\nu = 0$ béton fissuré à L'E.L.U.R.

$\nu = 0,2$ béton non fissuré à L'E.L.S.

E- Contrainte limite :

Etat limite ultime de résistance (E.L.U.R) :

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité tel que:

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,17\text{MPa} \quad \text{En situation durable } (\gamma_b = 1,5)$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 18,5\text{MPa} \quad \text{En situation accidentelle } (\gamma_b = 1,15)$$

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

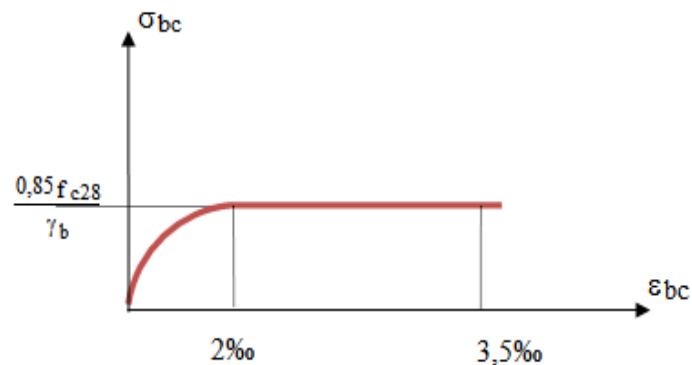


Figure I.6. Diagramme de Contrainte-Déformation à l'E.L.U.R.

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

La Contrainte de service à la compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

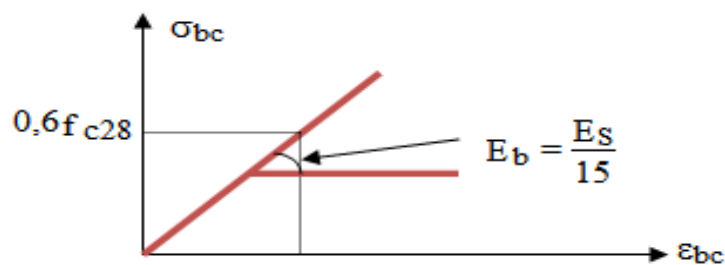


Figure I.7. Diagramme de Contrainte-Déformation à l'E.L.S.

I.5.2.Aciers.

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction,-Nous utilisons les types d'aciers suivants :

- Les ronds lisses (R.L) : FeE235
- Haute adhérences (HA) : FeE400, FeE500
- Treillis soudés de maille $150 \times 150 \text{ mm}^2$ avec $\Phi = 5\text{mm}$

A-Contrainte limite de l'acier :

A.1-Etat limite ultime « E.L.U » :

Pour le diagramme Contrainte Déformation de calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié de la figure I.8 suivant :

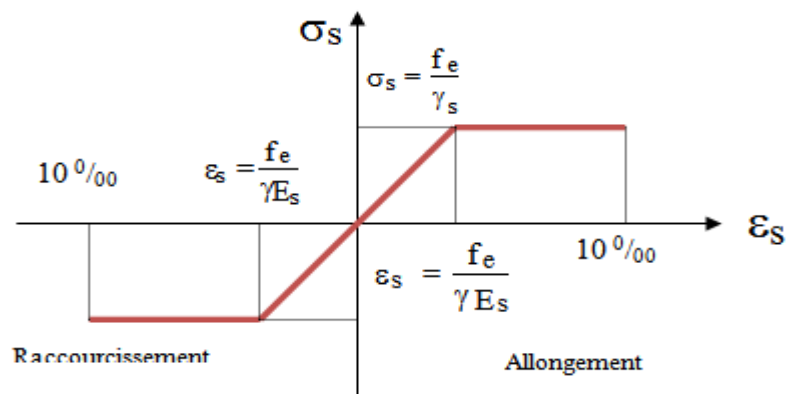


Figure I.8. Diagramme Contrainte-Déformation pour l'Acier.

On adopte le Diagramme Contrainte-Déformations suivant avec :

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

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \quad \text{En situation durable} (\gamma_s = 1,15)$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa} \quad \text{En situation accidentelle} (\gamma_s = 1,00)$$

A.2 Etat limite de service (ELS) :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et c'en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service D'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

- Fissuration peu nuisible, pas de vérification

- Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 150\eta\right)$$

Pour les aciers de nuances FeE400 avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 150 \times 1,6\right) = 240 \text{ MPa}$$

- Fissuration très préjudiciable :
- $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\eta\right)$

Our les aciers de nuances FeE400 avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times 1,6\right) = 176 \text{ MPa}$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration tels que.

$\eta = 1$ pour des aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour des aciers de H.A.

➤ **Module d'élasticité de l'Acier :**

Le module d'élasticité de l'Acier sera pris égale à : $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

II.1.Introduction

Cette partie a pour but de pré-dimensionner les différents éléments de la structure suivants les règlements exigés tels que : **DTRB.2.2, BAEL91, RPA99/2003**. Il a pour but de trouver le meilleur arrangement entre coût et sécurité. Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression).

II.2.Pré dimensionnement du plancher

II.2.1.Planchers à corps creux (étage courant)

L'épaisseur du plancher est déterminée par l'épaisseur des poutrelles. Pour le Pré dimensionnement, on va utiliser les formules empiriques qui ont pour but de limiter la Flèche, la portée maximale est de $L_{\max} = 4,4\text{m}$.

II.2.1.1.Dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé disposées, parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée avec l'équidistance de largeur d'un corps creux (hourdis). Le rôle des poutrelles dans le plancher est d'assurer la transmission des charges verticales directement appliquées sur ce dernier aux poutres principales.

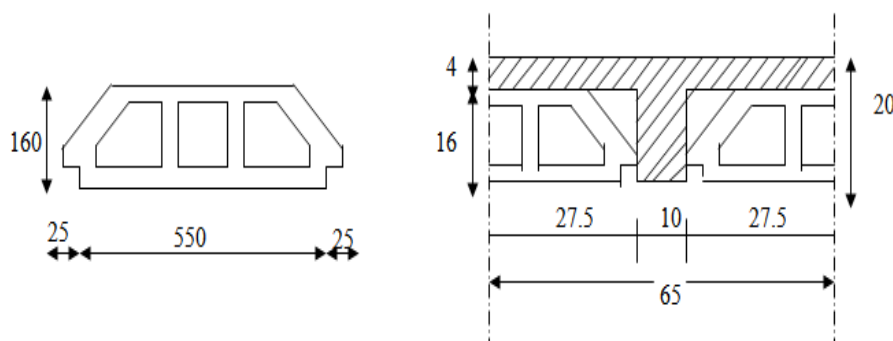


Figure II.1.Plancher à corps creux.

$$L_{\max} = 4,4\text{m}$$

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$\frac{440}{25} \leq h \leq \frac{440}{20} \rightarrow 17,6\text{cm} \leq h \leq 22\text{cm}$$

On adopte une hauteur de $h = 16 + 4 = 20\text{cm}$ pour tous les planchers.

D'après BAEL91 :

$$\frac{h}{3} \leq b_0 \leq \frac{h}{2} \rightarrow \frac{20}{3} \leq b_0 \leq \frac{20}{2} \rightarrow 6,66\text{cm} \leq b_0 \leq 10\text{cm}$$

Donc : $b_0 = 10\text{cm}$

II.2.1.2. Largeur de la table de compression

Cette largeur définit la dimension de la zone de compression :

$$b_1 = \min\left(\frac{L}{10} \text{ cm}; \frac{L_x}{2} \text{ cm}\right) = \min\left(\frac{440}{10} \text{ cm}; \frac{55}{2} \text{ cm}\right)$$

$b_1 = 27,5\text{cm}$

Avec :

L : la portée de la travée

L_x : la distance entre les deux faces voisines des deux nervures

Donc la largeur totale de la table de compression pour une nervure :

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27,5 + 10 = 65\text{cm}$$

II.3. Evaluation des charges

II.3.1. Charge permanente

II.3.1.1. Planchers terrasse

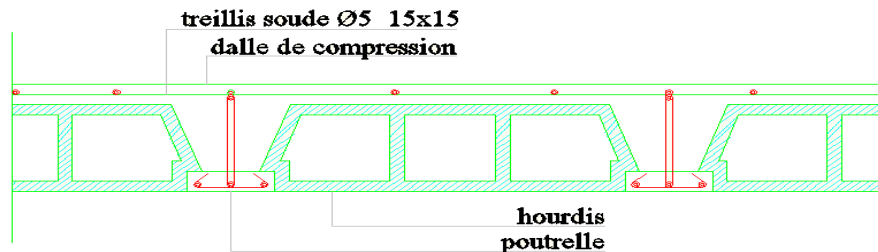


Figure II.2. Planchers terrasse.

Tableau II.1. Charge permanente due aux planchers terrasse.

N°	Élément	Épaisseur (cm)	Masse volumique (kN/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (kN/m ²)
1	Protection en gravillon	5	17	$0,05 \times 17 = 0,85$
2	Étanchéité multicouche	2	6	$0,02 \times 6 = 0,12$
3	Béton de pente (Béton non armé)	10	22	$0,1 \times 22 = 2,2$
4	Corps creux + dalle de compression	20		2,85
5	Enduit de plâtre	2	10	$0,02 \times 10 = 0,2$
Total			G = 6,34 kN/m²	

II.3.1.2. Planchers étage courant

**Figure II.3.** Plancher courant.**Tableau II.2.** Charge permanente due aux planchers étage courant.

N°	Élément	Épaisseur (cm)	Masse volumique (kN/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (kN / m ²)
1	Cloisons	10	9	0,9
2	Revêtement de carrelage	2	20	$0,02 \times 20 = 0,4$
3	Mortier de pose	2	20	$0,02 \times 20 = 0,4$
4	Corps creux + dalle de	20	/	2,85

	compression			
5	Enduit de plâtre	2	10	$0,02 \times 10 = 0,20$
Total			$G = 4,87 \text{ kN/m}^2$	

II.3.1.3. Les murs extérieurs

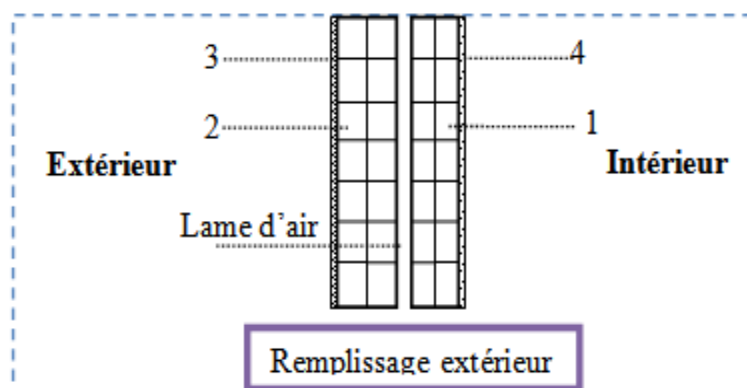


Figure II.4. Mur en double cloison.

Tableau II.3. Charge permanente due à la double cloison.

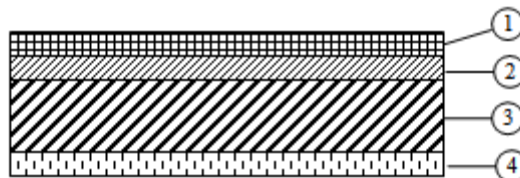
N°	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kN/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (kN / m ²)
1	Brique creuse	10	9	0,9
2	Brique creuse	15	/	1,30
3	Enduit de ciment	2	18	$0,02 \times 18 = 0,36$
4	Enduit de plâtre	2	10	$0,02 \times 10 = 0,2$
Total			$G = 2,76 \text{ kN/m}^2$	

II.3.1.4. Paillasse

Tableau II.4. Charge permanente due aux paillasses.

N°	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kN/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (kN/m ²)
1	Poids propre de paillasse	14	25	3,5
2	Marches et contre marche	4	20	0,8
3	Mortier de pose	2	20	0,4
4	Enduit en ciment	20	/	2,85
5	Poids propre de marche	8	25	2
Total			G = 7,1 kN/m²	

II.3.1.5.Palier de repos

**Figure II.5.** Chemin palier.**Tableau II.5.** Charge permanente due aux paliers de repos.

N°	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kN/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (kN / m ²)
1	Carrelage	2	20	0,4
2	Morté de pose	2	20	0,4
3	Dalle pleine	14	25	3,5
4	Enduit en ciment	2	20	0,4

Total	G = 4,7 kN/m²
--------------	---------------------------------

II.3.1.6. Balcon

Tableau II.6. Charge permanente due aux balcons.

N°	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kN/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (kN / m ²)
1	Carrelage	2	20	0,4
2	Morté de pose	2	20	0,4
3	Dalle pleine en B.A	10	25	2,5
4	Enduit en ciment	2	18	0,36
Total			G = 3,66 kN/m²	

II.3.2. Charge d'exploitation

Tableau II.7. Charges variables.

Elément	Charges d'exploitation (kN / m ²)
Plancher terrasse	1
Plancher courant	1,5
Escalier	2,5
Balcon	3,5

II.4. Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux supportent les charges et surcharges, leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par le BAEL91 et vérifier le règlement parasismique algérien RPA99.

A) Selon les règles BAEL 91 :

La hauteur h de la poutre doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad [\text{II} - 1]$$

La largeur b de la poutre doit être :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad [\text{II} - 2]$$

Avec :

L : portée de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

B) selon le RPA 99 :

La hauteur h de la poutre doit être :

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

La largeur b de la poutre doit être :

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

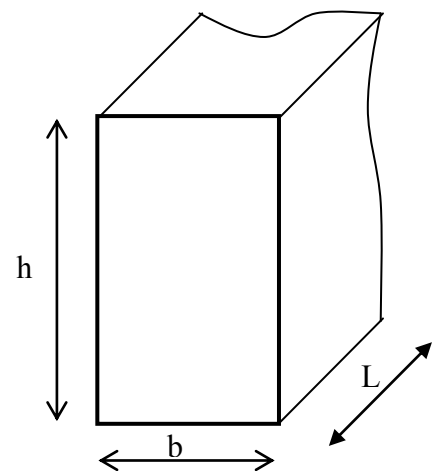


Figure II.6. Section d'une poutre.

Le rapport hauteur largeur doit être

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

II.4.1. Pré-dimensionnement des poutres porteuses

La longueur maximale des poutres porteuses est de $L = 4,40\text{m}$.

- Vérification selon le BAEL 91 :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow \frac{440}{15} \leq h_t \leq \frac{440}{10}$$

$$\text{Donc : } h_t = 40 \text{ cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 0,3(40) \leq b \leq 0,7(40)$$

$$12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

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

- Vérification selon RPA 99 :

$$b \geq 30\text{cm} \quad b = 30\text{cm} \quad \text{Condition vérifié}$$

$h \geq 30\text{cm}$	$h = 40\text{cm}$	Condition vérifié	[III-3]
$\frac{h}{b} < 4\text{cm}$	$1,33 < 4\text{cm}$	Condition vérifié	

Les conditions selon les réglementations de BAEL et RPA sont vérifiées, donc on prend la section de poutre longitudinale (Poutre Principale).

$$(b \times h) = (30 \times 40)\text{cm}^2$$



Figure II.7. Section de poutre principale.

II.4.2. Pré-dimensionnement des poutres non porteuses

La longueur maximale des poutres non porteuses est de $L_{\max} = 4\text{m}$

- Vérification selon le BAEL 91 :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow \frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10}$$

Donc : $h_t = 35\text{cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 0,3(35) \leq b \leq 0,7(35) \rightarrow 10 \leq b \leq 24$$

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

- Vérification selon RPA 99 :

$$b \geq 30\text{cm} \quad b = 30\text{cm} \quad \text{Condition vérifié}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad h = 35\text{cm} \quad \text{Condition vérifié} \quad \text{[III-4]}$$

$$\frac{h}{b} < 4\text{cm} \quad 1,16 < 4\text{cm} \quad \text{Condition vérifié}$$

Les conditions selon les réglementations de BAEL et RPA sont vérifiées, donc on prend la section des poutres transversales

$$(b \times h) = (30 \times 35)\text{cm}^2$$

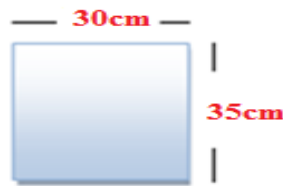


Figure II.8. Section de poutres transversales.

II.5. Pré-dimensionnement des poteaux

Le poteau est un organe de structure sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage (par exemple les fondations). Du point de vue de la mécanique des structures, les poteaux sont des éléments verticaux soumis principalement à de la compression.

Le dimensionnement s'effectue de la manière suivante :

II.5.1. Descente des charges

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultants de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations ; afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

II.5.1.1. Les charges permanentes

La descente des charges est due au poids propre qui peut s'effectuer en considérant, pour chaque poteau ou voiles sont des poids propres, la charge des autres éléments reportée sur lui-même. La charge totale aura comme suite :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{étage}} + G_{\text{RDC}}$$

II.5.1.2. Les charges d'exploitations

Pour les charges d'exploitations la loi de dégression des charges est comme suit :

Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse courant du bâtiment ;

Q_1, Q_2, Q_3, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers étages (1, 2, 3, n) numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitations suivantes :

Tableau II.8. Règle de dégression adoptée.

Niveau	Dégression	$Q_{cumulée}$ (kN/m^2)
Sous terrasse	Q_0	1
Sous 4 ^{ème} étage	Q_0+Q_1	2,5
Sous 3 ^{ème} étage	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$	3,85
Sous 2 ^{ème} étage	$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
Sous 1 ^{ème} étage	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+ Q_3+ Q_4)$	6,1
Sous le RDC	$Q_0+ \frac{3+n}{2n}(Q_1+Q_2+ Q_3+ Q_4. + Q_{RDC})$	6,625

Avec :

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

II.5.2 poteau

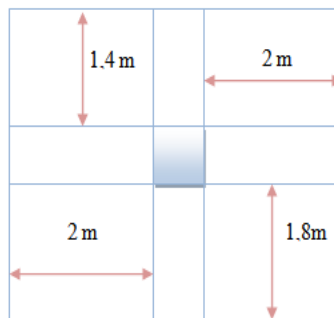


Figure II.9. Surface du plancher revenant à un poteau central.

$$S_G = (2 + 2) \times (1,4 + 1,8) = 12,8 m^2$$

$$S_Q = (2 + 0,4 + 2) \times (1,4 + 0,4 + 1,8) = 15,84 m^2$$

Tableau II.9. Efforts normaux sur le poteau choisi à différents niveaux

N°	Elément	G (kN)	Q (kN)
1 – 1	-Plancher terrasse: (2+2) × (1,4+1,8) x 6.34	81,15	
	-Poutre secondaire: (1,8+1,4) ×0,30×0,35×25	8,4	
	-Poutre principale: (2+2) ×0,3×0,40×25	12	
	-Poteau : 0,35×0,35×3,24×25	9,92	
	* Sur Charge : 1×15,84		15,84
	Venant : 1-1	111,47	15,84
2 – 2	-Plancher étage : (2+2) × (1,4+1,8) ×4.87	62,34	
	- Poutre secondaire :(1,4+1,8) × 0.30×0.35 ×25	8,4	
	-Poutre principale : (2+2) ×0,3×0,40×25	12	
	-Poteau : 0,35×0,35×3,24×25	9,92	
	* Sur Charge : 1,5×15,84		23,76
	Venant : 2-2	204,13	39,6

3 – 3	-Plancher étage : $(2+2) \times (1,4+1,8) \times 4.87$	62,34	
	- Poutre secondaire : $(1,4+1,8) \times 0.30 \times 0.35 \times 25$	8,4	
	-Poutre principale : $(2+2) \times 0,3 \times 0,40 \times 25$	12	
	-Poteau : $0,35 \times 0,35 \times 3,24 \times 25$	9,92	
	* Sur Charge : $1,5 \times 15,84$		23,76
	Venant : 3-3	296,79	63,36
4 – 4	-Plancher étage : $(2+2) \times (1,4+1,8) \times 4.87$	62,34	
	- Poutre secondaire : $(1,4+1,8) \times 0.30 \times 0.35 \times 25$	8,4	
	-Poutre principale : $(2+2) \times 0,3 \times 0,40 \times 25$	12	
	-Poteau : $0,35 \times 0,35 \times 3,24 \times 25$	9,92	
	* Sur Charge : $1,5 \times 15,84$		23,76
	Venant : 4-4	389,45	87,12

5 – 5	-Plancher étage : $(2+2) \times (1,4+1,8)$ $\times 4.87$	62,34	
	- Poutre secondaire : $(1,4+1,8) \times 0.3$ $\times 0.35 \times 25$	8,4	
	-Poutre principale : $(2+2)$ $\times 0,3 \times 0,40 \times 25$	12	
	-Poteau : $0,4 \times 0,4 \times 3,24 \times 25$	12,96	
	* Sur Charge : $1,5 \times 15,84$		23,76
		485,15	110,88

II.5.2.1.Vérification

$$N'_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(485,15) + 1,5(110,88) = 821,27\text{kN}$$

$$N_u = 1,15 \times N'_u = 944,46\text{kN}$$

$$N_u \leq \overline{N}_u$$

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \quad [\text{II} - 4]$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que $\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que $\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire

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

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

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que $B_r = (a - 0,02)(b - 0,02)$.

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle.

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

λ : L'élanement du poteau considéré

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f : longueur de flambement, on prend $L_f = 0,7L_0 = 0,7(3,24 - 0,40) = 198,8\text{cm}$

i : rayon de giration de la section du béton seul avec

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{[II - 5]}$$

I : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

B : aire total de la section du poteau.

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$A = A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \times b \times h}{100}; \frac{0,8(b \times h)}{100} \right]$$

$$A = A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \times (40 \times 40)}{100}; \frac{0,8(40 \times 40)}{100} \right]$$

$$A = \max(3,2; 12,8) \text{ Donc } A_s = 12,8\text{cm}^2$$

$$B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) = (40 - 2)(40 - 2) = 1444\text{cm}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213333,33\text{cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 11,547$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{198,8}{11,547} = 17,17 \leq 50$$

$$\alpha = 0,8$$

Donc :

$$N_u \leq 0,8 \left[\frac{1444 \times 25}{0,9 \times 1,5} + \frac{12,8 \times 400}{1,15} \right] \times 10^{-1} = 2495,43\text{kN}$$

$$944,46\text{kN} \leq 2495,43\text{kN}$$

II.6. Pré dimensionnement des voiles

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99V2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA99/V. 2003 (Article 7.7.1), les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4a$ sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

Avec :

L et a sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

Épaisseur minimum a égale à 15 cm (RPA99/V. 2003 Art 7.7.1). De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquer sur la figure suivant :

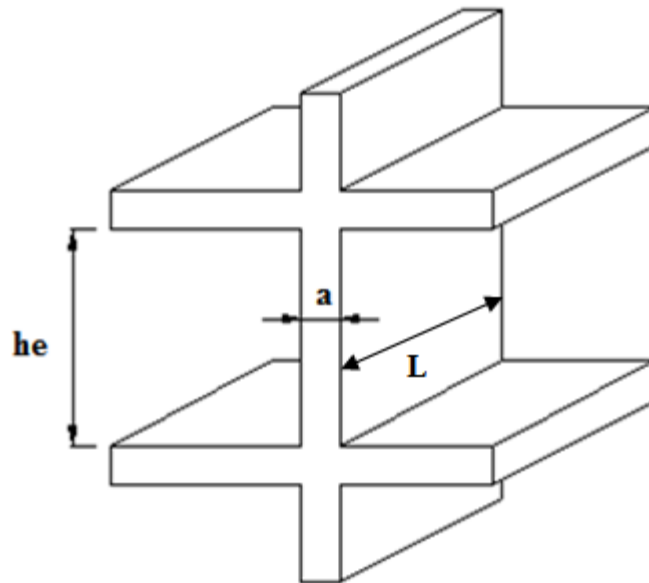


Figure II.10. Coupe de voile en élévation.

$$e \geq \frac{h_e}{25}$$

$$L \geq 4e$$

$$\text{Donc } h_e = 324\text{cm}$$

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right)$$

$$e \geq \max(12,96\text{cm}; 14,73; 16,2)$$

On prend : **e=15cm**

III.1.Introduction

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

III.2.Acrotère

L'acrotère est un élément décoratif réalisé et coulé sur place, son rôle est d'assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse ainsi que la protection de l'étanchéité (Figure III.1).

Le calcul de l'acrotère est, considéré comme une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse, soumise à l'action de son poids propre et une surcharge due à la main courante estimée à 1kN/m ($Q=1\text{kN/m}$).

Le calcul se fait au niveau de la section la plus sollicitée celle de l'encastrement. Elle est soumise à la flexion composée.

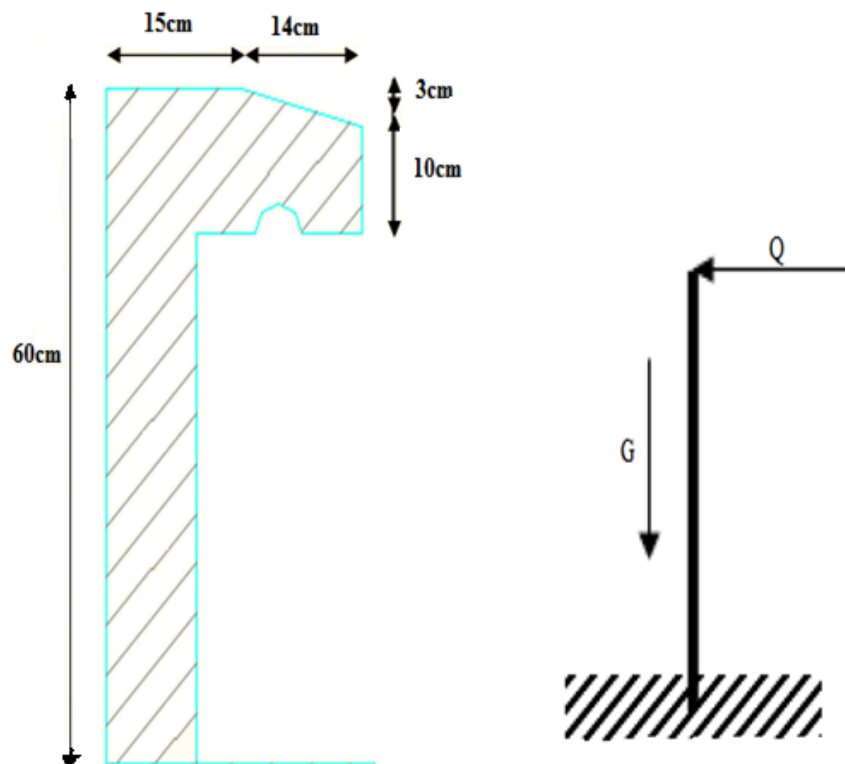


Figure III.1. Schéma de l'acrotère.

III.2.1. Evaluation des charges et surcharges

- La charge due a son poids propre :

$$G = S \cdot \gamma_{BA} \quad [\text{III} - 1]$$

$$G = 25 \times \left[(0,15 \times 0,6) + (0,14 \times 0,1) + \left(0,03 \times \frac{0,14}{2} \right) \right] = 2,65 \text{ kN/ml}$$

- La surcharge :

$$Q = 1 \text{ kN/ml}$$

III. 2.2. Vérification de l'acrotère sous charge sismique

Le RPA99 /V. 2003 exige la vérification des éléments ancrés à la structure sous l'effet la composante horizontale de la charge sismique donnée dans l'article 6.2.3 par :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot c_p \cdot w_p \quad [\text{III} - 2]$$

Avec : A est le coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et groupe d'usage.

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 (voir tableau 6.1)

WP : poids de l'élément considéré.

Donc : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,65 = 1,272 \text{ kN/ml}$

$F_p \leq Q \rightarrow F_p = 1,272 \text{ kN/ml} > Q = 1 \text{ kN/ml}$ Condition non vérifié.

Charge :

-La charge due a son poids propre : $G = 2,65 \text{ kN/ml}$

-La surcharge : $Q = 1,272 \text{ kN/ml}$

III.2.3. Sollicitations

a) E.L.U.R :

- Effort normal : $N_u = 1,35G = 1,35 \times 2,65 = 3,58 \text{ kN/ml}$

- Effort tranchant : $V_u = 1,5 \cdot Q = 1,5 \times 1,272 = 1,91 \text{ kN/ml}$

- Moment fléchissant : $M_u = 1,5 \cdot Q \cdot H = 1,5 \times 1,272 \times 0,6 = 1,14 \text{ kN.m}$

b) - E.L.S :

- Effort normal : $N_s = G = 2,65 \text{ kN/ml}$

- Effort tranchant : $V_s = Q = 1,272 \text{ kN/ml}$

- Moment fléchissant : $M_s = Q \cdot H = 1,272 \times 0,6 = 0,76 \text{ kN.m}$

III.2.4. Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,14}{3,58} = 0,3184 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,0166 \text{ m}$$

$$e > \frac{h}{6} \rightarrow 0,3184 \text{ m} > 0,0166 \text{ m}$$

Condition vérifiée.

La section est partiellement comprimée, parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

III.2.5. Ferrailage

E.L.U.R :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 10 \text{ cm} ; \text{FeE400} ; d = 9 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h = 0,09 \text{ m}$$

$$c = 0,1 - 0,09 = 0,01 \text{ m}$$

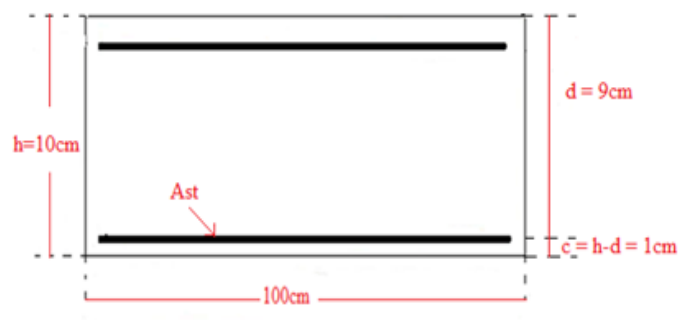


Figure III.2. Dimensions de la section dangereuse.

Avec :

d : c'est la distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

c : c'est la distance entre les armatures inférieurs et la fibre la plus tendue.

$$\sigma_b = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17\text{MPa} \quad ; \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1\text{MPa}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - c = 31,84 + \frac{10}{2} - 1 = 35,84\text{cm}$$

$$M_a = N_u e_a = 3,58 \times 35,84 \times 10^{-2} = 1,283\text{kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,283 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 90^2} = 0,011$$

$$\mu = 0,011 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,011}) = 1,38 \times 10^{-2}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,09(1 - 0,4 \times 1,38 \times 10^{-2}) = 0,0895\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_s} \left(\frac{M_a}{Z} - N_u \right) = \frac{1}{348} \left(\frac{1,238 \times 10^3}{0,0895} - 3,58 \right) = 0,3974\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{stmin} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{stmin} \geq 0,23 \times 1000 \times 90 \times \frac{2,1}{400} = 108,67\text{mm}^2$$

$$A_{stmin} \geq 1,0867\text{cm}^2$$

$$\text{Donc } A_{st} = 5T8 = 2,51\text{cm}^2$$

E.L.S :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,76}{2,65} = 0,2868\text{m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,0167\text{m}$$

$$\frac{h}{6} = 0,0167\text{m} < e = 0,2868\text{m}$$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0,1}{2} + e_1 - 0,2868$$

$$e_1^3 + p e_1 + q = 0$$

$$p = -3\left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6 \times n \times A_{stmin}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)$$

$$p = -3\left(0,2868 - \frac{0,1}{2}\right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 1,0867 \times 10^{-4}}{1} \left(0,2868 - \frac{0,1}{2} + 0,09\right) = -0,1650 \text{ m}^2$$

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6 \times n \times A_{stmin}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2$$

$$q = 2\left(0,2868 - \frac{0,1}{2}\right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 1,0867 \times 10^{-4}}{1} \left(0,2868 - \frac{0,1}{2} + 0,09\right)^2 = 0,0255 \text{ m}^3$$

Méthode des itérations successives :

$$e_1 = \sqrt[3]{-pe_1 - q}$$

On prend la valeur de : $e_1 = 1 \text{ m}$

$$e_1 = \sqrt[3]{-(-0,1650) \times 1 - 0,0255} = 0,5186 \text{ m}$$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0,1}{2} + 0,5186 - 0,2868 = 0,2818 \text{ m}$$

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

$$s = \frac{1 \times (0,2818)^2}{2} - 15 \times 2,51 \times 10^{-4} \times (0,09 - 0,2818) = 4,04 \times 10^{-2} \text{ m}^3$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{N_s \times x}{s} = \frac{2,65 \times 0,2818}{4,04 \times 10^{-2}} = 18,48 \text{ kN/m}^2 = 0,01848 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \frac{N_s \times (x - d)}{s} = 15 \times \frac{2,65 \times (0,2818 - 0,09)}{4,04 \times 10^{-2}} = 188,71 \text{ kN/m}^2 = 0,18871 \text{ MPa}$$

Calcul des contraintes admissibles :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 150\eta\right) = \min(266,66 \text{ MPa}; 240 \text{ MPa}) = 240 \text{ MPa}$$

Pour la fissuration préjudiciable avec $\eta = 1,6$ [H.A]

$$\sigma_b = 0,01848 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifié.

$$\sigma_s = 0,18871\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 240\text{MPa}$$

Condition vérifié.

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63\text{cm}^2$$

On choisit : $A_r = 2\text{T8}$ de section $1,01\text{cm}^2$.

III.2.6.Vérification de l'effort tranchant

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciables :

La contrainte de cisaillement maximale est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,91}{1 \times 0,09} = 21,22\text{ kN/m}^2 = 0,02122\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

$$\tau_u = 0,02122\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort tranchant pour le cas statique.

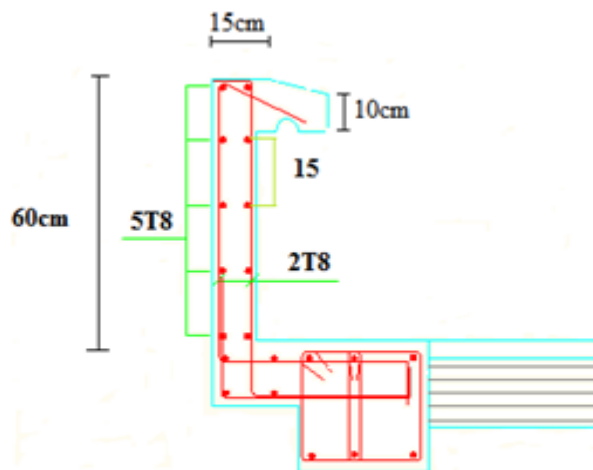


Figure III.3. Ferrailage de l'acrotère.

III.3.Dimensionnement des escaliers

Dans une structure, la circulation verticale se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. L'escalier, se compose d'une ou de plusieurs volées, comportant des marches et des paliers d'arrivée de départ et éventuellement des paliers intermédiaires.

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, les degrés, permettant d'accéder à un étage de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant. L'escalier est calculé à la flexion simple.

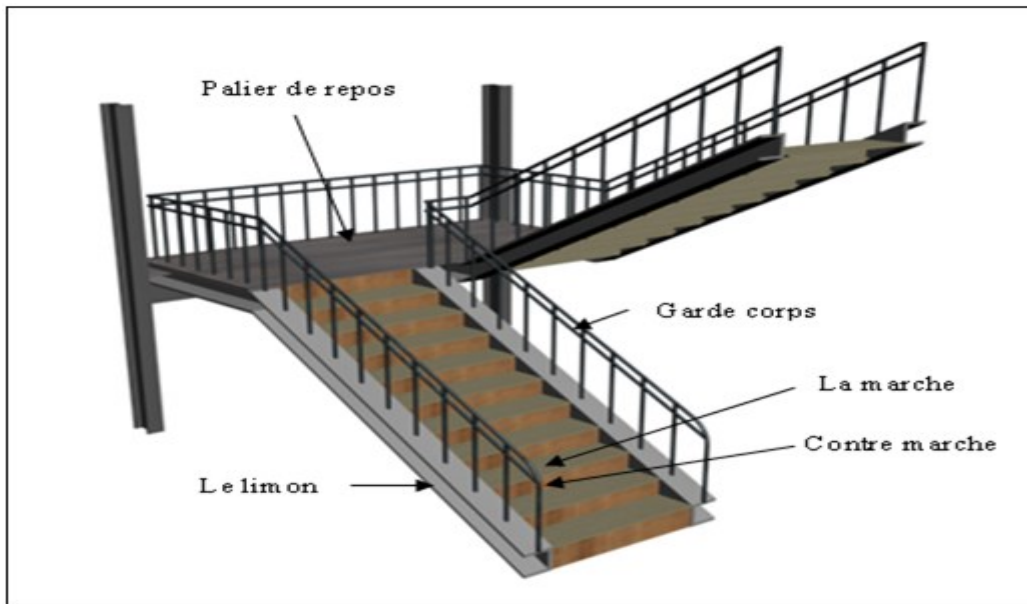


Figure III.4. Escalier à 2 volées.

III.3.1. Constituants d'un escalier

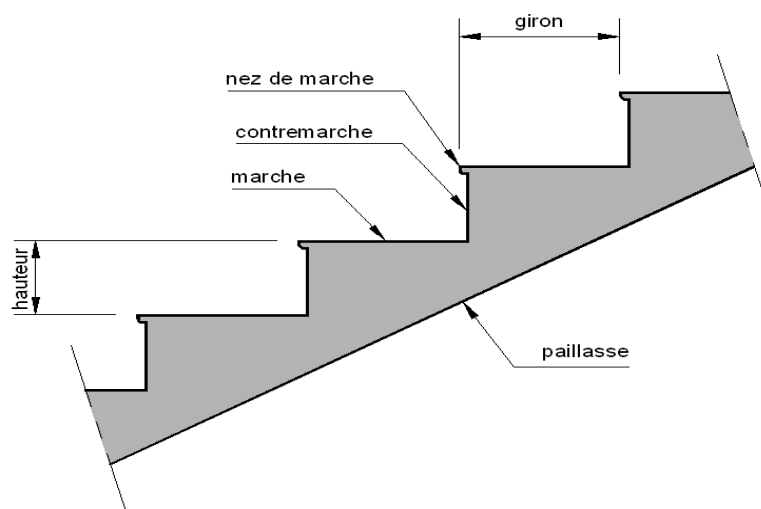


Figure III.5. Coupe des escaliers.

Emmarchement : La largeur praticable de l'escalier qui correspond à la grande dimension de la marche.

Hauteur de marche : Distance verticale séparant le dessus des deux marches successives (16cm à 21cm).

Giron : Distance horizontal entre deux nez de deux marches successives (25cm à 32cm).

Marche : Surface sur le quelle le poids se pose.

Nez de marche : Bord extérieur de la marche inferieur à 20mm.

Palier : Plan horizontal plus large, si le palier est au même niveau qu'un étage courant du bâtiment.

Volée : Ensemble des marches successives.

Ligne de foulée : Ligne théorique représentant le parcours usuel.

Paillasse : Dans le cas des escaliers en béton, c'est la dalle en pente intégrant les marches d'un vol.

III.3.2. Dimensionnement d'un escalier

On utilise la formule de Blondel pour dimensionner un escalier :

$$58\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm} \quad [\text{III} - 3]$$

Avec :

g : Distance horizontal entre deux nez de marche.

h : Hauteur de la marche.

$$mn^2 - (m + 2H + L) \times n + 2H = 0 \quad [\text{III} - 4]$$

Tel que :

L : Longueur de paillasse.

n : Nombre de marche.

Soit : m = 64 on a

$$H = \frac{h_e}{2} = \frac{17 \times 18}{2} = 153\text{cm}$$

$$64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240) \times n + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = (-610)^2 - 4 \times 64 \times 306 = 293764$$

$$\sqrt{\Delta} = \sqrt{293764} = 542$$

$$n = \frac{b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 9 \text{ marche}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

Donc :

$$58 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 64 \text{ cm} \rightarrow 58 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}$$

Condition vérifié.

III.3.2.1. Détermination l'épaisseur de la paillasse et du palier de repos

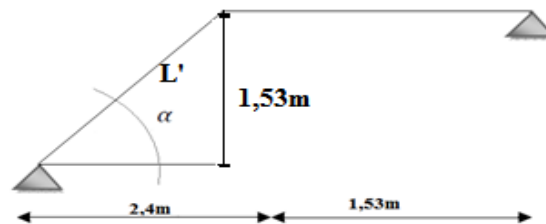


Figure.III.6. Schémas statique.

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,6375 \rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

$$\cos(\alpha) = \frac{L}{L'} \rightarrow L' = \frac{L}{\cos(\alpha)} = \frac{240}{\cos(32,52)} = 284,63 \text{ cm}$$

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \rightarrow 9,49 \text{ cm} \leq e \leq 14,23 \text{ cm}$$

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

III.3.2.2. Evaluation des charges et des surcharges

A. Paillasse :

Tableau III.1. Charge permanente et d'exploitation de paillasse.

N°	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kN/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (kN / m ²)
1	Carrelage horizontal	2	20	$0,02 \times 20 = 0,4$
2	Carrelage vertical	2	20	$0,02 \times 20 = 0,4$
3	Mortier de pose horizontal	2	20	$0,02 \times 20 = 0,4$
4	Mortier de pose verticale	2	20	$0,02 \times 20 = 0,4$
5	Poids propre de marche (17/2)	/	/	$(17/2) \times 25 = 2,125$
6	Poids de paillasse (e.25.1m .cos α)	/	/	$0,15.25.1.0,843 = 3,16 \text{ KN/m}^2$.
7	Enduit de ciment	2	18	$0,02 \times 18 = 0,36$
8	Garde-corps	/	/	0.40
Total			$G_1 = 7,65 \text{ kN/m}^2$	
			$Q_1 = 2,5 \text{ kN/m}^2$	

B. Palier :

Tableau III.2. Charge permanente et d'exploitation de palier.

N°	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kN/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (kN / m ²)
1	Carrelage	2	20	$0,02 \times 20 = 0,4$
2	Mortier de pose	2	20	$0,02 \times 20 = 0,4$
3	Poids propre de palier (15cm)	/	/	$0,15.25 = 3,75$
4	Enduit de ciment	2	18	$0,02 \times 18 = 0,36$
Total			$G_2 = 4,73 \text{ kN/m}^2$	
			$Q_2 = 2,5 \text{ kN/m}^2$	

III.3.3. Combinaison d'actions

Tableau III.3. Combinaisons de charges considérées pour l'escalier à deux volées.

	Paillasse (kN/m ²)	Palier (kN/m ²)
ELUR	14,08	10,14
ELS	10,15	7,23

III.3.4. Calcul des sollicitations

Le tableau suivant résume l'ensemble des sollicitations maximales qu'il faut prendre en compte pour dimensionner les escaliers (en travée et en appuis).

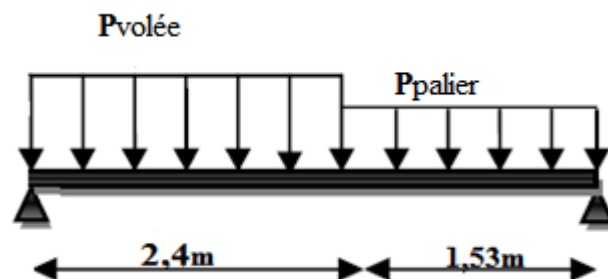


Figure.III.7. Schéma statique de l'escalier à deux volées.

E.L.U.R :

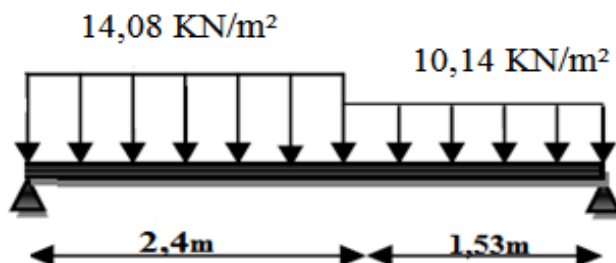


Figure.III.8. Charge de paillasse et charge de palier à E.L.U.R.

$$Q_{\text{umoy}} = \frac{(14,08 \times 2,4) + (10,14 \times 1,53)}{2,4 + 1,53} = 12,55 \text{ kN/m}^2$$

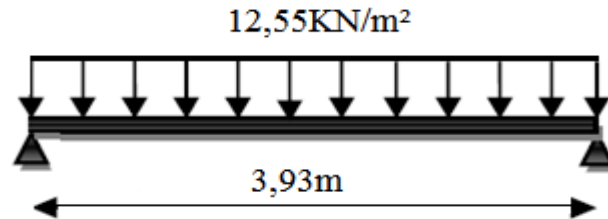


Figure.III.9.Charge équivalente à E.L.U.R.

Calcul les réactions :

$$R_a = R_b = \frac{12,55 \times 3,93}{2} = 24,66 \text{ kN}$$

$$M_0 = \frac{QL^2}{8} = \frac{12,55 \times 3,93^2}{8} = 24,23 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 20,60 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,3M_0 = 7,27 \text{ kN.m}$$

E.L.S :

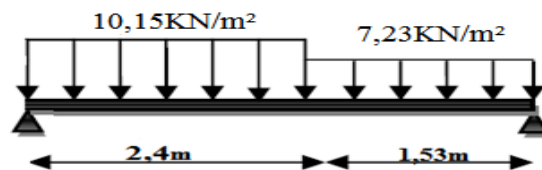


Figure.III.10.Charge de paille et charge de palier à E.L.S.

$$Q_{\text{smoy}} = \frac{(10,15 \times 2,4) + (7,23 \times 1,53)}{2,4 + 1,53} = 9,01 \text{ kN/m}^2$$

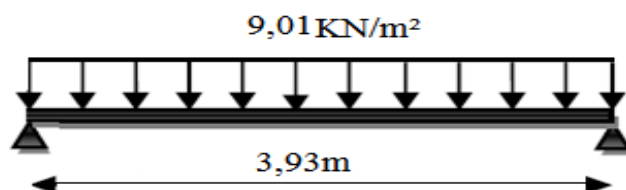


Figure.III.11.Charge équivalente à E.L.S.

Calcul les réactions :

$$R_a = R_b = \frac{9,01 \times 3,93}{2} = 17,70\text{kN}$$

$$M_0 = \frac{QL^2}{8} = \frac{9,01 \times 3,93^2}{8} = 17,39\text{kN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 14,78\text{kN.m}$$

$$M_a = 0,3M_0 = 5,22\text{kN.m}$$

Tableau III.4. Sollicitations de calcul pour l'escalier à deux volées.

	En appui		En travée	
Sous la Combinaison	ELU	ELS	ELU	ELS
Moment fléchissant [kN.m]	7,27	5,22	20,6	14,78
Effort tranchant [kN]	24,66	17,7	/	/

III.3.5.Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage est fait sous une flexion simple. L'escalier travail comme une poutre d'une section $b = 100 \text{ cm}$; $h = 10 \text{ cm}$; $d=9\text{cm}$; $c=h-d=1\text{cm}$

E.L.U.R :

- **En travée :**

$$M_t = 20,6 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{20,6 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 90^2} = 0,179$$

$$\mu = 0,179 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,901$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{20,6 \times 10^6}{348 \times 0,901 \times 90} = 730 \text{ mm}^2 = 7,3 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91) :

$$A_{st} \geq A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 108,67 \text{ mm}^2 = 1,087 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 1,087 \text{ cm}^2$$

On prend $A_a = \max(A_{min} ; A_{st}) = 7,3 \text{ cm}^2$

Soit : $A_a = 7\text{T}12 = 7,92 \text{ cm}^2$

Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(30\text{cm}; 33\text{cm})$$

$$e \leq 30\text{cm}$$

On prend : **e = 20cm**

Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_r = 4\text{T}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) : (pour les armatures de répartition)

$$e \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(40\text{cm}; 45\text{cm})$$

$$e \leq 40\text{cm}$$

On prend : $e = 20\text{cm}$

▪ **Sur appui :**

$$M_a = 7,27\text{kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7,27 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 90^2} = 0,063$$

$$\mu = 0,063 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,967$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7,27 \times 10^6}{348 \times 0,967 \times 90} = 240\text{mm}^2 = 2,24\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91) :

$$A_{st} \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 108,67\text{mm}^2 = 1,0867\text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq 1,0867\text{cm}^2$$

$$\text{On prend } A_a = \max(A_{\min} ; A_{st}) = 2,24\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = \mathbf{3T10} = \mathbf{2,36\text{cm}^2}$$

Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(30\text{cm}; 33\text{cm})$$

$$e \leq 30\text{cm}$$

On prend : $e = \mathbf{20\text{cm}}$

Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2,36}{4} = 0,59\text{cm}^2$$

On prend : $A_r = 2\text{T8} = 1,01\text{cm}^2$

Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) : (pour les armatures de répartition)

$$e \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(40\text{cm}; 45\text{cm})$$

$$e \leq 40\text{cm}$$

On prend : $e = 20\text{cm}$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{24,66 \times 10^3}{90 \times 1000} = 0,274\text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible (Art A.5.1.211 BAEL91)

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

$$\tau_u = 0,274\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$$

Condition vérifié.

Armatures transversales

$$\tau = 0,274\text{MPa} \leq 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

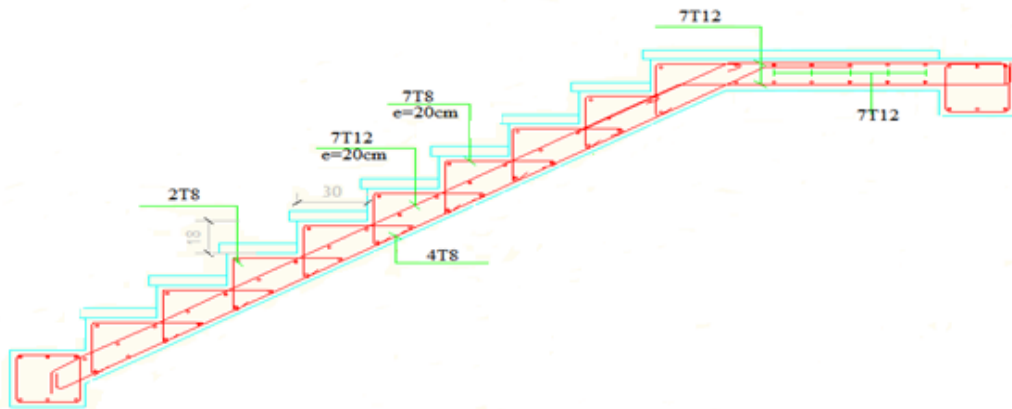


Figure III.12. Ferrailage de l'escalier.

III.3.6.Vérification des contraintes

➤ En travée :

Tableau III.5. Vérification à l'E.L.S de l'escalier à deux volées en travée.

Moment (E.L.S)	M_{st}	13,91kN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{7,92}{100} = 1,188\text{cm}$ $E = 2.D.d = 21,384\text{cm}^2$ $Y = 3,58\text{cm}$	3,58cm
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$ $I = \frac{100 \times 3,58^3}{3} + 15 \times 7,92 \times (9 - 3,58)^2 = 5019,34\text{cm}^4$	5019,34cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{14,78 \times 10^3}{5019,34} = 2,94 \text{ MPa/cm}$	2,94 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.Y = 10,53\text{MPa}$	10,53MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - Y) = 239\text{MPa}$	239MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	10,53MPa ≤ 15MPa
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa}$	239MPa < 400MPa

➤ En Appuis :

Tableau III.6. Vérification à l'E.L.S de l'escalier à deux volées en appuis.

Moment (E.L.S)	M_{sa}	6,96kN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{2,36}{100} = 0,354\text{cm}$ $E = 2 \cdot D \cdot d = 6,372\text{cm}^2$ $Y = 2,19\text{cm}$	2,19cm
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$ $I = \frac{100 \times 2,19^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (9 - 2,19)^2 = 1991,83\text{cm}^4$	1991,83cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{sa}}{I} = \frac{5,22 \times 10^3}{1991,83} = 2,62 \text{ MPa/cm}$	2,62 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot Y = 5,74\text{MPa}$	5,74MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - Y) = 267,63\text{MPa}$	267,63MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	5,74MPa ≤ 15MPa
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa}$	267,63MPa < 400MPa

III.3.7. Etude de la poutre palière

La poutre palière est une poutre partiellement encastree à l'extrémité dans les poteaux. Elle est soumise à la flexion et à la torsion. Ces sollicitations sont dues, à son poids propre, le poids du mur et à l'action du palier. La poutre palière sert d'encastrement au palier prévue pour être un support d'escalier, elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.

III.3.7.1 Pré-dimensionnement

La poutre palière a une section (h x b)

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{301}{15} \leq h \leq \frac{301}{10} \rightarrow 20,07\text{cm} \leq h \leq 30,1\text{cm}$$

On prend h = 35cm

$$0,3h \leq b \leq 0,5h \rightarrow 9\text{cm} \leq b \leq 15\text{cm}$$

On prend b = 30cm

Vérification du RPA99 /V. 2003:

D'après le R.P.A99/V. 2003:

$$b \geq 20\text{cm} \rightarrow 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$$

Condition vérifié.

$$h \geq 30\text{cm} \rightarrow 35\text{cm} \geq 30\text{cm}$$

Condition vérifié.

$$\frac{h}{b} < 4 \rightarrow 1,16 < 4$$

Condition vérifié.

III.3.7.2.Descente des charges

E.L.U.R :

Charge permanente :

Poids propre de la poutre : $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{ kN/ml}$

Poids du mur et palier console : $2,76 \times (3,24 - 1,7 - 0,35) + 4,73 = 8 \text{ kN/ml}$

Poids des paliers et paillasse :

$$R_1 = \frac{q_{\text{moy}} \times L}{2} = \frac{12,55 \times 3,01}{2} = 18,888 \text{ kN/ml}$$

Surcharge d'exploitation : $Q = 0,3 \times 2,5 = 0,75 \text{ kN/ml}$

Combinaisons de charges :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q + R_1 = 1,35 \times (2,625 + 8) + 1,5 \times 0,75 + 18,888 = 34,36 \text{ kN/ml}$$

Les moments :

Le moment isostatique :

$$M_0 = \frac{Q_u \times L^2}{8} = 38,91 \text{ kN.m}$$

Le moment en travée : $M_t = 0,85M_0 = 33,07 \text{ kN.m}$

Le moment sur appui : $M_a = 0,3M_0 = 11,67 \text{ kN.m}$

E.L.S :

Charge permanente :

Poids propre de la poutre : $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{ kN/ml}$

Poids du mur : $2,5 \text{ kN/ml}$

Poids des paliers et paillasse :

$$R_2 = \frac{q_{\text{moy}} \times L}{2} = \frac{9,01 \times 3,01}{2} = 13,56 \text{ kN/ml}$$

Surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ kN/ml}$

Combinaisons de charges :

$$Q_s = G + Q + R_2 = (2,625 + 2,5) + 2,5 + 13,56 = 21,19 \text{ kN/ml}$$

Les moments :

Le moment isostatique :

$$M_0 = \frac{Q_s \times L^2}{8} = 24 \text{ kN.m}$$

Le moment en travée : $M_t = 0,85M_0 = 20,4 \text{ kN.m}$

Le moment sur appui : $M_a = 0,3M_0 = 7,65 \text{ kN.m}$

III.3.7.3. Calcul du ferrailage

$h = 35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h = 31,5 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $\sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

E.L.U.R :

- **En travée :**

$$M_t = 33,07 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{33,07 \times 10^6}{14,17 \times 300 \times 315^2} = 0,08$$

$$\mu = 0,08 < \mu_l = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,959$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{33,07 \times 10^6}{348 \times 0,959 \times 315} = 314,58 \text{ mm}^2 = 3,15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = \mathbf{2T16 = 4,02 \text{ cm}^2}$$

Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91) :

$$A_{st} \geq A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 114,11 \text{ mm}^2 = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 1,14 \text{ cm}^2$$

Condition vérifié.

Armatures de repartition:

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,02}{4} = 1,005 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit : } A_{st} = \mathbf{2T16 = 4,02 \text{ cm}^2}$$

- **Sur appui :**

$$M_a = 11,67 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11,67 \times 10^6}{14,17 \times 300 \times 315^2} = 0,028$$

$$\mu = 0,028 < \mu_l = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,986$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{11,67 \times 10^6}{348 \times 0,986 \times 315} = 107,97 \text{ mm}^2 = 1,08 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_{st} = 2T16 = 4,02\text{cm}^2$

Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91) :

$$A_{st} \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 114,11\text{mm}^2 = 1,14\text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq 1,14\text{cm}^2$$

Condition vérifié.

Armatures de repartition:

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,02}{4} = 1,005\text{cm}^2$$

On choisit : $A_{st} = 2T16 = 4,02\text{cm}^2$

III.3.7.4. Condition du RPA99 version 2003

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,5\% \times 30 \times 35 = 5,25\text{cm}^2$$

On prend : $A_{st} = 4T14 = 6,16\text{cm}^2$

E.L.S :

En travée :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{33,07}{20,4} = 1,62$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,08)}) = 0,104 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,560$$

Condition vérifié.

En appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{11,67}{7,65} = 1,53$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,028}) = 0,036 \leq \frac{1,53 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,515$$

Condition vérifiée.

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton : $\sigma_b = \overline{\sigma}_b$

III.3.7.5. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{\frac{R}{L}}{d \times b} = \frac{\frac{18,888 \times 10^3}{3,01}}{315 \times 300} = 0,132 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible (Art A.5.1.211 BAEL91)

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

$$\tau_u = 0,132 \text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$$

Condition vérifiée.

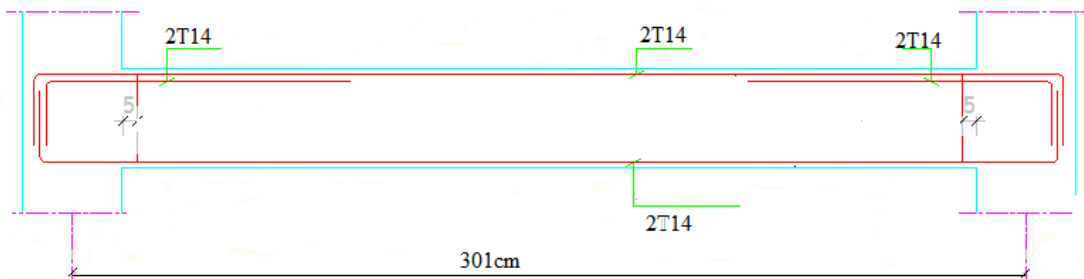


Figure III.13. Ferrailage poutre palière.

III.4. Balcon

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encasté dans les poutres, considéré comme une porte à faux (consol). Le calcul du balcon est fait comme une poutre encastée d'une seule extrémité.

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

On a : $L = 0,9 \text{m} = 90 \text{cm}$

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{90}{10} = 9 \text{cm}$$

On prend une épaisseur de : $e = 15 \text{cm}$

D'après le B.A.E.L 91 :

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

$$h \geq \frac{L}{16} = 5,625\text{cm}$$

On prend : h = 10cm

III.4.1 Evaluation des charges

A. Balcon Etage courant

Tableau III.7. Evaluation des charges permanentes et d'exploitations de balcon de l'étage courant.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kN/m ³)	Charges permanentes (Surfacique) (kN / m ²)
Carrelage	2	20	0,40
Mortier de pose	2	20	0,40
Dalle en BA	10	25	2,50
Enduit ciment	2	18	0,36
			G = 3,66kN/m²
			Q = 3,50kN/m²

B. Garde corps de balcon

Tableau III.8. Evaluation des charges permanentes et d'exploitations garde corps de balcon.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kN/m ³)	Charges permanentes (Surfacique) (kN / m ²)
Enduit de ciment extérieur	2	18	0,36
Brique creuse	10	/	0,9
Enduit de ciment intérieur	2	18	0,36
			G = 1,62kN/m²
			Q = 3,50kN/m²

III.4.2.Sollicitation de calcul**E.L.U.R :**

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,66 + 1,5 \times 3,5 = 10,19 \text{ kN/ml}$$

$$P_u = 1,35G = 1,35 \times 1,62 = 2,187 \text{ kN/ml}$$

E.L.S :

$$Q_s = G + Q = 3,66 + 3,5 = 7,16 \text{ kN/ml}$$

$$P_s = G = 1,62 \text{ kN/ml}$$

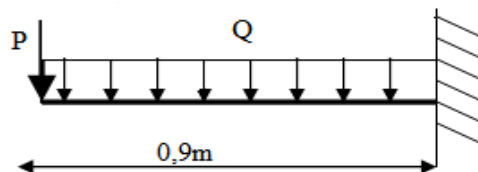
III.4.3.Calcul des moments**E.L.U.R :**

$$0 \leq x \leq 0,9$$

$$M_u = \frac{Q_u \times x^2}{2} + P_u \times x = 6,09 \text{ kN.m}$$

E.L.S :

$$M_s = \frac{Q_s \times x^2}{2} + P_s \times x = 4,36 \text{ kN.m}$$

**Figure III.14.** Schéma statique de balcon.**III.4.4.Calcul le ferrailage**

$$h = 10 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 9 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ;$$

$$f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; \sigma_b = 14,17\text{MPa} ; \sigma_s = 348\text{MPa}$$

E.L.U.R :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6,09 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 90^2} = 0,053$$

$$\mu = 0,053 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,973$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{6,09 \times 10^6}{348 \times 0,973 \times 90} = 199,8\text{mm}^2 = 1,99\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91) :

$$A_{st} \geq A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 108,67\text{mm}^2 = 1,0867\text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq 1,0867\text{cm}^2$$

$$\text{On prend } A_a = \max(A_{min} ; A_{st}) = 1,99\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 2T12 = 2,26\text{cm}^2$$

Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(30\text{cm}; 33\text{cm})$$

$$e \leq 30\text{cm}$$

$$\text{On prend : } e = 20\text{cm}$$

Armatures de repartition:

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2,26}{4} = 0,565\text{cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_r = 2T10 = 1,57\text{cm}^2$$

Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :(pour les armatures de répartition)

$$e \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(40\text{cm}; 45\text{cm})$$

$$e \leq 40\text{cm}$$

On prend : $e = 20\text{cm}$

III.4.5. Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = Q_u \cdot L = 10,19 \times 0,9 = 9,171\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{9,171 \times 10^3}{90 \times 1000} = 0,102\text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible (Art A.5.1.211 BAEL91)

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

$$\tau_u = 0,102\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \quad \text{Condition vérifié.}$$

Armatures transversales.

$$\tau = 0,102\text{MPa} \leq 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

E.L.S :

Tableau III.9. Vérification à l'E.L.S de balcon.

Moment (E.L.S)	M_s	4,36kN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{2,26}{100} = 0,339\text{cm}$ $E = 2 \cdot D \cdot d = 6,102\text{cm}^2$ $Y = 2,15\text{cm}^2$	2,15cm ²
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$ $I = \frac{100 \times 2,15^3}{3} + 15 \times 2,26 \times (9 - 2,15)^2 = 1921,95\text{cm}^4$	1921,95cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_s}{I} = \frac{6,34 \times 10^3}{1921,95} = 3,29\text{MPa/cm}$	3,29 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot Y = 7,07\text{MPa}$	7,07MPa

Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - Y) = 338,05\text{MPa}$	338,05MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	$7,07\text{MPa} \leq 15\text{MPa}$
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa}$	338,05MPa < 400MPa

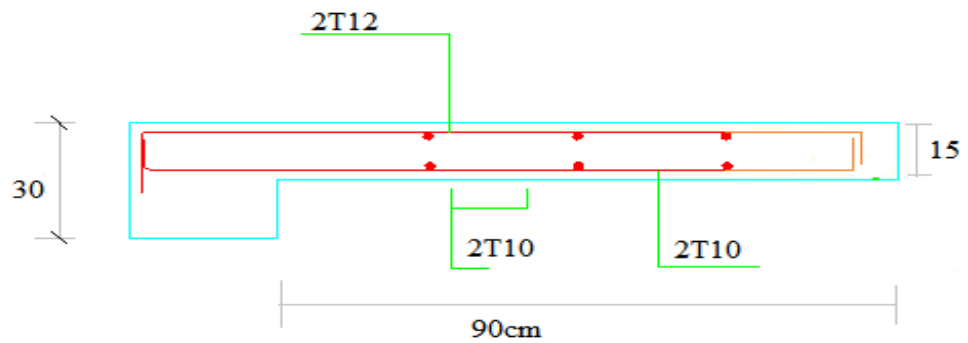


Figure III.15. Ferrailage de balcon.

IV.1.Introduction

Les planchers sont des parties horizontales de la construction séparant les niveaux d'un bâtiment. Ils sont capables de supporter les charges d'utilisations et résistent bien aux efforts horizontaux.

Le choix d'un plancher est fait par rapport aux différentes fonctions. Les différentes fonctions d'un plancher sont les suivantes :

- Fonction porteuses : stabilité, résistance mécanique.
- Fonction d'isolation : acoustique et thermique.
- Fonction esthétique : aspect décoratif

IV.2.Planchers à corps creux (étage courant)

Le plancher à corps creux se compose d'une dalle de compression (4 cm) et hourdis (16 cm).

Les poutrelles sont disposées dans le sens longitudinal (suivant x). Dans notre construction, il y a quatre types de poutrelles qu'on doit étudier chacune séparément.

IV.3.Différentes charges des nervures

Tableau. IV.1. Charges supporté par les poutrelles.

Niveau	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	b (m)	$Q_u = b (1,35G + 1,5Q)$ (kN/ml)	$Q_s = b (G + Q)$ (kN/ml)
Terrasse	6,34	1	0,65	6,54	4,77
Etage courant	4,87	1,5	0,65	5,74	4,14

IV.3.1.Etude des poutrelles

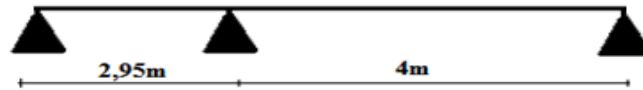
Pour l'étude des poutrelles, il faudra déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants.

Pour cela il existe trois méthodes qui sont :

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

IV. 3.2.Types de nervures

Type 01 :



Type 02 :

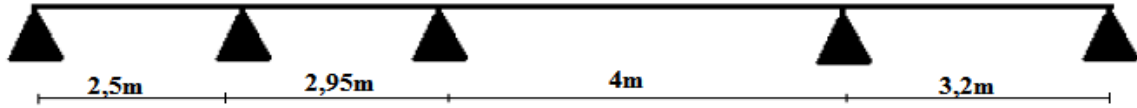


Figure IV.1. Les types des poutrelles.

IV.3.3.Détermination des efforts internes

IV.3.3.1.Calcul des sollicitations

On va utiliser la méthode de Caquot :

❖ Plancher terrasse :

Tableau. IV.2. Les formules de méthode de Caquot.

	ELUR	ELS
Moment sur appuis	<p>Les moments sur les appuis de rive M_A et M_C sont nuls : $M_A = M_C = 0 \text{ kN.m}$</p> $M_B = \frac{Q_{ug}L_g^3 + Q_dL_d^3}{8,5(L_g + L_d)}$	<p>Les moments sur les appuis de rive tel que M_A et M_C sont nuls : $M_A = M_C = 0 \text{ kN.m}$</p> $M_B = \frac{Q_{sg}L_g^3 + Q_{sd}L_d^3}{8,5(L_g + L_d)}$
Moment	$M_t = \frac{Q_u \times x_{tn}^2}{2} + M_g$ $x_{tn} = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{Q_u \cdot L}$	$M_t = \frac{Q_s \times x_{tn}^2}{2} + M_g$ $x_{tn} = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{Q_s \cdot L}$

sur travée	X_{im} : Abscisses de la valeur max du moment en travée.	
Effort tranchant	$V_d = \frac{M_g - M_d}{L} + \frac{Q_u L}{2}$ $V_g = V_d - Q_u L$	$V_d = \frac{M_g - M_d}{L} + \frac{Q_s L}{2}$ $V_g = V_d - Q_s L$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. IV.3. résultats des moments et effort tranchants de Plancher terrasse.

Types des nervures.	Combinaisons	travée	L (m)	Q _u (kN/m)	M _g (kN.m)	M _d (kN.m)	v _d (kN)	v _g (kN)	x _{tn} (m)	M _t (kN.m)
1 ^{er} type	ELUR	AB	2,95	6,54	0	-9,93	13,01	-6,28	0,96	3,01
		BC	4	6,54	-9,93	0	10,60	-15,56	2,38	8,59
	ELS	AB	2,95	4,77	0	-7,24	9,49	-4,58	0,96	2,20
		BC	4	4,77	-7,24	0	7,73	-11,35	2,38	6,27
2 ^{ème} type	ELUR	AB	2,5	6,54	0	-5,83	10,51	-5,84	0,89	2,59
		BC	2,95	6,54	-5,83	-9,93	11,03	-8,23	1,26	-0,64
		CD	4	6,54	-9,93	-10,34	13,18	-12,98	1,98	2,89
		DE	3,2	6,54	-10,34	0	7,23	-13,69	2,09	3,94
	ELS	AB	2,5	4,77	0	-4,25	7,66	-4,27	0,89	1,89
		BC	2,95	4,77	-4,25	-7,24	8,05	-6,02	1,26	-0,46
		CD	4	4,77	-7,24	-7,54	9,62	-9,46	1,98	2,11
		DE	3,2	4,77	-7,54	0	5,28	-9,98	2,09	2,88

À l'aide de l'ETABS, on obtient :

Tableau. IV.4. Sollicitation de calcul des poutrelles de. Plancher terrasse.

Types des nervures.	Sollicitations		Valeur max	Diagrammes
1 ^{er} type	E L U R	Moment D'appui [kN.m]	-9,93	
		Moment En travée [kN.m]	+8,59	
		Effort Tranchant D'appui [kN]	-15,56	
	E L S	Moment D'appui [kN.m]	-7,24	
		Moment En travée [kN.m]	+6,27	
		Effort Tranchant D'appui [kN]	-11,35	
2 ^{ème} type	E L U R	Moment D'appui [kN.m]	-10,34	
		Moment En travée [kN.m]	+3,94	

ELS	Effort Tranchant D'appui [kN]	-13,69	
	Moment D'appui [kN.m]	-7,54	
	Moment En travée [kN.m]	+2,88	
	Effort Tranchant D'appui [kN]	-9,98	

❖ **Plancher étage courant:**

On utilise la même méthode de calcul pour les poutrelles d'étage courant:

Tableau. IV.5. résultats des moments et effort tranchants d'étage courant.

Types des nervures	Combinaisons	travée	L (m)	Q _u (kN/m)	M _g (kN.m)	M _d (kN.m)	v _d (kN)	v _g (kN)	x _{tn} (m)	M _t (kN.m)
1 ^{er} type	ELUR	AB	2,95	5,74	0	-8,71	11,42	-5,51	0,96	2,64
		BC	4	5,74	-8,71	0	9,30	-13,66	2,38	7,55
	ELS	AB	2,95	4,14	0	-6,28	8,24	-3,97	0,96	1,91
		BC	4	4,14	-6,28	0	6,71	-9,85	2,38	5,45
2 ^{ème} type	ELUR	AB	2,5	5,74	0	-5,12	9,22	-5,13	0,89	2,27
		BC	2,95	5,74	-5,12	-8,71	9,68	-7,25	1,26	0,56
		CD	4	5,74	-8,71	-9,08	11,57	-11,39	1,98	2,54
		DE	3,2	5,74	-9,08	0	6,35	-12,02	2,09	3,46
	ELS	AB	2,5	4,14	0	-3,69	6,65	-3,7	0,89	1,64
		BC	2,95	4,14	-3,69	-6,28	6,98	-5,23	1,26	0,40

		CD	4	4,14	-6,28	-6,55	8,35	-8,21	1,98	1,83
		DE	3,2	4,14	-6,55	0	4,58	-8,67	2,09	2,49

Tableau. IV.6. Sollicitation de calcul des poutrelles d'étage courant.

Types des nervures.	Sollicitations		Valeur max	Diagrammes
1 ^{er} type	ELUR	Moment D'appui [kN.m]	-8,71	
		Moment En travée [kN.m]	+7,55	
		Effort Tranchant D'appui [kN]	-13,66	
	ELS	Moment D'appui [kN.m]	-6,28	
		Moment En travée [kN.m]	+5,45	
		Effort Tranchant D'appui [kN]	-9,85	
2 ^{ème} type	ELUR	Moment D'appui [kN.m]	-9,08	

E L S	Moment En travée [kN.m]	+3,46	
	Effort Tranchant D'appui [kN]	-12,02	
	Moment D'appui [kN.m]	-6,55	
	Moment En travée [kN.m]	+2,49	
	Effort Tranchant D'appui [kN]	-8,67	

IV.3.3.2.Calcul de ferrailage

IV.3.3.2.1.Armatures longitudinales

E.L.U.R :

A. En travée :

$$M_{tu} = 8,59 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8,59 \times 10^3}{14,17 \times 65 \times 18^2} = 0,029$$

$$\mu = 0,029 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,985$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{8,59 \times 10^3}{348 \times 0,985 \times 18} = 1,39 \text{cm}^2$$

Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91) :

$$A_{st} \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{cm}^2$$

$$A_{st} < 1,41 \text{cm}^2$$

Condition vérifié.

On prend $A_a = \max(A_{\min} ; A_{st}) = 1,41 \text{cm}^2$

Soit : $A_a = \mathbf{2T10} = \mathbf{1,57 \text{cm}^2}$

B. En appuis :

- **Appuis intermédiaires.**

$$M_a = 10,34 \text{kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10,34 \times 10^3}{14,17 \times 65 \times 18^2} = 0,035$$

$$\mu = 0,035 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,982$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{10,34 \times 10^3}{348 \times 0,982 \times 18} = 1,68 \text{cm}^2$$

Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91) :

$$A_{st} \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq 1,41 \text{cm}^2$$

Condition vérifié.

On prend: $A_a = \max(A_{\min} ; A_{st}) = 1,68 \text{cm}^2$

Soit : $A_a = \mathbf{2T12} = \mathbf{2,26 \text{cm}^2}$

- **Appuis de rive.**

On dispose une quantité d'acier pour équilibrer un moment fictif de $0,15M_0$

$$M_0 = \frac{Q_u \times L^2}{8} = \frac{6,54 \times 2,95^2}{8} = 7,11 \text{kN.m}$$

$$M_{\text{appuis}} = 0,15M_0 = 1,067 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1,067 \times 10^3}{14,17 \times 65 \times 18^2} = 0,003$$

$$\mu = 0,003 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,998$$

$$A_{\text{st}} = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1,067 \times 10^3}{348 \times 0,998 \times 18} = 0,17 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91) :

$$A_{\text{st}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{st}} < 1,41 \text{ cm}^2$$

Condition non vérifié.

$$\text{On prend: } A_a = \max(A_{\text{min}} ; A_{\text{st}}) = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = \mathbf{2T10} = \mathbf{1,57 \text{ cm}^2}$$

Vérification de l'effort tranchant.

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b_0}$$

$$\tau_u = \frac{15,56 \times 10}{18 \times 10} = 0,86 \text{ MPa}$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible.

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

$$\tau_u = 0,86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

IV.3.3.2.2. Armatures transversales

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{\text{Imin}}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10\right) = 5,71\text{mm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\phi = 6\text{mm}$ on adopte $2\phi_6 = 0,57\text{cm}^2$

Calcul de l'espacement :

$$S_t \leq 0,9 \times f_e \times A_t \times \frac{(\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} k$$

$K=1 \Rightarrow$ Flexion simple ou pas reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$ (Les armatures sont perpendiculaires).

$$S_t \leq 0,8 \times f_e \times \frac{A_t}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})}$$

$$S_t \leq \min(0,9 \times d; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0}$$

$$S_t \leq 0,8 \times 400 \times \frac{0,57}{10 \times (0,86 - 0,3 \times 2,1)} = 79,30\text{cm}$$

$$S_t \leq \min(0,9 \times 18; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 10} = 57\text{cm}$$

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

Selon RPA99V. 2003 (Art 7.5.2.2 page67)

$$A_{t\text{min}} = 0,003 \times S_t \times b_0 = 0,003 \times 15 \times 10 = 0,45\text{cm}^2$$

$$A_t = 0,57\text{cm}^2 > A_{t\text{min}} = 0,45\text{cm}^2$$

Condition vérifié.

Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

Influence sur le béton, on doit vérifier que

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9d \times b_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 18 \times 10 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 108 \text{ kN}$$

$$15,56 \text{ kN} \leq 108 \text{ kN}$$

Condition vérifié.

Influence de l'effort tranchant sur les armatures inferieurs :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{1,15}{400} \left[15,56 + \frac{-10,34 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right] = -0,139 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{1,15}{400} \left[15,56 + \frac{-10,34 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right] = -0,139 \text{ cm}^2$$

Les armatures ne sont soumise à aucune traction, donc pas de vérification à effectuée.

Vérification de liaison de table de compression à la nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0,9 \cdot b \cdot d \cdot h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{tj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{15,56 \times 27,5}{0,9 \times 65 \times 18 \times 4} = 0,102 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 2,1}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,102 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Condition vérifié.

E.L.S :

A. En travée :

Tableau. IV.7. Vérification à l'E.L.S de poutrelle en travée.

Moment (E.L.S)	M_{st}	6,27kN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{1,57}{65} = 0,362\text{cm}$ $E = 2 \cdot D \cdot d = 13,032\text{cm}^2$ $Y = 3,27\text{cm}^2$	3,27cm ²
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$ $I = \frac{65 \times 3,27^3}{3} + 15 \times 1,57$ $\times (18 - 3,27)^2$ $= 5867,30\text{cm}^4$	5867,30cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{6,27 \times 10^3}{5867,30}$ $= 1,069 \text{ MPa/cm}$	1,069 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot Y = 3,49\text{MPa}$	3,49MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - Y) = 236,20\text{MPa}$	236,20Mpa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	3,49MPa ≤ 15MPa
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_s = 400\text{MPa}$	236,20MPa < 400MPa

B. En appuis :

Tableau. IV.8. Vérification à l'E.L.S de poutrelle en appuis.

Moment (E.L.S)	M_{sa}	7,54kN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \frac{1,57}{65} = 0,362\text{cm}$ $E = 2 \cdot D \cdot d = 13,032\text{cm}^2$ $Y = 3,27\text{cm}^2$	3,27cm ²
Moment d'inertie	$I = \frac{bY^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2$ $I = \frac{65 \times 3,27^3}{3} + 15 \times 1,57 \times (18 - 3,27)^2$ $= 5867,30\text{cm}^4$	5867,30cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{sa}}{I} = \frac{7,54 \times 10^3}{5867,3} = 1,29 \text{ MPa/cm}$	1,29 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot Y = 4,22\text{MPa}$	4,22MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - Y) = 285,03\text{MPa}$	285,03MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	4,22MPa ≤ 15MPa
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = 400\text{MPa}$	285,03MPa < 400MPa

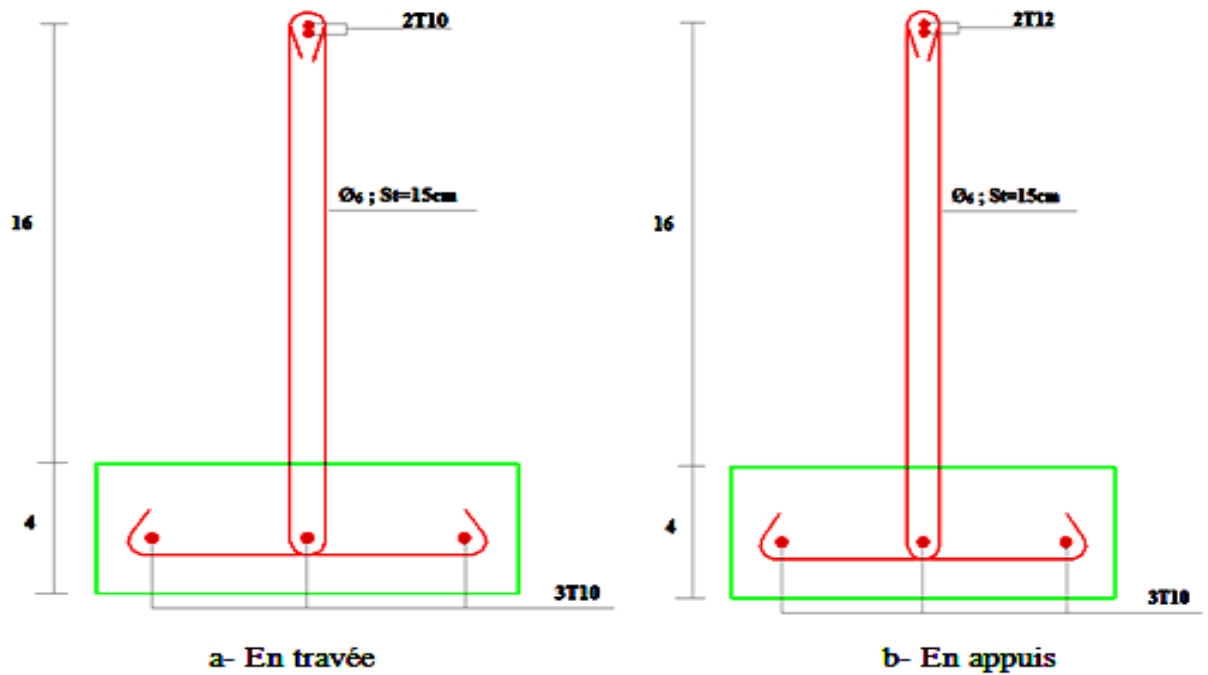


Figure. IV.2. Schémas du ferrailage des poutrelles.

IV.3.3.3. Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression a une épaisseur de 4cm et largeur de 65cm qui sera ferrillée suivant les deux sens afin d'éviter la fissuration du béton.

La section d'armature doit vérifier les conditions suivantes :

1) Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A_{\text{perpendiculaire}} = \frac{4L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65\text{cm}^2$$

On adopte : $A_{\text{perpendiculaire}} = 5\phi_6 = 1,41\text{cm}^2$

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm}$$

n : Nombre de barre.

2) Espacement pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_{\text{parallèle}} = \frac{A_{\text{perpendiculaire}}}{2} = 0,325\text{cm}^2$$

$$A_{\text{parallèle}} = 3\Phi_6 = 0,85\text{cm}^2$$

On adopte: $S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{3} = 33,33\text{cm}$

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

Donc on va adopter pour le ferrailage de la dalle de compression des treillis soudés de maillage $(20 \times 30)\text{cm}^2$ et de nuance FeE400 avec des Φ_6 .

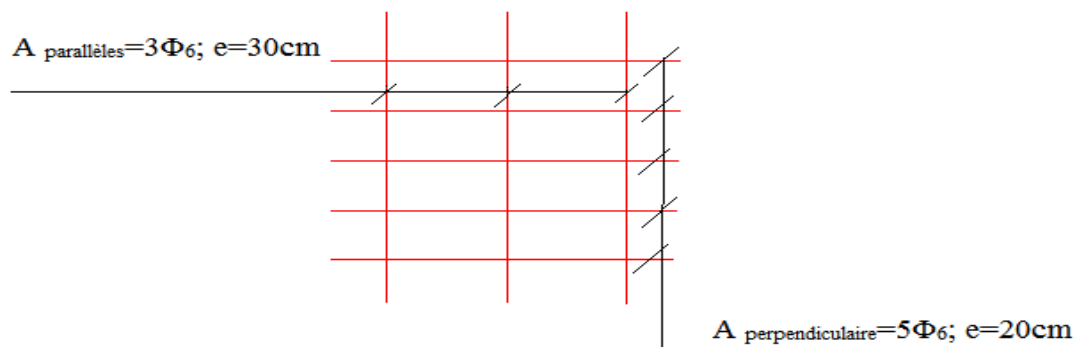


Figure. IV.3. Quadrillage de dimension $(20 \times 30)\text{cm}^2$.

V.1.Introduction

Le but du calcul parasismique est l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance. L'objectif est d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

L'estimation des forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces. Le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées, parmi lesquelles on distingue trois méthodes :

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

V.2. Méthode statique équivalente

Cette méthode est applicable aux bâtiments qui présentent une régularité en plan et en élévation selon les règles parasismiques algériennes (**RPA 99/ V.2003**), on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de vibration de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

V.3. Méthode dynamique modale spectrale

Cette méthode recherche pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.4. Nombre de modes à considérer

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

Si les conditions citées précédemment ne sont pas vérifiées le nombre de mode à considérer est donné par la formule suivante :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0,20 \text{ sec} \quad [\text{V-1}]$$

Avec :

N : le nombre de niveaux au dessus du sol ;

T_K : la période du mode K ;

K : nombre de modes retenus.

V.5. Caractéristiques de bâtiment à l'étude dynamique

- Le bâtiment est classé en groupe d'usage 02-ouvrages courants ou d'importance moyenne (ne dépasse pas 48 m) suivant la classification de l'RPA 99/ V.2003.
- Le sol est de catégorie S2 (sol ferme),(Gré jaunâtre, moyennement dur, fracturé parfois récupéré en débris).
- Le bâtiment se trouve dans une zone de sismicité élevée zone IIa.
- Le bâtiment étudié fait 16,2 m (R+4) de hauteur. Le système structurel est constitué de portique auto stable.

V.6. Modélisation de la structure étudiée

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS**, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 5 niveaux (RDC+4étages) encastree à sa base. Les voiles auront une disposition de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers. Cette disposition va être modifiée suivant la conformité du comportement de la structure sous recommandations de l'RPA99/ V.2003.

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suite :

- Les éléments en portique (poutre-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre «Frame».
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coque«Shell».

La participation massique de nos charges est donnée comme suite :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad [V-2]$$

Avec :

W_{Gi} : Poids due aux charges permanentes.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, avec $\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation).

- Le spectre de réponse donné par le RPA/ V.2003 est introduit en termes de périodes.
- Pour l'orientation de la sollicitation sismique on va considérer deux directions orthogonales X et Y.

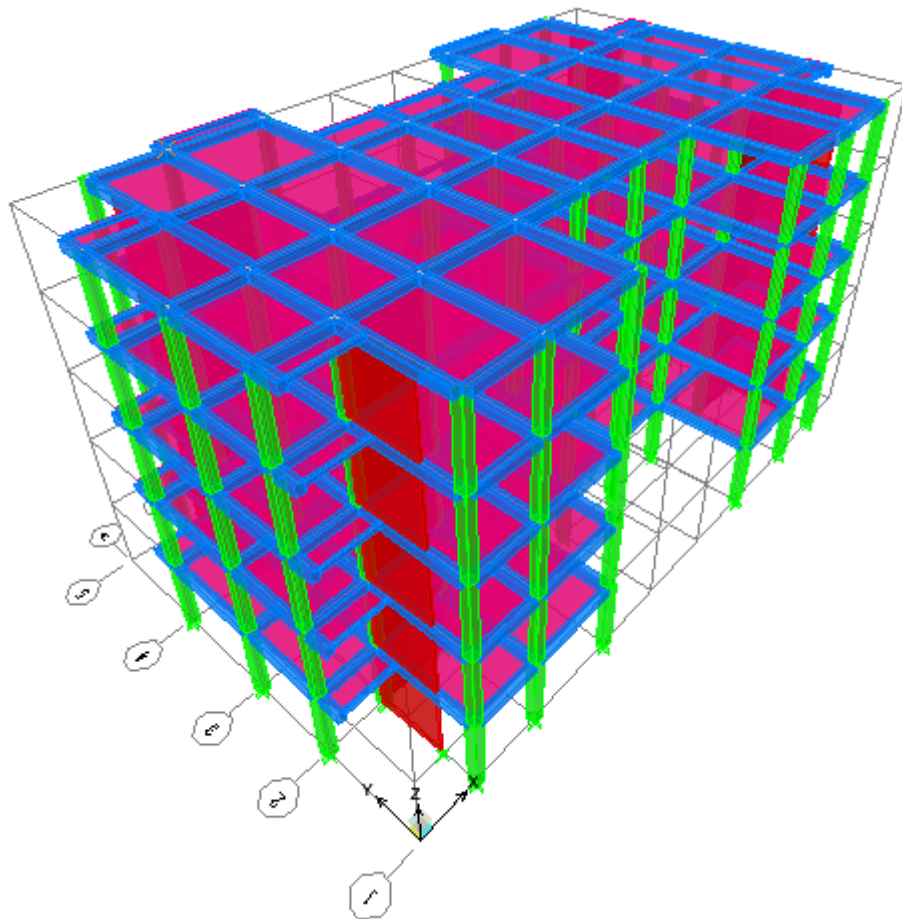


Figure V.1. Modèle 3D de la structure.

V.7. Disposition des voiles

Le système structural choisi, c'est des portiques contreventés par des voiles en béton armé, la forme de structure en H. On doit donc vérifier les conditions données par le RPA/ V.2003 à savoir que :

- ❖ Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

- ❖ Les charges horizontales sont reprises uniquement par les voiles.
- ❖ Une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05L$ (L: dimension du plancher perpendiculaire à l'action sismique considérée) doit s'ajouter à l'excentricité théorique calculée pour chaque plancher et pour chaque direction de l'action sismique.

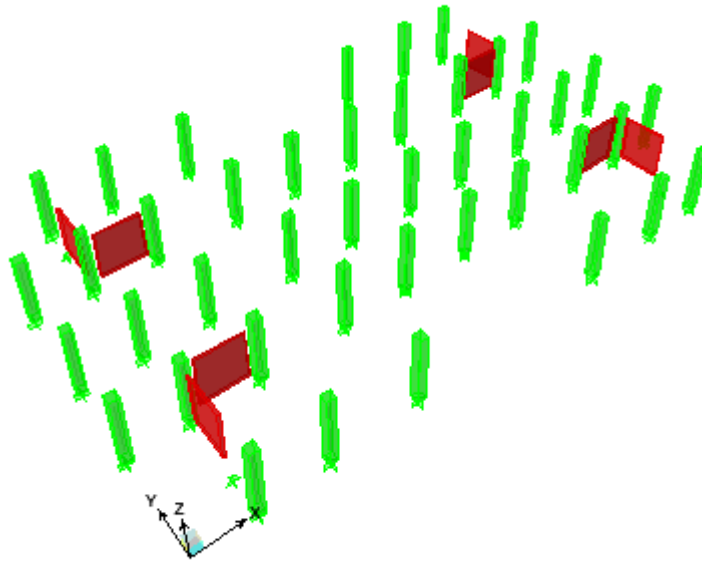


Figure V.2. Disposition des voiles dans la structure.

V.8.Calcul par la méthode spectrale

Cette méthode donne, le maximum de chaque mode de rotation, des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul du RPA.

V.8.1.Calcul de la force sismique V

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad [V-3]$$

V.8.2.Détermination des coefficients

a) A : Coefficient d'accélération de zone.

On a un bâtiment de groupe 02 dans une zone IIa ($A=0,15$).

b) R : Coefficient de comportement de la structure.

La valeur de R est donnée par le tableau (4.3.RPA99/ V.2003 page 42) en fonction du système de Portiques contreventés par des voiles ($R=4$).

- c) **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T).

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

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \quad [\text{V-5}]$$

$\xi(\%)$: Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau (4.2 RPA99/V. 2003 page 40).

Nous avons des voiles en béton armé avec un remplissage dense ($\xi=10\%$)

$$\eta=0,76$$

Période T_1 et T_2 du site considéré:

$$\begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,4s \end{cases} \text{ Donnée par le tableau (4.7.RPA99/ V. 2003 page 48).}$$

- d) Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad [\text{V-6}]$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_N = 16,2m$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

On a un portique auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie ($C_T = 0,05$) (donnée par le tableau 4.6 RPA99/ V. 2003 page 45).

$$T = 0,05 \times 16,2^{3/4} = 0,4037s$$

Donc :

$$T = 0,09 \times h_N / \sqrt{D}$$

$$d_x = 29,10m \text{ et } d_y = 17,25m$$

$$T_x = 0,09 \times 16,2 / \sqrt{29,10} = 0,2703s$$

$$T_y = 0,09 \times 16,2 / \sqrt{17,25} = 0,3510s$$

$$D = 2,5 \times 0,76 = 1,9$$

e) **Q** : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \tag{V-7}$$

Tel que : P_q est la valeur des pénalités.

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

$$Q_x = 1 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,1 = 1,35$$

$$Q_y = 1 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,1 = 1,3$$

V.9.Spectre de réponse de calcul

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{cases} \tag{V-8}$$

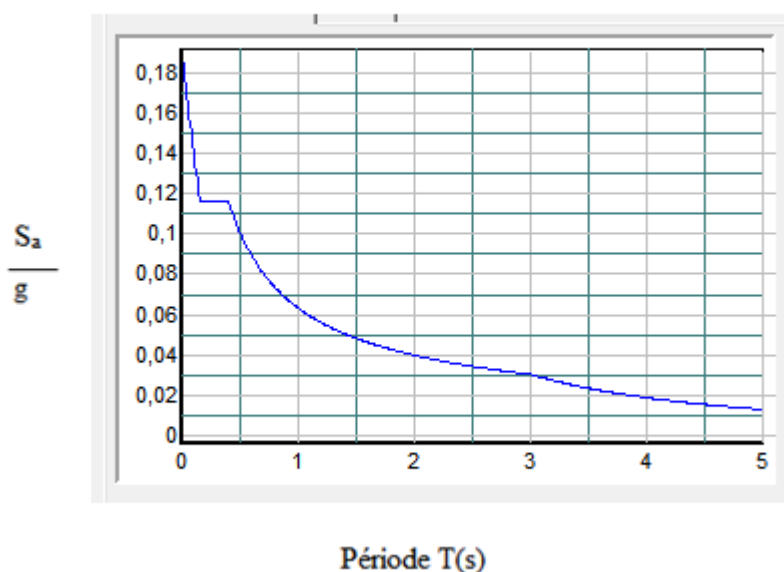


Figure V.3. Spectre de réponse de calcul.

Les valeurs du spectre de réponse sont données dans le tableau suivant.

Tableau V.1. Valeurs du spectre de réponse.

T (s)	$\frac{S_a}{g}$	T (s)	$\frac{S_a}{g}$	T (s)	$\frac{S_a}{g}$
0.00	0.188	1.70	0.044	3.40	0.025
0.05	0.164	1.75	0.043	3.45	0.024
0.10	0.140	1.80	0.043	3.50	0.023
0.15	0.116	1.85	0.042	3.55	0.023
0.20	0.116	1.90	0.041	3.60	0.022
0.25	0.116	1.95	0.040	3.65	0.022
0.30	0.116	2.00	0.040	3.70	0.021
0.35	0.116	2.05	0.039	3.75	0.021
0.40	0.116	2.10	0.039	3.80	0.020
0.45	0.108	2.15	0.038	3.85	0.020
0.50	0.100	2.20	0.037	3.90	0.020
0.55	0.094	2.25	0.037	3.95	0.019
0.60	0.089	2.30	0.036	4.00	0.019
0.65	0.084	2.35	0.036	4.05	0.018
0.70	0.080	2.40	0.035	4.10	0.018
0.75	0.077	2.45	0.035	4.15	0.018
0.80	0.073	2.50	0.034	4.20	0.017
0.85	0.070	2.55	0.034	4.25	0.017
0.90	0.068	2.60	0.033	4.30	0.017
0.95	0.065	2.65	0.033	4.35	0.016
1.00	0.063	2.70	0.033	4.40	0.016
1.05	0.061	2.75	0.032	4.45	0.016
1.10	0.059	2.80	0.032	4.50	0.015
1.15	0.058	2.85	0.031	4.55	0.015
1.20	0.056	2.90	0.031	4.60	0.015
1.25	0.054	2.95	0.031	4.65	0.015
1.30	0.053	3.00	0.030	4.70	0.014
1.35	0.052	3.05	0.030	4.75	0.014
1.40	0.050	3.10	0.029	4.80	0.014
1.45	0.049	3.15	0.028	4.85	0.014

1.50	0.048	3.20	0.027	4.90	0.013
1.55	0.047	3.25	0.027	4.95	0.013
1.60	0.046	3.30	0.026	5.00	0.013
1.65	0.045	3.35	0.025		

V.10.Principe de détermination des poids (W_t) de la structure

1. Les niveaux étages:

Soit (S) la surface du plancher en question en m^2 . Le poids d'un niveau étage est calculé comme suite :

* Poids de Plancher= $G \times S$

* Poids des Poteaux= $n \times b \times h \times \gamma_{BA} \times H$.

* Poids des poutres principales= $b \times h \times \gamma_{BA} \times \sum L$.

* Poids des poutres secondaires= $b \times h \times \gamma_{BA} \times \sum L$.

* Poids des murs extérieurs= $0,8 \times G_m \times H \times \sum L$.

* Poids des murs voile= $e_p \times H \times \gamma_{BA} \times \sum L$.

* Poids des escaliers= $G \times S_{\text{cage d'escalier}}$.

* Poids des dalles pleines= $G \times S_{\text{dalle}}$.

* Poids des balcons= $G \times S_{\text{balcon}}$.

$W_{g \text{ etage}} = \sum \text{des poids propres.}$

Surcharge :

$W_{Q \text{ etage}} = Q_{\text{etage}} \times S$.

Le poids total du niveau $W_{\text{etage}} = W_{g \text{ etage}} + \beta W_{Q \text{ etage}}$.

2. Le niveau terrasse:

* Poids de Plancher= $G \times S$

* Poids des Poteaux= $n \times b \times h \times \gamma_{BA} \times \frac{H}{2}$.

* Poids des poutres principales= $b \times h \times \gamma_{BA} \times \sum L$.

* Poids des poutres secondaires= $b \times h \times \gamma_{BA} \times \sum L$.

* Poids des murs extérieurs= $0,8 \times G_m \times H \times \sum L$.

* Poids des murs voile = $e_p \times H \times \gamma_{BA} \times \sum L$.

* Poids des dalles pleines = $G \times S_{dalle}$.

* Poids des balcons = $G \times S_{balcon}$.

* Poids d'acrotère = $G_{acrotère} \times L$.

$W_g \text{ terrasse} = \sum \text{des poids propres.}$

Surcharge :

$W_Q \text{ terrasse} = Q_{terrasse} \times S.$

V.11. Combinaison des réponses modales

Le RPA 99 / V. 2003 propose de vérifier l'indépendance des modes par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} r \leq \frac{10}{(10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})} \\ r = \frac{T_i}{T_j} \end{array} \right. \quad [\text{V-9}]$$

Avec :

T_i, T_j : Les périodes des modes **i** et **j** ;

ξ_i, ξ_j : Les coefficients d'amortissement des modes **i** et **j**.

Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2} \quad [\text{V-10}]$$

E : effet de l'action sismique considéré.

E_i : Valeur modale de E selon le mode «i».

K : nombre de modes retenus.

Dans le cas où deux réponses modales E_1, E_2 ; par exemple ne sont pas indépendantes, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{(|E_1| + |E_2|) + \sum_{i=3}^k E_i^2} \quad [\text{V-11}]$$

V.12. Caractéristiques géométriques

Les valeurs de centre de rigidité et centre de masse données par logiciel ETABS sont montrées dans le Tableau V.2

Tableau V.2. Centre de rigidité et centre de masse de la structure.

Etages	Centre de masse [m]		Centre de rigidité [m]		Excentricité théorique [m]		Excentricité accidentelle[m]		Excentricité de calcul [m]	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	14,35	8,694	14,35	8,431	0	0,263	1,46	0,86	1,46	1,123
E1	14,35	8,7	14,35	8,44	0	0,26	1,46	0,86	1,46	1,12
E2	14,35	8,7	14,35	8,447	0	0,253	1,46	0,86	1,46	1,113
E3	14,35	8,679	14,35	8,451	0	0,228	1,46	0,86	1,46	1,088
E4	14,371	8,6	14,35	8,448	0,021	0,152	1,46	0,86	1,46	1,012

V.13.Caractéristiques dynamiques de bâtiment

Le tableau V.3 résume toutes les données relatives aux périodes et les participations massiques de tous les modes (les valeurs données par ETABS).

Tableau V.3. Participation des masses cumulées.

Mode	Période [sec]	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,394847	0,0002	72,9914	0,0002	72,9914
2	0,374864	60,6282	0,0009	60,6284	72,9923
3	0,356395	10,5783	0,0012	71,2067	72,9935
4	0,099824	0	17,9836	71,2067	90,9771
5	0,090969	6,8316	0,0001	78,0383	90,9772
6	0,087	13,556	0	91,5944	90,9772
7	0,046573	0	6,0556	91,5944	97,0328
8	0,041827	4,5461	0	96,1405	97,0328
9	0,039849	1,4275	0	97,5679	97,0328
10	0,030335	0	2,3665	99,5679	99,3994
11	0,027619	1,8825	0	99,4504	99,3994
12	0,025171	0,0986	0	99,5489	99,3994

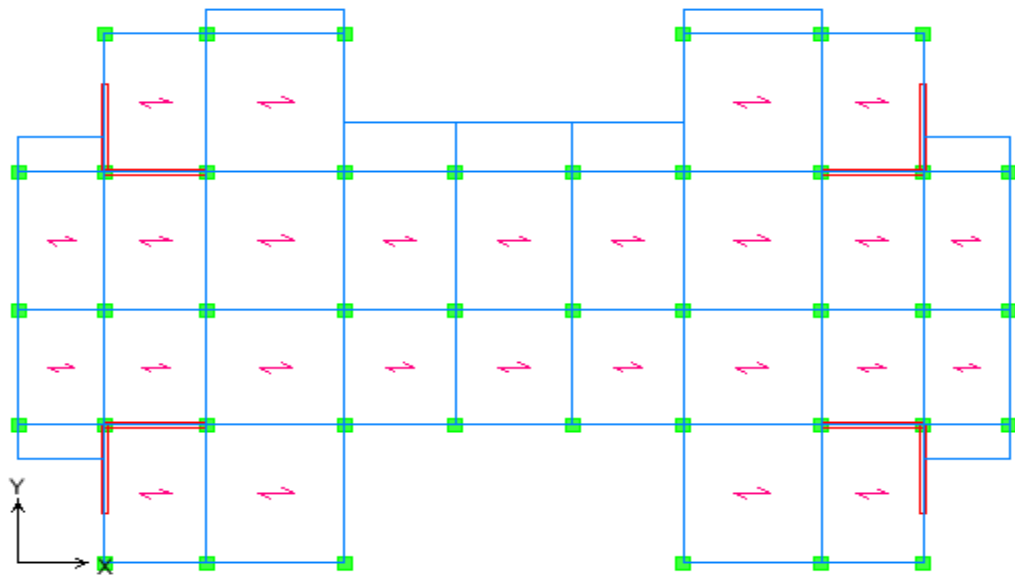


Figure V.4. Contreventement de la structure.

Les trois premiers modes de vibration sont comme suite :

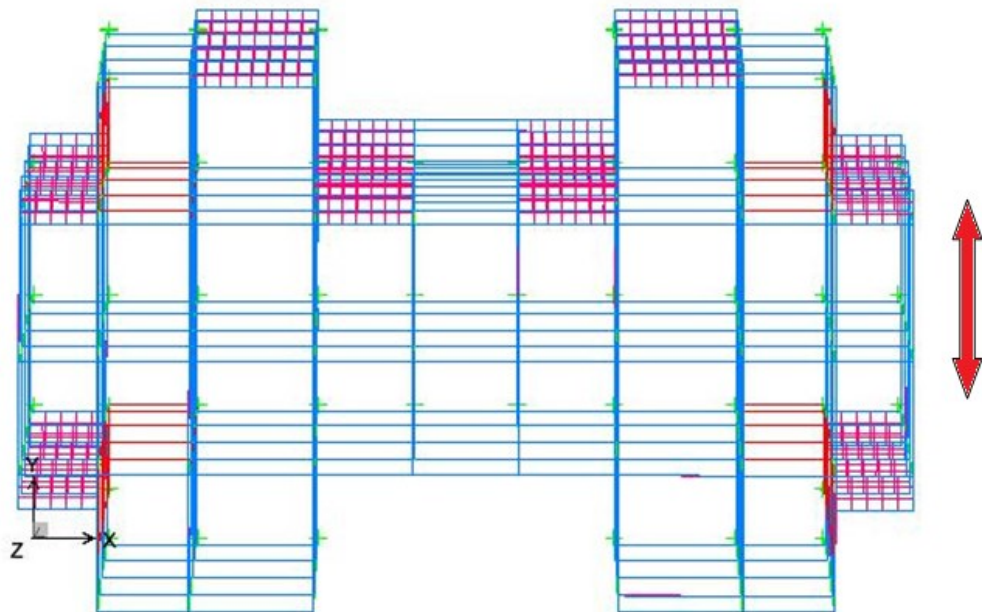


Figure V.5. Première mode ($T=0,3948\text{sec}$) principal de vibration suivant Y.

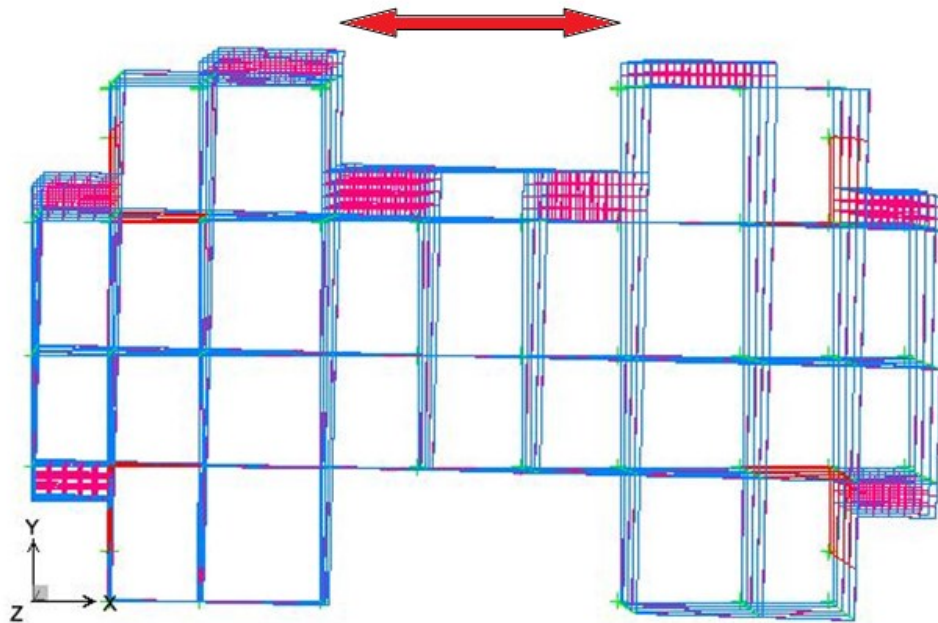


Figure V.6. Deuxième mode (T=0,3749sec) principal de vibration suivant X.

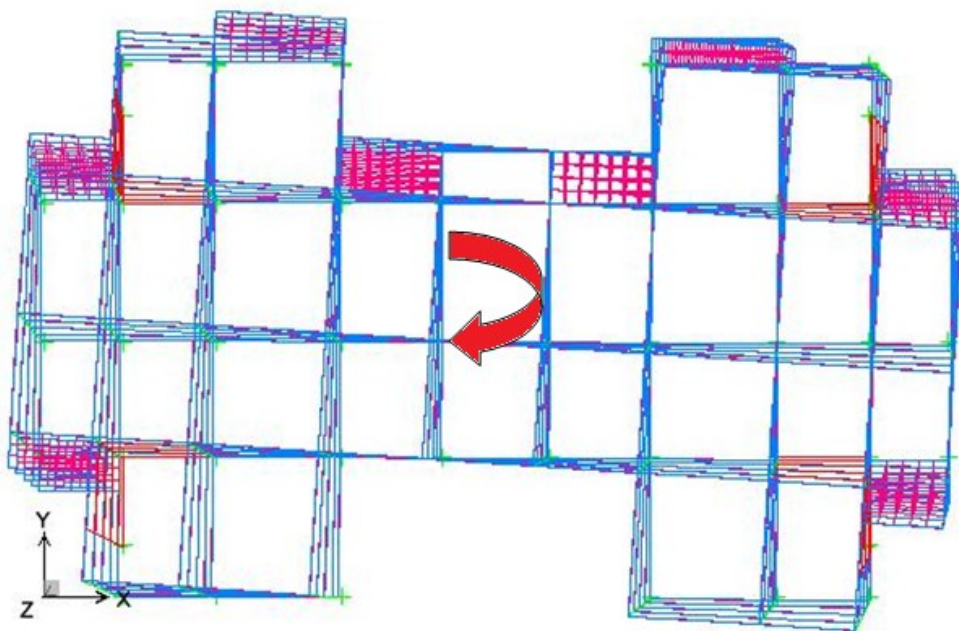


Figure V.7. Troisième mode (T=0,3564 sec) principal de vibration en torsion.

V.14. Vérifications

V.14.1. Vérifications de participation de la masse

- Le sens suivant (X) : $\sum \alpha_x = 91,5944\% > 90\%$ Condition vérifié.
- Le sens suivant (Y) : $\sum \alpha_y = 90,9771\% > 90\%$ Condition vérifié.

V.14.2. Vérification de la période fondamentale de la structure

D'après résultats obtenus par ETABS, le premier (01) mode de vibration donne une valeur de période égale à **0,365642sec**.

On doit vérifier que la période dynamique $T_{\text{dynamique}}$ est inférieure à la valeur de la période statique fondamentale majorée de 30%

Donc :

$$T_{\text{dynamique}} = 0,3948 \text{ sec} < T_{\text{statique}} = 1,30T_{\text{empirique}} = 0,52\text{sec} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.14.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon le RPA (Art 4.3.6 page 50), la résultante des forces sismiques à la base ' V_t ' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente ' V '.

Si cette condition n'est pas vérifiée on doit majorer l'effort tranchant à la base dans le rapport :

$$0,8 \frac{V}{V_t} \quad \text{[V-12]}$$

L'effort tranchant à la base qu'il faut considérer est donc donné par la formule suivante :

$$0,8 \frac{V}{V_t} \times V_t \quad \text{[V-13]}$$

V : L'effort tranchant à la base de la structure déterminé par la méthode modale spectrale à l'aide de ETABS'.

V_t : L'effort tranchant à la base de la structure déterminé par la méthode statique équivalente calculé par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad \text{[V-14]}$$

$$W = 19494,0494\text{kN}$$

$$V_X = \frac{0,15 \times 1,9 \times 1,35}{4} \times 19494,0494 = 1875,08\text{kN}$$

$$V_Y = \frac{0,15 \times 1,9 \times 1,3}{4} \times 19494,0494 = 1805,64\text{kN}$$

-Le sens suivant l'axe (X) : $V_{tx} = 2126,73\text{kN} > 0,8V = 1500,06\text{kN}$ Condition vérifié.

- Le sens suivant l'axe (Y) : $V_{ty} = 2181,43\text{kN} > 0,8V = 1444,51\text{kN}$ Condition vérifié.

V.14.4. Justification vis à vis de l'effet P-Δ

L'effet P-delta est un effet non linéaire (effet du 2^{ème} ordre) qui se produit en chaque structure où les éléments de la structure sont soumis à des charges axiales, c'est un effet associée à l'importance de la charge axiale 'P' et le déplacement 'delta'. L'effet P-delta est aussi lié à :

- ❖ L'importance de la charge axiale P.
- ❖ La rigidité ou la souplesse de la structure dans l'ensemble.
- ❖ La souplesse des différents éléments de la structure.

Pour considérer que l'effet P- Δ est négligeable, on doit vérifier la rigidité de la structure. Le RPA propose de vérifier cela en vérifiant l'inégalité suivante :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10 \quad [\text{V-15}]$$

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i \quad [\text{V-16}]$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau **k**.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau **k**.

h_k : Hauteur de l'étage **k**.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau **k** par rapport à niveau **k-1** donné par l'expression.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad [\text{V-17}]$$

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad [\text{V-18}]$$

Avec :

δ_k : Déplacement horizontal de l'étage **k**.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de la torsion).

R: Coefficient de comportement de la structure.

Si $0,1 < \theta_k \leq 0,2$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$ selon le RPA99/ V. 2003 (Art 5.9 page 54).

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

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépasse pas 1% de la hauteur d'étage (RPA 99/ V. 2003 Art 5.10 page54).

Le logiciel de calcul **ETABS** donne directement les valeurs suivantes δ_{ek} avec la combinaison des charges suivantes G+Q+E

Tableau V.4. Déplacements relatifs inter étages

Etage	Sens-X			Sens-Y			1%.h [m]	Observation
	δ_e [m]	δ_k [m]	Δ_k [m]	δ_e [m]	δ_k [m]	Δ_k [m]		
4	0,0065	0,026	0,0064	0,0077	0,0308	0,0068	0,0324	vérifiée
3	0,0049	0,0196	0,0064	0,006	0,024	0,0076	0,0324	vérifiée
2	0,0033	0,0132	0,006	0,0041	0,0164	0,0076	0,0324	vérifiée
1	0,0018	0,0072	0,0048	0,0022	0,0088	0,006	0,0324	vérifiée
RDC	0,0006	0,0024	0,0024	0,0007	0,0028	0,0028	0,0324	vérifiée

Tableau V.5. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ .

Etage	h_k [m]	P_k [kN]	Sens-X			Sens-Y		
			Δ_k [m]	V_k [kN]	θ_k	Δ_k [m]	V_k [kN]	θ_k
4	3,24	4043,98121	0,0064	786,23	0,0102	0,0068	786,93	0,0108
3	3,24	3991,35644	0,0064	1341,83	0,0059	0,0076	1366,05	0,0069
2	3,24	3991,35644	0,006	1726,31	0,0043	0,0076	1776,37	0,0053
1	3,24	3968,64629	0,0048	1987,19	0,003	0,006	2046,9	0,0036
RDC	3,24	3498,70903	0,0024	2126,73	0,0012	0,0028	2181,43	0,0014

D'après les résultats obtenus et puisque les valeurs $\theta_{k/x}$ et $\theta_{k/y}$ sont inférieure a 0,1 donc la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet P- Δ (Stable).

VI.1. Introduction

Notre construction est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées aux flexions simples. Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant donc ils seront calculés aux flexions composées.

On a utilisé le logiciel d'analyse des structures ETABS, qui permet la détermination des efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

VI.2. Ferrailage des poteaux

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables. On considérant les sollicitations suivantes :

$N_{max} \rightarrow M$ correspondant

$M_{max} \rightarrow N$ correspondant

$N_{min} \rightarrow M$ correspondant

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les combinaisons suivantes :

➤ **Selon BAEL 91 :**

- E.L.U : Situation durable :

$$1,35 G + 1,5Q \quad (1^{er} \text{ genre}) \quad [VI-1]$$

➤ **Selon le R.P.A 99/ V. 2003 :** Situation accidentelle (Art 5.2 page 52).

$$0,8G \pm E \quad (2^{er} \text{ genre}) \quad [VI-2]$$

$$G + Q + E \quad (3^{er} \text{ genre}) \quad [VI-3]$$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité $(\gamma_b; \gamma_s)$

$$\text{Pour le cas de la situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_s = 400\text{MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \sigma_b = 18,5\text{MPa} \end{cases}$$

$$\text{Pour le cas de la situation courante : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_s = 348\text{MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \rightarrow \sigma_b = 14,17\text{MPa} \end{cases}$$

VI.2.1 Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003) :

D'après le RPA99/V. 2003 (Art 7.4.2 page 62), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de **0,8%** (zone IIa).

Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de **4%** en zone courante, **6%** en zone de recouvrement.

Le diamètre minimal est de **12 mm**.

La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø** (zone IIa).

La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** en zone IIa.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

Tableau VI.1. Les sections d'armatures des poteaux.

Poteau	$A_{\min} = 0,8\% \times S$	$A_{\max 1} = 4\% \times S$	$A_{\max 2} = 6\% \times S$
$(40 \times 40)cm^2$	12,8	64	96
$(35 \times 35)cm^2$	9,8	49	73,5

Exemple de calcul :(RDC)

Poteau 40x40

Combinaison de 1^{er} genre (1,35G+1,5Q) :

Les résultats des sollicitations donnés par ETABS :

$$N_{\max} = 1213,07kN ; M_{\text{correspondant}} = 5,503kN.m$$

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = 0,0045m = 0,45cm$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 1213,07 \left(0,9 \times 0,4 - \frac{0,4}{2} + 0,0045 \right) = 199,55kN.m$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81\sigma_{bc} \cdot b \cdot h \rightarrow N_u = 1213,07\text{kN} < 1836,432\text{kN} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - \frac{0,514N_u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d}\right) \rightarrow M_u = 199,55\text{kN} \cdot \text{m} < 303,26\text{kN} \cdot \text{m} \end{array} \right. \quad \text{Condition vérifié}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1=0$).

Combinaison de 2^{ème} genre (0,8G±E):

$$N_{\min} = 278,33 \text{ kN} ; ; M_{\text{correspondant}} = 5,599 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = 0,0201\text{m} = 2,01\text{cm}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 278,33 \left(0,9 \times 0,4 - \frac{0,4}{2} + 0,0201 \right) = 50,13\text{kN} \cdot \text{m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81\sigma_{bc} \cdot b \cdot h \rightarrow N_u = 278,33\text{kN} < 2397,6\text{kN} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - \frac{0,514N_u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d}\right) \rightarrow M_u = 50,13 \text{ kN} \cdot \text{m} < 94,82\text{kN} \cdot \text{m} \end{array} \right. \quad \text{Condition vérifié}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2=0$).

Combinaison de 3^{ème} genre (G+Q+E):

$$M_{\max} = 31,802\text{kN} \cdot \text{m} ; N_{\text{correspondant}} = 278,47 \text{ kN}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = 0,114\text{m} = 11,4\text{cm}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 278,47 \left(0,9 \times 0,4 - \frac{0,4}{2} + 0,114 \right) = 76,30\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$N_u(d - c) - M_u < \left(0,337 - 0,81\frac{c}{h}\right) \sigma_{bc} \cdot b \cdot h^2$$

$$57,31\text{kN} \cdot \text{m} < 303,104\text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{Condition vérifié.}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{\max}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{31,802 \times 10^6}{18,5 \times 400 \times 360^2} = 0,033$$

$$\mu = 0,033 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,983$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{31,802 \times 10^6}{348 \times 0,983 \times 360} = 258,24 \text{ mm}^2 = 2,58 \text{ cm}^2$$

Section adoptée :

La section d'armature qu'on doit tenu en compte c'est le max entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par **RPA 99/ V.2003**

Donc :

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_1; A_2; A_s; A_{\text{minRPA}}) = 12,8 \text{ cm}^2$$

Pour une section de béton (40x40) cm²

$$A_{\text{minRPA}} = 12,8 \text{ cm}^2$$

On adopte : **8T16=16,08cm²**

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$V_{\max} = 19,66 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{19,66}{0,4 \times 0,36} = 136,53 \text{ kN/m}^2 = 0,13653 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,13653 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Condition vérifié.

Il n'y' à pas de risque de cisaillement.

Armature transversale.

Selon RPA99/V. 2003(Article 7.4.2.2 page 63) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte de mode fragile de la rupture par effort tranchant.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Condition d'espacement :

En zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_L; 15cm) = 12cm$ on prend $S_t = 10cm$

En zone courante : $S_t' \leq 15\phi_L = 18cm$ on prend $S_t' = 15cm$

Zone courante.

Calcul de l'élancement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec

L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7L_0 = 0,7(3,24 - 0,40) = 1,98m$$

$$\lambda_g = \frac{0,7L_0}{b} = 4,95$$

$$\lambda_g = 4,95 < 5 \text{ Donc } \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} S_t = \frac{3,75 \times 19,66 \times 10^3}{40 \times 400 \times 10^2} \times 15 = 0,69cm^2$$

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en % est donnée comme suit :

$3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

L'interpolation :

$$\begin{cases} 5 \rightarrow 0,3\% \\ 4,95 \rightarrow X\% \\ 3 \rightarrow 0,8\% \end{cases}$$

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} = 0,25\% \text{ La section minimale égale a } 0,25\%$$

$$A_{tmin} = 0,25\% \cdot S_t \cdot b = 0,0025 \times 15 \times 40 = 1,5\text{cm}^2$$

Choix des barres : **4T8 = 2,01cm²**

Zone nodale.

$$\lambda_g = \frac{0,7L_0}{b} = 4,95$$

$$\lambda_g = 4,95 < 5 \text{ Donc } \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} S_t = \frac{3,75 \times 19,36 \times 10^3}{40 \times 400 \times 10^2} \times 10 = 0,45\text{cm}^2$$

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} = 0,11\% < 0,25\% \text{ la section minimale égale a } 0,25\%$$

$$A_{tmin} = 0,11\% \cdot S_t \cdot b = 0,0011 \times 10 \times 40 = 0,44\text{cm}^2$$

Choix des barres : **4T8 = 2,01cm²**

Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u; 0,4\text{MPa}) = 0,4\text{MPa}$$

Zone courante :

$$\frac{2,01 \times 10^2 \times 400}{400 \times 150} = 1,34\text{MPa} \geq \max(0,13653\text{MPa}; 0,4\text{MPa}) = 0,4\text{MPa} \quad \text{Condition vérifié.}$$

Zone nodale :

$$\begin{aligned} \frac{2,01 \times 10^2 \times 400}{400 \times 100} &= 2,01\text{MPa} \geq \max(0,16208\text{MPa}; 0,4\text{MPa}) \\ &= 0,4\text{MPa} \quad \text{Condition vérifié.} \end{aligned}$$

Tableau VI.2. Efforts internes des combinaisons.

Etage	section	1, 35G + 1. 5Q		0, 8G ± E		G + Q + 1, 2E	
		N _{max} kN	M _{corr} kN.m	N _{min} kN	M _{corr} kN.m	M _{max} kN.m	N _{corr} kN
4 ^{eme} 3 ^{eme}	35 × 35	444,02	10,589	43,71	15,596	48,951	116,2
1 ^{er} 2 ^{eme}	35 × 35	953,41	10,651	164,87	10,997	54,426	209,16
RDC	40 × 40	1213,07	5,503	278,33	5,599	37,836	377,04

Tableau VI.3. Sollicitations des Poteaux liés aux voiles de contreventement.

étages	Efforts	Valeurs	A _s calculée cm ²	A _s RPA cm ²	Choix des barres	A _s cm ²
4 ^{eme} 3 ^{eme}	N _{max} kN	444,02	0	9,8	8T14	12,31
	M _{corr} kN.m	10,589	0,67			
	N _{min} kN	43,71				
	M _{corr} kN.m	15,596	6,61			
	M _{max} kN.m	41,303				
	N _{corr} kN	82,86				
1 ^{er}	N _{max} kN	953,41	0	9,8	8T14	12,31
	M _{corr} kN.m	10,651	0			
	N _{min} kN	164,87				

2 ^{eme}	M _{corr} kN.m	10,997				
	M _{max} kN.m	45,849	1,82			
	N _{corr} kN	152,75				
RDC	N _{max} kN	1213,07	0	12,8	4T16+4T14	14,2
	M _{corr} kN.m	5,503				
	N _{min} kN	278,33	0			
	M _{corr} kN.m	5,599				
	M _{max} kN.m	31,802	0			
	N _{corr} kN	278,47				

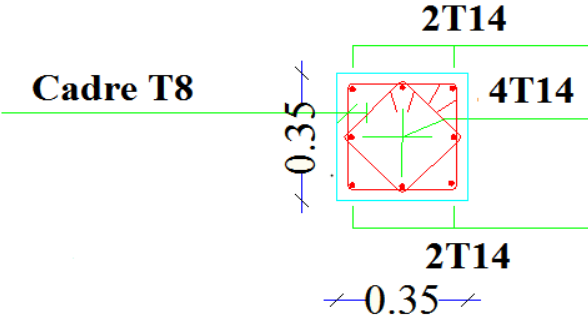
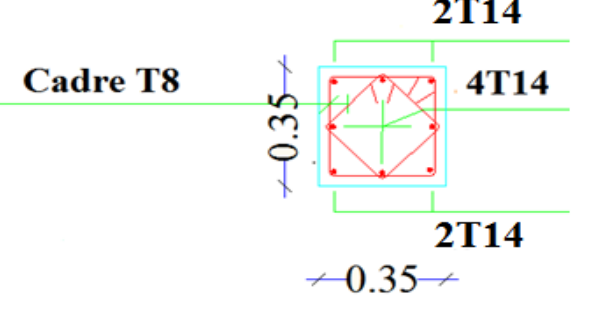
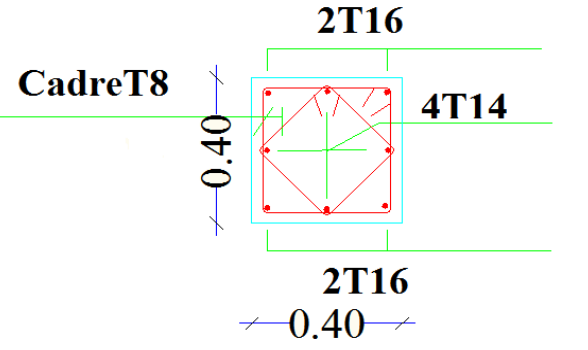
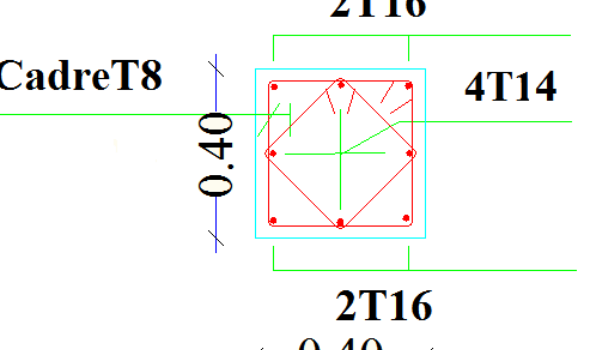
Tableau VI.4. Sollicitations des Poteaux non liés aux voiles de contreventement.

Etages	Efforts	Valeurs	A _s calculée cm ²	A _s RPA cm ²	Choix des barres	A _s cm ²
4 ^{eme}	N _{max} kN	443,97	0	9,8	4T16	12,31
	M _{corr} kN.m	8,214				
	N _{min} kN	39,94	0,12			
3 ^{eme}	M _{corr} kN.m	8,366				
	M _{max} kN.m	48,202	0,9			

	N_{corr} kN	241,66				
1 ^{er} 2 ^{eme}	N_{max} kN	955,12	0	9,8	8T14	12,31
	M_{corr} kN.m	5,28				
	N_{min} kN	181,92	0			
	M_{corr} kN.m	26,49				
	M_{max} kN.m	78,061	2,25			
	N_{corr} kN	367,72				
RDC	N_{max} kN	1215,72	0	12,8	4T16+4T14	14,2
	M_{corr} kN.m	4,35				
	N_{min} kN	349,85	0			
	M_{corr} kN.m	12,605				
	M_{max} kN.m	97,898	4,84			
	N_{corr} kN	183,32				

VI.2.2.Schéma de ferrailage

Tableau VI.5. ferraillages des poteaux

Poteaux	Poteaux liés aux voiles de contreventement	Poteaux non liés aux voiles de contreventement
35 × 35	 <p>Cadre T8</p> <p>2T14</p> <p>4T14</p> <p>0.35</p> <p>2T14</p> <p>0.35</p>	 <p>Cadre T8</p> <p>2T14</p> <p>4T14</p> <p>0.35</p> <p>2T14</p> <p>0.35</p>
40 × 40	 <p>Cadre T8</p> <p>2T16</p> <p>4T14</p> <p>0.40</p> <p>2T16</p> <p>0.40</p>	 <p>Cadre T8</p> <p>2T16</p> <p>4T14</p> <p>0.40</p> <p>2T16</p> <p>0.40</p>

VI.3.Ferraillage des poutres

Les poutres sont sollicitées par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant. Elles sont ferraillées en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{eme} genre

- Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle (article 5.2 page 52).

$$0,8G \pm E$$

$$G + Q + E$$

- Selon BAEL 91 :

- E.L.U : Situation durable :

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

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité $(\gamma_b; \gamma_s)$

$$\text{Pour situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_s = 400\text{MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \sigma_b = 18,5\text{MPa} \end{cases}$$

$$\text{Pour situation courante : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_s = 348\text{MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \rightarrow \sigma_b = 14,17\text{MPa} \end{cases}$$

VI.3.1.Recommandation du RPA99/ V. 2003 pour le ferrailage des poutres

1. Armatures longitudinales [Article 7.5.2.1 page 66].

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre et de 0.5%.de section d'armature.
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimal de recouvrement est de $40\emptyset$ (zone II).
- Pour une poutre de rive, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

2. Armatures transversales [Article 7.5.2.2 page 67].

La quantité des armatures transversales doit vérifier $A_t = 0,003. S. b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaire minimum

$(h/4 ; 1,2\emptyset)$

- En dehors de la zone nodale $S \leq h/2$

VI.3.2. Résultats du ferrailage

Les valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant de 1^{er} et 2^{eme} genre obtenues par Etabs sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau VI.6. Moments max et les efforts tranchants des Poutres principales de rive :

Etages	Position	Moment max (kN.m)		Moment de calcul (kN.m)	V_{max} (kN)
		Situation durable	Situation accidentelle		
		$1,35G + 1,5Q$	$G + Q + E$ $0,8G + E$		
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	appuis	17,832	39,545	39,545	28,48
	travée	15,289	10,125	15,289	33,8
RDC 1 ^{er} et 2 ^{eme}	appuis	15,015	39,387	39,387	28,4
	travée	12,323	8,166	12,323	32,43

Tableau VI.7. Moments max et les efforts tranchants des Poutres principales intermédiaires :

Etages	Position	Moment max [kN.m]		Moment de calcul [kN.m]	V_{max} [kN]
		Situation durable	Situation accidentelle		
		$1,35G + 1,5Q$	$G + Q + E$ $0,8G + E$		
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	appuis	71,43	84,643	84,643	112,44
	travée	39,868	25,793	39,868	90,68
RDC 1 ^{er} et 2 ^{eme}	appuis	63,181	73,985	73,985	128,33
	travée	34,978	24,511	34,978	84,96

Tableau VI.8. Moments max et les efforts tranchants des Poutres secondaires de rive.

Etages	Position	Moment max [kN.m]		Moment de calcul [kN.m]	V_{max} [kN]
		Situation durable	Situation accidentelle		
		$1,35G + 1,5Q$	$G + Q + E$ $0,8G + E$		
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	appuis	18,734	33,569	33,569	32,58
	travée	17,275	23,782	23,782	37,21
RDC 1 ^{er} et 2 ^{eme}	appuis	18,209	30,951	30,951	30,55
	travée	17,263	20,615	20,615	34,77

Tableau VI.9. Moments max et les efforts tranchants des Poutres secondaires intermédiaires

Etages	Position	Moment max [kN.m]		Moment de calcul [kN.m]	V_{max} [kN]
		Situation durable	Situation accidentelle		
		$1,35G + 1,5Q$	$G + Q + E$ $0,8G + E$		
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	appuis	17,179	43,421	43,421	39,09
	travée	10,245	33,603	33,603	43,80
RDC 1 ^{er} et 2 ^{eme}	appuis	14,532	42,659	42,659	38,25
	travée	11,507	31,883	31,883	42,76

Exemple de calcul :(RDC)Poutre principale intermédiaire(30×40)cm²**Armatures longitudinales.**

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,5\% \times b \times h = 6\text{cm}^2 \\ A_{\max} = 4\% \times b \times h = 48\text{cm}^2 & (\text{zone courante}) \\ A_{\max} = 6\% \times b \times h = 72\text{cm}^2 & (\text{zone recouvrement}) \end{cases}$$

▪ **En travée :**

$$M_t = 34,978 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{34,978 \times 10^6}{14,17 \times 300 \times 360^2} = 0,063$$

$$\mu = 0,063 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,967$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{34,978 \times 10^6}{348 \times 0,967 \times 360} = 288,73\text{mm}^2 = 2,89\text{cm}^2$$

On prend $A_s = 2\text{T}12 = 3,39\text{cm}^2$

▪ **En appui :**

$$M_a = 73,985\text{kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{73,985 \times 10^6}{14,17 \times 300 \times 360^2} = 0,134$$

$$\mu = 0,134 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,928$$

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{73,985 \times 10^6}{348 \times 0,928 \times 360} = 636,38\text{mm}^2 = 6,36\text{cm}^2$$

On prend $A_s = 6\text{T}12 = 6,79\text{cm}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants:

On a utilisé le logiciel de calcul **SOCOTEC**, Pour le calcul des différentes sections de ferrailage.

Tableau VI.10. Ferrailage des poutres principales de rive.

Etages	Position	Moment de calcul kN.m	A_s calculée cm ²	$A_{s\ min}$ cm ²	Choix des barres	A_s cm ²
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	Appuis	39,545	2,83	6,00	3T12Fil+2T12chapeau	5,65
	Travée	15,289	1,42		3T12	3,39
RDC 1 ^{er} et 2 ^{eme}	Appuis	39,387	2,82	6,00	3T12Fil+2T12chapeau	5,65
	Travée	12,323	1,14		3T12	3,39

Tableau VI.11. Ferrailage des poutres principales d'intermédiaire.

Etages	Position	Moment de calcul kN.m	A_s calculée cm ²	$A_{s\ min}$ cm ²	Choix des barres	A_s cm ²
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	Appuis	84,643	6,29	6,00	3T14Fil+2T14chapeau	9,24
	Travée	39,868	3,81		3T14	4,62
RDC 1 ^{er} et 2 ^{eme}	Appuis	73,985	5,44	6,00	3T14Fil+2T14chapeau	9,24
	Travée	34,978	3,32		3T14	4,62

Tableau VI.12. Ferrailage des poutres secondaires de rive.

Etages	Position	Moment de calcul kN.m	A_s calculée cm ²	$A_{s\ min}$ cm ²	Choix des barres	A_s cm ²
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	appuis	33,569	2,8	5,25	3T12	3,39
	Travée	23,782	1,96		3T12	3,39
RDC 1 ^{er} et 2 ^{eme}	appuis	30,951	2,58	5,25	3T12	3,39
	Travée	20,615	1,7		3T12	3,39

Tableau VI.13. Ferrailage des poutres secondaires d'intermédiaires.

Etages	Position	Moment de calcul kN.m	A_s calculée cm^2	$A_{s \min}$ cm^2	Choix des barres	A_s cm^2
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	Appuis	43,421	3,66	5,25	3T12Fil+2T12chapeau	5,65
	Travée	33,603	2,8		3T12	3,39
RDC 1 ^{er} et 2 ^{eme}	Appuis	42,659	3,59	5,25	3T12Fil+2T12chapeau	5,65
	Travée	31,883	2,66		3T12	3,39

VI.3.3. Vérifications nécessaires pour les poutres

Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91) :

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 130,41 \text{mm}^2 = 1,30 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,30 \text{cm}^2$$

Condition vérifiée.

VI.3.4. Vérification de contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{128,33 \times 10^3}{360 \times 300} = 1,19 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible (Art A.5.1.211 BAEL91)

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

$$\tau_u = 1,19 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$$

Condition vérifié.

Armatures transversales

$$\tau_u = 1,19 \text{MPa} \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{MPa}$$

VI.3.5. Vérification des contraintes

Tableau VI.14. Vérification des contraintes.

Poutres	Positions	Moment kN.m	Axes neutre [Y] cm	Moment d'inertie [I] Cm ⁴	Coefficient [K] MPa/cm	Contrainte dans le béton [σ _b] MPa	Contrainte dans l'acier [σ _s] MPa	Observation
P. principale	appuis	73,985	14,19	9,75.10 ⁴	0,75	10,64	245,36	vérifiée
	Travée	34,978	10,79	5,83.10 ⁴	0,6	6,47	226,98	vérifiée
P. secondaire	appuis	42,659	9,97	4,35.10 ⁴	0,98	9,8	316,49	vérifiée
	Travée	31,883	8,78	3,42.10 ⁴	0,93	8,19	316,94	vérifiée

VI.3.6. Vérification de la flèche

a) Poutre principale :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{440} = 0,09 \geq 0,06$$

Condition vérifié.

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{6,16}{30 \times 36} = 0,006 \leq 0,01$$

Condition vérifié.

b) Poutre secondaire:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{400} = 0,087 \geq 0,06$$

Condition vérifié.

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{4,62}{30 \times 36} = 0,004 \leq 0,01$$

Condition vérifié.

Remarque :

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

VI.3.7. Schéma de ferrailage

A. Poutre principale :

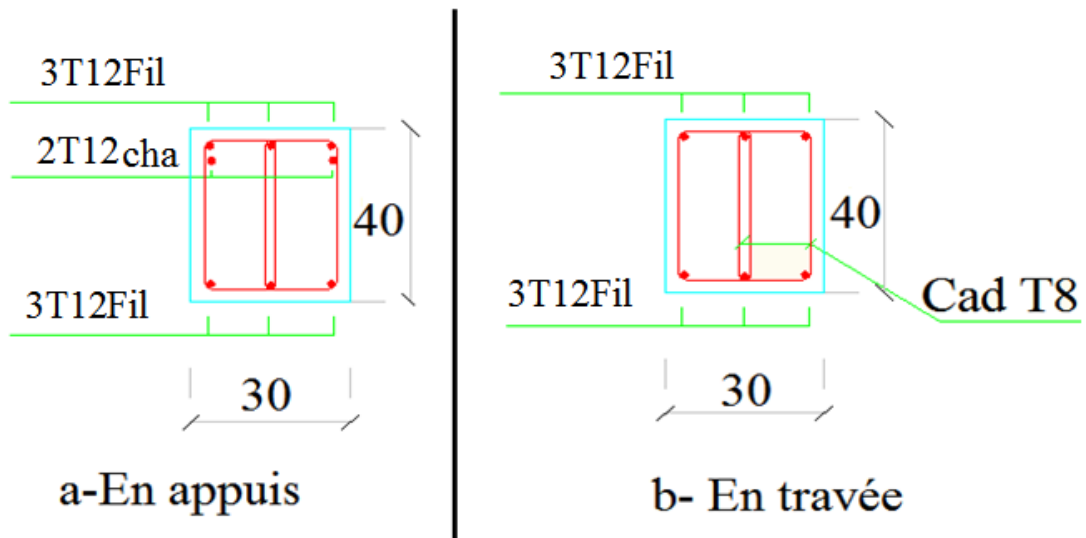


Figure VI.1. Ferraillage des poutres principales de rive.

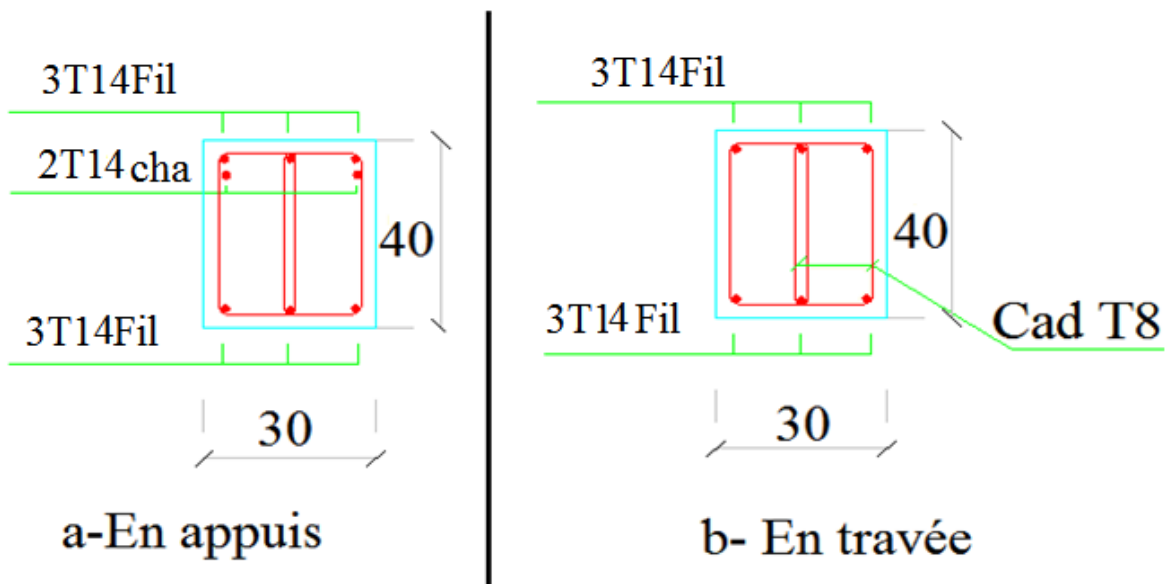


Figure VI.2. Ferraillage des poutres principales d'intermédiaire.

B. Poutre secondaire :

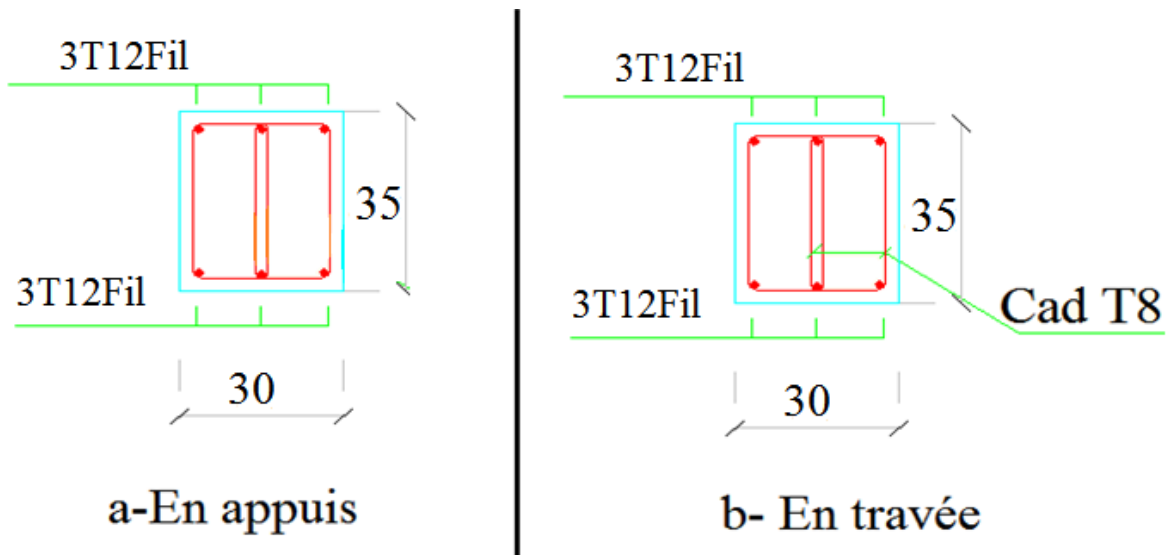


Figure VI.3. Ferrailage des poutres secondaires de rive.

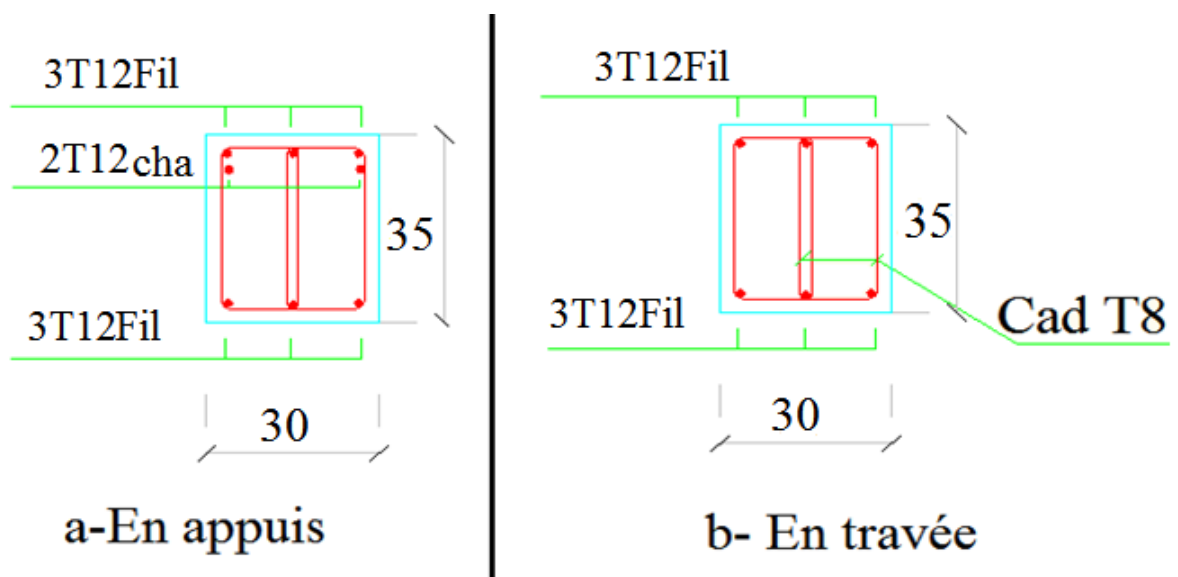


Figure VI.4. Ferrailage des poutres secondaires d'intermédiaire.

VI.4. Ferrailage des voiles

Le voile est un élément très important dans une structure, il est sollicité par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant.

On devra disposer les armatures suivantes:

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

VI.4.1.Méthode de calcul

Le calcul des armatures se fera par la méthode des contraintes et selon le RPA99. le voile est sollicité par les efforts N_{\max} et $M_{\text{correspondant}}$ sous les combinaisons suivantes :

- Pour le ferrailage: **0,8G ± E**
- Pour la vérification: **G + Q ± E**

VI.4.1.1.Ferrailage verticale

On utilise la méthode de Navier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section transversale du voile.

V: Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie,

On distingue trois cas :

• **1^{er} cas:**

$\sigma_1; \sigma_2 > 0 \rightarrow$ La section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue).

La zone courante est armée par le minimum exigé par RPA 99 ($A_{\min} = 0.20\%.a.L$).

• **2^{ème} Cas:**

$\sigma_1; \sigma_2 < 0 \rightarrow$ La section du voile est entièrement tendue (pas de Zone comprimée) \Rightarrow On calcul le volume des contraintes de traction F_t .

D'où la section des armatures verticales

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}$$

On compare A_v avec la section minimale.

- Si $A_v \leq A_{\min} = 0,20\%. a. L$ on ferraille avec la section minimale.

- Si $A_v > A_{\min} = 0,20\%. a. L$ on ferraille avec A_v

• **3^{ème} cas:**

$\sigma_1; \sigma_2 \rightarrow$ Sont de signe différent \Rightarrow la section du voile est partiellement comprimée. On calcul contraintes pour la zone tendue.

VI.4.1.2. Armatures horizontales

Ces armatures doivent être supportées les efforts de traction.

D'après (R.P.A 99, Art 7-7-2, page 71) :

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{T} = 1,4T_{\text{calculé}}$$

T: effort tranchant dû au séisme.

a: épaisseur du voile.

d: hauteur utile = 0,9.h

h: hauteur totale de la section brute.

τ_b : Contrainte admissible du béton.

Le pourcentage minimal d'armatures est :

- 0,15%. a. 1m $\rightarrow \tau_b \leq 0,025f_{c28} = 0,625\text{MPa}$
- 0,25%. a. 1m $\rightarrow \tau_b > 0,025f_{c28} = 0,625\text{MPa}$

- L'espace entre les barres horizontales $S \leq \min(1,5a; 30\text{cm})$ d'après (R.P.A 99, Art 7.7.4.3, page 75).

- Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- $40\emptyset$ Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\emptyset$ les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des charges.

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

VI.4.1.3. Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires à la face du voile sont des épingles, au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

VI.4.2. Exemple de calcul d'un voile plein

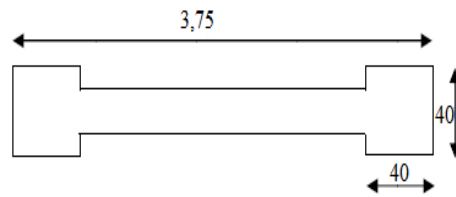
Voile 1 :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

$$N = 2446,93\text{kN}$$

$$M = 3326,492\text{kN.m}$$



$$T = 515,37 \text{ kN}$$

$$V_1 = V_2 = 1,475 \text{ m}$$

$$A = 0,7025 \text{ m}^2$$

$$I = 0,9077 \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes :

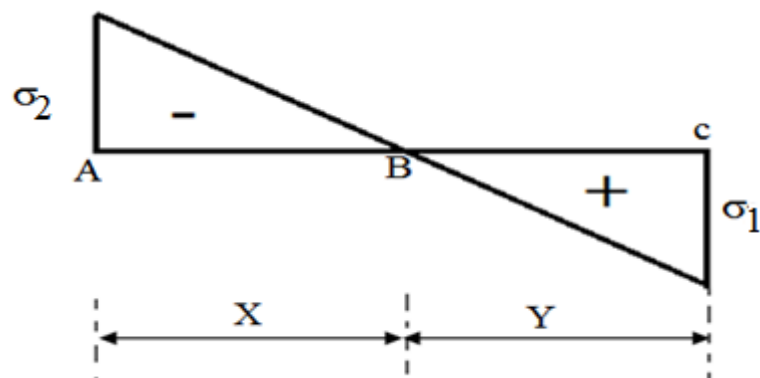
$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V_1}{I} = 8888,68 \text{ kN/m}^2 = 8,89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot V_2}{I} = -1922,33 \text{ kN/m}^2 = -1,92 \text{ MPa}$$

$\sigma_1; \sigma_2 \rightarrow$ Sont de signe différent, donc la section du voile est partiellement comprimée.

On calcul la longueur de la zone de traction.

Longueur de la zone tendue :



$$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_2| + |\sigma_1|} \cdot L = 0,52 \text{ m}$$

$$Y = L - X = 2,43 \text{ m}$$

Vérification des contraintes de compression:

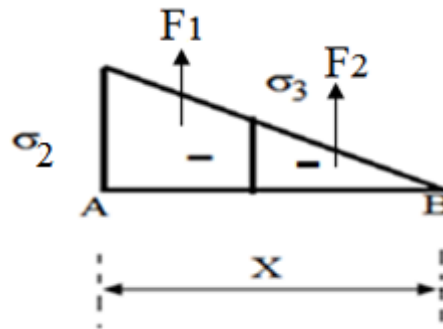
Par la combinaison : **G+Q+E** on a:

$$N = 2784,75 \text{ kN}$$

$$M = 3320,967 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V_1}{I} = 9360,58 \text{ kN/m}^2 = 9,36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V_2}{I} = -1432,47 \text{ kN/m}^2 = -1,43 \text{ MPa}$$



$$\frac{\sigma_2}{X} = \frac{\sigma_3}{X - 0,4} \rightarrow \sigma_3 = \frac{|\sigma_2|(X - 0,4)}{X} = 0,33 \text{ MPa}$$

Détermination des armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{F_t}{f_e}$$

$$F_1 = \frac{(\sigma_2 + \sigma_3)}{2} (b \cdot h) = \frac{(1,43 + 0,33)}{2} (400 \times 400) = 140,8 \text{ kN}$$

$$F_2 = \frac{\sigma_3(X - b) \cdot a}{2} = \frac{330 \times (0,52 - 0,4) \times 0,15}{2} = 2,97 \text{ kN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_t}{f_e} = \frac{(F_1 + F_2)}{f_e} \times \frac{100}{X} = 6,90 \text{ cm}^2/\text{m}_1$$

$$A_{v2} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V_2}{f_e} \cdot \frac{X}{L} \cdot \frac{100}{X} = 0,19 \text{ cm}^2/\text{m}_1$$

$$A_v = A_{v1} + A_{v2} = 7,09 \text{ cm}^2/\text{m}_1$$

Pourcentage minimal d'après R.P.A 99

$$A_{\min} = 0,2\% \cdot a \cdot L_{\text{tendu}} = 0,2\% \times 15 \times 52 = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 7,09 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2$$

Condition vérifié.

$$\text{On prend : } A_v = 7\text{T}14 = 10,78 \text{ cm}^2$$

Espacement exigé par R.P.A 99 :

D'après R.P.A 99 page 76 on a :

$$S \leq (1,5a; 30\text{cm})$$

On prend : $S = 15\text{cm}$ (zone nodale)

$S = 20\text{cm}$ (zone courante)

Détermination des armatures horizontales :

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

$$d = 0,9h = 2,92\text{m}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \times 520,12}{0,15 \times 2,92} \times 10^{-3} = 1,66\text{MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5\text{MPa}$$

Le pourcentage minimal d'armature est :

$$0,25\% \cdot a \cdot 1\text{m} \rightarrow \tau_b = 1,66\text{MPa} > 0,025f_{c28} = 0,625\text{MPa}$$

Condition vérifié.

Donc :

$$A_h = 0,25\% \times 15 \times 100 = 3,75\text{cm}^2$$

On prend $A_h = 4\text{T12} = 4,52\text{cm}^2$

Espacement :

$$S_h \leq (1,5a; 30\text{cm}) = 20\text{cm} \text{ On prend } S_h = 20\text{cm}$$

VI.4.2.1.Schéma de ferraillage

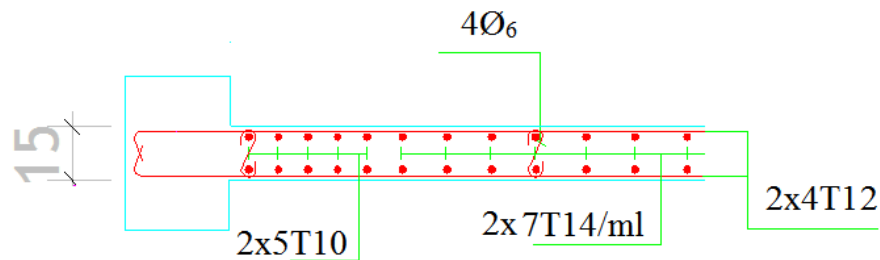


Figure VI.5. Schéma de ferraillage des voiles.

Les résultats du ferraillage des voiles sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.15. Tableau de ferraillage vertical des voiles.

Voile	A m ²	I m ²	V m	L m	N kN	M kN.m	σ_1 MPa	σ_2 MPa	X m	F kN	A_v cm ²	A_{min} cm ²	$A_{choisie}$ cm ²
V ₁ ; V ₃	0,7	0,9	1,4	2,9	2446,9	3326,49	8,89	1,92	0,5	192,7	9,45	1,56	7T14
V ₅ ; V ₇	0	1	8	5	3	2			2	6			

$V_2; V_4$	0,5	0,4			1911,4	2587,46	11,0		0,7	532,1	17,9		
$V_6; V_8$	5	8	1,4	2,8	5	1	2	4,07	6	1	3	2,28	12T14

Remarque :

Les trumeaux $V_2 ; V_4 ; V_6$ et V_8 ce sont des voiles liés aux poteaux d'une cotée et libres d'autre cotée.

VII.1.Introduction

On appelle une fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain, elle transmet toutes les charges permanentes et variables au sol, dans les bonnes conditions de façon à assurer la stabilité d'ouvrage. Si les efforts sont reportés à la surface du sol les fondations seront dites superficielles ; si les efforts sont reportés en profondeurs, il s'agira de fondations profondes.

VII.2.Etude du Voile Périphérique

VII.2.1.Conditions minimales de l'RPA 99 version 2003.

Selon le RPA (Art. 10.1.2 page 94), les conditions minimales que doivent satisfaire les voiles périphériques sont :

- Epaisseur $\geq 15\text{cm}$;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;

VII.3.Etude des fondations



Figure VII.1. Schéma de fondation.

VII.3.1.Combinaisons des charges

Selon le RPA99 version 2003, les combinaisons de charges qu'il faut considérer pour le dimensionnement des fondations sont :

$$G + Q + E \quad [VII - 1]$$

$$0,8G \pm E \quad [VII - 2]$$

À l'aide de ces combinaisons de charges et avec la contrainte admissible $\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bar}$, on pourra déterminer le système de fondation à adopter.

VII.3.2. Choix du type de fondations

Le sol d'assise a une bonne capacité portante à **6m** de profondeur, on va donc choisir des fondations superficielles (semelles isolées ; semelles filantes ; Radier général).

Pour choisir le type de fondation appropriée on doit vérifier la surface totale nécessaire pour la semelle, on doit donc calculer l'effort transmis au sol.

Tableau.VII.1. Efforts exercés à la base de la structure.

Combinaison	Efforts normaux [kN]	Moments [kN.m]
0,8G ± E	952,68	1852,821
G + Q + E	841,47	1864,335

La surface totale nécessaire pour la semelle est

$$S_{nécessaire} = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{952,68}{150} = 6,35 \text{ m}^2$$

$S_{base \text{ de la structure}} = 408,51 \text{ m}^2$; On voit bien que $S_{nécessaire} < S_{base \text{ de la structure}}$

Donc le type de fondation semelle filante

VII.3.3. Calcul de la semelle filante sous mur voile et poteau

On va prendre comme exemple de calcul une semelle filante sous deux voiles et plusieurs poteaux.

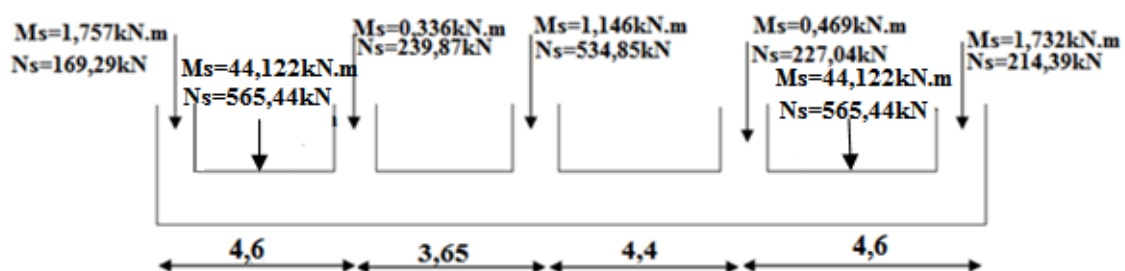


Figure VII.2. Chargement de la semelle filant a L' ELS.

VII.3.3.1. Pré-dimensionnement

$$\sum N_i = 2516,32 \text{ kN}$$

$$\sum M_i = 93,684 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 0,037 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,037 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = 3,04 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$B \geq \frac{\sum N_i}{\sigma_{\text{sol}} \cdot L} \left(1 + \frac{3e_0}{L}\right) = \frac{2516,32}{150 \times 18,25} \left(1 + \frac{3 \times 0,037}{18,25}\right) = 0,92 \text{ m}$$

On prend : $B = 1,5 \text{ m}$

$$h_{\text{min}} \geq \frac{B - b}{4} + 0,05 = 0,33 \text{ m}$$

On prend $h_{\text{min}} = 0,4 \text{ m}$

Poids propre de la semelle :

$$P_{\text{semelle}} = L \cdot B \cdot H \cdot \gamma_{\text{BA}} = 18,25 \times 1,5 \times 2 \times 25 = 1368,75 \text{ kN}$$

Avec :

H : Profondeur des fouilles (H=2m).

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum F_i = \sum N_i + P_{\text{semelle}} = 3885,07 \text{ kN}$$

$$X_i = X_1 + X_2 + \dots + X_n$$

$$\text{Tel que : } X_1 = D_1; X_2 = D_1 + l_1; X_3 = D_1 + l_1 + l_2; X_n = D_1 + l_1 + l_2 + \dots + l_n + D_2$$

D: Débord de semelle filante $D = D_1 = D_2 = 0,5 \text{ m}$

$$X = \frac{\sum X_i F_i}{\sum F_i} = 9,22 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité:

$$e_x = \left| \frac{L}{2} - X \right| = 0,095\text{m}$$

Vérification de contrainte moyenne :

$$e_x = 0,095\text{m} \leq \frac{L}{6} = 3,04\text{m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum N_i}{L \cdot B} \left(1 + \frac{(6e_x)}{L} \right) = 94,79 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum N_i}{L \cdot B} \left(1 - \frac{(6e_x)}{L} \right) = 89,05 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 93,36 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 93,36 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 150 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Condition vérifié.}$$

Calcul des contraintes sous G+Q+E (vérification de contraintes moyenne).

$$\sum N_i = 2541,82\text{kN}$$

$$\sum M_i = 1936,887\text{kN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum N_i}{L \cdot B} \left(1 + \frac{(6e_x)}{L} \right) = 95,75 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum N_i}{L \cdot B} \left(1 - \frac{(6e_x)}{L} \right) = 89,95 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 94,3 \text{ kN/m}^2 \leq 2\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 300 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Condition vérifié}$$

VII.3.3.2.Calcul du ferrailage

$$N_u = \sum N_i = 2666,83 \text{ kN}$$

$$M_u = \sum M_i = 67,522 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{u \text{ moy}} = 127,12 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 0,4 \text{ m} ; d = 0,9h = 0,36 \text{ m} ; b = 0,4 \text{ m} ; \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ;$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

On utilise la méthode de console pour calculer le moment

$$Q_u = 1,35 \cdot \sigma_{u \text{ moy}} \cdot B = 1,35 \times 127,12 \times 1,5 = 190,68 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{Q_u \cdot \left(\frac{B}{2}\right)^2}{2} = 53,63 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{max}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{53,63 \times 10^6}{14,17 \times 400 \times 360^2} = 0,073$$

$$\mu = 0,073 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,962$$

$$A_{\text{st}} = \frac{M_{\text{max}}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{53,63 \times 10^6}{348 \times 0,962 \times 360} = 444,9 \text{ mm}^2 = 4,45 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91) :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 173,88\text{mm}^2 = 1,74\text{cm}^2$$

On prend $A_a = \max(A_{\min} ; A_{st}) = 4,45\text{cm}^2$

Soit : $A_a = \mathbf{6T12} = \mathbf{6,79\text{cm}^2}$

Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(30\text{cm}; 120\text{cm})$$

$$e \leq 30\text{cm}$$

On prend : $\mathbf{e = 15\text{cm}}$

Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,70\text{cm}^2$$

On prend : $\mathbf{A_r = 3T10 = 2,36\text{cm}^2}$

Espacement des armatures de répartition (Art A-8.2.42 BAEL91)

$$e \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(160\text{cm}; 45\text{cm})$$

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

On prend : $\mathbf{e = 15\text{cm}}$

Armatures transversales

$$\tau = 0,274\text{MPa} \leq 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

VII.3.3.3. Dimensionnement des poutres de libage

La poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \rightarrow \frac{4,4}{9} \leq h \leq \frac{4,4}{6} \rightarrow 0,49\text{m} \leq h \leq 0,73\text{m}$$

$$\text{On prend comme dimension : } \begin{cases} h = 65\text{cm} \\ d = 58,5\text{cm} \\ b = 40\text{cm} \end{cases}$$

VII.3.3.3.1. Ferrailage de poutre libage

Les poutres libage sont considérées comme des poutres contenues et les sollicitations de calcul sont évaluées par les méthodes de RDM ou bien modalisées par des logiciels (ETABS).

Résultats obtenues :

$$M_{u \text{ appuis}} = 264,86\text{kN.m}$$

$$M_{u \text{ travée}} = 372,44\text{kN.m}$$

$$V_{u \text{ max}} = 528,64\text{kN}$$

$$b = 40\text{cm} ; h = 65\text{cm} ; d = 58,5\text{cm}$$

▪ **En travée :**

$$M_{u \text{ travée}} = 372,44\text{kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u \text{ travée}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{372,44 \times 10^6}{14,17 \times 400 \times 585^2} = 0,192$$

$$\mu = 0,192 < \mu_l = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,892$$

$$A_{st} = \frac{M_{u \text{ travée}}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{372,44 \times 10^6}{348 \times 0,892 \times 585} = 2050,9\text{mm}^2 = 20,51\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{A_{st} = 4T16 + 8T16renf = 4,02\text{cm}^2}$$

▪ **En appui :**

$$M_{u \text{ appuis}} = 264,86 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u \text{ appuis}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{264,86 \times 10^6}{14,17 \times 400 \times 585^2} = 0,137$$

$$\mu = 0,137 < \mu_l = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,926$$

$$A_{st} = \frac{M_{u \text{ appuis}}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{264,86 \times 10^6}{348 \times 0,926 \times 585} = 1404,9 \text{ mm}^2 = 14,05 \text{ cm}^2$$

On choisit : **$A_{st} = 4\text{T16Fil} + 4\text{T16Chapeau} = 16,08 \text{ cm}^2$**

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ max}}}{d \times b} = \frac{528,64 \times 10^3}{585 \times 400} = 2,26 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Armatures de peau :

C'est des armatures réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leurs sections est aux moins **3 cm²** par mètre de longueur de paroi.

$$A_s = 3 \times 2 \times (0,4 + 0,65) = 6,3 \text{ cm}^2$$

On choisit : **4T14+2T10**

Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 16 \text{ mm}$$

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

Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min(16,25 \text{ cm}; 19,2 \text{ cm})$$

VII.3.3.4. Vérification au poinçonnement : (BAEL91 Art A.5.2 4)

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07\mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen de la nervure

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U $N_u = 2098,06\text{kN}$

h : Épaisseur totale du nervure

Vérification pour les poteaux :

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,4 + 0,4 + 2 \times 0,65) \times 2 = 4,2\text{m}$$

$$\overline{N_u} = \frac{0,07\mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 4,2 \times 0,65 \times 25000}{1,5} = 3185\text{kN}$$

$$N_u = 2098,06\text{kN} \leq \overline{N_u} = 3185\text{kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification pour les voiles :

$$N_u = 773,34\text{kN} ; e = 0,15\text{m} ; b = 2,8\text{m}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,15 + 2,8 + 2 \times 0,65) \times 2 = 8,5\text{m}$$

$$\overline{N_u} = \frac{0,07\mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 8,5 \times 0,65 \times 25000}{1,5} = 6445,83\text{kN}$$

$$N_u = 773,34\text{kN} \leq \overline{N_u} = 6445,83\text{kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.3.3.5. Récapitulatif des différentes semelles filantes

Tableau.VII.2. Les sections des différentes semelles filantes.

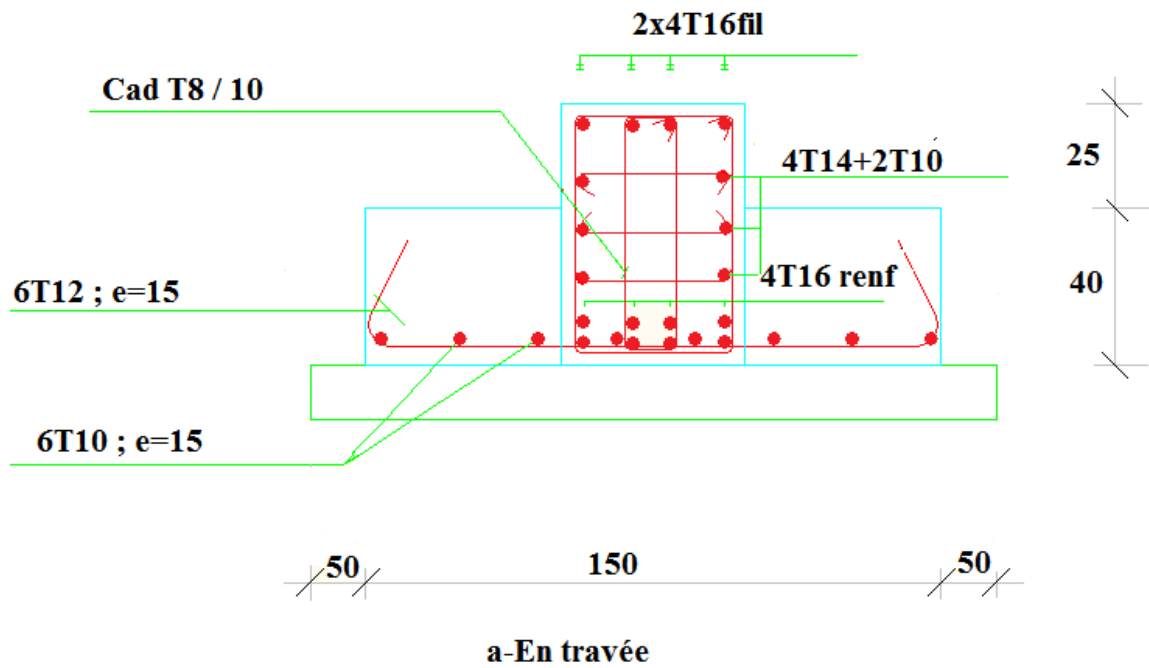
Semelle	L [m]	R [kN]	X [m]	e_x [m]	B [m]	h_{semelle} [m]	σ_{moy} kN/m ²	$\sigma_{\text{moy}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$
SF1	9,45	1457,92	4,85	0,125	1	0,2	108,41	C V
SF2	18,25	3885,07	9,22	0,095	1,5	0,4	93,36	C V
SF3	18,25	3276,88	9,51	0,385	1,2	0,25	105,94	C V
SF4	18,25	4240,85	9,7	0,575	1,6	0,35	104,24	C V
SF5	9,45	3308,54	5,44	0,715	2,6	0,6	103,875	C V
SF6	10,85	3036,41	5,16	0,265	1,6	0,35	136,04	C V

Tableau.VII.3. Le ferrailage des différentes semelles filantes.

Semelle	h_{libage} [m]	b_{libage} [m]	M_u [kN.m]		$A_{\text{calculée}}$ cm ²		$V_u \text{ max}$ [kN]	A_{choisi} cm ²		Ferrailage	
			M_{appuis}	$M_{\text{travée}}$	A_{appuis}	$A_{\text{travée}}$		appuis	travée	appuis	travée
SF1	0,65	0,4	213,75	219,11	10,51	11,45	264,78	12,06	12,06	4T16Fil+ 2T16Cha	4T16Fi 1+2T16 renf
SF2	0,65	0,4	264,86	372,44	14,05	20,51	528,64	16,08	24,12	2x4T16 Fil	2x4T16 Fil+4T 16renf
SF3	0,65	0,4	201,80	283,12	10,49	15,10	431,98	12,06	16,08	4T16Fil+ 2T16Cha	2x4 T16 Fil
SF4	0,65	0,4	272,76	382,95	14,50	21,16	562,10	16,08	24,12	2x4T16	2x4 T16 Fil+4T 16renf

SF5	0,8	0,4	416,71	451,50	23,34	25,58	401,64	24,12	27,2	2x4T16 Fil+ 4T16Cha	2x4 T16 Fil+ (4T16+ 2T14) renf
SF6	0,6	0,4	222,45	311,48	12,77	18,52	348,72	16,08	20,1	2x4T16	2x4 T16 Fil+ 2T16 renf

VII.3.3.6.Schéma de ferrailage



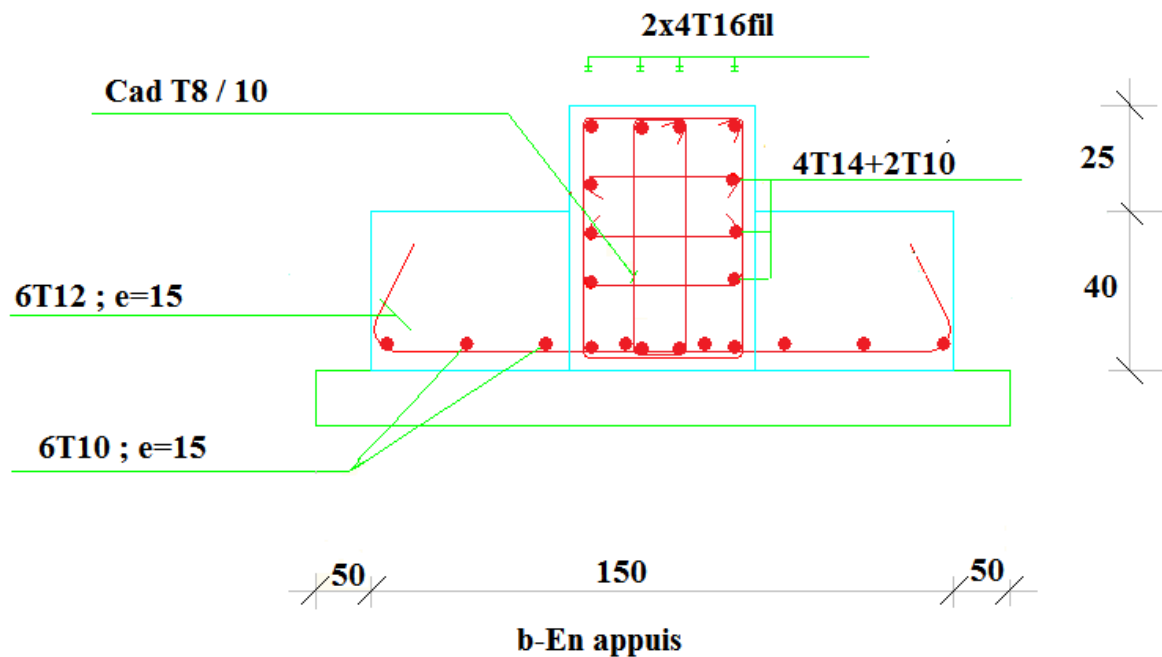


Figure VII.3. Ferrailage de la semelle filante.

VII.3.4. Etude des longrines

VII.3.4.1. Introduction

La longrine est une poutre rectangulaire horizontale en béton armé ou en béton précontrainte qui assure, la liaison transversale entre les poteaux au niveau des massifs de fondation, qui sert à répartir les charges (des murs supportés) ou à les reporter vers des appuis.

Selon RPA99 /V. 2003 (Art 10.1.1 page93) :

$$N = 3811,19 \text{ kN} ; \alpha = 15$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{3811,19}{15} = 254,08 \text{ kN} \geq 20 \text{ kN}$$

Avec :

N: La valeur maximale des charges verticales apportées par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et du site [zone II ; S2].

La dimension minimale de la section transversale de la longrine est de :

Pour site S2 : $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

On va prend : $(30 \times 30)\text{cm}^2$

VII.3.4.2. Calcul du ferrailage longitudinal

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{254,08 \times 10}{348} = 7,30\text{cm}^2$$

D'après le RPA 99 version2003, la section minimal est de :

$$A_{\min} = 0,6\% \times b \times h = 5,4\text{cm}^2$$

On choisit : **6T12** de section **6,79cm²**

Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91) :

$$A_{\min} \geq b \cdot h \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{300 \times 250 \times 2,1}{400} = 393\text{mm}^2 = 3,93\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 6,79\text{cm}^2 > 3,93\text{cm}^2$$

Condition vérifié

VII.3.4.3. Calcul du ferrailage transversal

En traction, les armatures transversales n'ont aucun rôle dans la résistance de la pièce.

Donc, Le choix de la section d'un seul corps transversal sera $A_t = 4\emptyset_6 = 1,13\text{cm}^2$:

Espacement des cadres :

D'après le RPA 99 version2003 on a :

$$S_t \leq \min(15\emptyset_1; 20\text{cm}) = \min(15 \times 1,2; 20\text{cm})$$

On prend : **S_t = 15cm**

VII.3.4.4. Schéma de ferrailage

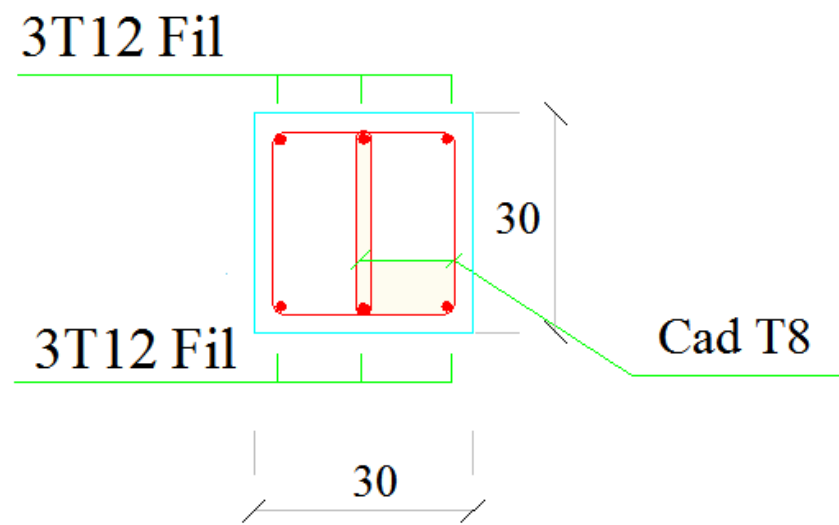


Figure VII.4. Ferrailage de la longrine.

Conclusion générale

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure par une maîtrise du règlement parasismique RPA99/V.2003 et en utilisant surtout le logiciel de calcul « ETABS ».

Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion. Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés. Les projets de Génie civil font appel à diverses connaissances ; la géologie pour connaître la nature et l'origine des matériaux, la physique et la mécanique pour décrire et modéliser les mécanismes du comportement des structures, les mathématiques et l'informatique pour résoudre des équations souvent complexes servant à estimer les efforts et les déformations dans les terrains, les techniques d'expérimentation sur site ou en laboratoire pour reconnaître les sites et pour déterminer les caractéristiques mécaniques ou physiques des structures du génie civil. La maîtrise de ces connaissances est une partie très délicate et très importante pour avoir le bon sens de l'ingénierie.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement des années d'étude. Il nous permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

Nous espérons avoir atteint nos objectifs qui nous permettront d'exploiter ces connaissances dans le plan pratique.

Bibliographie

[1] BAEL 91.

[2] DTRBC22.

[3] RPA 99 révisées 2003.

[4] Pratique de BAEL 91.

[5] Fuentes , A : «Calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé». Boulevard saint-germain, 75005 Paris 1983.

[6] M.HUEBER :«Cours béton armé». Centre des hautes études de la construction.

Logiciels

- ETABS version 9.0.7.Computer and Structures, Inc. université de Berkeley.1995.
- BaelR, V1.00.026. SOCOTEC.1998.
- Spectre 2006. V :4,00.
- Auto CAD 2009 Français.
- Microsoft Office Excel 2007.
- Microsoft Office word 2007.

Introduction générale

des observations, qui permettent de définir les principes de base d'une modélisation adéquate des différents types d'infrastructures urbaines et autres projets de construction. Dans le large éventail des activités des ingénieurs civils, une attention particulière est accordée de nos jours aux structures, dont cette dernière doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût avec un degré acceptable. Le domaine du Génie civil est une branche qui s'appuie fortement sur la pertinence des expériences et de sécurité.

Les couvertures de bâtiment sont des structures spécifiques, leur chargement principal est en général leur propre poids. Chercher à concevoir des structures les plus légères possibles ou adopter à des solutions de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains en villes, permet des avancées économiques, écologiques et esthétiques.

La solution de bâtir en hauteur présente quelques difficultés; en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismiques et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ces occupants en danger sans oublier les pertes matérielles.

Dans le présent travail, on présentera une étude détaillée d'un Bâtiment à l'usage d'habitation en R+4 réalisée dans le cadre location et vente lancée par le ministre de l'habitat.

La méthodologie à adopter tient compte des considérations théoriques et pratiques. Les considérations théoriques incluent l'utilisation règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Par contre, les considérations pratiques incluent un cas réel et l'utilisation de données issues d'une construction en cours de réalisation dans le secteur d'habitation.

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes:

La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments structuraux et le choix des matériaux à utiliser.

La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.

La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (acrotère, garde corps, escalier).

La quatrième étape portera sur le calcul des planchers et leurs ferraillements.

La cinquième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ETABS.

La sixième étape portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles). Les résultats donnés par ETABS vont être vérifiés par rapport aux exigences de l' RPA 99 version2003.

La septième portera sur l'étude de l'infrastructure.

On terminera le travail par une conclusion générale

Liste des figures

Chapitre I : Généralité

Figure I.1. Plan de situation.....	3
Figure I.2. Plan de masse.....	4
Figure I.3. Vue en plan.....	4
Figure I.4. Vue en élévation.....	5
Figure I.5. Coupe d'une dalle pleine.....	6
Figure I.6. Diagramme de Contrainte-Déformation à l'E.L.U.R.....	9
Figure I.7. Diagramme de Contrainte-Déformation à l'E.L.S.....	9
Figure I.8. Diagramme Contrainte-Déformation pour l'Acier.....	10

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

Figure II.1. Plancher à corps creux.....	12
Figure II.2. Planchers terrasse.....	13
Figure II.3. Plancher courant.....	14
Figure II.4. Mur en double cloison.....	15
Figure II.5. Chemin palier.....	16
Figure II.6. Section d'une poutre.....	18
Figure II.7. Section de poutre principale.....	19
Figure II.8. Section de poutres transversales.....	20
Figure II.9. Surface du plancher revenant à un poteau central.....	21
Figure II.10. Coupe de voile en élévation.....	27

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

Figure III.1. Schéma de l'acrotère.....	28
Figure III.2. Dimensions de la section dangereuse.....	30
Figure III.3. Ferrailage de l'acrotère.....	33

Figure III.4. Escalier à 2 volées.....	34
Figure III.5. Coupe des escaliers.....	34
Figure.III.6. Schémas statique.....	36
Figure.III.7.Schéma statique de l'escalier à deux volées.....	38
Figure.III.8.Charge de paillasse et charge de palier à E.L.U.R.....	38
Figure.III.9.Charge équivalente à E.L.U.R.....	39
Figure.III.10.Charge de paillasse et charge de palier à E.L.S.....	39
Figure.III.11.Charge équivalente à E.L.S.....	39
Figure III.12. Ferrailage de l'escalier.....	43
Figure III.13. Ferrailage poutre palière.....	50
Figure III.14. Schéma statique de balcon.....	52
Figure III.15. Ferrailage de balcon.....	55

Chapitre IV : Etude des planchers

Figure IV.1. Les types des poutrelles.....	57
Figure. IV.2. Schémas du ferrailage des poutrelles.....	69
Figure. IV.3. Quadrillage de dimension(20 × 30)cm ²	70

Chapitre V: Etude dynamique

Figure V.1. Modèle 3D de la structure.....	73
Figure V.2. Disposition des voiles dans la structure.....	74
Figure V.3.Spectre de réponse de calcul.....	76
Figure V.4. Contreventement de la structure.....	81
Figure V.5. Première mode (T=0,3948sec) principal de vibration suivant Y.....	81
Figure V.6. Deuxième mode (T=0,3749sec) principal de vibration suivant X.....	82

Figure V.7. Troisième mode ($T=0,3564$ sec) principal de vibration en torsion.....	82
---	----

Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux

Figure VI.1. Ferrailage des poutres principales de rive.....	103
Figure VI.2. Ferrailage des poutres principales d'intermédiaire.....	103
Figure VI.3. Ferrailage des poutres secondaires de rive.....	104
Figure VI.4. Ferrailage des poutres secondaires d'intermédiaire.....	104
Figure VI.5. Schéma de ferrailage des voiles.....	109

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

Figure VII.1. Schéma de fondation.....	111
Figure VII.2. Chargement de la semelle filant a L' ELS.....	112
Figure VII.3. Ferrailage de la semelle filante.....	122
Figure VII.4. Ferrailage de la longrine.....	124

Liste des symboles

γ_{BA} :	Poids volumique.
f_{c28} :	Résistance à la compression.
f_{t28} :	Résistance à la traction.
E_{ij} :	Module de déformation instantanée.
E_{vj} :	Module de déformation différée.
ν :	Coefficient de poisson.
γ_b :	Coefficient de sécurité de béton.
η :	Coefficient de fissuration.
E_s :	Module d'élasticité.
γ_s :	Coefficient de sécurité de l'acier.
Br :	La section réduite d'un poteau.
α :	Coefficient de réduction.
λ :	L'élancement du poteau considéré.
L_f :	Longueur de flambement.
I :	Moment d'inertie.
G :	Charge permanente.
Q :	Charge d'exploitation.
C_p :	Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8.
W_p :	Poids de l'élément considéré.
N_u :	Effort normal.
V_u :	Effort tranchant.
M_u :	Moment fléchissant.

e :	Epaisseur.
$\overline{\sigma}_b$:	Contraintes admissibles.
β :	Coefficient de pondération.
\emptyset :	Diamètre des armatures.
τ_u :	Contrainte ultime de cisaillement.
T_K :	La période du mode K.
W_{Gi} :	Poids due aux charges permanentes.
W_{Qi} :	Charges d'exploitation.
V :	La force sismique totale.
A :	Coefficient d'accélération de zone.
R :	Coefficient de comportement de la structure.
$\xi(\%)$:	Pourcentage d'amortissement critique.
Δ_k :	Déplacement relatif du niveau k par rapport à niveau k-1 .
δ_k :	Déplacement horizontal de l'étage k .
S_t :	Espacement.
P_{semelle} :	Poids propre de la semelle.
H :	Profondeur des fouilles.
D :	Débord de semelle filante.
σ_{moy} :	Contrainte moyenne.
Y :	Position de l'axe neutre.
E :	Action accidentelle.

Liste des tableaux

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

Tableau II.1. Charge permanente due aux planchers terrasse.....	14
Tableau II.2. Charge permanente due aux planchers étage courant.....	14
Tableau II.3. Charge permanente due à la double cloison.....	15
Tableau II.4. Charge permanente due aux paillasses.....	16
Tableau II.5. Charge permanente due aux paliers de repos.....	16
Tableau II.6. Charge permanente due aux balcons.....	17
Tableau II.7. Charges variables.....	17
Tableau II.8. Règle de dégression adopté.....	21
Tableau II.9. Efforts normaux sur le poteau choisi à différents niveaux.....	22

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

Tableau III.1. Charge permanente et d'exploitation de paillasse.....	37
Tableau III.2. Charge permanente et d'exploitation de palier.....	37
Tableau III.3. Combinaisons de charges considérées pour l'escalier à deux volées.....	38
Tableau III.4. Sollicitations de calcul pour l'escalier à deux volées.....	40
Tableau III.5. Vérification à l'E.L.S de l'escalier à deux volées en travée.....	44
Tableau III.6. Vérification à l'E.L.S de l'escalier à deux volées en appuis.....	45
Tableau III.7: Evaluation des charges permanentes et d'exploitations de balcon de l'étage courant.....	51
Tableau III.8.: Evaluation des charges permanentes et d'exploitations garde corps de balcon.....	51
Tableau III.9. Vérification à l'E.L.S de balcon.....	54

Chapitre IV : Etude des planchers

Tableau. IV.1. Charges supporté par les poutrelles.....	56
Tableau. IV.2. Les formules de méthode de Caquot.....	57
Tableau. IV.3. résultats des moments et effort tranchants de Plancher terrasse.....	58
Tableau. IV.4. Sollicitation de calcul des poutrelles de. Plancher terrasse.....	59
Tableau. IV.5. résultats des moments et effort tranchants d'étage courant.....	60
Tableau. IV.6. Sollicitation de calcul des poutrelles d'étage courant.....	61
Tableau. IV.7. Vérification à l'E.L.S de poutrelle en travée.....	67
Tableau. IV.8. Vérification à l'E.L.S de poutrelle en appuis.....	68

Chapitre V: Etude dynamique

Tableau V.1. Valeurs du spectre de réponse.....	77
Tableau V.2. Centre de rigidité et centre de masse de la structure.....	80
Tableau V.3. Participation des masses cumulées.....	80
Tableau V.4. Déplacements relatifs inter étages.....	85
Tableau V.5. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	85

Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux

Tableau VI.1. Les sections d'armatures des poteaux.....	87
Tableau VI.2. Efforts internes des combinaisons.....	92
Tableau VI.3. Sollicitations des Poteaux liés aux voiles de contreventement.....	92
Tableau VI.4. Sollicitations des Poteaux non liés aux voiles de contreventement.....	93
Tableau VI.5. ferrailages des poteaux.....	95
Tableau VI.6. Moments max et les efforts tranchants des Poutres principales de rive	97
Tableau VI.7. Moments max et les efforts tranchants des Poutres principales intermédiaires :	97

Tableau VI.8. Moments max et les efforts tranchants des Poutres secondaires de rive.....	98
Tableau VI.9. Moments max et les efforts tranchants des Poutres secondaires intermédiaires.....	98
Tableau VI.10. Ferrailage des poutres principales de rive.....	100
Tableau VI.11. Ferrailage des poutres principales d'intermédiaire.....	100
Tableau VI.12. Ferrailage des poutres secondaires de rive.....	100
Tableau VI.13. Ferrailage des poutres secondaires d'intermédiaires.....	101
Tableau VI.14. Vérification des contraintes.....	102
Tableau.VI.15. Tableau de ferrailage vertical des voiles.....	109

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

Tableau.VII.1. Efforts exercés à la base de la structure.....	112
Tableau.VII.2. Les sections des différentes semelles filantes.....	120
Tableau.VII.3. Le ferrailage des différentes semelles filantes.....	120

Résumé.

Le présent projet consiste à étudier d'un bâtiment (R+4) à usage d'habitation de forme irrégulière. L'ouvrage est classé dans le « Groupe d'usage 2 » et implanté en zone IIa, selon le règlement parasismique algérien RPA99/version2003. Le type portiques de contreventement sera mixte (voiles, portiques), avec une justification de l'interaction (les doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage). La modélisation de structure se fait par ETABS et le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage 'SOCOTEC'.

Mots clés.

Béton armé, Contreventement, Etude dynamique, Voile, Poteaux, Poutres, Période de vibration, ETABS, SOCOTEC.

ملخص

الهدف من هذا المشروع هو دراسة خرسانة مسلحة تتكون من 4 طوابق الذي يقع بتيسمسيلت و التي تصنف ضمن المناطق متوسطة التعرض للنشاط الزلزالي حسب تعليمات البناء المستعملة في الجزائر (RPA 99 version 2003 ;BAEL).

إن هيكلنا عبارة عن مزيج من جدران من الاسمنت المسلح و التطبيقات الخاصة به و ذلك لتجنب الخطر الذي أما د دراسة يهدد المنشأة 'دراسة المنشأة تمت باستخدام برنامج ETABS الأعمدة و العوارض فتمت باستعمال SOCOTEC

الكلمات المفتاحية

Etabs, جدران من الاسمنت المسلح, الدراسة الحركية.

Abstract.

This project consists to study a building (R + 4) for residential use with a regular shape. The structure is classified in Group «2» and located in zone IIa, according to the Algerian seismic regulation RPA99 / V. 2003. The bracing type will be mixed (Gantries, Veils), with the interaction justification (Gantries must take up at least 25% of the floors shear stress). The structural modeling is done by ETABS and the reinforcement element supported (columns, beams) was carried out by the Structural Analysis Software for Reinforced Sections 'SOCOTEC'.

Key words.

Reinforced concrete, Bracing, Dynamic Study, Veil, Columns, Beams, Period of vibration, ETABS, SOCOTEC

