

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 :.....

Etude d'un bâtiment en béton armé en R+5 à usage multiple contreventé par un système mixte

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de master académique en
Filière : Génie Civil.
Spécialité : Structures

Encadreur: Mr.DJEFFAL HOUCINE
Signature:
Date:

Réalisé par : DIEB BADREDDINE
ADDA SAIDA
Signature:
Date:

Membres du jury

BENSGHIR ABDERRAHMANE (*Président*)
BOUBEKER TOUFIK (*Examineur*)
DJEFFAL HOUCINE (*Encadreur*)

Tissemsilt - 2018/2019

Sommaire

Chapitre I. Présentation du projet

I.1 Introduction :	3
I.2 Caractéristiques géométriques (dimensions des plans)	3
I.2.1 Dimensions en élévation	3
I.2.2 Dimensions en plan	4
I.3. Ossature et système constructif adopté :	5
I. 3.1 Ossature	5
I.3.2 Planchers	5
I.3.3 Terrasse	5
I.3.4 Escaliers	6
I.3.5.Maçonnerie	6
I.3.6 Balcon	6
I.3.7Acrotère	6
I.3.8Revêtement	6
I.3.9 Isolation	6
I.4 Caractéristiques géotechniques du sol :	6
I.5 Caractéristique mécanique des matériaux :	7
I.5.1 Le béton	7
I.5.2 Les aciers :	11

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments de la structure

II.1 Introduction :	16
II.2 Pré dimensionnement des planchers :	16
II.2.1 Détermination de l'épaisseur des planchers	16
II.2.2 Descente de charges des planchers	17
II.3 Pré dimensionnement des éléments porteurs :	20
II.3.1 Pré dimensionnement des poutres	20
II.3.2 Pré dimensionnement des poteaux	21
II.4 Pré dimensionnement des voiles :	25
II.5 Tableau récapitulatif :	26

Chapitre III Les éléments non structuraux

III.1 Introduction :	28
III.2 Acrotère :	28
III.2.1 Définition :	28
III.2.2 Charge permanente et charge d'exploitation :	28
III.2.3 Vérification de l'acrotère sous charge sismique :	29
III.2.4 Charge aux états limites	29
III.2.5 Enrobage :	29
III.2.6 Excentricité :	29
III.2.7 Calcul du ferrailage:	30
III.2.7 .1 E.L.U :	30
III.2.7.2 E.L.S :	30
III.3. Balcons :	33
III.3.1. Introduction :	33
III.3.2 Exemple de calcul (cas 1) :	33
III.3.3 Exemple de calcul (cas 2)	38
III.4 Escaliers:	44
III.4.1 Introduction.....	44
III.4.2 Terminologie.....	44
III.4.3 Dimensionnement la 1ère volée	45
III.4.4 Dimensionnement la 2ème volée	53
III.4.5 Poutre palière :	60
III.4.5.1 Dimensionnement :	61
III.4.5.2 Calcul du ferrailage à l'E.L.U :	61
III.4.5.3 Vérification ELS :	61

Chapitre IV Etude des planchers

IV.1.Introduction :	65
IV.2.Dimensionnement des poutrelles.....	65

IV-3-Méthode de calcul des poutrelles :.....	66
IV.3.1 Méthode forfaitaire :.....	66
IV.3.2 Méthode de Caquot Minoré :.....	67
IV.4.Calcul du ferrailage.....	69
IV.4.1.Planchers étages courant Caquot Minoré :.....	69
IV.4.2 Vérification des contraintes à L'ELS :.....	75
IV.4.3 Ferrailage de la dalle de compression :.....	76
IV.5 Calcul du ferrailage :.....	77
IV.5.1 plancher terrasse Caquot Minoré.....	77
IV.5.2 Ferrailage transversal.....	82
IV.5.3 Vérification des contraintes à L'ELS :.....	83
IV.5.4 Calcul du ferrailage de la dalle de compression :.....	84

Chapitre V Etude dynamique

V.1 Introduction :	87
V.2 Méthode de calcul :.....	87
V.2.1 Méthode statique équivalente:	87
V.2.2 Méthode dynamique modale spectrale :	87
V.3 Nombre de modes à considérer :	87
V.4 Modélisation de la structure étudiée :	88
V4.1 Présentation du logiciel :	88
V.5 Disposition des voiles	89
V.6.Calcul par la méthode spectrale :	89
V.6.1 Calcul des paramètres du spectre de réponse	89
V.6.2.Calcul du poids de la structure W.....	91
V.6.3 Détermination des poids (W_i) de la structure	91
V.6.3 Combinaison des réponses modales.....	92
V.6.4 Caractéristiques géométriques de bâtiment.....	92
V.6.5 Caractéristiques dynamiques de bâtiment.....	93
V.7 Vérifications :	93
V.8 Vérification au renversement :	95
V.9 Déplacement relatif admissible:	95

V.10 Vérification de l'effet P-Delta :	96
V.11.Conclusion :	97

Chapitre VI Ferrailage des portiques

VI.1 Introduction	99
VI.2 Les poutres	99
VI.2.1 Exemple de calcul.	101
VI.2.1.1 Poutres principales de rive.	101
VI.2.1.2 poutres secondaires de rive.	102
VI.2.1.3 Vérifications.	104
VI.3 Les poteaux.	112
VI.3.1 Exemple de calcul.	113
VI.3.2 Calcul du ferrailage.	114
VI.3.3 Calcul des armatures transversales	116

Chapitre VII Ferrailage des Voiles de contreventement

VII.1 Introduction:	120
VII.2 Le système de contreventement :	120
VII.3 La méthode de calcul :	120
VII.4 Ferrailage des voiles :	122
VII.4.1 Exemple de calcul :	122
VII.4.2 Détermination des contraintes :	122
VII.4.3 Calcul des armatures verticales :	122
VII.4.4 Détermination des armatures verticales :	123
VII.4.5 Calcul des armatures horizontales :	125
VII.4.6 les armatures de coutures :	125
VII.5 Caractéristiques et ferrailage des voiles :	126

Chapitre VIII Etude de l'infrastructure

VIII.1.Calcul du voile périphérique :	128
VIII.1.1.Définition :	128
VIII.1.2.Dimensionnement :	128

VIII.1.2.1.Calcul des charges.....	129
VIII.1.2.2.Ferraillage du voile périphérique :.....	129
VIII.1.2.3.Les vérifications :.....	131
VIII.2.Etude des fondations :.....	134
VIII.2.1 Introduction :.....	134
VIII.2.2 Combinaisons des charges.....	134
VIII.2.3 Choix du type de fondations.....	134
VIII.2.3.1 Vérification des semelles isolées	134
VIII.2.3.2.Vérification des Semelles filantes	135
VIII.2.4.Calcul de la semelle filante sous mur voile et poteau :.....	136
VIII.2.4.1 Pré-dimensionnement	136
VIII.2.4.2 Calcul des contraintes sous G+Q+E (vérification de contraintes moyenne).....	137
VIII.2.4.3 Calcul du ferraillage.....	137
VIII.2.5.Dimensionnement des poutres de libage :.....	139
VIII.2.5.1.Ferraillage de poutre libage :.....	139
VIII.2.6.Vérification au poinçonnement.....	140
VIII.2.7.Récapitulatif des différentes semelles filantes :.....	141
VIII.3 Etude des longrines.....	143
VIII.3.1. Introduction.....	143
VIII.3.2.Calcul du ferraillage longitudinal	143
VIII.3.3.Calcul du ferraillage transversal	143
VIII.3.4.Espacement des cadres :.....	143

Introduction générale

Introduction générale :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constituée d'un Rez-de-chaussée plus cinq (5) étages.

L'objectif de cette étude qui représente le complément d'une formation de cinq années dans le domaine du génie civil est tout d'abord d'examiner notre compétence et notre acquis pendant cette durée de formation ainsi d'apprendre comment élaborer complètement un projet de calcul d'une structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.

La première partie consacrée à la définition des données relatives à la structure. Elle est rédigée en plusieurs chapitres comme suite :

Le premier chapitre, présente la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment ainsi que la description des matériaux et leurs lois appliquées pour le calcul de la structure.

Le deuxième chapitre, est consacré au pré-dimensionnement des éléments principaux de la structure selon les règlements normatifs de calcul (**BAEL91, RPA99 version2003**).

Et contient aussi la descente de charge que supporte la structure et qu'on utilise pour le calcul de ferrailage des différents éléments. Les charges sont calculées à l'aide du document technique et réglementaire (**DTR B.C.2-2**) ; charges permanentes et charges d'exploitation.

Le troisième chapitre, a été consacré au dimensionnement et au calcul du ferrailage des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, balcons, et acrotère).

La deuxième partie qui représente la partie la plus lourde de cette étude a été structurée en quatrième et cinquième chapitre, qui traite l'étude des planchers et l'étude dynamique de la structure, elle concerne la modélisation de la structure en 3D en utilisant le logiciel de calcul ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, charges d'exploitation et charge sismique).

La dernière étape comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres voiles, dalles pleines, et fondations) en utilisant les différents résultats de la modélisation (forces, moments, efforts tranchants et contraintes).

Ce projet se termine par une conclusion générale qui récolte les différents résultats de cette étude.

Introduction Général

Chapitre I :

Présentation du projet

I.1 Introduction :

Ce projet de fin d'études a été mené sur un bâtiment composé d'un RDC+5 étages à usage d'habitation situé dans la wilaya de Mascara. Le bâtiment considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne Groupe 2 (bâtiments d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48 m). Cette dernière est classée dans une zone de sismicité moyenne (Zone IIa) selon le RPA99 versions 2003.

Le bloc à étudier est de forme irrégulière selon les règles parasismiques algériennes (RPA)

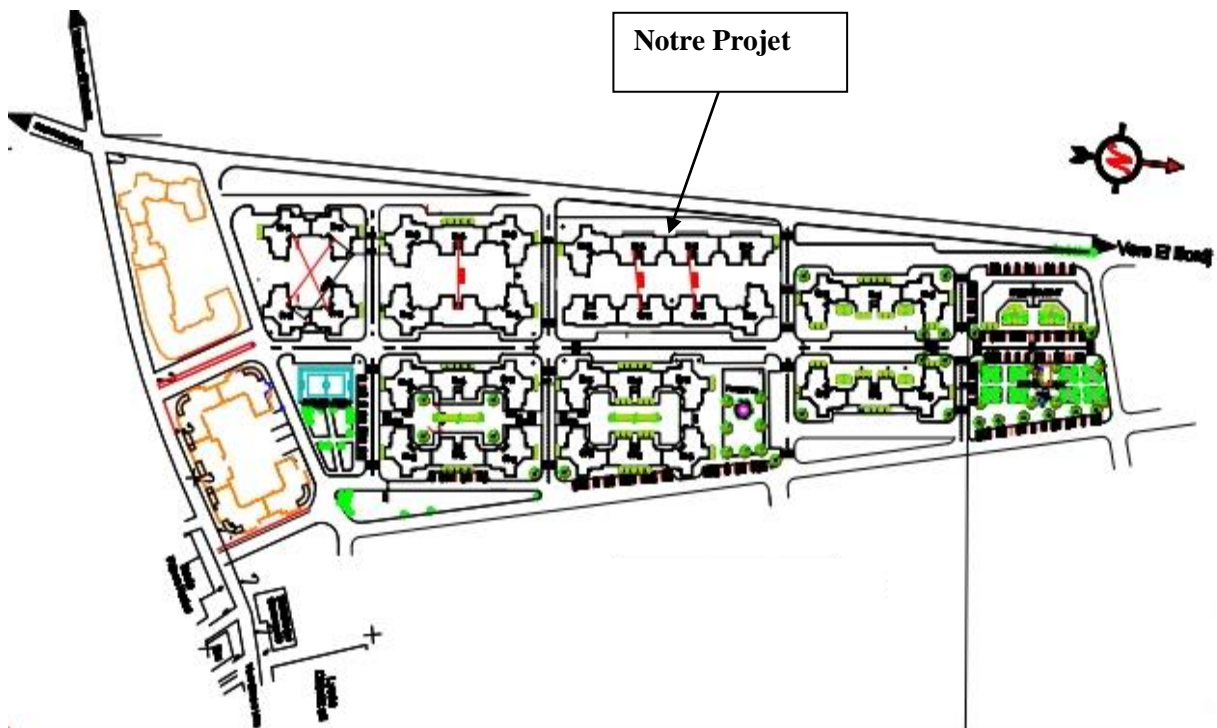


Figure I.1 : Plan de masse

I.2 Caractéristiques géométriques (dimensions des plans) :

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc présente une irrégularité en plan et en régulière en élévation, le bâtiment présent les dimensions suivantes :

I.2.1 Dimensions en élévation :

- hauteur totale de : 18,96 m a partir de RDC ;
- hauteur du rez de chaussée est de : 3,06 m ;
- hauteur de l'étage courant est de : 3,06 m.



Figure I.2 : vue en élévation de la structure

I.2.2 Dimensions en plan :

- Dimension totale (sens longitudinal) : $L = 32,60$ m ;
- Dimension totale (sens transversal) : $L = 16,30$ m.

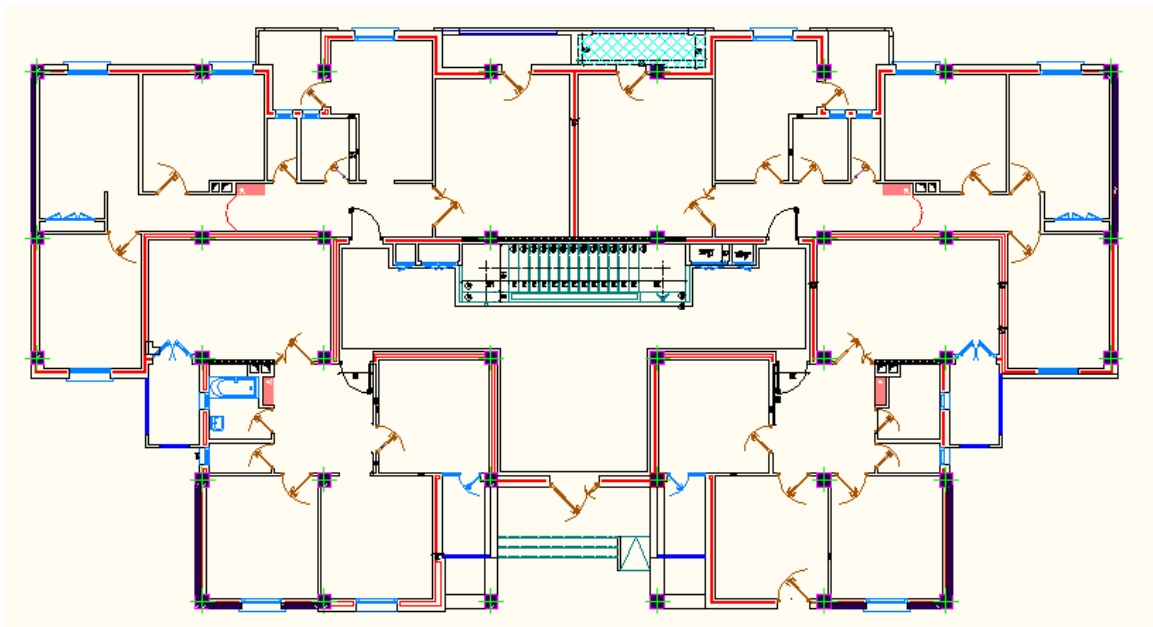


Figure I.3 : vue en plan de la structure

I.3. Ossature et système constructif adopté :

I.3.1 Ossature :

La structure proposée est constituée par des portiques auto stables en béton armé et de voile de contreventement suivant les différents sens. Les voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et sur tous des actions horizontales.

Selon le RPA version 2003, le système de contreventement est un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques

I.3.2 Planchers :

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction. Il est capable de supporter des charges.

Notre structure comporte deux types de planchers :

- Plancher en corps creux (16+4) cm ;
- Plancher en dalle pleine (ép=15cm).

a) Planchers en creux corps :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées, en béton armé ou bétonné sur place, espacées de 65 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

b) Plancher en dalle pleine :

La dalle en béton armé coulée en place sur un coffrage plat.

I.3.3 Terrasse :

Il existe deux types de terrasse :

- Terrasse inaccessible ;
- Terrasse accessible.

I.3.4 Escaliers :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers), ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter-étages.

Notre structure comporte un seul type d'escaliers.

- Escalier droit à trois volées utilisé pour l'accès de rez-de-chaussée au 5^{ème} étage

I.3.5. Maçonnerie :

a) **Les murs extérieurs** : sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.

b) **Les murs intérieurs** : sont réalisés en simple cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.3.6 Balcon :

Le balcon est un élément non structural formé de dalle pleine en béton armé.

I.3.7 Acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur 60cm.

I.3.8 Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrassé sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.3.9 Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher. Par contre au niveau des murs extérieurs, l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui composent ce dernier.

A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

I.4 Caractéristiques géotechniques du sol :

Selon le rapport géotechnique du laboratoire LTPO, le sol d'assise de la construction est un sol meuble dont les caractéristiques sont les suivantes :

- La contrainte du sol est $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$ pour un ancrage $D = 2,3 \text{ m}$.
- Le poids spécifique de terre $\gamma = 1,9 \text{ t / m}^3$.
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 24^\circ$.
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent).

I.5 Caractéristique mécanique des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes au règlement du béton armé aux états limites « BAEL 91 », ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.5.1 Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment, des granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

La composition d'un mètre cube du béton est généralement la suivante :

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- 400 L de sable $C_g \leq 5$ mm
- 800 L de gravillons $C_g \leq 25$ mm
- 175 L d'eau de gâchage

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier. Elle peut se faire soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton.

On utilise méthode de **DROGORISSE**.

La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés.

I.5.1.1 Principaux caractéristiques et avantages du béton armé :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- **Fini des parements** : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de les cerner.

I.5.1.2 Résistance mécanique :

a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée généralement par la compression axiale d'un cylindre droit de section.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours, la résistance f_{cj} obtenue au jour considéré est évaluée par la formule :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} \\ f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \end{cases}$$

- Pour : 28 jours < j < 60 jours : $f_{cj} = f_{c28}$

- Pour : j ≥ 60 jours : $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

- Pour notre étude : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

b) Résistance caractéristique à la traction :

Cette résistance est définie par la relation suivante :

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

Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de f_{cj} ne dépasse pas 60 MPa

- pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

I.5.1.3 Méthode de calcul :

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite des nombreux essais effectués dans les différents pays, a permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul, a conduit à la méthode de calcul aux états limites.

❖ Définition des états limites :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis : **sa ruine totale ou partielle**. Ainsi d'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories :

✓ Etat limite ultime (ELU)

Corresponds à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

- Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.
- Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constituent le béton ou l'acier exemple : non rupture par écrasement du béton

- Etat limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.
- ✓ **Etat limite de service (ELS)**

Au-delà du quels ne sont plus satisfaits les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformations excessives des éléments porteurs).

I.5.1.4 Déformation et contrainte de calcul :

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

Diagramme parabole rectangle (B.A.E.L91modifié 99) :

C'est un diagramme des contraintes déformations du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

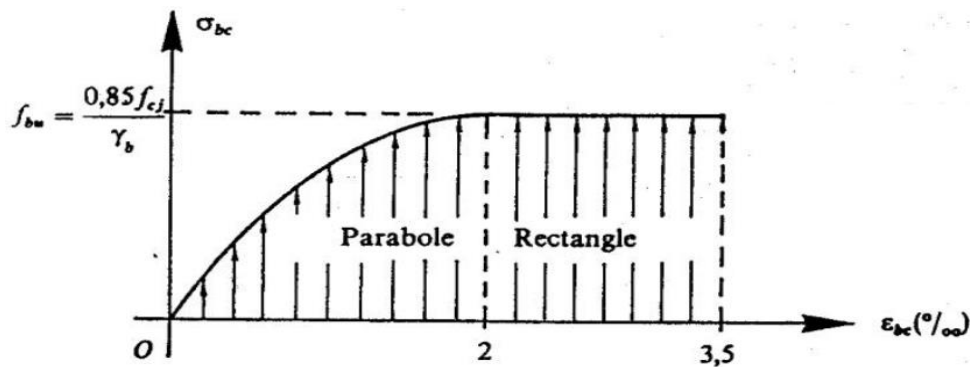


Figure I.4 Diagramme parabole rectangle

Avec:

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression ;

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2 \text{ ‰} < \epsilon_{bc} < 3,5 \text{ ‰}$;

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à "j" jours ;

γ_b : Coefficient de sécurité ;

$\gamma_b = 1,5$ cas générale ;

$\gamma_b = 1,15$ cas de combinaisons accidentelles ;

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

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

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \longrightarrow \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \epsilon_{bc} (4-103 \times \epsilon_{bc})$$

$$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \longrightarrow \sigma_{bc} = f_{bc}$$

θ : Coefficient d'application (voir le tableau)

Tableau.I.1 : Coefficient d'application

θ	Durée d'application
1	>24 h
0.9	1h ≤ durée ≤ 24h
0.85	<1h

ELS : La contrainte de compression du béton à l'E.L.S (symbole σ_{bc}) est limité à :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{t28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

I.5.1.5 Contrainte admissible de cisaillement :

$\tau_u = \min(0.2 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ MPa})$ Fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = \min(0.15 f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ MPa})$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u .

$$\tau_u = T_u / bd$$

Avec : b : largeur de la pièce.

d : hauteur utile.

I.5.1.6 Module de déformation longitudinale du béton :

✓ Module de déformation instantanée

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. A l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}, \text{ avec } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

✓ Module de déformation différée

Sous des contraintes de longue durée d'application à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3}, \text{ avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

Remarque :

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

I.5.1.7 Module de déformation transversale :

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

Coefficient de poisson : $\nu = (\Delta d/d) / (\Delta L/L)$.

Avec:

$(\Delta d/d)$: déformation relative transversale ;

$(\Delta L/L)$: déformation relative longitudinale ;

Il est pris égal à :

0,2 pour E.L.S (béton non fissuré),

0 pour E.L.U (béton fissuré) ;

I.5.2 Les aciers :

Le matériau acier est un alliage Fer+Carbone en faible pourcentage. Les aciers pour béton armé sont ceux de :

- Nuance douce pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Nuance mi- dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.

Dans la pratique, les nuances d'acier suivantes sont utilisées :

- Acier naturel FeE 215 FeE 235
- Acier à haute adhérence FeE 400, FeE 500
- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5$ mm

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :

$$E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$$

I.5.2.1 Diagramme déformation contrainte de calcul :

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

$$\gamma_s = 1,15\ \text{cas général}$$

$$\gamma_s = 1,00\ \text{cas des combinaison accidentelles.}$$

Pour notre cas les aciers FeE400 sont utilisés.

✓ **Diagramme déformation- contrainte (B.A.E.L91modifié 99)**

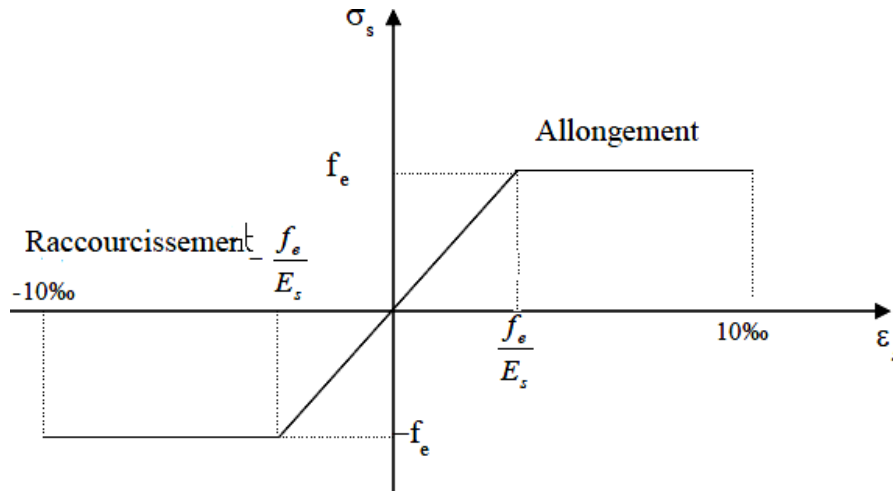


Figure I.5: Diagramme contraintes-déformations

I.5.2.2 Contrainte limite de traction des armatures :

Fissuration peu préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation ;

Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ MPa ;

Fissuration très préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ MPa ;

η : coefficient de fissuration ;

- $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{Pour ronds lisses ;} \\ \eta = 1,6 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing \geq 6\text{mm ;} \\ \eta = 1,3 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing < 6\text{mm ;} \end{array} \right.$

✓ **Poids volumique:**

Béton armé : $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$

Béton non armé : $\gamma_b = 22 \text{ KN/m}^3$

Acier : $\gamma_a = 78,5 \text{ KN/m}^3$

I.5.2.3 Etats limites :

Suivant les règles BAEL on distingue deux états limites de calcul :

- **Etats limite ultime de résistance E.L.U.R**
- **Etats limite de service E.L.S**

➤ **E.L.U.R**

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne R. P. A 99 vesion2003.

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

Hypothèse de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à :

$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ en flexion composée.

$\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ en compression simple

L'allongement de l'acier est limité à $\varepsilon_a = 10\text{‰}$.

- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour.
 - ✓ Le béton en compression.
 - ✓ L'acier en traction et en compression.

➤ **E.L.S**

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites.

Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

Hypothèse de calcul :

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \cdot \varepsilon_{bc} ; \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

- Par convention (**n**) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

$$\mathbf{n} = E_s / E_b = 15 \text{ « coefficient d'équivalence ».}$$

I.5.2.4 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites:✓ **Etat limite ultime:**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35 G + 1,5 Q.$$

✓ **Etat limite de service:**

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$$\begin{array}{l} G+Q+E \\ G+Q \pm 1,2E \\ 0,8 G+E \end{array} \text{ avec } \left\{ \begin{array}{l} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{charge d'exploitation} \\ E : \text{effort de séisme} \end{array} \right.$$

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments de la structure

II.1. Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure (poutres, poteaux, voiles et planchers) passe impérativement par un dimensionnement préliminaire. Ce dernier représente une étape régie par des lois empiriques, ainsi le point de départ est la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales : elles sont dues aux, charges permanentes, surcharges d'exploitation de planchers, poutrelles, poutres et poteaux. Elles sont finalement transmises au sol par les fondations.
- Sollicitations horizontales : elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitués par les portiques.

Ces dimensions doivent, satisfaire les conditions du béton armé aux états limites, conformes aux règles (B.A.E.L.91) et le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003).

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Le choix porte sur un seul type de plancher : Plancher en corps creux.

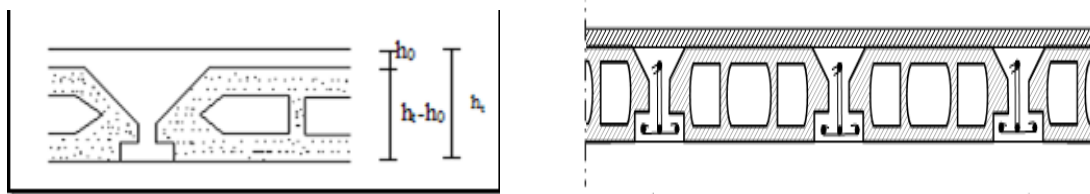


Figure II.1 : Coupe d'un plancher à corps creux

II.2.1. Détermination de l'épaisseur des planchers :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

L : La portée maximale entre nus d'appuis ;

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L = \min[L_{\max}(\text{sens } x) ; L_{\max}(\text{sens } y)].$$

$$L = \min[L_{\max}(\text{sens } x) ; L_{\max}(\text{sens } y)] \Leftrightarrow L = \min[4,60 ; 4,60] \text{ m} = 4,60 \text{ m}$$

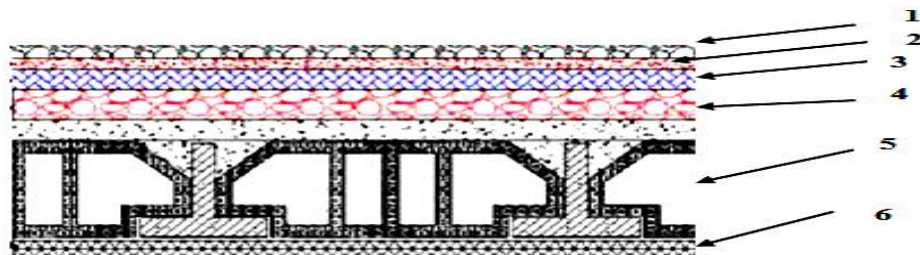
$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{460}{22,5} = 20 \text{ cm}$$

Tableaux II.1 : Epaisseur du plancher des différents niveaux

Niveaux	L	L/22.5	h_t	Type du plancher
Terrasse et Etages courants	4,60m	20cm	20cm	Corps-creux 16+4
RDC	4,60m	20cm	20cm	Corps-creux 16+4

II.2.2 Descente de charges des planchers :**a) Plancher terrasse inaccessible :**

Selon le D.T.R.B.C.2.2 charges permanent et d'exploitation on adopte :

**Figure II.2** : Coupe d'un plancher à corps creux du plancher terrasse**Tableaux II.2** : La descente des charges du plancher terrasse

Niveau	Terrasse			
	Désignation	Épaisseur (m)	Densité kN/m ³	Poids kN/m ²
	1- Protection en gravillons roulé	0,04	20	0,8
	2- Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
	3- Forme de pente en béton léger	0,05	18	0,9
	4- Asphalté coulés+ polystyrène	2,5	26,4	0,66
	5- Plancher à corps creux+dalle	16+4		2,8
	6- Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
	Charge permanente	$\Sigma G=5,48$		
	Charge d'exploitation	$Q=1,00$		

b) Plancher RDC et étage courant :

Selon le D.T.R.B.C.2.2 charges permanentes et d'exploitations on adopte

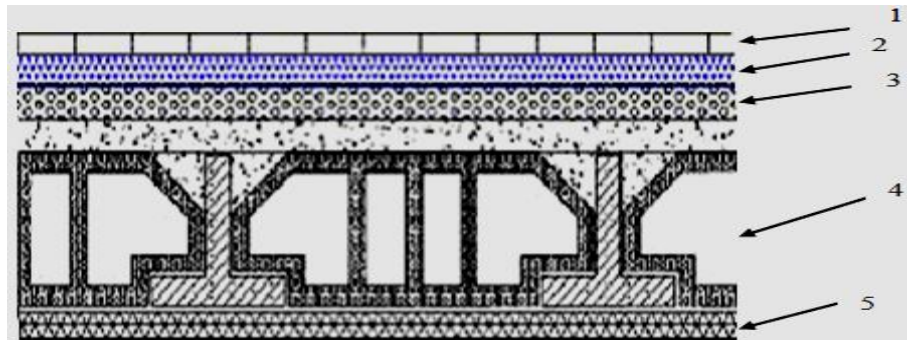


Figure II.3 : Coupe d'un plancher étage courants à corps creux

Tableau II.3 : La descente de charge du plancher RDC et étages

Niveau	Etages courants et RDC			
	Désignation	Épaisseur (m)	Densité kN/m ³	Poids kN/m ²
1- Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4	
2- Mortier de pose (2cm)	0,02	22	0,44	
3- Sable fin pour mortier	0,02	17	0,34	
4- Plancher à corps creux +dalle		16+4		2,8
5- Enduit en plâtre		0,02		0,28
6-Cloison en briques creuses			0.90	
Charge permanant			$\Sigma G=5,16$	
Charge d'exploitation			Q=1,5	

c) Murs de façade extérieurs :

- Enduit extérieur en ciment (2cm).....= 0,36 kN/m²
- Paroi en briques creuses (15cm).....= 1,30 kN/m²
- Paroi en briques creuses (10cm).....= 0,90 kN/m²
- Enduit intérieur en plâtre (1,5cm).....= 0,27 kN/m²

$$G_m=2.83 \text{ kN/m}^2$$

En enlevant 20% de la charge du mur (ouvertures des portes et fenêtres) on obtient :

$$G_m \times 80\% = 2.83 \times 0.80 = 2.26 \text{ kN/m}^2$$

d) Murs de façade intérieurs :

- Enduit en plâtre (1,5 cm).....0.27 kN/m²
- Brique creuses (10 cm).....0.90 kN/m²
- Enduit en plâtre(1,5).....0.27 kN/m²

$$G_m = 1.44 \text{ kN/m}^2$$

e) Dalle pleine (Balcon) :

- Revêtement en carrelage (e=2cm)..... 0,4 kN/m²
- Mortier de pose (e=2cm).....0,40 kN/m²
- Sable fin pour mortier (e=2cm) 0,34 kN/m²
- Dalle pleine (e=15cm)3,75 kN/m²
- Enduit en ciment (e=2cm) 0,36 kN/m²

$$G_B = 4,5 \text{ kN/m}^2$$

f) Charges d'exploitations :

- Surcharge d'exploitation terrasse inaccessible Q = 1.00 kN/m²
- Surcharge d'exploitation du plancher du RDC+ étage courants ... Q = 1.50 kN/m²
- les balconsQ = 5,00 kN/m²

II.2.3.Utilisation de la Loi de dégression de la surcharge d'exploitation :

Dans les bâtiments à plusieurs étages à usages multiples, le calcul de l'ossature (poteau, mur, fondation) est fait, on suppose que toutes les surcharges d'exploitation n'agissent pas simultanément sur tous les planchers. On détermine comme suite la surcharge \sum_n sur les éléments porteurs du niveau « n » en fonction des surcharges qui sont appliquées sur les différents niveaux. Pour la détermination des surcharges, on applique la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q de bas vers le haut

$$\text{Ce qui donne : } Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) * \sum_{i=1}^n Q_i = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Selon les règles de « **BAEL 91 modifié 99** »

Avec :

Q : Charge d'exploitation.

n : Nombre d'étages.

Q₀ : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les charges d'exploitation des planchers courants respectivement du haut vers le bas.

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

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant :

Tableau II.4 : Loi de dégression de la surcharge d'exploitation

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (kN/m ²)
terrasse	$Nq_0=1,00$	1
04	$Nq_1=q_0+q_1$	2,5
03	$Nq_2=q_0+0.95 (q_1+q_2)$	3,85
02	$Nq_3=q_0+0.9 (q_1+q_2+q_3)$	5,05
01	$Nq_4=q_0+0.85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6,1
R.D.C	$Nq_5=q_0+0.8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7

II.3. Pré dimensionnement des éléments porteurs :

II.3.1 Pré dimensionnement des poutres :

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant aux conditions suivantes.

- Critère de rigidité.
- Condition du R.P.A 99.

Nous avons deux types de poutres :

Poutre principale : $L_{\max} = 4,60$ m

Poutre secondaire : $L_{\max} = 4,60$ m

Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité est comme suit:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right. \quad \text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{largeur de la poutre} \\ L : \text{portée libre entre nus d'appuis} \end{array} \right.$$

Et selon le **R.P.A 99(version 2003)** on a:

$$\begin{cases} b > 20 \text{ cm} \\ h_t > 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} < 4 \end{cases}$$

- Le sens longitudinal : celui de la poutre principale :

$$\begin{cases} L_{\max} = 460 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \Rightarrow d = 36 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 30,6 \text{ cm} \leq h_t \leq 46 \text{ cm} \\ 10,8 \text{ cm} \leq b \leq 14,44 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend **h_t = 40 cm**
On prend **b = 30 cm**

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

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,33 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres principales **(30x40) cm²**

- Le sens transversal : celui de la poutre secondaire :

$$\begin{cases} L = 460 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \Rightarrow d = 36 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 30,66 \text{ cm} \leq h_t \leq 46 \text{ cm} \\ 10,8 \text{ cm} \leq b \leq 14,4 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend **h_t = 40 cm**
On prend **b = 30 cm**

D'après le **R.P.A 99 version 2003**, on a :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,33 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres secondaires **(30x40) cm²**

II.3.2 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux supportant la charge verticale. Ils sont considérés comme « éléments porteurs».

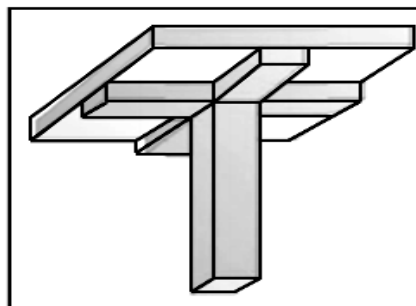


Figure II.4 : Vus en 3 D du poteau

II.3.2.1 Principe de pré-dimension :

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple. Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau la plus sollicitée, ce qui correspond à un poteau de reprendre la surface du plancher la plus importante, la section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourants le poteau. La section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas. On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

- Calcul du poteau le plus sollicité :

On fixe notre choix aux poteaux axes (D, 2) comme il est mentionné sur la figure II.5.

- La surface afférente du poteau est donnée par :

$$S = \frac{[(5+5) \times (5+3,6)] \times 1}{4} = 21,5 \text{ m}^2$$

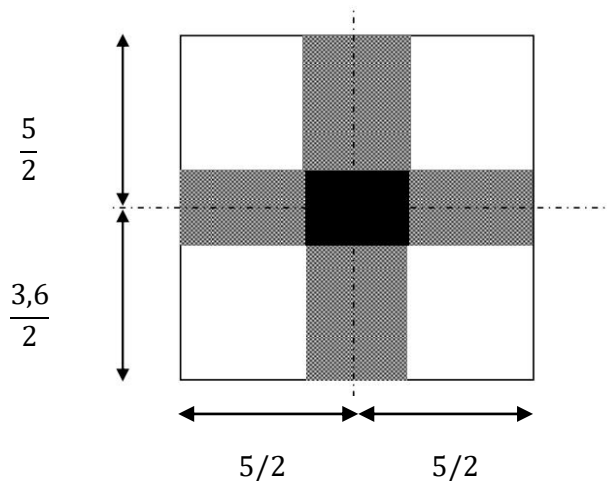


Figure II.5 : Section afférente du poteau rectangulaire

II.3.2.2 Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :

a) Efforts de compression dus aux charges permanentes N_G :

- Plancher terrasse:..... $G_t : G_t \times S = 5,48 \times 18,80 = 103,02 \text{ KN}$
- Plancher RDC + 4 étage:..... $G_c : n \times G \times S = (5 \times 5,16 \times 18,80) = 485,04 \text{ KN}$
- Poutre principale:..... $G_{pp} = 6(0,3 \times 0,4 \times 4,3 \times 25) = 77,4 \text{ KN}$
- Poutre secondaire:..... $G_{ps} = 6(0,3 \times 0,4 \times 5 \times 25) = 90 \text{ KN}$

n = le nombre de niveaux au-dessus du poteau

On doit majorer les efforts de 10 %

$$\begin{aligned} N_G &= 1,1 \times (G_t + G_c + G_{pp} + G_{ps}) \\ &= 1,1 \times (103,02 + 485,04 + 77,4 + 90) = 831 \text{ KN} \end{aligned}$$

b) Efforts de compression dus aux charges d'exploitation N_Q :

Par l'application de la loi de dégression on a : $Q = 7 \text{ KN/m}^2$

$$N_Q = 1.1 \times Q \times S = 1,1 \times 7 \times 18.80 = 144,76 \text{ KN}$$

c) Calcul de l'effort normal N_u :

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q \longrightarrow N_u = (1,35 \times 831) + (1,5 \times 144,76) = 1339 \text{ KN}$$

Détermination de la longueur(a) :

On doit dimensionner les poteaux sous une condition de flambement, c'est-à-dire :

$$\lambda \leq 50$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec :

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration

B : section des poteaux

λ : L'élancement du poteau

I : moment d'inertie de la section par rapport à un point passant par le centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

$$B = a \cdot b$$

$$I = \frac{b \cdot a^3}{12} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289 a$$

$$\text{On a: } L_0 = 3,06 \text{ m} ; L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214}{0,289 \times 50} = 14,80 \text{ cm}$$

On prend : $a = 40 \text{ cm}$

Détermination de la largeur (b) :

Selon les règles du **B.A.E.L 91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

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

B_r : section réduite :

$$B_r = (a - 2)(b - 2) \text{ cm}^2 \quad \Leftrightarrow B_r = (40 - 2) \times (b - 2) = 38 \times (b - 2) \text{ cm}^2$$

A_s : section d'armature longitudinale :

$A_s = 0,8\% Br \dots\dots\dots$ Zone IIa

$$A_s = 0,8\% [38(b - 2)] = 0,304 (b - 2) \text{ cm}^2$$

α : étant un facteur réducteur de Nu, il est fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{214}{0,289 \times 40} = 18,51 < 50$$

$$\alpha = 0,85/[1+0,2(\lambda/35)^2]$$

$$\alpha = 0,85/[1+0,2(18,51/35)^2] = 0,80$$

avec : $f_{c28}=25\text{MPa}$; $F_e = 400\text{MPa}$; $\gamma_b=1,5$; $\gamma_s=1,15$

$$Nu \leq 0,80. \left[\frac{38(b - 2) \times 25 \times 10^2}{0,9 \times 1,5} + \frac{0,304(b - 2). 400.10^2}{1,15} \right]$$

$$Nu \leq 80944,28(b - 2)$$

$$b \geq \frac{Nu \times 10^3}{80944,28} + 2$$

$$b \geq 18,54 \text{ cm}$$

Donc : on prend **b = 40 cm.**

Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

$\min (a,b) = 40\text{cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

$\min (a,b) = 40 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3\text{cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Donc : **a = 40 cm**

b = 40 cm

On adopte une section de **(40x40) cm²**

Vu le nombre de niveau et pour une raison économique, le choix dans notre conception des poteaux à inertie constante en hauteur, les dimensions des poteaux prises en compte pour les différents niveaux de la construction seront :

RDC au 5^{ème} étages \longrightarrow **(40x40) cm²**

II.4 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés pour reprendre les charges verticales (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations. Ils assurent aussi la stabilité et la rigidité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

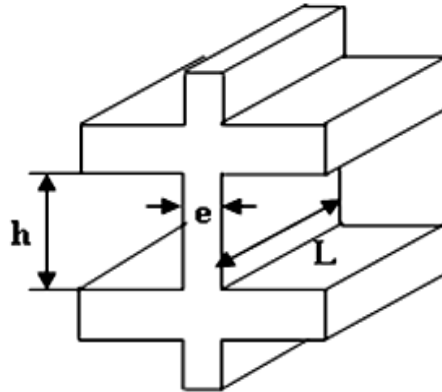


Figure II.6 : Coupe de voile en élévation

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 de RPA99/Version 2003. D'où leur épaisseur minimale est de 15 cm.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités

On considère comme voiles les éléments satisfaisants à la condition: $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec : L : longueur du voile.

e : épaisseur du voile.

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm}$$

D'où : h_e : hauteur d'étage ; $h_e = 3,06$

$$\begin{cases} \frac{h_e}{25} = \frac{306}{25} = 12,24 \text{ cm} \\ \frac{h_e}{22} = \frac{306}{22} = 13,91 \text{ cm} \end{cases}$$

$$e \geq \max(12,24 \text{ cm}; 13,91 \text{ cm}; 15 \text{ cm}).$$

Donc on prend l'épaisseur des voiles de contreventements : $e = 15 \text{ cm}$

II.5. Tableau récapitulatif :

Le tableau suivant résume les sections des poutres (principales, secondaires), poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles calculés pour les différents niveaux de la construction

Tableaux II.5. Section des éléments de la structure

Niveaux	Épaisseur du plancher (Cm)	Poutre principale (Cm ²)	Poutre secondaire (Cm ²)	Section des poteaux (Cm ²)	Épaisseur des voiles (Cm)
Terrasse	16+4	30X40	30X40		
5	16+4	30X40	30X40	40X40	15
4	16+4	30X40	30X40	40X40	15
3	16+4	30X40	30X40	40X40	15
2	16+4	30X40	30X40	40X40	15
1	16+4	30X40	30X40	40X40	15
RDC	16+4	30X40	30X40	40X40	15

Chapitre III

Les éléments non structuraux

III.1 Introduction :

Les éléments non structuraux sont les éléments qui ne participe pas à la résistance ou à la stabilité du bâtiment, on note : les acrotères, les balcons, escaliers.

Le ferrailage de ces éléments s'effectue selon B.A.E.L 91 et les règles parasismique Algériennes en vigueur (**RPA99/version 2003**).

III.2 Acrotère :

III.2.1 Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre et à une charge « main courante ». Le calcul se fait à la flexion composée.

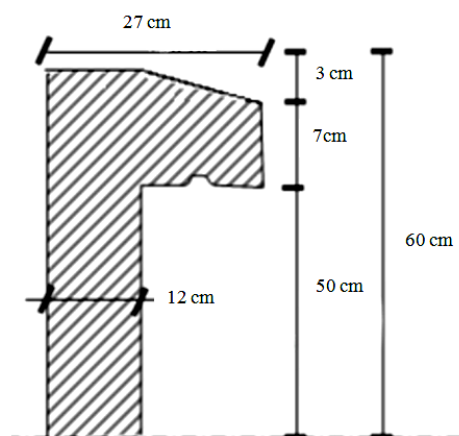


Figure III.1 Dimension d'acrotère

III.2.2 Charge permanente et charge d'exploitation :

a) Charge permanente :

$$G = S \cdot \gamma_{BA}$$

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$$G = 25[(0,6 \times 0,12) + (0,15 \times 0,07) + 0,5(0,03 \times 0,15)] \times 1$$

$$G = 2,12 \text{ kN/m}$$

b) Charge d'exploitation :

On prend en considération l'effet de la main courante

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

III.2.3 Vérification de l'acrotère sous charge sismique :

D'après le R.P.A 99/V.2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0,15$

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 2,12 \text{ kN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times (0,8) \times (0,15) \times (2,12) = 1,02 \text{ kN}$$

$F_p \leq Q \rightarrow F_p = 1,02 > Q = 1 \text{ kN} \dots\dots\dots$ Condition non vérifiée

Charge :

- La charge due a son poids propre : $G = 2,12 \text{ kN/ml}$
- La surcharge : $Q = 1,02 \text{ kN/ml}$

III.2.4 Charge aux états limites :

- **E.L.U**

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 2,12 = 2,86 \text{ kN}$$

$$M_U = 1,5 Q h = 1,5 \times 1,02 \times 0,6 = 0,92 \text{ kN.m}$$

$$T_U = 1,5 Q = 1,5 \times 1,02 = 1,53 \text{ kN}$$

- **E.L.S**

$$N_S = G = 2,12 \text{ kN}$$

$$M_S = Q h = 1,02 \times 0,6 = 0,61 \text{ kN.m}$$

$$T_S = Q = 1,02 \text{ kN}$$

III.2.5 Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend $C = C' = 2 \text{ cm}$.

III.2.6 Excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,92}{2,86} = 0,322 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,12}{2} = 0,06 \text{ m} < e = 0,322 \text{ m} \dots\dots\dots$$
Condition vérifiée.

e_p : Épaisseur de l'acrotère.

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

III.2.7 Calcul du ferrailage :

III.2.7 .1 ferrailage a E.L.U :

- **Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :**

$$b = 100\text{cm} ; h = 12\text{cm} ; FeE400 ; d = 10,8\text{cm}$$

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

$$e_a = e + \frac{h}{2} - c = 32,1 + \frac{12}{2} - 1,2 = 36,9 \text{ cm}$$

$$M_a = N_u e_a = 2,86 \times 36,9 \times 10^{-2} = 1,06 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,06 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 108^2} = 0,006$$

$$\mu = 0,006 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,006}) = 0,007$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,108(1 - 0,4 \times 0,007) = 0,1077\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_s} \left(\frac{M_a}{Z} - N_u \right) = \frac{1}{348} \left(\frac{1,06 \times 10^3}{0,1077} - 2,86 \right) = 0,2827\text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

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

$$A_{stmin} \geq 0,23 \times 1000 \times 108 \times \frac{2,1}{400} = 130,41 \text{ mm}^2$$

$$A_{stmin} \geq 1,3041\text{cm}^2$$

On adopte **3T10**. $A_s = 2,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$; avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

III.2.7.2 E.L.S :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,61}{2,12} = 0,2877\text{m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,12}{6} = 0,06m$$

$$\frac{h}{6} = 0,06m < e = 0,2877m$$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0,12}{2} + e_1 - 0,2877$$

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

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

$$p = -3\left(0,2877 - \frac{0,12}{2}\right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 1,3041 \times 10^{-4}}{1} \left(0,2877 - \frac{0,12}{2} + 0,108\right) = -0,1516m^2$$

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

$$q = 2\left(0,2877 - \frac{0,12}{2}\right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 1,3041 \times 10^{-4}}{1} \left(0,2877 - \frac{0,12}{2} + 0,108\right)^2 = 0,023 m^3$$

- **Méthode des itérations successives**

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

On prend la valeur de : $e_1 = 1m$

$$e_1 = \sqrt[3]{-(-0,1516) \times 1 - 0,023} = 0,5047m$$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0,12}{2} + 0,5047 - 0,2877 = 0,277m$$

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

$$s = \frac{1 \times (0,277)^2}{2} - 15 \times 2,36 \times 10^{-4} \times (0,108 - 0,277) = 3,89 \times 10^{-2}m^3$$

- **Calcul des contraintes**

$$\sigma_b = \frac{N_s \times x}{s} = \frac{2,12 \times 0,277}{3,89 \times 10^{-2}} = 15,07 \text{ kN/m}^2 = 0,0150\text{MPa}$$

$$\sigma_s = n \frac{N_s \times (x - d)}{s} = 15 \times \frac{2,12 \times (0,277 - 0,108)}{3,89 \times 10^{-2}} = 138,15 \text{ kN/m}^2 = 0,13815\text{MPa}$$

- **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]

$$\sigma_b = 0,0150\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 0,13815\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,53\text{cm}^2$$

On choisit : **A_r = 3T10** de section **2,36 cm²**.

III.2.8 Vérification de l'effort tranchant :

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciables :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,53}{1 \times 0,108} = 14,17 \text{ kN/m}^2 = 0,01416\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

$$\tau_u = 0,01416\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

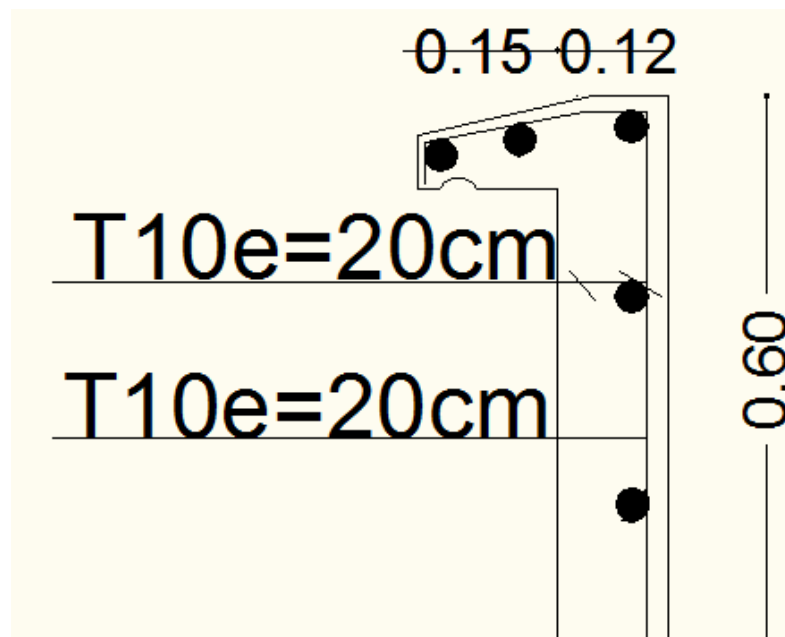


Figure III. 2 : Ferrailage de l'acrotère

III.3. Balcons :

III.3.1. Introduction :

Le balcon est une dalle pleine encastree dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenetre.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

- Résistance à la flexion.
- Isolation acoustique $e \geq 12cm$.
- Sécurité en matière d'incendie $e = 11cm$ pour 2 heurs de coup feu.

Donc on adopte $e = 15cm$.

Dans notre étude, les différents cas des balcons sont les suivantes :

- Cas 01 :



- Cas 02 :

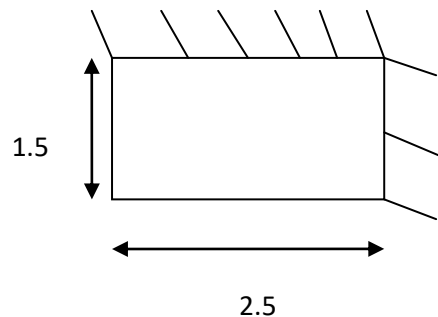


Figure III.3 Schéma du balcon

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

On adopte une épaisseur de 15cm

III.3.2 Exemple de calcul (cas 1) :

On va considérer que le balcon est une dalle pleine semi encastree au trois 03 cotés :

Suivant L_y : encastree à la poutre

Suivant L_x : encastree au deux consoles

Avec : $L_x = 1.00$ m

$L_y = 4.70$ m

$$\alpha = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,00}{4,70} = 0,21 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travail dans un seul sens}$$

L'épaisseur des dalles pleines doit respecter les conditions suivantes:

- Résistance à la flexion : $h_0 \geq \frac{Lx}{20} = \frac{100}{25} = 4,00\text{cm}$
- Isolation acoustique $h_0 \geq 12\text{cm}$
- Sécurité en matière d'incendie $h_0 = 11\text{cm}$ pour 2 heures de coup feu

Donc on adopte $h_0 = 15\text{cm}$

III.3.2.1 Descente des charges :

1- Revêtement en carrelage	($e_p = 2\text{cm}$).....	0,40 KN /m ²
2- Mortier de pose	($e_p = 3\text{cm}$).....	1,00 KN /m ²
3- Couche de sable	($e_p = 3\text{cm}$).....	0,66 KN /m ²
4- Dalle pleine en béton armé	($e_p = 15\text{cm}$).....	3,75 KN /m ²
5-Enduit de ciment	($e_p = 2\text{cm}$).....	0,36 KN /m ²

$$\mathbf{G = 6,17 \text{ KN /m}^2}$$

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

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

$$Q_u = 1,35(6,17) + 1,5(3,5)$$

$$Q_u = 13,58 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Charge par ml} = Q_u = 13,58 \times 1 = \mathbf{13,58 \text{ KN/ml}}$$

$$Q_{\text{ser}} = G + Q$$

$$Q_{\text{ser}} = 6,17 + 3,5 = 9,67 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Charge par ml} = Q_{\text{ser}} = 9,67 \times 1 = \mathbf{9,67 \text{ KN/ml}}$$

III.3.2.2 Calcul de la charge concentrée due au mur extérieur :

Poids propre du mur en brique :

$$A = \gamma \times b \times h \times 1\text{m} = 13 \times 0,10 \times 1,10 \times 1\text{m} = 1,43 \text{ KN}$$

$$P_u = 1,35A = 1,35 (1,43) = 1,93 \text{ KN}$$

$$P_{\text{ser}} = 1,43 \text{ KN}$$

III.3.2.3 Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max (ELU) :

$$M_{\text{max}} = -\frac{Qul^2}{2} - P_u.l = -\frac{13,58(1,00)^2}{2} - 1,93(1,00) = -6,79 - 1,93$$

$$M_{\text{max}} = -8,72 \text{ KN.m}$$

$$T_{max} = Q_u \cdot l + P_u = 13,58 \times 1,00 + 1,93 = 15,51 \text{ KN}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$$

III.3.2.4 Calcul des moments max (ELS) :

$$M_{max} = -\frac{Q_s \cdot l^2}{2} - P_s \cdot l = -\frac{9,67(1,00)^2}{2} - 1,43(1,00) = -4,83 - 1,43$$

$$M_{max} = -6,26 \text{ KN.m}$$

$$T_{max} = Q_s \cdot l + P_s = 9,67 \times 1,00 + 1,43 = 9,67 + 1,43 = 11,10 \text{ KN}$$

III.3.2.5 Calcul du ferrailage :

La section à calculé (100x15)

$$M = 8,72 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{8,72 \times 10^3}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,17} = 0,034 < \mu_1$$

$$\mu = 0,034 \Rightarrow \beta = 0,983$$

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

$$A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,72 \times 10^3}{0,983 \times 13,5 \times 348} = \frac{8,72 \times 10^3}{4618,13} = 1,89 \text{ cm}^2$$

Le choix = 4T12 = 4,52 cm²

III.3.2.5.1 Vérifications:

- **Conditions de non fragilité:**

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_s \Rightarrow A_s = 4,52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot x \cdot d} = \frac{15,51 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,12 \text{ Mpa}$$

Pour une fissuration préjudiciable on a :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}) = \min(0,15 \times 25 / 1,5 ; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,12 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **Contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{15,51 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 12,56 \times 10^2} = 1,02 \text{ Mpa}$$

$n = 4$: nombre d'armatures longitudinales tendues

$$\mu = 2\pi \frac{1}{2} = 3,14 \text{ cm: périmètre d'armatures tendues}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

III.3.2.6 La vérification des contraintes à E.L.S :

- **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15A_s(d - y) = 0 \quad A_s = 4,52 \text{ cm}^2$$

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

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

$$\Delta = (67,8)^2 - 4 \times 50 \times (-915,3)$$

$$\sqrt{\Delta} = 433,19$$

$$y_1 = - \frac{67,8 - 433,19}{100} = - 5$$

$$y_2 = - \frac{67,8 + 433,19}{100} = 3,65$$

$$y = 3,65 \text{ cm}$$

(position de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée)

- **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \sum A_s (d - y_1)^2 = \frac{100}{3} (3,65)^3 + 15 \times 4,52 (13,5 - 3,65)^2$$

$$I = 8199,02 \text{ cm}^4$$

- **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_i = \frac{6,26 \times 10^3}{8199,02} \times 3,65 = 2,78 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,78 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :**

Pour une fissuration préjudiciable on a :

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

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6mm$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\}$$

$$\overline{\sigma st} = \min \{267 ; 202\} = 202 \text{ Mpa}$$

$$\sigma st = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{6,26 \times 10^3}{8199,02} (13,5 - 3,65) = 112,80 \text{ Mpa}$$

$$\sigma st = 112,80 \text{ Mpa} < \overline{\sigma st} = 202 \text{ Mpa}$$

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopt 4T10 = 3,14 cm²/ml

- **Vérification de la flèche :**

Pour les éléments supports en console, la flèche F est égale à :

$$F = F_1 + F_2 \text{ avec : } F_1 = \frac{QL^2}{8EI} \dots \dots \dots \text{Flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{PL^3}{3EI} \dots \dots \dots \text{Flèche due à la charge concentrée.}$$

- **Détermination du centre de gravité :**

$$y_a = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + n \times A_s \times d}{b \times h + n \times A_s}$$

$$y_a = \frac{100 \times 15 \times 7,5 + 15 \times 4,52 \times 13,5}{100 \times 15 + 15 \times 4,52} = \frac{12165,3}{1567,8} = 7,75 \text{ cm}$$

$$y_1 = y_a = 7,75 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_a = 15 - 7,75 = 7,24 \text{ cm}$$

- **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A (d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100(7,75)^3}{3} + \frac{100 \times (7,24)^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (13,5 - 7,75)^2 = 30407,89 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right]$$

$$F = \frac{(1,00)^3 \times 10^2}{32164,2 \times 10^{-5} \times 30407,89} \left[\frac{9,67 \times 1,00}{8} + \frac{1,43}{3} \right] = 0,017 \text{ cm}$$

$$F = 0,017 \text{ cm}$$

$$F_{ad} = L/250 = 100/250 = 0,4 \text{ cm}$$

$F_{cal} = 0,017 \text{ cm} < F_{adm} = 0,40 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

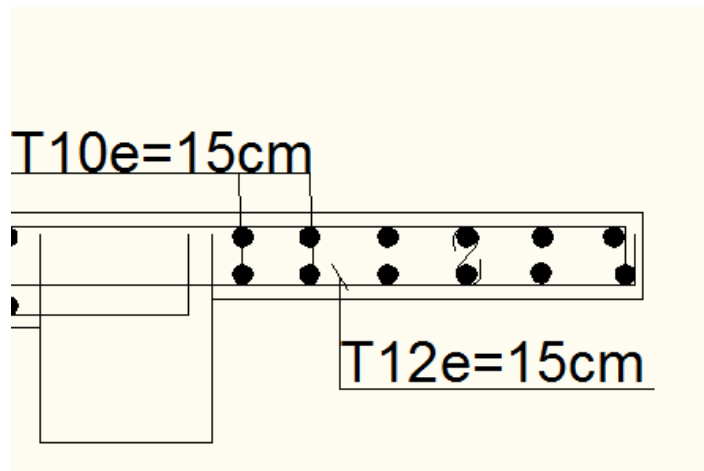


Figure III.4 : Schéma de ferrailage du balcon(type01)

III.3.3 Exemple de calcul (cas 2) :

$L_x=1.50 \text{ m}$, $L_y=2.50 \text{ m}$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,50}{2,50} = 0,6 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travail dans deux sens}$$

- $G = 6,17 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

III.3.3.1 Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max (ELU)

D'après la pàque annexe 1 le tableau suivant (Annexe, E3 du BAEL) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0822 \\ \mu_y = 0.2948 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x \times P_u \times l^2_x \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{array} \right.$$

Donc :

$M_x = 2,51 \text{ Kn.m}$

$M_y = 0,74 \text{ Kn.m}$

- **En Travée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,85 \times M_x \\ M_{ty} = 0,85 \times M_y \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 2,13 \text{ Kn.m} \\ M_{ty} = 0,63 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

- **En appui :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = 0,5 \times M_x \\ M_{ay} = 0,3 \times M_y \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = 1,26 \text{ Kn.m} \\ M_{ay} = 0,19 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

III.3.3.2 Calcul du ferrailage :

- Sur travée

a) Sens L_x

Pour le calcul on prend une bande de 1m

$b = 100\text{cm}$; $h = 15\text{cm}$; $d = 13,5\text{cm}$; $\sigma_b = 14,2\text{MPa}$; $M_{tx} = 2,13\text{KN.m}$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2,13 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13,5^2} = 0,008 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,008)}}{2} \Rightarrow \beta = 0,996$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2,13 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 13,5} = 0,46\text{cm}^2.$$

- Conditions de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,63\text{cm}^2$$

- Pourcentage minimal Art B-5.3.1 BAEL91 :

$$A'_{min} \geq 0,0025 \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 15 = 3,75\text{cm}^2$$

On prend $A_a = \max(A_{min}; A; A'_{min}) = 3,75\text{cm}^2$

on adopte $4T12 = 4,52\text{cm}^2$.

- Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13\text{cm}^2.$$

on adopte $2T10 = 1,57\text{cm}^2$.

b) Sens L_y

$M_{ty} = 0,63\text{KN.m}$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{0,63 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13,5^2} = 0,002 < \mu_l = 0,392$$

$$\beta = 0,999$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,63 \times 10^3}{348 \times 0,999 \times 13,5} = 0,14\text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité Art A-4.2.1 BAEL91**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; \quad A_{min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2.$$

- **Pourcentage minimal**

$$A'_{min} \geq 0,0025 \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 15 = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_a = \max (A_{min} ; A ; A'_{min}) = 3,75 \text{ cm}^2$$

on adopte 4T12 = 4,52 cm².

- **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

on adopte 2T10 = 1,57 cm².

➤ **En appui:**

$$M_a = 1,26 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1,26 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13,5^2} = 0,004 < \mu_l = 0,392$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,004)}}{2} \Rightarrow \beta = 0,998$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1,26 \times 10^3}{348 \times 0,998 \times 13,5} = 0,27 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité Art A-4.2.1 BAEL91**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

- **Pourcentage minimal**

$$A'_{min} \geq 0,0025 \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 15 = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_a = \max (A_{min} ; A ; A'_{min}) = 3,75 \text{ cm}^2$$

on adopte 4T12 = 4,52 cm².

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

on adopte 2T10 = 1,57 cm².

- **Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :**

- a) **Sens L_x :**

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm} ; 33\text{cm})$$

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

On prend : e = 15cm

- b) **Sens L_y :**

$$e \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60 \text{ cm}; 45\text{cm})$$

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

on adopte e = 15cm.

- **l'effort tranchant :**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u^x = \frac{Pu \cdot Lx}{2} \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \\ V_u^x = \frac{13,58 * 1,5}{2} \frac{2,5^4}{1,5^4 + 2,5^4} = 9,01 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} = \frac{9.01 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,06 \text{ Mpa}$$

Pour une fissuration préjudiciable on a :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15f_{c28} / \gamma_b ; 4\text{Mpa}) = \min(0,15 \times 25 / 1,5 ; 4\text{Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,06 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **Contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{9.01 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 12,56 \times 10^2} = 0,60 \text{ Mpa}$$

n = 4: nombre d'armatures longitudinales tendues

$$\mu = 2\pi \frac{1}{2} = 3,14\text{cm: périmètre d'armatures tendues}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

III.3.3.3 Vérification à l'ELS :

$P = 6,17 + 3,5 = 9,67 \text{KN/m}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0870 \\ \mu_y = 0,4678 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_X = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 1,89 \text{Kn.m} \\ M_Y = \mu_y \times M_X = 0,89 \text{Kn.m} \end{array} \right.$$

• **Moment en appui :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = 0,5 \times M_X \\ M_{ay} = 0,3 \times M_Y \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = 0,94 \text{ Kn.m} \\ M_{ay} = 0,27 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

• **Moment en travée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,85 \times M_X \\ M_{ty} = 0,85 \times M_Y \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 1,60 \text{ Kn.m} \\ M_{ty} = 0,75 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

Tableau III.1: Vérification des contraintes à l'ELS en travée

Moment service	M_{ser}	1.60 kN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3,93}{100} = 0,59 \text{cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 0,59 \times 13,5 = 15,92 \text{ cm}^2$ $Y = -0,59 + \sqrt{0,59^2 + 15,92} = 3,44 \text{ cm}$	3,44 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = (100 \cdot (3,44)^3 / 3) + 15 \times 3,93 (13,5 - 3,44)^2 = 7322,87 \text{ cm}^4$	7322,87 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,22 Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y$	0,75 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	33,20 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$	0,75 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	33,20 < 202

Tableau III.2: Vérification des contraintes à l'ELS en appui

Moment service	M_{ser}	0.94 kN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3,93}{100} = 0,59 \text{ cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 0,59 \times 13,5 = 15,92 \text{ cm}^2$ $Y = -0,59 + \sqrt{0,59^2 + 15,92} = 3,44 \text{ cm}$	3,44cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = (100 \cdot (3,44)^3 / 3) + 15 \times 3,93 (13,5 - 3,44)^2 = 7322,87 \text{ cm}^4$	7322,87 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,13 Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y$	0,44 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	19,61 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$	0,44 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	19,61 < 202

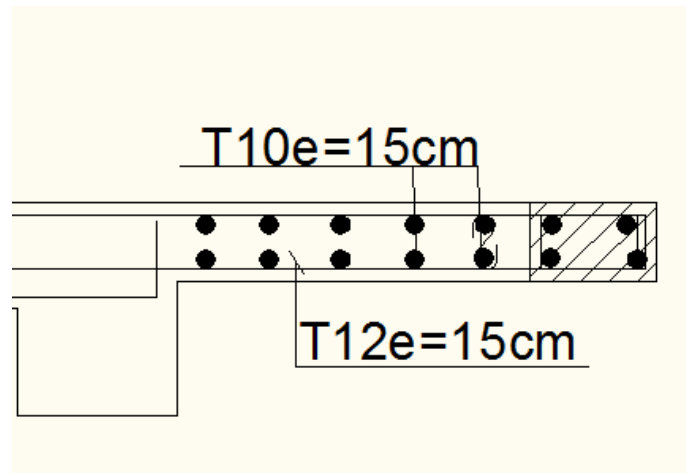


Figure III.5 : Schéma de ferrailage du balcon (type02)

III.4 Escaliers:

III.4.1 Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

III.4.2 Terminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

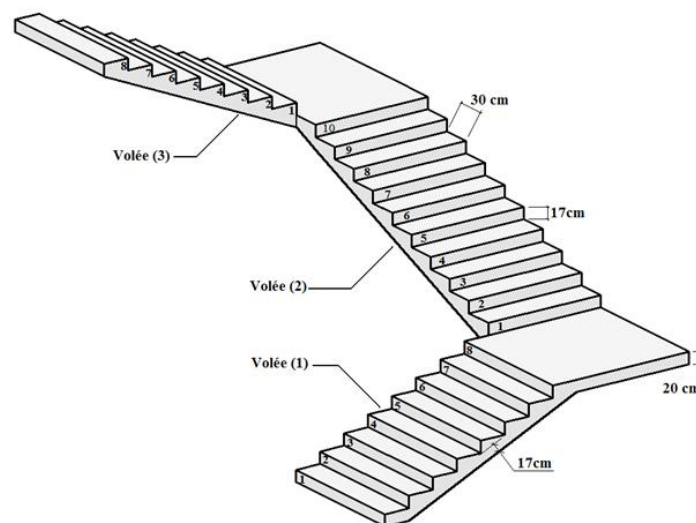


Figure III.6 : schéma d'un escalier à trois volées

III.4.3 Dimensions des escaliers :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

$$59 \leq 2h + g \leq 66\text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

h : Hauteur de la marche (contre marche),

g : Largeur de la marche,

On prend : $2h + g = 64 \text{ cm}$ ($H = n.h = \frac{h_c}{2}$)

$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$ Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage

$$(H = n.h = \frac{h_c}{2})$$

n : Nombre de contre marches

L : Projection horizontale de la longueur totale de la volée : $L = (n - 1)g$

- Pour la 1 ère volée :

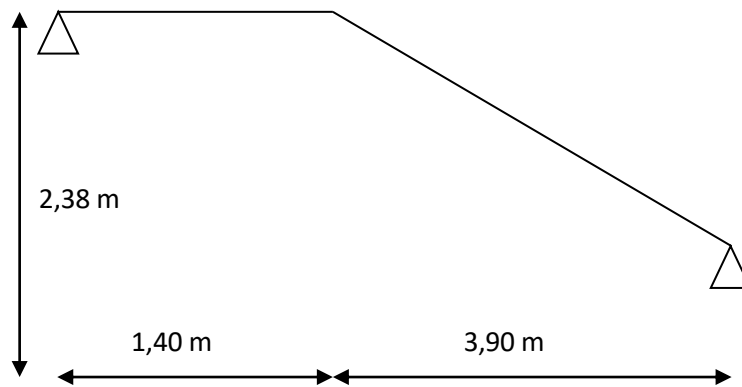


Figure III.7 : Schéma statique de 1 ère volée

III.4.3.1 Dimensionnement :

Marches et contre marches

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n - 1}$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left(\frac{L}{n - 1} \right) + 2 \times \frac{H}{n}$$

Et puis : $mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$

Avec : $m = 66\text{cm}$, $H = 238 \text{ cm}$ et $L = 390\text{cm}$

Donc l'équation (2) devient : $66n^2 - 932n + 476 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 14$ (nombre de contre marche)

Donc : $n - 1 = 13$ (nombre de marche)

$$h = \frac{238}{14} = 17 \rightarrow h = 17 \text{ cm. et } g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} ; \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 5 marches avec $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$.

$$\text{L'angle d'inclinaison est : } \tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

Épaisseur de la volée (e_v)

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{390}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{390}{20 \times 0,87}$$

$$\rightarrow 14,94 \leq e_v \leq 22,41$$

$$e_v = 15 \text{ cm}$$

Épaisseur du palier (e_p)

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{15}{0,87} = 17,24 \text{ cm}$$

$$e_p = 17 \text{ cm}$$

III.4.3.2 Descente de charges :

- Paillasse :

Tableau III.3 : Résumé les charges de paillasse

N	Désignation	e (m)	Poids kN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,02	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $C_h \cdot h/g$	–	0,23
5	Mortier de ciment vertical $M_h \cdot h/g$	–	0,23
6	Poids propre de la paillasse : $e_v \times 25/\cos(\alpha)$	0,08	2,29
7	Poids propre des marches : $\gamma_b \cdot h/2$	0,085	1,87
8	Garde-corps	–	0,10
			G=5,88

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G = 5,88 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Surcharge : } Q = 2,50 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1,35G + 1,5Q = 11,68 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = G + Q = 8,38 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

- **Palier :**

Tableau III.4 : Résume les charges de palier

N	Désignation	e (m)	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier	0,10	2,50
2	Carrelage	0,02	0,40
3	Mortier de pose	0,02	0,40
4	Lit de sable	0,02	0,36
5	Enduit de plâtre	0,015	0,15
			G=3,81

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G = 3,81 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Surcharge : } Q = 2,50 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1,35G + 1,5Q = 8,89 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = G + Q = 6,31 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

III.4.3.3 Calcul des sollicitations

$$\frac{q_{paillasse} - q_{palier}}{q_{palier}} = \frac{11,68 - 8,89}{8,89} = 0,31 > 10 \%$$

On garde le schéma statique réel.

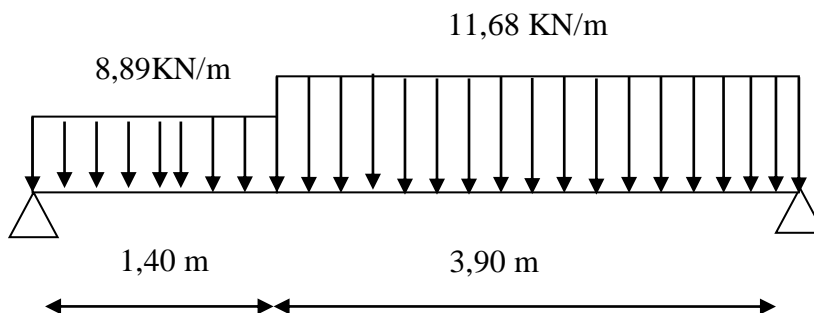


Figure III.8 : Schéma statique cas 1 la première volée

III.4.3.4 Calcul du moment maximal en travée a L.E.L.U :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 8,89 \times 1,40 + 11,68 \times 3,9 = 58$$

$$\sum M/a = 0 \Rightarrow R_b \times 5,3 = 8,89 \times 1,4 \times 0,7 + 11,68 \times 3,9 \times 3,35$$

$$R_b = \frac{161,31}{5,3} = 30,44 \text{ KN}$$

$$R_a = 27,56 \text{ KN}$$

III.4.3.4.1 Moment fléchissant max :

$$M(x) = 27,56 x - 8,89 \times 1,4 \times \left(x - \frac{1,4}{2}\right) - 11,68 \times \left(\frac{(x - 1,4)^2}{2}\right)$$

Position du moment max :

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = \frac{d \left[27,56 x - 8,89 \times 1,4 \times \left(x - \frac{1,4}{2}\right) - 11,68 \times \left(\frac{(x - 1,4)^2}{2}\right) \right]}{dx}$$

$$T(x) = 27,56 - 12,44 - 11,68x + 16,35$$

Pour T(0) → x = 2,70 m

Donc : Mmax = M(2,7)

Donc : Mmax = M(2,22)

$$M(2,58) = 27,56 \times 2,7 - 8,89 \times 1,4 \times \left(2,7 - \frac{1,4}{2}\right) - 11,68 \times \left(\frac{(2,7 - 1,4)^2}{2}\right)$$

$$M_{\max} = 39,65 \text{ KN.m}$$

III.4.3.4.2 Effort tranchant :

$$0 \leq x \leq 1,40$$

$$T(x) = +27,56 - 8,89 \times x$$

$$T(0) = 27,56 \text{ Kn}$$

$$T(1,40) = 27,23 - 8,89 \times 1,40 = 15,11 \text{ KN}$$

$$1,40 \leq x \leq 5,30$$

$$T(x) = 27,56 - 8,89 \times 1,40 - 11,68 \times (x - 1,40)$$

$$T(1,40) = 15,11 \text{ KN}$$

$$T(5,30) = 27,56 - 8,89 \times 1,40 - 11,68 \times 3,90 = -30,44 \text{ KN}$$

III.4.3.4.3 Diagrammes M et T :

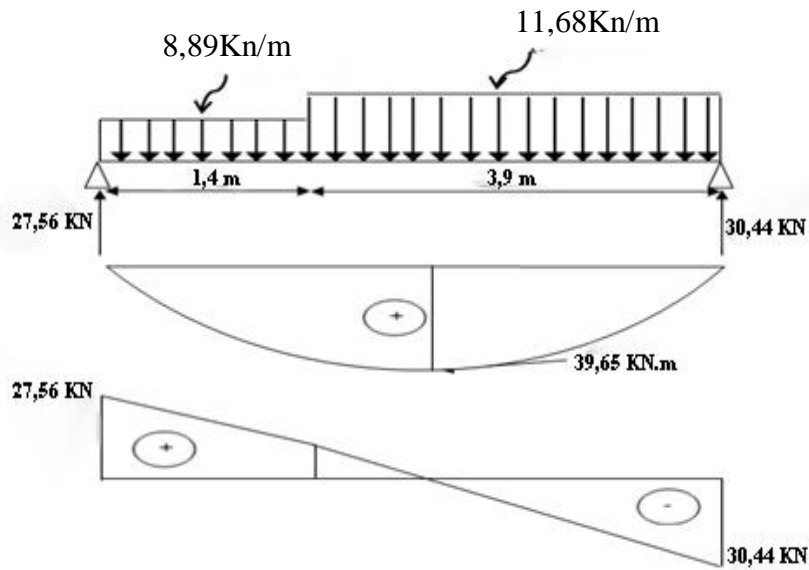


Figure III.9 : diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant.

III.4.3.5 Calcul du ferrailage :

On a: $M_{\max} = 39,65 \text{ kN.m}$

$$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 33,70 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{\max} = 15,86 \text{ kN.m}$$

a) En travée :

- **Le moment ultime :**

$$M_t = 33,70 \text{ kN.m} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0,9h = 13,5 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

- **Le moment réduit μ :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{33,70 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,130 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,930$

- **La section d'acier :**

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{33,70 \times 10^3}{0,930 \times 13,5 \times 348} = 7,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **7T12** avec : $A_{adm} = 7,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 2T12 avec : $A_{adm} = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 15 \text{ cm}$

b) En appuis :

$M_a = 15,86 \text{ KN.m}$; $h = 17 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 15,3 \text{ cm}$; $b = 1 \text{ m}$

• **Le moment réduit μ :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{15,86 \times 10^3}{100 \times 15,3^2 \times 14,17} = 0,048 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,975$

• **La section d'acier :**

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,86 \times 10^3}{0,975 \times 15,3 \times 348} = 3,05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 0,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 2T12 avec : $A_{adm} = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 15 \text{ cm}$

• **vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 100 \times 15,3 \times 2,1}{400} = 1,84 \text{ cm}^2$$

$A_s = 7,92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,84 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

• **Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{30,44 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,23 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

• **Vérification au niveau des appuis :**

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_c} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left((30,44) + \frac{15,86 \times 10^2}{0,9 \times 13,5} \right) = 4,63 \text{ cm}^2$$

$A_{adm} = 7,92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

III.4.3.6 Les vérifications à l'E.L.S :

$M_{t_{\max}} = 25,30 \text{ kN, m}$; déterminé par méthode des coupures (RDM)

$M_{t_{\text{ser}}} = 0,85 \times M_{t_{\max}} = 21,51 \text{ kN, m}$

$M_{a_{\text{ser}}} = 0,4 \times M_{t_{\max}} = 10,12 \text{ kN, m}$

a) En travée :

$A_s = 7,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 118,8y - 1603,80 = 0 \rightarrow y = 4,59 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

- **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,59^3}{3} + (15 \times 7,92)(13,5 - 4,59)^2 = 12654,72 \text{ cm}^4$$

- **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{21,51 \times 10^3}{12654,72} \times 4,59 = 7,80 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 7,80 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Sur appuis :

$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée

- **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14)(15,3 - 3,13)^2 = 7998,07 \text{ cm}^4$$

- Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10,12 \times 10^3}{7998,07} \times 3,13 = 3,96 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_b = 3,96 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

- Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{17}{140} = 0,121 \geq 0,0625 \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0023 < 0,0105 \text{Condition vérifiée.}$$

Une des deux conditions n'est pas vérifiée donc on doit calculer la flèche :

- Calcul de la flèche :

$$f_{ji} = 0,18 \text{ cm}, f_{gi} = 0,17 \text{ cm}, f_{qi} = 0,27 \text{ cm}, f_{gv} = 0,39 \text{ cm},$$

$$\Delta F = F_v - F_j + F_p - F_g$$

$$\Delta F = (0,88 - 0,34) + (0,55 - 0,22) = 0,31 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{530}{500} = 1,06 \quad \Delta F < F_{adm} \text{Condition vérifiée.}$$

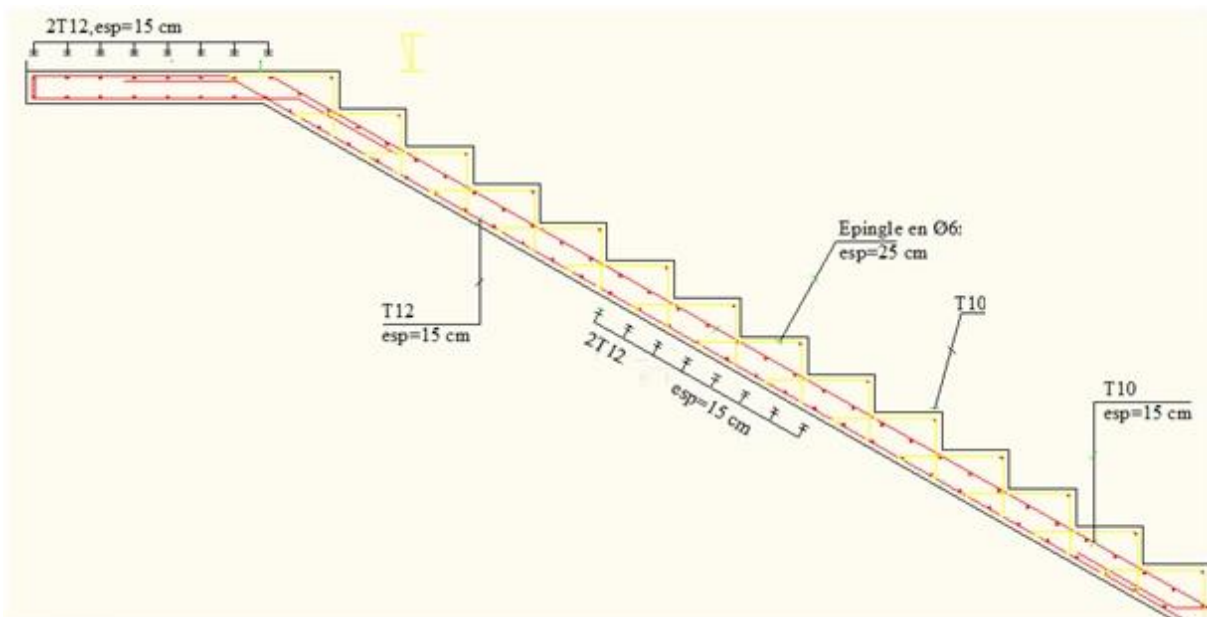


Figure III.10 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 1(cas volée 1)

- Pour la 2 et 3ème volée :

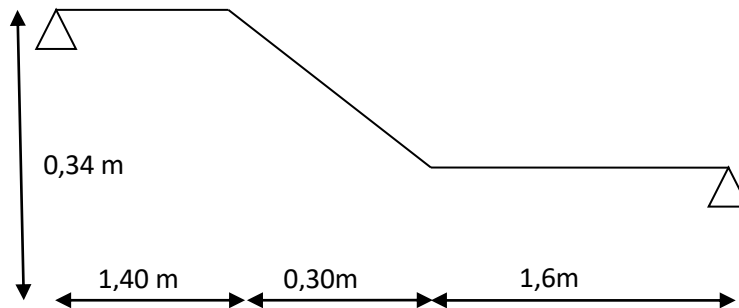


Figure III.11 : Schéma statique de l'escalier type 1 (cas de volée 2 et 03).

III.4.4 Dimensionnement

Marches et contre marches :

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n-1}$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left(\frac{L}{n-1} \right) + 2 \times \frac{H}{n}$$

$$\text{Et puis : } mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{Avec : } m = 66\text{cm} , H = 34\text{ cm et } L = 30\text{ cm}$$

$$\text{Donc l'équation (2) devient : } 66n^2 - 164n + 68 = 0$$

La solution de l'équation est : $n = 2$ (nombre de contre marche)

Donc : $n - 1 = 1$ (nombre de marche)

$$h = \frac{34}{2} = 17 \Rightarrow h = 17\text{ cm. et } g = \frac{L}{n-1} = 30\text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

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

L'inégalité vérifiée, on a : 1 marches avec $g = 30\text{ cm}$ et $h = 17\text{ cm}$.

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

Épaisseur de la volée (e_v) :

$$\frac{1}{30} \leq e_v \leq \frac{1}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \Rightarrow \frac{30}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{30}{20 \times 0,87}$$

$$\Rightarrow 1,15 \leq e_v \leq 1,72 \Rightarrow e_v = 15 \text{ cm}$$

Épaisseur du palier (e_p) :

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{15}{0,87} = 17,24 \text{ cm} \Rightarrow e_p = 17 \text{ cm}$$

III.4.4.1 Descente de charges :

- **Paillasse :**

$$\begin{cases} \text{Charge permanente : } G = 5,88 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Surcharge : } Q = 2,50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur

$$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5G = 11,68 \text{ kN/m} \\ q_{\text{ser}} = G + Q = 8,38 \text{ kN/m} \end{cases}$$

- **Palier :**

$$\begin{cases} \text{Charge permanente : } G = 5,88 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Surcharge : } Q = 2,50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur

$$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5G = 8,89 \text{ kN/m} \\ q_{\text{ser}} = G + Q = 6,31 \text{ kN/m} \end{cases}$$

III.4.4.2 Calcul des sollicitations

$$\frac{q_{\text{paillasse}} - q_{\text{palier}}}{q_{\text{palier}}} = \frac{11,68 - 8,89}{8,89} = 0,31 > 10 \%$$

On garde le schéma statique réel.

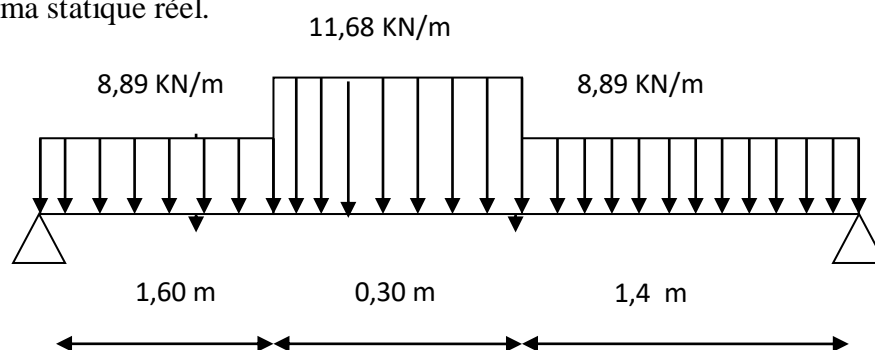


Figure III.12 : Schéma statique des charges de l'escalier type 1 (cas de volée 2et3)

Les réactions d'appuis :

$$\sum \frac{F}{y} = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 11,68 \times 0,30 + 8,89 \times 1,40 + 8,89 \times 1,60 = 30,17$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_b 3,30 = (8,89 \times 1,60 \times 0,8) + (11,68 \times 0,30 \times 1,75) + (8,89 \times 1,4 \times 2,6)$$

$$R_b = \frac{49,863}{3,30} = 15,11 \text{ KN}$$

$$R_a = 15,06 \text{ KN}$$

Moment fléchissant max :

$$M(x) = 15,06 x - 8,89 \times 1,6(x - 0,8) - 11,68 \times 0,30 (x - 1,45) - 8,89 \left(\frac{(x - 1,9)^2}{2} \right)$$

Position du moment max :

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = \frac{d \left[15,06 x - 8,89 \times 1,6(x - 0,8) - 11,68 \times 0,30 (x - 1,45) - 8,89 \left(\frac{(x - 1,9)^2}{2} \right) \right]}{dx}$$

$$T(x) = 15,06 - 14,22 - 3,56 - 8,89x + 16,89$$

$$\text{Pur } T(0) \rightarrow x = 1,59 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_{\max} = M(1,59)$$

$$M_{\max} = 11,79 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$0 \leq x \leq 1,60$$

$$T(x) = 15,06 - 8,89 \times x$$

$$T(0) = 15,06 \text{ Kn}$$

$$T(1,60) = 0,836 \text{ KN}$$

$$1,60 \leq x \leq 1,90$$

$$T(x) = 15,06 - 14,22 - 11,68 \times (x - 1,60)$$

$$T(1,60) = 0,84 \text{ KN}$$

$$T(1,9) = -2,66 \text{ KN}$$

$$0 \leq x \leq 1,4$$

$$T(x) = 8,89x - 15,11$$

$$T(0) = -15.11$$

$$T(1,4) = -2,66 \text{ Kn}$$

Diagrammes M et T :

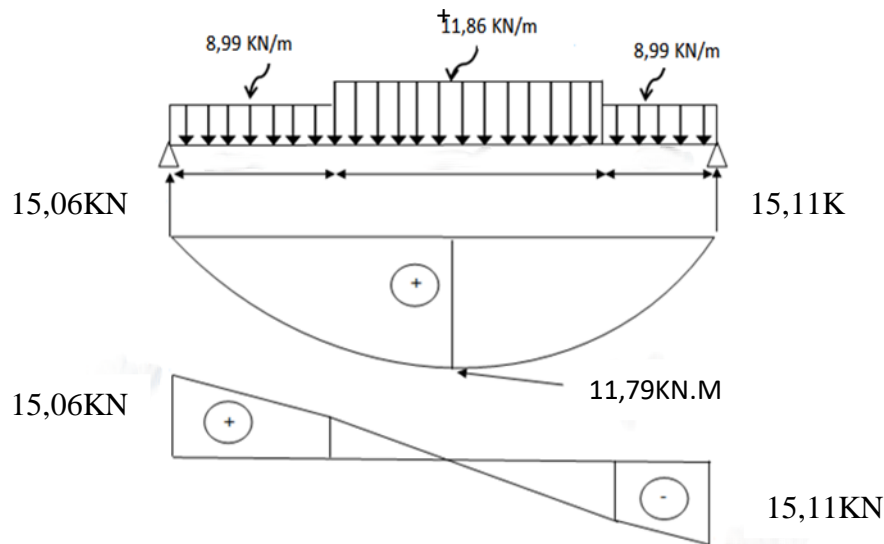


Figure III.13 :Diagrammes Moments et efforts tranchant de l'escalier type 1 (cas volée 2et3)

III.4.4.3 Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U :

$$\text{On a : } M_{\max} = 11,79 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 10,01 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{\max} = 4,71 \text{ kN.m}$$

III.4.4.4 Ferrailage de l'escalier :

a) En travée :

- Le moment ultime

$$M_t = 10,01 \text{ kN.m} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0,9h = 13,5 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

- Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11,79 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,045 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,978$$

• **La section d'acier**

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,79 \times 10^3}{0,978 \times 13,5 \times 348} = 2,56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4T12** avec : $A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4T10** avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

b) En appuis :

$M_a = 4,72 \text{ KN.m}$; $h = 17 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 15,3 \text{ cm}$; $b = 1 \text{ m}$

• **Le moment réduit μ :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11,25 \times 10^3}{100 \times 15,3^2 \times 14,17} = 0,033 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,983$

• **La section d'acier :**

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,72 \times 10^3}{0,983 \times 15,3 \times 348} = 0,90 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **2T12** avec : $A_{adm} = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 0,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **2T10** avec : $A_{adm} = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 15 \text{ cm}$

III.4.4.5 Vérifications :

• **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,14 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_{min} = \frac{1,63 \text{ cm}^2}{\text{ml}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Justification vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{15,06 \times 10}{100 \times 9} = 0,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification au niveau des appuis**

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left((15,06) + \frac{4,71 \times 10^2}{0,9 \times 13,5} \right) = 1,54 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,54 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.4.6 Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{tmax} = 8,66 \text{ kN.m} ; \quad \text{déterminé par méthode des coupures (RDM)}$$

$$M_{tser} = 0,85 \times M_{tmax} = 7,36 \text{ kN.m}$$

$$M_{aser} = 0,4 \times M_{tmax} = 3,46 \text{ kN.m}$$

a) En travée :

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 67,8y - 915,3 = 0 \rightarrow y = 3,65 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

- **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,65^3}{3} + (15 \times 4,52)(13,5 - 3,65)^2 = 8199,03 \text{ cm}^4$$

- **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{7,36 \times 10^3}{8199,02} \times 3,65 = 3,27 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3,27 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) En appuis :

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

- **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14)(15,3 - 3,13)^2 = 7998,07 \text{ cm}^4$$

- **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{3,46 \times 10^3}{7998,07} \times 3,13 = 1,35 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,35 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{17}{140} = 0,121 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow 0,002 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Calcul de la flèche :**

$$f_{ji} = 0,18 \text{ cm}, f_{gi} = 0,17 \text{ cm}, f_{qi} = 0,27 \text{ cm}, f_{gv} = 0,39 \text{ cm},$$

$$\Delta F = F_v - F_j + F_p - F_g$$

$$\Delta F = (0,88 - 0,34) + (0,55 - 0,22) = 0,31 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{330}{500} = 0,66 \Delta F < F_{adm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

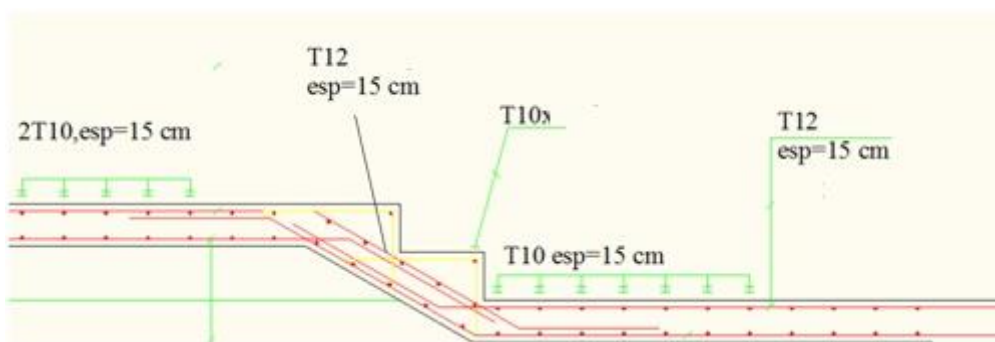


Figure III.14 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 1 (cas volée 2 et 3)

III.4.5 Poutre palière :**III.4.5.1 Dimensionnement :**

Selon BAEL91 le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \quad 30,66 < h < 46 \text{ cm}$$

On prend $h = 40 \text{ cm}$ donc $d = 0,9(40) = 36 \text{ cm}$

$$0,3 d < b < 0,4 d \rightarrow 10,8 < b < 14,4 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}$$

Les vérifications des conditions du RPA 99/2003

$h = 40 \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée

$b = 30 > 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée

$\frac{h}{b} = 1 < 4$ Condition vérifiée

Donc la section est **(30X40) cm²**

Charge supportées par la poutre :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 0,3 \times 0,4 \times 25 \times 1 \text{ m} = 3 \text{ kN/ml}$
- Poids du mur situé sur la poutre : $G_m = 2 \times 3,06 \times 1 \text{ m} = 6,12 \text{ kN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ kN/m}$
- Réaction du palier : ELU : $R_b = 15,11 \text{ kN}$

$$\text{ELS : } R_b = 6,68 \text{ kN}$$

$$Q_u = [1,35(3 + 6,12 + 15,11) + 1,5(2,5)] = 36,46 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{ser} = 3 + 6,12 + 6,68 + 2,5 = 18,3 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul des sollicitations à l'E.L.U :**

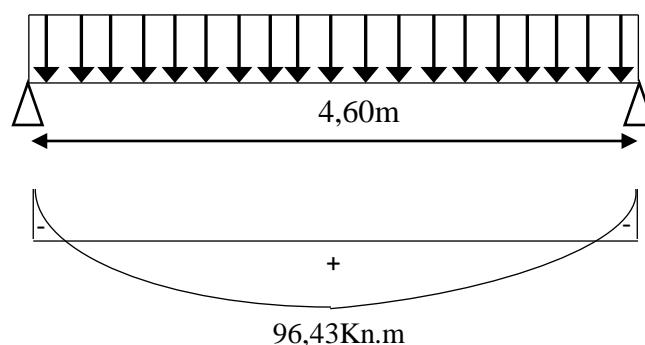


Figure III.15. Diagramme des moments que subit la poutre palière

$$M_0 = \frac{Q \cdot L^2}{8} = \frac{36,46(4,6)^2}{8} = 96,43 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 (96,43) = 81,97 \text{ kN.ml}$$

$$M_a = 0,4 (96,43) = 38,57 \text{ kN} \cdot \text{ml}$$

III4.5.2 Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

$$\text{On a : } b = 30\text{cm} ; h = 40\text{cm} ; d = 0,9(40) = 36\text{cm}$$

a) En travée :

$$M_t = 81,97\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\mu = \frac{81,97 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,148$$

$$\beta = 0,919$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \frac{81,97 \times 10^3}{0,919 \times 36 \times 348} = 7,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{\min} < A_s$ Condition vérifiée

$$A_s = 5,79 \rightarrow \text{Le choix : } 3\text{T}14 + 2\text{T}12 = 6,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) Sur appuis :

$$M_a = 38,57\text{KN}\cdot\text{m}$$

$$\mu = \frac{38,57 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,070$$

$$\beta = 0,964$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \frac{38,57 \times 10^3}{0,962 \times 36 \times 348} = 3,19 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A_{\min} < A_s \text{Condition Vérifiée}$$

Le choix : $3\text{T}14 = 4,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$

III4.5.3 Vérification ELS :

$$Q_{ser} = 18,3 \text{ kN/ml}$$

$$M_{0ser} = 48,40 \text{ kN} \cdot \text{ml}$$

$$M_{tser} = 41,14 \text{ kN} \cdot \text{ml}$$

$$M_{aser} = 19,36 \text{ kN} \cdot \text{ml}$$

a) En Travée :

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **La position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15As(d - y) = 15y^2 - 15(4,52)(36 - y) = 0$$

$$\rightarrow 15y^2 + 67,8y - 2440,8$$

$$y_1 = \frac{-101,7 + 418,45}{2(15)} = 10,69 \text{ cm}$$

$$y = 10,69 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

- **Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nAs(d - y)^2 = \frac{30}{3}(10,69)^3 + 15(4,52)(36 - 10,56)^2 = 56095,84 \text{ cm}^2$$

- **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\delta_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{41,14 \times 10^3}{56095,84} \cdot 10,69 = 7,83 \text{ Mpa}$$

$$\delta_{bc}^- = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\delta_{bc} < \delta_{bc}^- \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Justification vis-à-vis de T :**

$$T_u = \frac{QL}{2} = \frac{36,46 \times 4,6}{2} = 83,85 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{83,85 \times 10^3}{300 \times 360} = 0,78 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa}; \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Il n'ya pas de risque de cisaillement.

- **Ferrailage des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_L\right\} \leq \min\{11,43; 30; 10\} \quad \phi_t = 8,57$$

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

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\} = 24,3; \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

D'après le RPA 99/2003

❖ **Zone nodale:**

$$S_t \leq \min\{15 \text{ cm}; 10\phi_L\} = 10 \text{ cm}$$

❖ **Zone courante :**

$$S_t \leq 15\phi_L \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification de la section d'armatures minimales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\text{Max} \{0,39; 0,4\} = 0,40 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,39 \times 30}{235} = 0,050 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3 K f t_{28}}{0,9(\sin \alpha + \cos[\alpha])} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,78 - 0,3 \times 2,1) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,024 \text{ cm}$$

On prend : 0,030 cm

$$A_t = 0,030 S_t ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm} ; A_t \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **L'ancrage des armatures tendues :**

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{ij} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

- **La longueur de scellement droit L_s :**

$$L_s = \frac{\phi_l \times f_e}{4 \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,30 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à $r = 5,5 \phi_L = 7,7 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\phi}{2} + r \right) = 36 - (3 + 0,7 + 7,7) = 24,6 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,30 - 2,19(7,7) - 24,6}{1,87} = 7,84 \text{ cm}$$

III4.5.4 Calcul de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{460} > \frac{1}{16} \rightarrow 0,086 > 0,06 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{L} > \frac{M_{t \text{ ser}}}{10 \times M_{0 \text{ ser}}} \rightarrow \frac{40}{460} \geq \frac{41,14}{10 \times 48,4} = 0,087 > 0,085 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{4,52}{30 \times 36} \leq 4,2 (400) \rightarrow 0,004 < 0,105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre IV :

Etude des planchers

IV.1.Introduction :

Un plancher est un élément de structure généralement de surface plane, destinier à limiter les étages et supporter les revêtements de sols, ses fonctions principales sont :

- Supporter son poids propre et les surcharges d’exploitation.
- Transmettre les charges aux éléments porteurs (poteaux, murs, voiles)
- Assurer l’isolation thermique (en particulier pour les locaux situé sous la terrasse ou ceux situé sous vide sanitaire) et acoustique (étanchéité au bruit) entre les différentes étages.
- Rigidifier la structure et participer à la résistance (répartition des efforts horizontaux)

IV.2.Dimensionnement des poutrelles

Notre projet étant une construction courante à une surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{KN/m}^2$).

La hauteur du plancher est **20cm** soit **(16+4) cm**

- 16cm : corps creux
- 4cm : dalle de compression

Les poutrelles sont disposées perpendiculaires au sens porteur avec un espacement de 65cm entre axes.

Hauteur du plancher : **h_t=20 cm**

Épaisseur de la nervure : **b₀=12 cm**

Largeur de la dalle de compression: **h₀=04cm**

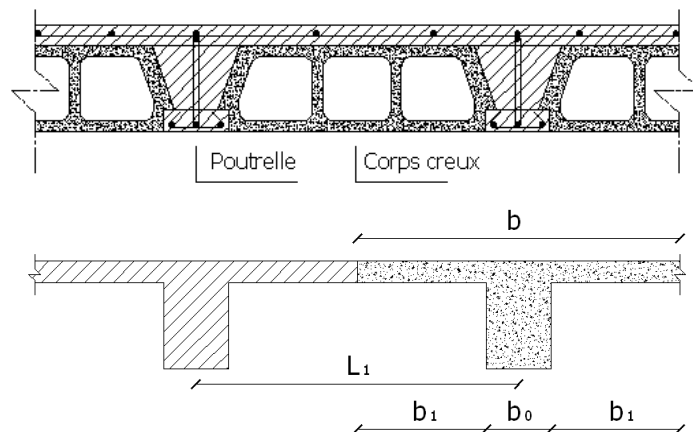


Figure IV.1 : Plancher à corps creux

IV.2.1.Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes:

$b = 2b_1 + b_0$ (1)

La portée maximale est : $L = 4,70 \text{ m}$ $l_1 = 65 \text{ cm}$

$$b_1 = (b - b_0) / 2 = \min \begin{cases} b_1 \leq (l_1 - b_0) / 2 \\ b_1 \leq L / 10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \min \begin{cases} b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq 470 / 10 = 47 \text{ cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend: $b_1 = 26,5 \text{ cm}$.

(1) $\Rightarrow b = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$. Donc on prend dans le calcul **b = 65 cm**

IV-3-Méthode de calcul des poutrelles :

IV-3-1-Méthode forfaitaire :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles. Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée applicable pour les planchers courants si les conditions ci après sont satisfaites.

a) Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont remplies :

1. la charge d'exploitation $Q \leq \max (2G ; 5\text{KN/m}^2)$
2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
3. le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$$

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

b) Principe de calcul :

Il exprime les maximaux en travée et sur les appuis (droit et gauche) en fonction des moments fléchissants isostatiques "M₀" de la travée indépendante.

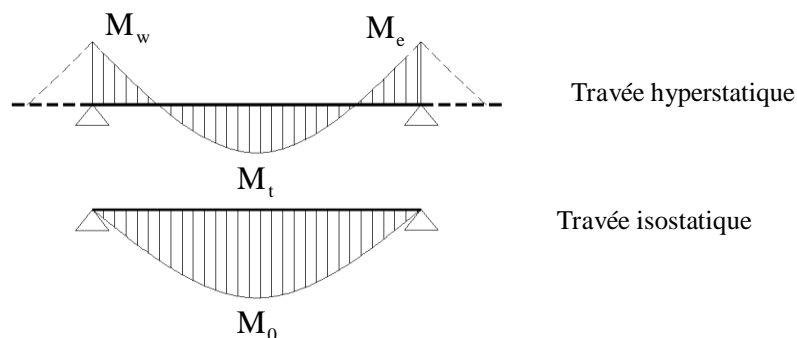


Figure IV.2 : Diagrammes du moment corrigé.

Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w , M_t , M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha)M_0] - (M_w+M_e)/2$.
- $M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0/2$ cas d'une travée intermédiaire.
- $M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0/2$ cas d'une travée de rive.

M_0 : Le moment maximal isostatique dans la travée indépendante.

M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée.

M_w : Le moment sur l'appui gauche de la travée.

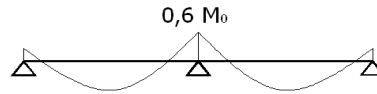
M_e : Le moment sur l'appui droit de la travée.

α : $Q / (G+Q)$ le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations.

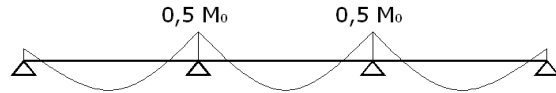
c) Les valeurs des moments aux appuis

Les valeurs absolues des moments sur appuis sont évaluées selon le nombre des travées :

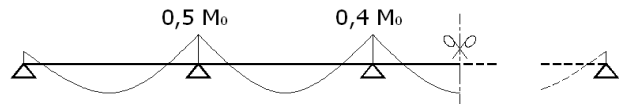
- Poutre continue à deux travées :



- Poutre continue à trois travées :



- Poutre continue à plus de trois travées:



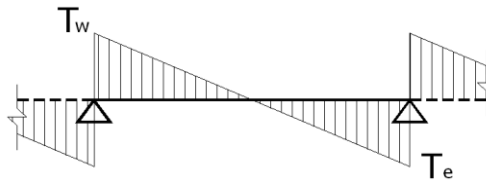
d) Efforts tranchants :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épaisseur d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

- $T_w = (M_w - M_e) / l + Ql / 2$

- $T_e = (M_w - M_e) / l - Ql / 2$



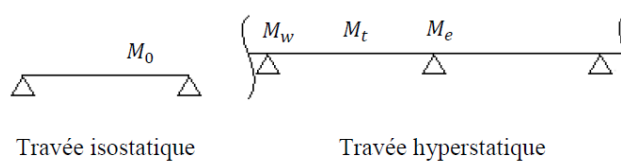
IV-3-2 - Méthode de Caquot Minoré :

La méthode de Caquot minorée est utilisée lorsque l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. Cette méthode consiste à appliquer la méthode de Caquot pour les planchers à charge d'exploitation élevée en multipliant la part des moments sur appui provenant des seules charges permanentes par un coefficient variant entre 1 et 2/3.

a) Principe de calcul de la méthode de Caquot Minoré :

La méthode de Caquot consiste à calculer le moment sur chaque appui d'une poutre continue. La poutre continue est assimilée, pour le calcul des moments sur appuis, à une succession de poutres à deux travées de part et d'autre de l'appui étudié, la méthode de Caquot tient compte de cela en remplaçant les portées réelles par des portées fictives.

Il exprime les maximaux des moments en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques M_0 de la travée indépendante.



Avec :

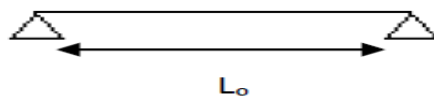
M_0 : Moment max de la travée indépendante ;

M_t : Moment max de la travée étudiée ;

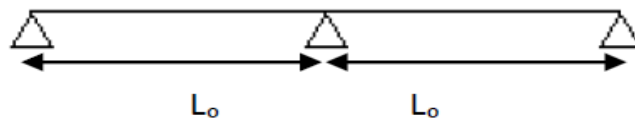
M_W : Moment sur l'appui gauche de la travée ;

M_e : Moment sur l'appui droit de la travée.

- Cas d'une seule travée



- Cas de 2 travées



- Cas de plus de 3 travées



L_0 : Longueur réel (pour les travées de rive sans porte à faux) ;

L' : longueur fictifs (pour les travées intermédiaires) : $L' = L_0 \times 0,8$.

- Évaluation des moments

$$\begin{cases} M_{\text{app}} = -\frac{q \times L_W^3 + q \times L_e^3}{8,5 \times (l_W + l_e)} \\ M_{\text{trav}} = \frac{q \times L^2}{8} - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_W - M_e)^2}{2q \times l^2} \end{cases}$$

M_W : Moment sur l'appui de gauche ;

M_e : Moment sur l'appui de droite.

• **Évaluation de l'effort tranchant**

$$\begin{cases} T_W = \frac{M_W - M_e}{1} + \frac{q \times L}{2} \\ T_e = \frac{M_W - M_e}{1} - \frac{q \times L}{2} \end{cases}$$

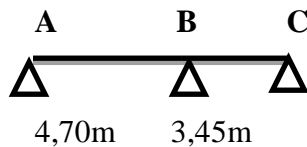
IV.4.Calcul du ferrailage :

IV.4.1.Planchers étages courant :

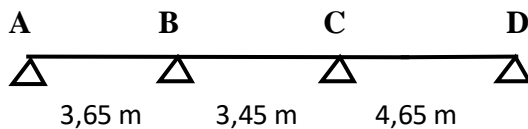
IV.4.1.1. Etude des poutrelles Planchers étages courants :

On a (04) types dans les étages courants selon le nombre et des longueurs des travées
Selon le nombre et des longueurs des travées sont les suivantes :

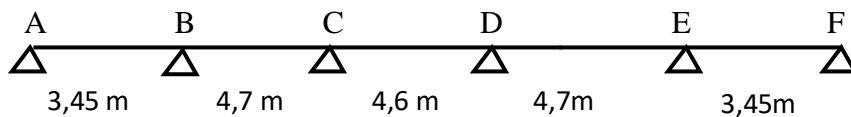
➤ **Type: 01**



➤ **Type: 02**



➤ **Type :03**



➤ **Type: 04**

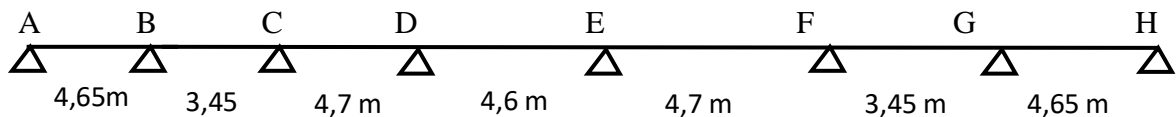


Figure IV.3 les types des poutrelles de étage courant

IV.4.1.2 Les combinaisons de charges:

Les charges revenantes aux poutrelles : (Le calcul se fait pour une bande de 0,65 m)

• **Plancher RDC au 6^{eme}étage:**

$$\begin{cases} G = 5, 16.0,65 = 3,35 \text{ kN/mL} \\ Q = 1, 50.0,65 = 0,98 \text{ kN/mL} \end{cases} \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,99 \text{ kN/mL.} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,33 \text{ kN/mL.} \end{cases}$$

✓ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1- la charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5KN/m^2)$

$G = 5,16KN/m^2 ; Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,32 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Tableau IV.1 le rapport entre les travées successives

Travées	A-B	B-C	B-C	C-D
Portée	3,65	3,45	3,45	4,65
Rapport	1,05		0,74	

$0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$ condition non vérifiée

2- Poutrelle à inertie constante ($I=cte$).....condition vérifiée

3- Fissuration peu préjudiciable (cas de plancher étage).

Puisque le rapport $0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$

Plancher terrasse et Plancher étage courant : Fissuration considérée comme peu préjudiciable

La condition 3 est non vérifiée, donc on utilise **la méthode de CAQUOT MINORE** :

- Le calcul se fait à l'E.L.U exemple de calcul (type 3) :

Tableau IV.2 résultats des moments et effort tranchants à ELUR.

travée	L (m)	Q (kN/ml)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	V_w (kN)	V_e (kN)	X_{tm} (m)	M_t (kN.m)
AB	3,65	5,99	0	- 11,56	14,10	-7,76	1,30	5,06
BC	2,76	5,99	-7,66	-7,66	8,27	-8,26	1,38	-1,96
CD	4,65	5,99	- 11,56	0	11,44	-16,41	2,74	10,93

- Le calcul se fait à E.L.S exemple de calcul (type 3) :

Tableau IV.3 résultats des moments et effort tranchants à ELS.

travée	L (m)	Q (kN/ml)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	V_w (kN)	V_e (kN)	X_{tm} (m)	M_t (kN.m)
AB	3,65	4,33	0	- 8,36	10,19	-5,61	1,30	3,65
BC	2,76	4,33	-5,54	-5,54	5,98	-5,97	1,38	-1,41
CD	4,65	4,33	- 8,36	0	8,27	-11,86	2,74	7,90

Tableau IV.4 récapitulatif des résultats obtenus aux planchers étages.

Usage	Type	ELU				ELS		
		M _{appui (rive)}	M _{appui (intermédiaire)}	M _{travée (Travé)}	Tu	M _{appui (rive)}	M _{appui (intermédiaire)}	M _{travée (Travé)}
		(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)
Terrasse inaccessible	01	2,48	12,52	10,81	16,74	1,79	9,06	7,82
	02	2,37	9,76	4,90	13,00	1,71	7,05	3,53
	03	1,5	11,56	10,93	14,10	1,08	8,36	7,90
	04	2,42	11,56	10,92	16,41	1,75	8,36	7,90
	Mmax	2,48	12,52	10,93	16,41	1,79	9,06	7,90

IV.4.1.3 Les sollicitations maximales à retenir pour le ferrailage sont :

ELU : $M_{t_{max}}=10,93\text{KN.m}$; $M_{a_{max}}= 12,52 \text{ KN.m}$; $V_{max}= 16.74 \text{ KN}$

ELS : $M_{t_{max}}=7,90\text{KN.m}$; $M_{a_{max}}= 9,06\text{KN.m}$

✓ **Ferrailage longitudinal : Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):**

a) **En travée :**

Moment équilibré par la table « M_t »

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

Avec :

$$\begin{cases} d = 0,9h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm} \\ F_{bc} = 0,85F_{c28} / \gamma_b = 14,17 \text{ Mpa} \\ b = 65 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

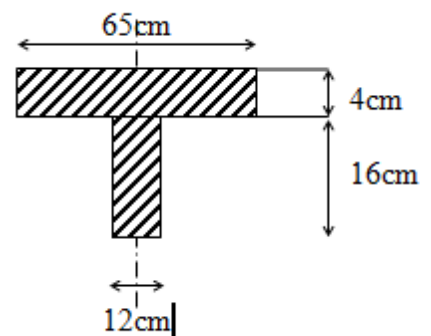


Figure IV.4 .Section de calcul

$$M_t = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 4/2) \times 10^{-3} = \mathbf{58,95 \text{ kN.m}}$$

$$M_{t_{max}} = 10,93 \text{ kN.m} < 58,95 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{10,93 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,036$$

$$\beta = 0,982$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10,93 \cdot 10^3}{0,982 \cdot 18 \cdot 348} = 1,78 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A \geq A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$1,78 \text{ cm}^2 \geq 1,41 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

$$\text{On prend } A_a = \max(A_{min}, A) = 1,78 \text{ cm}^2$$

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

b) En appuis:

- **Aux appuis intermédiaires :**

Puisque le béton tendu négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b₀ x h) = (12x20) cm²

$$M_{\text{appui-inter}} = 12,52 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{12,52 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,22$$

$$\beta = 0,874$$

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

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,52 \cdot 10^3}{0,874 \times 18 \times 348} = 2,26 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A \geq A_{min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 180 \times 2,1}{400} = 0,21 \text{ cm}^2$$

$$2,26 \text{ cm}^2 > 0,21 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

$$\text{On prend } A_a = \max(A_{min}, A) = 2,30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } A_{s \text{ cal}} = 2,30 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,21 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Choix : on adopte: **3T12chap (soit 3,39 cm²)**

• Aux appuis de rive :

$$M_{\text{appui-de rive}} = 2,48 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{2,48 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,045$$

$$\beta = 0,978$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,48 \cdot 10^3}{0,978 \times 18 \times 348} = 0,40 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité:

$$A_{\text{min}} = b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\Rightarrow A_{\text{min}} [0,24; 0,26]$$

$$A_{\text{min(inter)}} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{a doptif}} = \max(A_{\text{min}}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 0,40) = 0,40 \text{ cm}^2.$$

on adopte 1T12=1,13cm²

• Vérification de l'effort tranchant :

$$Vu = 16,41 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} \quad (\text{Art A-5.1.1})$$

$$\tau_u = \frac{16,41 \times 10^3}{100 \times 180} = 0,91 \text{ Mpa}$$

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

Fissuration peu nuisible **Art A.5.1. 211 BAEL91**

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

$$\tau_u = 0,91 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

• Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\frac{0,2}{3,06} \geq \frac{10,93}{15 \times 16,53}$$

$$0,06 \geq 0,044 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$\frac{20}{306} = 0,065 \geq 0,044 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3,6}{F_e}$$

$$\frac{3,39}{65 \times 18} = 0,002 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \text{Condition Vérifiée}$$

IV.4-1-4 Ferrailage transversal art.A.7.2.2 / BAEL91 :

Diamètre des armatures transversal:

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{lmin} \right\}$$

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 10 \right\} = 5,71$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\phi = 6 \text{ mm}$ on adopte **2Ø6 = 0,57cm²**.

- **Calcul de l'espacement : art.A.5.1,22 / BAEL91**

St: Doit être égale à la plus petite valeur des trois suivantes :

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

K=1 \Rightarrow flexion simple ou pas reprise de bétonnage $\alpha = 90^\circ$ (Les armatures sont perpendiculaires)

$$\text{On obtient } \begin{cases} S_t \leq 0,8 \times 235 \times \frac{0,57}{12 \times (0,91 - 0,3 \times 2,1)} = 111,69 \text{ cm} \\ S_t \leq \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16,2 \\ S_t \leq \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 12} = 47,5 \text{ cm} \end{cases}$$

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

Selon le RPA99 modifié 2003 articles 7.5.2.2

$A_t = 0,003 \cdot s \cdot b$

$$A_{tmin} = 0,003 \times s_t \times b = 0,003 \times 15 \times 12 = 0,54 \text{ cm}^2$$

$A_t = 0,57 \text{ cm}^2 > A_{tmin} = 0,54 \text{ cm}^2$ Condition Vérifiée

- **Pour appui de rive :**

Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis **Art : A. 5 .1 .313/ BAEL91**

Influence sur le béton : on doit vérifier que

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

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 180 \times 120 \frac{25}{1,5} \times 10^{-3} = 129,6$$

16,41 KN \leq 129,6 KN Condition Vérifiée

- **Pour appui intermédiaire :**

Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures Art : A.5.1,321/ BAEL91

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

$$A_s \geq \frac{1,15}{400} \left[16,41 + \frac{12,52 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right] = 0,26 \text{ cm}^2$$

3,39 cm² > 0,26 cm²..... Condition Vérifiée

Les armatures ne sont soumises à aucune traction, donc pas de vérification à effectuer.

IV.4.1.5 Vérification de liaison de table de compression à la nervure Art : A.5.1.321 BAEL91 :

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

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$\frac{16,41 \times 26,5 \times 10}{0,9 \times 65 \times 18 \times 4} = 1,03 \text{ Mpa} \leq \frac{0,2 \times 25}{1,5} = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

IV.4.2 Vérification des contraintes à L'ELS :

a) **Sur travée :**

Moment service	M _{ser}	7,9 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3,39}{65} = 0,78 \text{ cm}$ $E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \times 0,78 \times 18 = 28,08 \text{ cm}^2$ $Y = -0,78 + \sqrt{0,78^2 + 28,08} = 4,58 \text{ cm}$	4,58 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (65 \cdot (4,58)^3 / 3) + 15 \times 3,39 (18 - 4,58)^2$ $= 11239,46 \text{ cm}^4$	11239,46 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,70 Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y$	3,22 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	140,91 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$	3,22 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s = \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ Mpa}$	140,91 < 400

b) Sur appuis

Moment service	M_{ser}	9,06 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{2.26}{65} = 0.52 \text{ cm}$ $E = 2.D.d = 2 \times 0.52 \times 18 = 18,77 \text{ cm}^2$ $Y = -0.52 + \sqrt{0.52^2 + 18,77} = 3,84 \text{ cm}$	3,84cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (65.(3,84)^3/3) + 15 \times 2.26(18-3,84)^2 = 8020,58 \text{ cm}^4$	8020,58cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	1,13 Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	4,34 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	240,01 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	4,34 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s = \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ Mpa}$	240,01 < 400

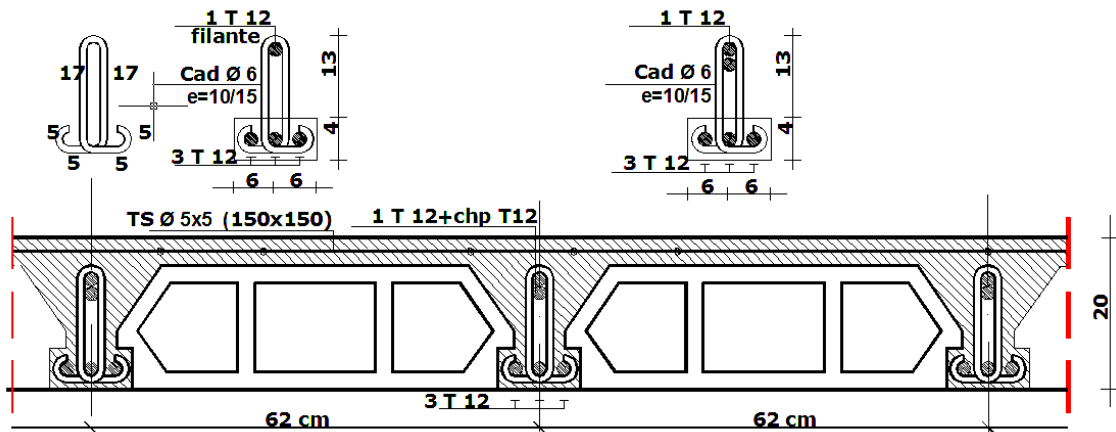


Figure IV.5 : Schémas ferrailage des poutrelles Plancher étage courant.

IV.4.3 Ferrailage de la dalle de compression :

$$A = 4 \frac{L}{f_e}$$

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

$$f_e = 500$$

$$A = 4 \frac{L}{f_e} = 4 \frac{65}{500} = 0,52 \text{ cm}^2$$

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés de (150x150) de diamètre $\varnothing 6$

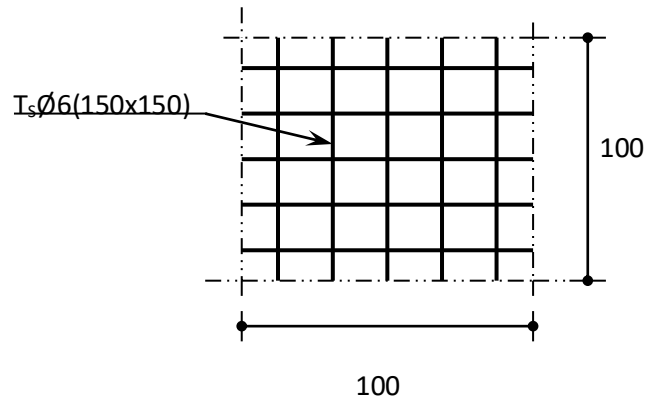


Figure IV.6. Schéma de ferrailage

IV.5 Calcul du ferrailage :

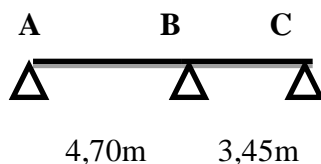
IV.5.1 plancher terrasse :

IV.5.1.1 Etude des poutrelles plancher terrasse :

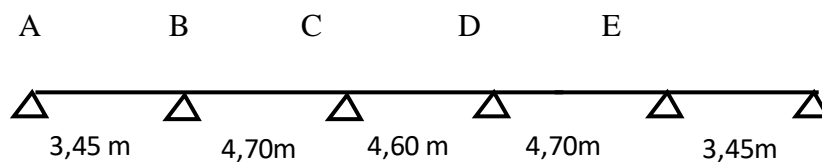
Vu que la 3^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d. la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode de Caquot Minoré.

Les types des poutrelles :

➤ Type: 01



➤ Type: 02



➤ Type: 03

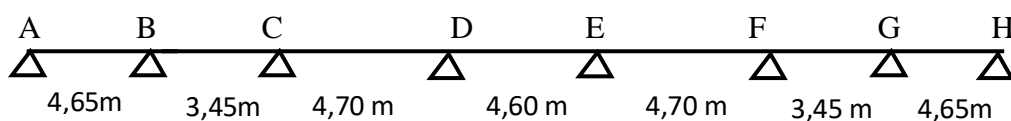


Figure IV.7 les types des poutrelles de terrasse

IV.5.1.2 Les combinaisons de charges:

Les charges revenantes aux poutrelles : (Le calcul se fait pour une bande de 0,65 m)

- **Plancher terrasse;**

$$\begin{cases} G = 5,48.0,65 = 3,56 \text{ KN/mL} \\ Q = 1,00.0,65 = 0,65 \text{ KN/mL} \end{cases} \quad \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,78 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,21 \text{ KN/mL.} \end{cases}$$

- **Le calcul se fait à l'E.L.U exemple de calcul (type 1) :**

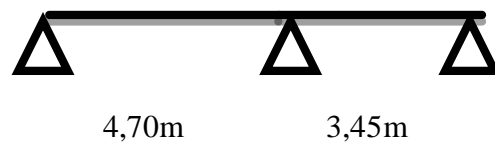


Figure .IV.8 : Type de poutrelle plancher terrasse

Tableau IV.5 résultats des moments et effort tranchants à ELUR.

travée	L (m)	Q (kN/ml)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	V_w (kN)	V_e (kN)	$X_{t,m}$ (m)	M_t (kN.m)
AB	4,70	5,78	0	- 12,08	16,15	-11,02	1,91	10,54
BC	3,45	5,78	-12,08	0	6,47	-13,47	2,33	3,61

- **Le calcul se fait à E.L.S exemple de calcul (type 1) :**

Tableau IV.6 résultats des moments et effort tranchants à ELS.

travée	L (m)	Q (kN/ml)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	V_w (kN)	V_e (kN)	$X_{t,m}$ (m)	M_t (kN.m)
AB	4,70	4,21	0	- 8,81	11,77	-8,01	1,91	7,6
BC	3,65	4,21	-8,81	0	4,74	-9,81	2,33	2,63

Tableau IV.7 récapitulatif des résultats obtenus aux planchers étages.

Usage	Type	ELU				ELS		
		M _{appui (rive)}	M _{appui (intermédiaire)}	M _{travée (Travé)}	Tu	M _{appui (rive)}	M _{appui (intermédiaire)}	M _{travée (Travé)}
		(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)
Terrasse inaccessible	01	2,39	12,08	10,54	16,15	1,74	8,81	7,60
	02	1,46	9,41	4,73	12,55	1,06	6,86	3,45
	03	2,34	11,16	10,54	15,84	1,70	8,13	7,68
	M _{max}	2,39	12,08	10,54	16,15	1,74	8,81	7,68

IV.5.1.3 Les sollicitations maximales à retenir pour le ferrailage sont :

ELU : $M_{t\ max}=10,54\text{KN.m}$; $M_{a\ max}= 12,08\ \text{KN.m}$; $V_{\max}= 16,15\ \text{KN}$

ELS : $M_{t\ max}=7,68\text{KN.m}$; $M_{a\ max}= 8,81\text{KN.m}$

Ferrailage longitudinal :

Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

a) En travée :

Moment équilibré par la table « Mt »

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} d = 0,9h = 0,9 \times 20 = 18\ \text{cm} \\ F_{bc} = 0,85F_c28/\gamma_b = 14,17\ \text{Mpa} \\ b = 65\ \text{cm} \\ h_0 = 4\ \text{cm} \end{cases}$$

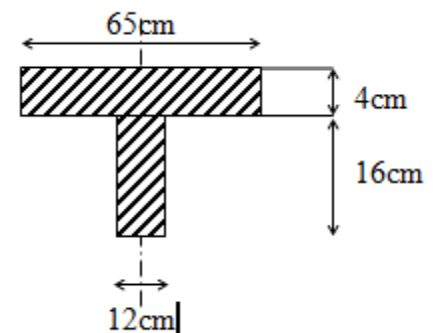


Figure IV.9 Section de calcul

$$M_t = 65 \times 4 \times 14,17 \cdot (18 - 4/2) \times 10^{-3} = \mathbf{58,95\ \text{KN.m}}$$

$$M_{t\ max} = 10,54\ \text{KN.m} < 58,95\ \text{KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (65 \times 20)\ \text{cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{10,54 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,035$$

$$\beta = 0,983$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10,93 \cdot 10^3}{0,983 \cdot 18 \cdot 348} = 1,77 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité:**

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$1,77 \text{ cm}^2 \geq 1,41 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

$$\text{On prend } A_a = \max(A_{\min}, A) = 1,77 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix } 3\text{T}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

b) En appuis:

Aux appuis intermédiaires :

Puisque le béton tendu négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension ($b_0 \times h$) = (12x20) cm²

$$M_{\text{appui-inter}} = 12,08 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{12,08 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,219$$

$$\beta = 0,876$$

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

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,08 \cdot 10^3}{0,876 \times 18 \times 348} = 2,20 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91:**

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 120 \times 180 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$2,20 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

$$\text{On prend } A_a = \max(A_{\min}, A) = 2,20 \text{ cm}^2$$

Choix : on adopte: 3T12 (soit 3,39 cm²),

Aux appuis de rive :

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

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} \Rightarrow \frac{5,78 \times 4,7^2}{8} = 15,96$$

$$M_{\text{appui-de rive}} = M_0 \times 0,15 = 2,39 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{2,39 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,043$$

$$\beta = 0,979$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,39 \cdot 10^3}{0,979 \times 18 \times 348} = 0,38 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité:**

$$A \geq A_{min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 120 \times 180 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

0,38 cm² > 0,26cm² condition vérifié

On prend Aa = max (Amin, A) = 0,38cm²

on adopte 1T12=1,13cm²

IV.5.1.4 Vérification de l'effort tranchant :

$$Vu = 16,15 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} \quad (\text{Art A-5.1.1})$$

$$\tau_u = \frac{16,15 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,75 \text{ Mpa}$$

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

Fissuration peu nuisible **Art A.5.1. 211 BAEL91**

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

$$\tau_u = 0,75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\frac{0,2}{3,06} \geq \frac{10,93}{15 \times 15,96} \quad 0,065 \geq 0,045 \quad \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5} \quad \frac{20}{306} = 0,065 \geq 0,044 \quad \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3,6}{F_e} \quad \frac{3,39}{65 \times 18} = 0,002 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

IV.5.2 Ferrailage transversal art.A.7.2.2 / BAEL91 :

Diamètre des armatures transversal:

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{lmin} \right\}$$

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 10 \right\} = 5,71$$

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 : art.A.5.1,22 / BAEL91

S_t : Doit être égale à la plus petite valeur des trois suivantes :

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

$K=1 \Rightarrow$ flexion simple ou pas reprise de bétonnage. $\alpha = 90^\circ$ (Les armatures sont perpendiculaires).

$$\text{On obtient } \begin{cases} S_t \leq 0,8 \times 235 \times \frac{0,57}{12 \times (0,75 - 0,3 \times 2,1)} = 74,41 \text{ cm} \\ S_t \leq \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16,2 \\ S_t \leq \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 12} = 47,5 \text{ cm} \end{cases}$$

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

Armatures transversales : articles 7.5.2.2 RPA2003

$A_t = 0,003 \cdot s \cdot b$

$$A_{tmin} = 0,003 \times s_t \times b = 0,003 \times 15 \times 12 = 0,54 \text{ cm}^2$$

$A_t = 0,57 \text{ cm}^2 > A_{tmin} = 0,54 \text{ cm}^2$ Condition Vérifiée

a) Pour appui de rive :**Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis Art : A. 5 .1 .313/ BAEL91**

Influence sur le béton : on doit vérifier que

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

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 180 \times 120 \frac{25}{1,5} \times 10^{-3} = 129,6$$

16,15 KN \leq 129,6 KN Condition Vérifiée

b) Pour appui intermédiaire :

Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieurs Art : A.5.1,321/ BAEL91

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{1,15}{400} \left[16,15 + \frac{12,08 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right] = 0,26 \text{ cm}^2$$

2,20 cm² > 0,26 cm² Condition Vérifiée

Les armatures ne sont soumises à aucune traction, donc pas de vérification à effectuer.

Vérification de liaison de table de compression à la nervure Art : A.5.1.321 BAEL91 :

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0.9.b.d.h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$\frac{16,15 \times 26,5 \times 10}{0.9 \times 65 \times 18 \times 4} = 1,01 \text{ Mpa} \leq \frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

IV.5.3 Vérification des contraintes à L'ELS :

ELS : M_{t max} = 7,68 kN.m ; M_{a max} = 8,81 kN.m

a) Sur travée :

Moment service	M _{ser}	7,68 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3.39}{65} = 0,78 \text{ cm}$ $E = 2.D.d = 2 \times 0.78 \times 18 = 28,08 \text{ cm}^2$ $Y = -0.78 + \sqrt{0.78^2 + 28.08} = 4,57 \text{ cm}$	4,57 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (65 \cdot (4,58)^3 / 3) + 15 \times 3.39 (18 - 4,58)^2$ $= 11247.87 \text{ cm}^4$	11247.87 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,68 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	3,12 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	136,98 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	3,12 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s = \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$	136,98 < 400

b) Sur appuis

Moment service	M_{ser}	8,81 kN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{2.26}{65} = 0.52 \text{ cm}$ $E = 2.D.d = 2 \times 0.52 \times 18 = 18,77 \text{ cm}^2$ $Y = -0.52 + \sqrt{0.52^2 + 18,77} = 3,84 \text{ cm}$	3,84cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = (65.(3,84)^3/3) + 15 \times 2.26(18-3,84)^2 = 8023,97 \text{ cm}^4$	8023,97cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser}/I$	1,09 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	4,21 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$	231,51 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	4,21 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s = \bar{\sigma}_{sr} = 400 \text{ MPa}$	231,51 < 400

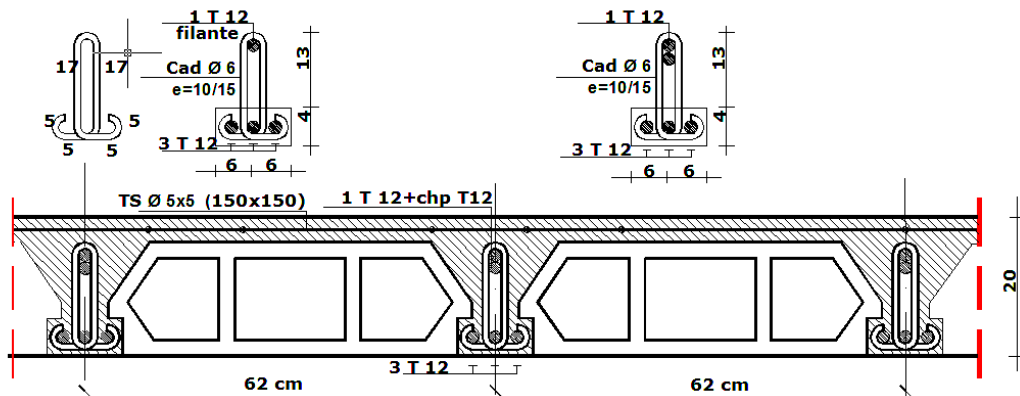


Figure IV.10 Schémas ferrailage des poutrelles Plancher Terrasse.

IV.5.4 Calcul du ferrailage de la dalle de compression :

Ce calcul est valable pour tous les planchers à corps creux de la construction, la dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres en treillis soudés, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 par mètre) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles :
- 33 cm (3 par mètre) pour les armatures parallèle aux poutrelles

- section minimale des armatures perpendiculaire aux poutrelles :

$$-A_{\perp} \geq 200/f_e \text{ (cm}^2/\text{ml)} \dots\dots\dots \text{si } L \leq 50\text{cm}$$

$$-A_{\perp} \geq 4l/f_e \text{ (cm}^2/\text{ml)} \dots\dots\dots \text{si } 50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$$

Avec L : l'écartement entre axe des nervures

- section minimale des armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq A_{\perp}/2 ; L = 0,65 \text{ m} ; f_e = 215 \text{ MPa}$$

$$50\text{cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 215 = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$A_{//} \geq 1,41/2 = 0,71 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend } A_{//} = 5 \phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc le quadrillage qu'on prendra est de section $5 \phi 6$

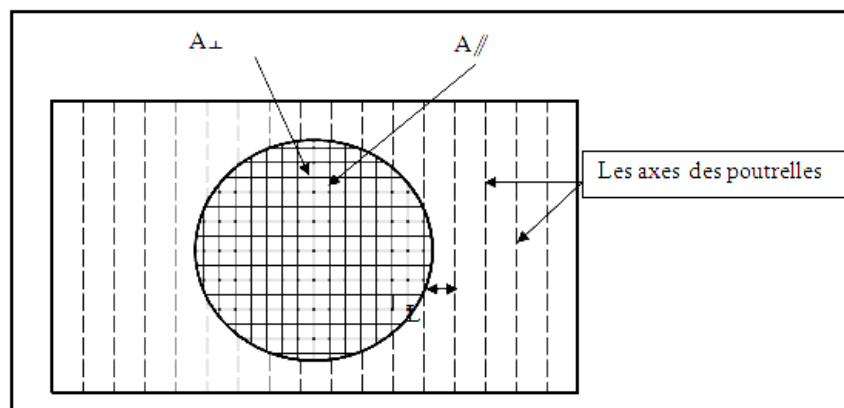


Figure IV.11: Ferrailage de la dalle de compression

Chapitre V :

Etude dynamique

V.1 Introduction :

Le 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.

V.2 Méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

V.2.1 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.2.2 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.3 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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0,20 \text{ sec}$$

Avec : N : le nombre de niveaux au dessus du sol ;
 T_K : la période du mode K ;
 K : nombre de modes retenus.

V.4 Modélisation de la structure étudiée :

V4.1 Présentation du logiciel :

Le programme « ETABS V9.7.4 » est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures par la méthode des éléments finis. Il offre les performances de technologie d'aujourd'hui, capacité de calcul et vitesse d'exécution.

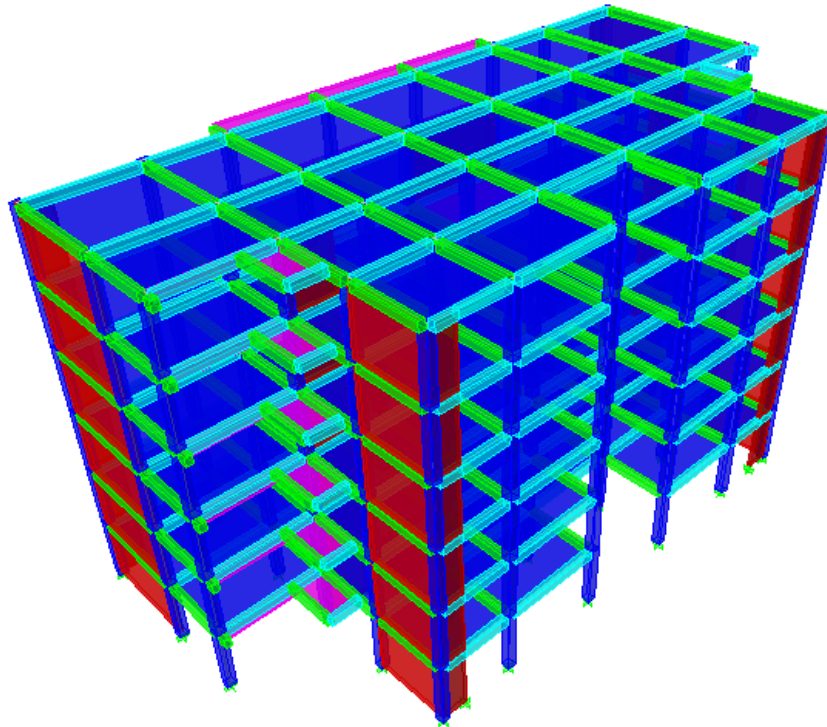


Figure.V.1 l'interface de l'ETABS V9.7.4

V.5 Disposition des voiles

Le système structurel choisi, c'est des portiques contreventés par des voiles en béton armé. 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.

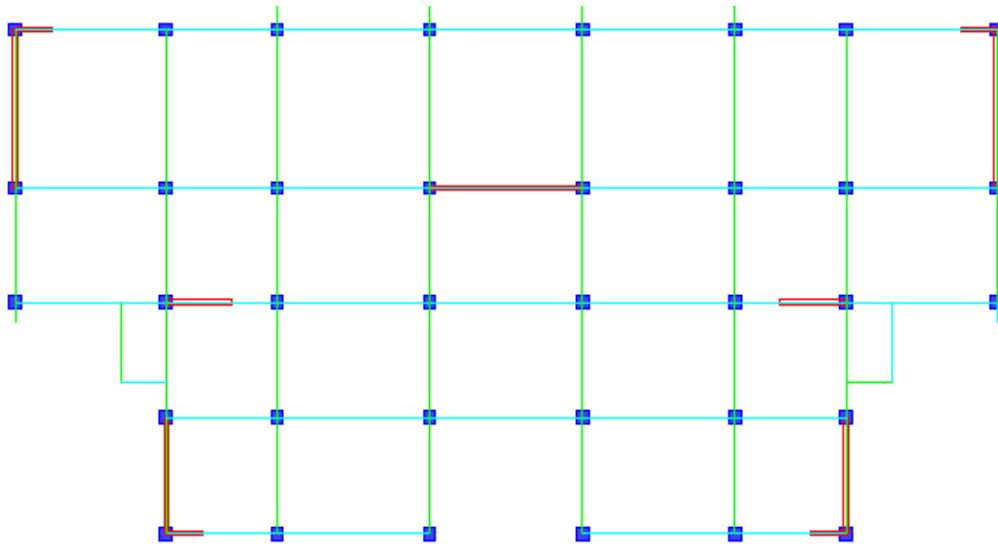


Figure.V.2 : Disposition des voiles dans la structure

Le bâtiment est classé irrégulier en plan, donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable. D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique IIa groupe d'usage 02. Nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul de structures (**ETABS V9.7.4**).

V.6. Calcul par la méthode spectrale :

V.6.1 Calcul des paramètres du spectre de réponse :

- ✓ A: Coefficient d'accélération de zone.

Il est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment donné par le tableau 4.1 inclut dans le règlement parasismique algérien. **A= 0,15** (Zone IIa – groupe d'usage 2).

- ✓ R: Coefficient de comportement :

Mixte Portique/voiles avec interaction R=5 (**tableau 4.3**)

- ✓ Facteur de qualité Q :

Q : facteur de qualité donnée par l'expression $Q = 1 + \sum Pq$ **Article 4 – 4 de RPA99**

P_q: Pénalité retenir selon le critère de qualité q

$$Q = 1 + \sum Pq = 1 + (0,00 + 0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,10) = 1,2$$

- ✓ ξ Pourcentage d'amortissement critique.

Il est donné par le tableau 4.2 inclut dans le règlement parasismique algérien $\xi = 7\%$

- ✓ η : facteur de correction d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0,88 \geq 0,7 \quad \text{Article 4-3 .RPA99}$$

- ✓ **T1, T2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Elles sont données par le tableau 4.7 inclut dans le règlement parasismique algérien. Pour un site meuble S₃ nous avons : T1 = 0.15 s ; T2 = 0.50 s

- ✓ Estimation de la période fondamentale de la structure T :

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4}$$

Avec : $C_T = 0,05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé).

$h_N : 18,96$ m (La hauteur totale de la structure).

$T = 0,45$ sec

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

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7)

$$T_x = \min \left\{ C_T \times h_N^{3/4}; 0,09 \times h_N / \sqrt{l_x} \right\} = \min(0,45; 0,30) = 0,30 \text{Sec}$$

$$T_x = 0,30 \text{Sec}$$

$$T_y = \min \left\{ C_T \times h_N^{3/4}; 0,09 \times h_N / \sqrt{l_y} \right\} = \min(0,45; 0,42) = 0,42 \text{Sec}$$

$$T_y = 0,42 \text{Sec}$$

✓ Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^2 & T_2 \leq T \leq 3 \text{sec} \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^2 \times \left(\frac{3}{T}\right)^5 & T \geq 3 \text{sec} \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

Site meuble (S3) $\Rightarrow T_2 = 0.50$ s (Tableau 4.7)

$$0 \leq T_x = 0,30 \leq T_2 = 0,50$$

$$0 \leq T_y = 0,42 \leq T_2 = 0,50$$

$$D_x = 2,5 \times \eta \Rightarrow 2,5 \times 0,88 = 2,2$$

$$D_y = 2,5 \times \eta \Rightarrow 2,5 \times 0,88 = 2,2$$

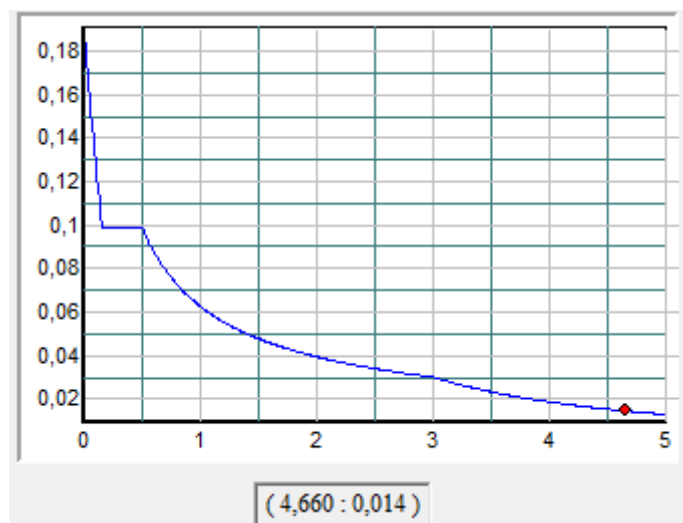


Figure.V.3 : spectre de repense.

V.6.2. Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \quad \text{RPA99version2003/formule 4.5}$$

AVEC :

W_{Gi} : Poids du aux charge permanentes ;

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation ;

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

V.6.3 Détermination des poids (W_t) de la structure :

Prenons comme exemple :

a- La terrasse:

S_t : la surface totale du plancher = 367,4 m²

Plancher..... $G \times S = (367,4) \times 5,48 = 2013,35 \text{ kN}$

Acrotère..... $P = G \times \Sigma L_i = 2,12 \times 110,1 = 233,41 \text{ kN}$

Poutre principale $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,30 \times 0,40 \times 25 \times 112,6 = 337,8 \text{ kN}$

Poutre secondaire..... $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,30 \times 0,30 \times 25 \times 136,1 = 408,3 \text{ kN}$

Les balcons $G \times S = 6,17 \times 20,86 = 128,70 \text{ kN}$

La somme total..... $\sum G = \mathbf{3121,56 \text{ kN}}$

$Q = Q \times S_t = 1 \times 367,4 = 367,4 \text{ kN}$

$w = G + \beta Q = 3121,56 + (0,2 \times 367,4) = \mathbf{3195,04 \text{ kN}}$

b- niveau RDC au 5ème étages:

S_t : la surface totale du plancher = 345,29 m²

Plancher..... $G \times S = 5,16 \times 345,29 = 1781,70 \text{ kN}$

Poteaux $n \times b \times h \times \gamma_b \times ht = 36 \times 0,40^2 \times 25 \times 3,06 = 440,64 \text{ kN}$

Poutre principale $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,30 \times 0,4 \times 25 \times 105,4 = 316,2 \text{ kN}$

Poutre secondaire..... $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,30 \times 0,4 \times 25 \times 136,1 = 408,3 \text{ kN}$

Les murs extérieurs..... $0,8 \times G_m \times (ht) \times \sum L = 0,8 \times 2,83 \times 3,06 \times 76,95 = 533,1 \text{ kN}$

Les murs voile..... $ep \times (ht) \times \gamma_b \times \sum L = 0,15 \times 3,06 \times 25 \times 29,2 = 335,07 \text{ kN}$

Escalier..... $(G_v \times S_v) + (G_p \times S_v) = (5,88 \times 6,3) + (3,81 \times 7,84) = 66,91 \text{ kN}$

Les balcons $G \times S = 6,17 \times 27,35 = 168,75 \text{ kN}$

La somme total $\sum G = \mathbf{4050,67 \text{ kN}}$

$Q = Q \times S_t = 1,5 \times 345,29 = 517,94 \text{ kN}$

$w = G + \beta Q = 4050,67 + (0,2 \times 517,94) = 4154,26 \text{ kN}$

Le poids total de la structure est de :

$W_t = 23966,34 \text{ kN}$

V.6.3 Combinaison des réponses modales :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} r \leq \frac{10}{\left(10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}\right)} \\ r = \frac{T_i}{T_j} \end{array} \right.$$

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 :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

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 :

$$E = \pm \sqrt{(|E_1| + |E_2|) + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

V.6.4 Caractéristiques géométriques de bâtiment :

Les valeurs de centre de rigidité et centre de masse données par logiciel ETABS sont montrées dans le Tableau V.1

Tableau V.1. Centre de rigidité et centre de masse de la structure.

Niveau	Poids KN	Masse sismique M(KN)	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité	
			X_{CM}	Y_{CM}	X_{CR}	Y_{CR}	e_x	e_y
RDC	4154,26	423,47	19,75	12,574	19,75	12,383	0	0,191
1	4154,26	423,47	19,75	12,574	19,75	12,725	0	0,151
2	4154,26	423,47	19,75	12,574	19,75	12,723	0	0,149
3	4154,26	423,47	19,75	12,574	19,75	12,638	0	0,064
4	4154,26	423,47	19,75	12,574	19,75	12,552	0	0,022
5	3195,04	325,69	19,75	12,625	19,75	12,493	0	0,131

Le RPA limité l'excentricité accidentelle à une valeur maximale de 5% de la plus grande dimension de la structure.

$$e = \max(e_{théorique}; e_{RPA}) = 5\%[L_{max} = 32,60] = 1,63 \implies \begin{cases} e_x = 1,63m \\ e_y = 1,63m \end{cases}$$

V.6.5 Caractéristiques dynamiques de bâtiment :

Le tableau V.2 résume toutes les données relatives aux périodes et les participations massiques de tous les modes (les valeurs données par ETABS).

Tableau V.2. Participation des masses cumulées.

Mode	Période	UX	UY	\sum UX	\sum UY
1	0,452896	72,7289	0	72,7289	0
2	0,36172	0	71,05	72,7289	71,05
3	0,264314	0,0016	0	72,7304	71,05
4	0,119884	17,6614	0	90,3919	71,05
5	0,084625	0	20,5648	90,3919	91,6147
6	0,061011	0,01	0	90,4019	91,6147
7	0,056071	5,6223	0	96,0242	91,6147
8	0,040143	0	5,5894	96,0242	97,2041
9	0,035455	2,4743	0	98,4985	97,2041
10	0,028947	0	0	98,4985	97,2041
11	0,026944	0	1,9625	98,4985	99,1666
12	0,026028	1,1388	0	99,6373	99,1666

V.7 Vérifications :

V.7.1 Vérifications de participation de la masse :

Le logiciel ETABS peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont

Tableaux V.3. Valeur de coefficient de participation modale de la structure

W_{tot} KN	Sens longitudinal $\sum \alpha_x$	Sens transversal $\sum \alpha_y$	Vérification
23966,34	90,3919 > 90%	91,6147 > 90%	Condition vérifiée

V.7.2 Vérification de la période : [RPA99version 2003/4.2.4.4] :

La valeur de (T) calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{dyn} = 0,45 \text{ sec} < 1,30 \times T_{st} = 1,30 \times 0,45 = 0,59 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois premiers modes de vibration sont comme suit :

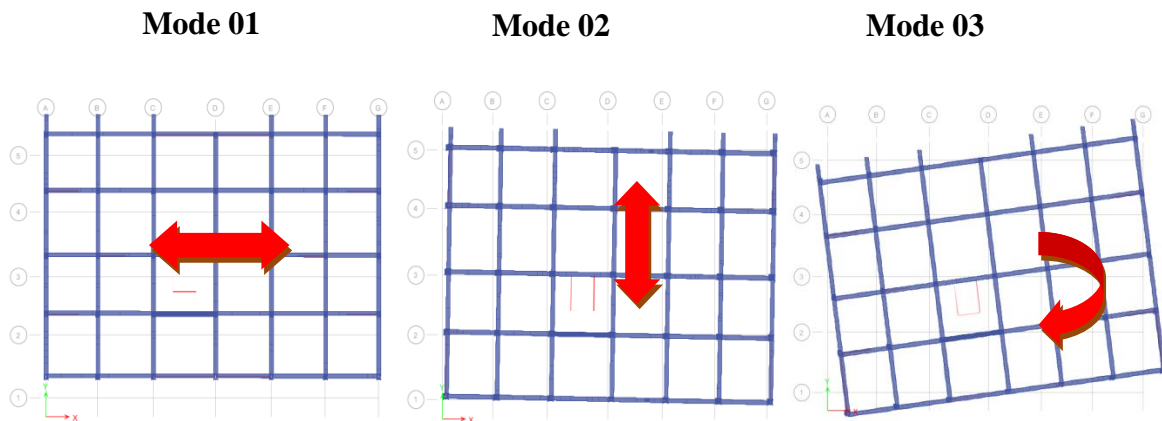


Figure V.4 : Modes principaux de la vibration.

V.7.3 Vérification la résultante des forces sismiques : [RPA99/V.2003/Art. 4.3.6]

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 :

$$0,8 \frac{V}{V_t}$$

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

$$0,8 \frac{V}{V_t} \times V_t$$

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.7.4 Calcul la force statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par la formule suivante:

$$\text{On a : } V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

$$V_x = \frac{A.D_x.Q}{R}.W_t = \frac{0,15 \times 2,2 \times 1,20}{5} \times 23966,34 = 1898,13 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A.D_y.Q}{R}.W_t = \frac{0,15 \times 2,2 \times 1,20}{5} \times 23966,34 = 1898,13 \text{ KN}$$

Tableaux V.4 Valeurs de V_{sta} et V_{dyn}

V_{sta} (kN)	V_{dyn} (kN)	$V_{dyn} > 0,8V_{sta}$	Vérification
$V_{stax}=1898,13$	$V_x=2012,61$	$2012,61 > 1518,50$	Condition vérifiée
$V_{stay}=1898,13$	$V_y=2036,17$	$2036,17 > 1518,50$	Condition vérifiée

V.8 Vérification au renversement :

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

M_s : Moment stabilisateur du aux charges verticales, $M_s = \frac{wl}{2}$

M_r : moment renversant obtenu depuis les résultats d'analyse par logiciel (ETABS).

W : Poids du bâtiment

- **Sens longitudinal :XX**

$$M_s = \frac{WLx}{2} \rightarrow M_s = 390651,34 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 24539,923 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 15,91 \geq 1,5 \dots\dots\dots\text{Conditions vérifier}$$

La stabilité au renversement est vérifiée dans le sens x

- **Sens transversal :YY**

$$M_s = \frac{WLy}{2} \rightarrow M_s = 195325,24 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 24908,149 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 7,84 \geq 1,5 \dots\dots\dots\text{Conditions vérifier}$$

La stabilité au renversement est vérifiée dans le sens y

V.9 Déplacement relatif admissible:

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, L'article 5.10 du **RPA 99/V.2003** exige à ce que les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1,0% de la hauteur d'étage.

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/V.2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages, En effet, selon l'article 5,10 du RPA99/V.2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec:

$$\bar{\Delta} = 0,01h_e \quad \text{et} \quad h_e : \text{Hauteur de l'étage,}$$

$$\text{Avec : } \Delta_x^k = R\Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R\Delta_{ey}^k$$

$$\text{Où : } \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (idem dans le sens y, Δ_{ey}^k),

Avec :

R : coefficient de comportement ; R = 5

Les principaux résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.5: Déplacement relatif admissible suivant le sens x

Niveaux	Diaphragme	UX	Δ_x^k	Δ_k	D=1,0%he	Condition
5	D6	0,008	0,04	0,007	0,0306	Condition vérifiée
4	D5	0,0066	0,033	0,008	0,0306	Condition vérifiée
3	D4	0,005	0,025	0,008	0,0306	Condition vérifiée
2	D3	0,0034	0,017	0,0075	0,0306	Condition vérifiée
1	D2	0,0019	0,0095	0,0065	0,0306	Condition vérifiée
RDC	D1	0,0006	0,003	0,003	0,0306	Condition vérifiée

Tableau V.6: Déplacement relatif admissible suivant le sens Y

Niveaux	Diaphragme	UY	Δ_y^k	Δ_k	D=1,0%he	Condition
5	D6	0,0047	0,0235	0,0045	0,0306	Condition vérifiée
4	D5	0,0038	0,019	0,005	0,0306	Condition vérifiée
3	D4	0,0028	0,014	0,005	0,0306	Condition vérifiée
2	D3	0,0018	0,009	0,004	0,0306	Condition vérifiée
1	D2	0,001	0,005	0,0035	0,0306	Condition vérifiée
RDC	D1	0,0003	0,0015	0,0015	0,0306	Condition vérifiée

La stabilité de la structure est vérifiée

V.10 Vérification de l'effet P-Delta :

Les effets du seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « K » ;

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K" ;

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \times T \times V \dots\dots\dots \text{si } : T > 0,7\text{sec} \\ F_t = 0 \dots\dots\dots \text{si } : T \leq 0,7\text{sec} \end{cases}$$

Dans notre structure ($F_t = 0$) puisque : $T = 0,61\text{Sec} \leq 0,7\text{Sec}$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = (V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i / \sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i

h_j : niveau d'un plancher quelconque .

$W_i ; W_j$: poids revenant au plancher $i ; j$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau «K » par rapport au niveau « K-1 » ;

h_K : Hauteur de l'étage « K ».

$$\text{Si : } \begin{cases} \theta_K \leq 0,1 \Rightarrow \text{Effet P - } \Delta \text{ peut être négligé.} \\ 0,1 < \theta_K \leq 0,2 \text{ Amplifiant les effets de } \frac{1}{(1 - \theta_K)}. \\ \theta_K > 0,2 \Rightarrow \text{Structure instable et doit être redimensionnée.} \end{cases}$$

Tableau V.7: Vérification à l'effet P-Δ.

niveau	hauteur	W _i	P _K	Sens x			Sens y		
				Δ _k	V _k	θ	Δ _k	V _k	θ
5	18,36	3195,04	3195,04	0,007	645,09	0,0018	0,0045	675,11	0,001
4	15,3	4151,26	7346,3	0,008	1120,12	0,003	0,005	1137,23	0,002
3	12,24	4151,26	11497,56	0,008	1476,63	0,005	0,005	1463,87	0,003
2	9,18	4151,26	15648,82	0,0075	1739,2	0,007	0,004	1718,42	0,003
1	6,12	4151,26	19800,08	0,0065	1917,22	0,01	0,0035	1912,62	0,005
RDC	3,06	4151,26	23951,34	0,003	2010,81	0,01	0,0015	2031,59	0,005

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

V.11.Conclusion :

La vérification des conditions exigées par le règlement parasismique algérien RPA99/V.2003 nous ont amené à l'augmentation des sections des éléments structuraux obtenus après pré dimensionnement. La modélisation des différents emplacements des voiles est une meilleure solution pour obtenir une bonne réponse pour notre structure.

Chapitre VI :

Ferraillage des portiques

VI.1 Introduction :

Notre construction est un ensemble tridimensionnel des poteaux et poutres, 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 Les poutres :

a) Méthode de calcul :

En général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{eme} genre

- Sollicitation du 1^{er} genre : $Sp_1=1,35G+1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

- Sollicitation du 2^{eme} genre : $\begin{cases} Sp_2=0,8G \pm E. \\ SP_2=G+Q \pm E. \end{cases} \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2}

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous Sp_1

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous Sp_2 .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

Pour une situation accidentelle : $\begin{cases} \gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400 \text{ MPa.} \\ \gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48 \text{ MPa} \end{cases}$

Pour une situation courante : $\begin{cases} \gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348 \text{ MPa.} \\ \gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17 \text{ MPa} \end{cases}$

b) Les armatures longitudinales :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min}=0,5\%$ (bxh)
- Section d'armature maximale: $A_{max1}=4\%$ (bxh) (Zone courante)
 $A_{max2}=6\%$ (bxh) (Zone de recouvrement)

Les valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant de 1^{er} et 2^{eme} genre sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau VI.1. Moments max des Poutres principales de rive

Etages	Position	Moments max (kN.m)		Rapport MSP2/MSP1	Moments de calcul (kN.m)	T max(kN)
		MSP1	MSP2			
RDC au 4 ^{ème} étages	Appuis	42,72	69,73	1,63	69,73	76,12
	Travées	27,9	34,37	1,23	34,37	
Terrasse	Appuis	45,69	64,38	1,40	64,38	72,66
	Travées	30,25	31,60	1,04	30,25	

Tableau VI.2. Moments max des Poutres principales intermédiaires

Etages	Position	Moments max (kN.m)		Rapport MSP2/MSP2	Moments de calcul (kN.m)	T max(KN)
		MSP1	MSP2			
RDC au 4 ^{ème} étages	Appuis	100,52	90,16	0,89	100,52	124,52
	Travées	56,07	41,73	0,74	56,07	
Terrasse	Appuis	98,59	86,15	0,87	98,59	122,1
	Travées	54,48	41,79	0,76	54,48	

Tableau VI.3. Moments max des poutres secondaires de rive

Etages	Position	Moments max (kN.m)		Rapport MSP2/MSP1	Moments de calcul (kN.m)	T max(kN)
		MSP1	MSP2			
RDC a 4 ^{ème} étages	Appuis	36,79	73,64	2	73,64	59,47
	Travées	23,86	47,26	1,98	47,26	
Terrasse	Appuis	36,37	60,46	1,66	60,46	46,66
	Travées	23,03	30,90	1,34	30,90	

Tableau VI.4. Moments max des poutres secondaires intermédiaires

Etages	Position	Moments max (kN.m)		Rapport MSP2/MSP1	Moments de calcul (kN.m)	T max(kN)
		MSP1	MSP2			
RDC a 4 ^{ème} étages	Appuis	53,98	91,16	1,60	91,16	108,06
	Travées	29	54,54	1,90	54,54	
Terrasse	Appuis	50,85	70,14	1,35	70,14	74,55
	Travées	20	43,85	2,21	43,85	

VI.2.1 Exemple de calcul :

VI.2.1.1 Poutres principales de rive (30x40) cm² :

Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections minimales et maximales des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\% (bxh) = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{6 \text{ cm}^2} \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\% (bxh) = 4 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{48 \text{ cm}^2} \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max 2} = 6\% (bxh) = 6 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{72 \text{ cm}^2} \text{ (zone de recouvrement)}$$

a) En travée :

- **Etat limite ultime**

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{t_{sp1}} = 27,9 \text{ kN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow M_{t_{sp2}} = 34,37 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_{t_{sp2}}}{M_{t_{sp1}}} = 1,23 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_2\text{)}$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 40\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9h_t = 36 \text{ cm}$
- Fissuration non préjudiciable
- $F_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{34,37 \times 10^3}{30 \times (36)^2 \times 18,48} = 0,048 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,975$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{34,37 \times 10^3}{0,975 \times 36 \times 400} = 2,44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) En appuis :

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{a_{sp1}} = 42,72 \text{ kN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow M_{a_{sp2}} = 69,73 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_{a_{sp2}}}{M_{a_{sp1}}} = 1,63 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_2\text{)}$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{69,73 \times 10^3}{30 \times (36)^2 \times 18,48} = 0,097 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,948$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{69,73 \times 10^3}{0,948 \times 36 \times 400} = 5,10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

VI.2.1.2 poutres secondaires de rive (30x40) cm² :**Armature longitudinale :**

$$A_{\min} = 0,5\% b \cdot h_t = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{6\text{cm}^2}$$
 (sur toute la section)

$$A_{\max 1} = 4\% b \cdot h_t = 4 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{48\text{cm}^2}$$
 (zone courante)

$$A_{\max 2} = 6\% b \cdot h_t = 6 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{72\text{cm}^2}$$
 (zone de recouvrement)

a) En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 23,86 \text{ kN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 47,26 \text{ kN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 1,98 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_2\text{)}$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 40\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times h_t = 36\text{cm}$
- Fissuration non préjudiciable
- $F_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{47,26 \times 10^3}{30 \times (36)^2 \times 18,48} = 0,066 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,966$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{47,26 \times 10^3}{0,966 \times 36 \times 400} = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) En appuis :

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 36,79 \text{ kN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 73,64 \text{ kN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}} = 2 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_2\text{)}$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{73,64 \times 10^3}{30 \times (36)^2 \times 18,48} = 0,102 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,946$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{73,64 \times 10^3}{0,946 \times 36 \times 400} = 5,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Les tableaux représentés ci-après regroupent l'ensemble des résultats des sollicitations de calcul (Moments de calcul), les sections d'armatures correspondantes et les sections de ferrailage adoptées pour l'ensemble des niveaux.

Tableau VI.5. Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive

Etages	Position	Moments de calcul (kN.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
RDC a 4 ^{ème}	Appuis	69,73	5,10	6	3T14 fil + 2T14chapeau	7,7
	Travées	34,37	2,44		3T14	4,62
Terrasse	Appuis	64,38	4,69	6	3T14 fil + 2T12 chapeau	7,7
	Travées	30,25	2,48		3T14	4,62

Tableau VI.6. Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires

Etages	Position	Moments de calcul (kN.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
RDC a 4 ^{ème}	Appuis	100,52	8,92	6	3T14 fil + 3T14chapeau	9,24
	Travées	56,07	4,73		3T14 fil + 2T12 Renf	6,88
Terrasse	Appuis	98,59	8,73	6	3T14 fil + 3T14 chapeau	9,24
	Travées	54,48	4,59		3T14	4,62

Tableau VI.7. Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires de rive

Etages	Position	Moments de calcul (kN.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
RDC a 4 ^{ème}	Appuis	73,64	5,30	6	3T14 fil + 2T12 chapeau	6,88
	Travées	47,26	3,39		3T14	4,62
Terrasse	Appuis	60,46	4,39	6	3T14 fil + 2T12 chapeau	6,88
	Travées	30,03	2,19		3T14	4,62

Tableau VI.8. Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires intermédiaires

Etages	Position	Moments de calcul (kN.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
RDC a 4 ^{ème}	Appuis	91,96	6,85	6	3T14 fil + 2T12 chapeau	6,88
	Travées	52,73	3,80		3T14	4,62
Terrasse	Appuis	75,16	5,52	6	3T14 fil + 2T12 chapeau	6,88
	Travées	42,24	3,02		3T14	4,62

VI.2.1.3 Vérifications:➤ **Poutres principales (30x40) cm² :**• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1 / 400 = 1,30 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adoptée}} > A_{\min}$condition vérifiée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \times d) = 124,52 \times 10^3 / (300 \times 360) = 1,15 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa} \\ \tau_u = 1,15 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

• **Calcul les armatures transversales :****Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (11,42 ; 30 ; 16)$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement:

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min (32,4 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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

$$St \leq \min (10 ; 19,2 ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante: } St \leq h/2$$

$$St \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

• **Section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min (2,1 ; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(1,15 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 30}{0,9 \times 1 \times \frac{235}{1,15}} = 0,085 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max (0,58; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,58 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,58 \times b}{fe} = \frac{0,58 \times 30}{235} = 0,074 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,074 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

D'où $At \geq 1,112 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

• Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$T_{max} = 124,52 \text{ kN}$ $M_{app} = 100,52 \text{ kN.m}$

$\delta_u = M_{app} / Z = 100,52 / (0,9 \times 40 \times 10^{-2}) = 279,22 \text{ kN} > 124,52 \text{ kN}$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

• Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_b = Fb/S & \left\{ \begin{aligned} Fb &= T\sqrt{2} \text{ (l'état d'équilibre)} \\ S &= a \times b/\sqrt{2} \end{aligned} \right. \\ \text{d'ou: } \bar{\sigma}_b &= 2T/ab \end{cases}$$

a : Longueur d'appuis de la bielle

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$, mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différentes de 45° donc on doit vérifier que :

$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$

$2T/ab \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b \Rightarrow a \geq 2T \gamma_b / (0,8 b f_{c28})$

$a \geq 2 \times 124,52 \times 1,5 / (0,8 \times 30 \times 25 \times 10) = 0,062 \text{ m} = 6,2 \text{ cm}$

$a' = b - 5 = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$

$a = \min (a'; 0,9d) = 25 \text{ cm}$

$a = 25 \text{ cm} > 6,2 \text{ cm} \dots \dots \dots$ condition vérifiée

• Entraînement des armatures :

Vérification des contraintes d'adhérence :

$\tau_{u,ser} = T / (0,9d \cdot \mu \cdot n) \leq \bar{\tau}_{u,ser} = \psi_s \cdot f_{t28}$

ψ_s : coefficient de scellement $\psi_s = 1,5$ pour H.A

T : Effort tranchant max $T = 124,52 \text{ KN}$

n : Nombre des armatures longitudinales tendus $n = 6$

μ : Périmètre d'armature tendu $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,6 = 5,024 \text{ cm}$

$\tau_{u,ser} = 124,52 \times 10^3 / (0,9 \times 40 \times 5,024 \times 6 \times 10^2) = 1,15 \text{ Mpa}$

$\bar{\tau}_{u,ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$

$\tau_{u,ser} = 1,15 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{u,ser} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ condition vérifiée

• **Ancrage des armatures tendues :**

$$\tau_s = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,84 \text{ Map}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$

Avec: Φ : diamètre d'une barre.

$$l_s = 1,6 \times 400 / (4 \times 2,84) = 56,44 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \Phi_1 = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

• **Calcul des crochets :**

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 3 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 12,7 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 26,66 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 11,7 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 26,13 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,6 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 10,7 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 25,59 \text{ cm}$$

• **La longueur de recouvrement :**

Selon le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm}$$

• **Vérification des contraintes (ELS) :**

$$M_{ser} = 20,22 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 - n \cdot A (d - y) = 0$$

$$\Rightarrow 15y^2 + 69,3y - 2494,8 = 0 \Rightarrow y = 10,79 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + n \cdot A (d - y)^2 = 56605,36 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{20,22 \times 10^3}{56605,36} \times 10,79 = 3,85 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} = 3,85 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

• **Vérification de la flèche :**

$$M_{tsmax} = 20,22 \text{ KN.m}, M_0 = (G+Q) l^2/8 = 21,81 \text{ KN.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,08 > 0,06 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,08 > 0,01 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ A_s/b \cdot d < 4,2/f_e \Rightarrow 0,004 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

➤ **Poutres secondaires (30x40) cm² :**

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23b \times d \times t_{28} / f_e = 0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1 / 400 = 1,30 \text{ cm}^2.$$

A adoptée > A_{min}.....condition vérifiée.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \times d) = 108,06 \times 10^3 / (300 \times 360) = 1 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \\ \tau_u = 1 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

• **Calcul les armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_1)$$

$$\Phi_t \leq \min (11,42 ; 30 ; 14)$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement:

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min (32,4 ; 40 \text{ cm}) \implies St = 30 \text{ cm} \\ \text{Zone nodale : } St \leq \min (h/4 ; 12\Phi_1 ; 30 \text{ cm}) \\ St \leq \min (10 ; 16,8 ; 30 \text{ cm}) \\ \implies St = 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Zone courante: $St \leq h/2$
 $St \leq 15 \text{ cm}$
 $St = 15 \text{ cm}$

• **Section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

k=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min (2,1 ; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$(\alpha = 90^\circ) \implies (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \implies \left(\frac{A_t}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(1 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \cdot 30}{0,9 \times 1 \times \frac{235}{1,15}} = 0,060 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max (0,5 ; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,5 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,5 \times b}{fe} = \frac{0,5 \times 30}{235} = 0,064 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{At}{S_t}\right) \geq 0,064 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$D'où \quad At \geq 0,95 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T_{\max} = 108,06 \text{ KN} \quad M_{\text{app}} = 91,16 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = M_{\text{app}} / Z = 108,06 / 0,9 \times 40 \times 10^{-2} = 300,17 \text{ KN} > 108,06$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

• **Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_b = F_b / S \\ \text{d'ou: } \bar{\sigma}_b = 2T / ab \end{cases} \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \text{ (l'état d'équilibre)} \\ S = a \times b / \sqrt{2} \end{cases}$$

a : Longueur d'appuis de la bielle

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$, mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différentes de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$2T / ab \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b \Rightarrow a \geq 2T \gamma_b / 0,8 b f_{c28}$$

$$a \geq 2 \times 108,06 \times 1,5 / (0,8 \times 30 \times 25 \times 10) = 0,054 \text{ m} = 5,4 \text{ cm}$$

$$a' = b - 5 = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = 25 \text{ cm}$$

$$a = 25 \text{ cm} > 5,4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Entraînement des armatures :**

Vérification des contraintes d'adhérence :

$$\tau_{\text{ser}} = T / 0,9d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} = \psi s \cdot f_{t28}$$

ψs : coefficient de scellement $\psi s = 1,5$ pour H.A

T : Effort tranchant max $T = 108,06 \text{ KN}$

n : Nombre des armatures longitudinales tendues $n = 6$

μ : Périmètre d'armature tendue $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,4 = 4,39 \text{ cm}$

$$\tau_{\text{ser}} = 108,06 \times 10^3 / 0,9 \times 40 \times 4,39 \times 6 \times 10^2 = 1,14 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{\text{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\text{ser}} = 1,14 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Ancrage des armatures tendues :**

$$\tau_s = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 2,1 = 2,84 \text{ Map}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$

Avec: Φ : diamètre d'une barre.

$$l_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,38 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \Phi_1 = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

- **Calcul des crochets :**

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 36\text{cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,4\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 8,3 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 12,95 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,2\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 9,3\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 12,42\text{cm}$$

- **La longueur de recouvrement :**

Selon le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56\text{cm}$$

$$\Phi = 1,2\text{cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

- **Vérification des contraintes (ELS) :**

$$M_{\text{ser}} = 16,50 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 - n.A(d-y) = 0$$

$$\Rightarrow 15y^2 + 69,3y - 2494,8 = 0 \Rightarrow y = 10,79 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + n.A(d-y)^2 = 56605,36 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K..y = \frac{M_{\text{ser}}}{I_g} \times y = \frac{16,50 \times 10^3}{56605,36} \times 10,79 = 3,15 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 3,15 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche :**

$$M_{\text{tsmax}} = 16,50 \text{ kN.m}, M_0 = (G+Q) l^2/8 = 21,82 \text{ kN.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,08 > 0,06 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,08 > 0,07 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ A_s/b.d < 4,2/f_e \Rightarrow 0,004 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Le ferrailage des poutres principales et les chaînages et regroupe dans les tableaux suivantes :

Tableau VI.9 Ferraillage des poutres principales de rive

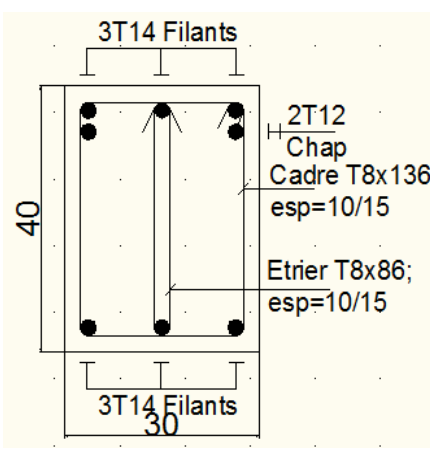
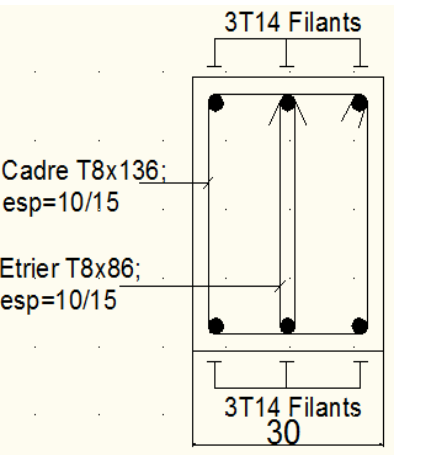
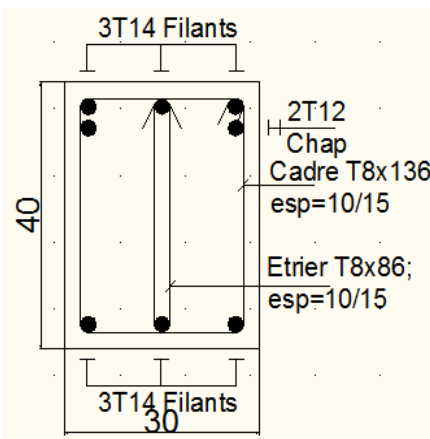
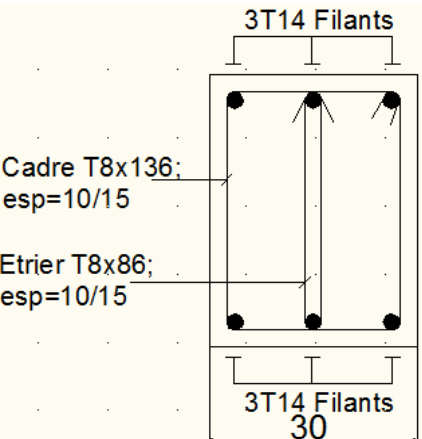
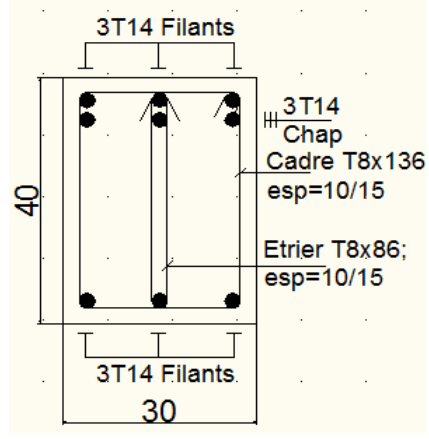
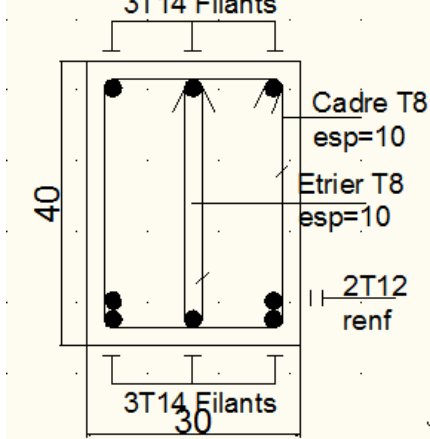
Niveaux	En Appuis	En Travées
Terrasse	 <p>3T14 Filants</p> <p>40</p> <p>3T14 Filants</p> <p>30</p> <p>2T12 Chap Cadre T8x136 esp=10/15</p> <p>Etrier T8x86; esp=10/15</p>	 <p>3T14 Filants</p> <p>40</p> <p>3T14 Filants</p> <p>30</p> <p>Cadre T8x136; esp=10/15</p> <p>Etrier T8x86; esp=10/15</p>
RDC à 4ème étage	 <p>3T14 Filants</p> <p>40</p> <p>3T14 Filants</p> <p>30</p> <p>2T12 Chap Cadre T8x136 esp=10/15</p> <p>Etrier T8x86; esp=10/15</p>	 <p>3T14 Filants</p> <p>40</p> <p>3T14 Filants</p> <p>30</p> <p>Cadre T8x136; esp=10/15</p> <p>Etrier T8x86; esp=10/15</p>

Tableau VI.10. Ferraillage des poutres principales intermédiaires

Niveaux	En Appuis	En Travées
Terrasse	 <p>3T14 Filants</p> <p>40</p> <p>3T14 Filants</p> <p>30</p> <p>3T14 Chap Cadre T8x136 esp=10/15</p> <p>Etrier T8x86; esp=10/15</p>	 <p>3T14 Filants</p> <p>40</p> <p>3T14 Filants</p> <p>30</p> <p>Cadre T8 esp=10</p> <p>Etrier T8 esp=10</p> <p>2T12 renf</p>

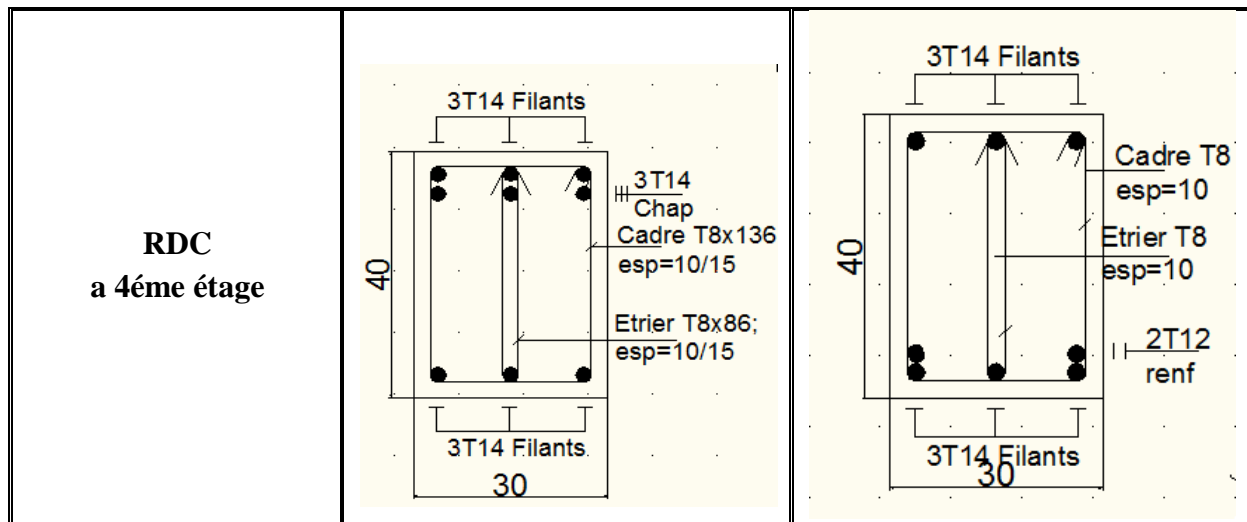


Tableau VI.11.Ferraillage des poutres secondaires de rive

Niveaux	En Appuis	En Travées
<p>Terrasse</p>	<p>3T14 Filants 40 3T14 Filants 30</p> <p>2T12 Chap Cadre T8x136 esp=10/15 Etrier T8x86; esp=10/15</p>	<p>3T14 Filants 40 3T14 Filants 30</p> <p>Cadre T8x136; esp=10/15 Etrier T8x86; esp=10/15</p>
<p>RDC a 4ème étage</p>	<p>3T14 Filants 40 3T14 Filants 30</p> <p>2T12 Chap Cadre T8x136 esp=10/15 Etrier T8x86; esp=10/15</p>	<p>3T14 Filants 40 3T14 Filants 30</p> <p>Cadre T8x136; esp=10/15 Etrier T8x86; esp=10/15</p>

Tableau VI.12.Ferraillage des poutres secondaires intermédiaires

Niveaux	En Appuis	En Travées
Terrasse		
RDC a 4ème étage		

VI.3 Les poteaux :

a) Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée.

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

- 1^{er}Genre : $1,35G+1,5Q$

$$\begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_1 \\ N_{\min} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_2 \\ M_{\max} ; N_{\text{coresp}} \rightarrow A_3 \end{cases}$$

- 2^{eme} Genre : $G+Q \pm E ; 0,8G \pm E$.

$$\begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_4 \\ N_{\min} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_5 \\ M_{\max} ; N_{\text{coresp}} \rightarrow A_6 \end{cases}$$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité(γ_s, γ_b)

Pour situation accidentelle :

$$\left| \begin{array}{l} \gamma_s=1 \quad \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,15 \quad \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

Pour situation courante

$$\left| \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

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

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.

poteaux	$A_{\min}=0,8 \% \times S$	$A_{\max 1}=4 \% \times S$	$A_{\max 2}=6 \% \times S$
(40x40) cm ²	12,80	64,00	96,00

VI.3.1 Exemple de calcul :

Poteaux (40x40) cm²:

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

$$(a) \quad N_{\max}=1579,38 \text{ kN} \quad M_{\text{corresp}} = 9,38 \text{ kN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 0,006 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1579,38 \left(0,36 - 0,40/2 + 0,006 \right) = 243,22 \text{ kN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u = 1579,38 \text{ kN} < 1836,43 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 243,22 \text{ kN.m} < 342,36 \text{ kN.m} \dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

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

$$(b) \quad N_{\min}=18,88 \text{ kN} \quad M_{\text{corresp}} = 1,40 \text{ kN.m}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 18,88/1,40 = 0,075 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 18,88 \left(0,36 - 0,40/2 + 0,075 \right) = 4,43 \text{ kN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u = 18,88 \text{ kN} < 1836,34 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 4,43 \text{ kN.m} < 6,76 \text{ kN.m} \dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas

Nécessaires ($A_2=A'_2=0$)

$$(c) M_{\max} = 54,95 \text{ kN.m} \quad N_{\text{corresp}} = 126,85 \text{ kN}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 54,95/126,85 = 0,43 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 126,85 \left(0,36 - 0,40/2 + 0,43 \right) = 74,85 \text{ kN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 126,85 \text{ kN} < 1836,43 \text{ kN} \dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 74,85 \text{ kN.m} \geq 44,20 \text{ kN.m} \dots \text{condition non vérifiée} \end{cases}$$

La 2eme condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante, le calcul du ferraillage est obligatoire. On doit d'abord procéder par vérifier si la section est entièrement ou partiellement comprimée :

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

$$(d - c)N_u - M_u = (0,36 - 0,04) \cdot 126,85 - 74,85 = 34,25 \text{ kN.m}$$

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c}{d} \right) f_{bc} \cdot b \cdot d^2 = (0,337 - 0,81 \cdot 4/36) \cdot 14,17 \cdot 40 \cdot 36^2 \cdot 0,001 = 181,43 \text{ kN.m}$$

$$(d - c)N_u - M_u = 34,25 \text{ kN.m} \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h} \right) f_{bc} \cdot b \cdot d^2 = 181,43 \text{ kN.m} \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

VI.3.2 Calcul du ferraillage:

Le calcul de la section d'armature ce fait à la flexion simple avec :

$$M_u = 74,85 \text{ kN.m}$$

$$F_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$d = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = 0,104 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,946$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{74,85 \cdot 10^3}{0,946 \cdot 36 \cdot 348} = 6,31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_3 = A'_3 = 0$$

❖ **combinaison de 2^{eme} genre :**

$$(a) N_{\max} = 1400,66 \text{ kN} \quad M_{\text{corresp}} = 15,50 \text{ kN.m}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0,011 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1400,66 \left(0,36 - 0,4/2 + 0,011 \right) = 239,51 \text{ kN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d (1 - 0,514 Nu / b d f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu = 1400,66 \text{ kN} < 2395 \text{ kN} \dots\dots \text{condition vérifiée} \\ Mu = 239,51 \text{ kN.m} < 367,82 \text{ kN.m} \dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas

Nécessaires ($A_4 = A'_4 = 0$)

$$(b) \quad N_{\min} = 678,64 \text{ kN} \quad M_{\text{corresp}} = 9,06 \text{ kN.m}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 9,06/678,64 = 0,01 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 678,64 \left(0,36 - 0,40/2 + 0,01 \right) = 115,36 \text{ kN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d (1 - 0,514 Nu / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu = 678,64 < 2395 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ Mu = 115,36 \text{ kN.m} < 212,28 \text{ kN.m} \dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas

Nécessaires ($A_5 = A'_5 = 0$)

$$(c) \quad M_{\max} = 55,89 \text{ kN.m} \quad N_{\text{corresp}} = 429,91 \text{ kN}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 55,89/429,91 = 0,13$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 429,91 \left(0,36 - 0,40/2 + 0,13 \right) = 124,67 \text{ kN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d (1 - 0,514 Nu / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu = 429,91 \text{ kN} < 2395 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ Mu = 124,67 \text{ kN.m} < 141,91 \text{ kN.m} \dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas

Nécessaires ($A_6 = A'_6 = 0$)

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 :

Pour une section de béton (40x40) cm²

$$A_{\min(R.P.A)} = 12,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{\min(RPA)}) = \max(0,0;6,31;0;0;0;12,8) = \mathbf{12,80 \text{ cm}^2}$$

On adopte **6T16 + 2T14 = 15,14 cm²/ml**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

on va vérifier par rapport le poteau le plus sollicité (40x40) cm²

$$T_{\max} = 40,15 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \times d) = 40,15 \times 10^3 / (400 \times 360) = 0,28 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \\ \tau_u = 0,21 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

VI.3.3 Calcul des armatures transversales :

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t = \Phi / 3$$

$$\Phi_t = 16 / 3$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

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

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

-V_u : Effort tranchant de calcul

-h₁ : hauteur totale de la section brute

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

-ρ_a : Coefficient correcteur égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g ≥ 5 et à 3,5 dans le cas contraire.

-S_t : Espacement des armatures transversales.

Espacement :

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

$$\text{-En zone nodale : } S_t \leq \min(10 \varnothing_L ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{-En zone courante : } S_t \leq 15 \varnothing_L = 30 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

Calcul de l'élançement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec: L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 3,06 / 0,4 = 5,35$$

$$\lambda_g = 5,35 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5$$

Donc : $A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{10 \times 2,5 \times 40,15 \times 10}{40 \times 235} = 1,06 \text{ cm}^2$

Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / t.b$ en % est donnée comme suit :

$\lambda_g = 5,35 > 5 : \Rightarrow 0,3 \%$

Alors : $\begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \cdot 10 \cdot 40 = 1,20 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,003 \cdot 15 \cdot 40 = 1,8 \text{ cm}^2 \end{cases}$

On adopte aux poteaux de sous-sol : **8T8** soit **S = 4,02 cm²**

Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

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

Zone courante : $\frac{4,02 \times 400}{40 \times 15} = 2,86 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

Zone nodale : $\frac{4,02 \times 400}{40 \times 10} = 4,02 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

Détermination de la zone nodale:

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteau** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

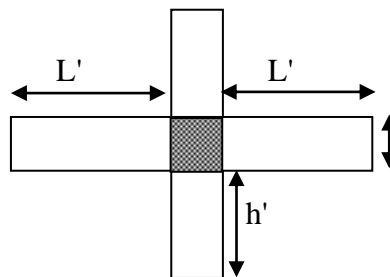


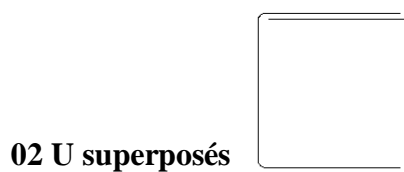
Figure VI.1 : Zone nodale.

Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante:

$\begin{cases} h' = \text{Max}(h_e/6; b; h; 60\text{cm}) = \text{Max}(306/6; 40; 40; 60) = 60\text{cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \times 40 = 80\text{cm} \end{cases}$

Disposition constructive des armatures des nœuds :

Les nœuds dans une construction sont des points critiques, donc selon les règles parasismiques algériennes au but d'évité l'éclatement des ces zones on doit prévoir des cadres traditionnels ou deux **U** superposés formant un carré ou un rectangle avec un espacement maximum de 10cm et un nombre minimum de 03 cadres par nœud.



Les sollicitations max et sections d'armatures correspondants aux différents niveaux sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau VI.13. Récapitulation du ferrailage des poteaux

Étages		Efforts	Valeur en kN ;kN.m	As(calculer) (cm ²)	As(min) (cm ²)	Choix	As(cm ²)
(40x40) cm ²	ELU	N _{max}	1579,38	0	12,80	6T16+2T14	15,14
		M _{corr}	9,38				
		N _{min}	18,88	0			
		M _{corr}	1,40				
		M _{max}	54,95	6,31			
		N _{corr}	126,85				
	0,8GE G+Q+E	N _{max}	1400,66	0	12,80	6T16 +2T14	15,14
		M _{corr}	15,50				
		N _{min}	678,64	0			
		M _{corr}	9,06				
		M _{max}	55,89	0			
		N _{corr}	429,91				

Tableau :VI.14. Ferrailages des poteaux

Niveaux	Ferrailage
RDC au 05 ^{ème} étage (40x40) cm ²	<p>3T16</p> <p>40</p> <p>Cadre T8x1.56 esp=10/15</p> <p>2T14</p> <p>Cadre T8x1.16 esp=10/15</p> <p>3T16</p> <p>40</p>

Chapitre VII :

Ferraillage des Voiles de contreventement

VII.1 Introduction:

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelles que soient leurs destinations (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...).

VII.2 Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zones sismiques, car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique-voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

a) Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion).
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b) Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

Principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$ (vérification du béton)
- $0,8G + E$ (calcul des aciers de flexion)

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

VII.3 La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \sigma = \frac{0,85.f_c}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec:

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

2^{eme} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée".

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{eme} cas:

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

1) Armatures verticales :

Elles sont disposées en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

2) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%.

- En zone courante 0,10 %.

3) Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m^2 au moins dans le cas ou les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VII.4 Ferrailage des voiles :

VII.4.1 Exemple de calcul :

Epaisseur du voile :

$$a > \frac{h_e}{22} = 13,90 \text{ cm}$$

On prend: $a = 15 \text{ cm}$

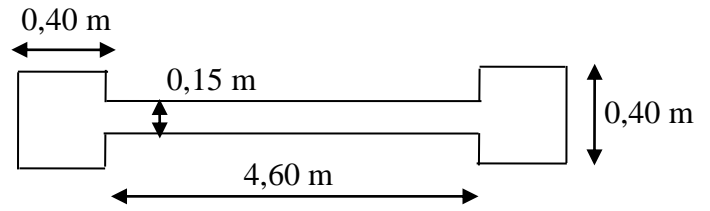


Figure VII.1 : Vue en plan du voile plein en U

VII.4.2 Détermination des contraintes :

- Combinaison $G + Q \pm E$ (vérification du béton)

$$A = 1,01 \text{ m}^2$$

$$I = 3,22 \text{ m}^4$$

$$V = 2,70 \text{ m}$$

$$N = 2162,8 \text{ kN}$$

$$M = 5272,47 \text{ kN.m}$$

$$T = 953,45 \text{ kN}$$

Vérification de la contrainte de compression sous: $(G+Q\pm E)$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{2162,8 \times 10^{-3}}{1,01} + \frac{5272,47 \times 2,7 \times 10^{-3}}{3,22} = 6,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{2162,8 \times 10^{-3}}{1,01} - \frac{5272,47 \times 2,7 \times 10^{-3}}{3,22} = -2,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 6,56 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 18,48 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = -2,27 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 18,48 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VII.4.3 Calcul des armatures verticales :

- $0,8G + E$ (calcul des aciers de flexion)

$$N = 1480,28 \text{ KN}$$

$$M = 5279,75 \text{ KN.m}$$

$$T = 953,97 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{1480,28 \times 10^{-3}}{1,01} + \frac{5279,75 \times 2,7 \times 10^{-3}}{3,22} = 5,89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{1480,28 \times 10^{-3}}{1,01} - \frac{5279,75 \times 2,7 \times 10^{-3}}{3,22} = -2,96 \text{ MPa}$$

On a : $(\sigma_1$ et σ_2) de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue

➤ **la longueur tendue :**

$$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times L$$

$$X = \frac{2,96}{5,89 + 2,96} \times 5,4$$

$$X = 1,80 \text{ m}$$

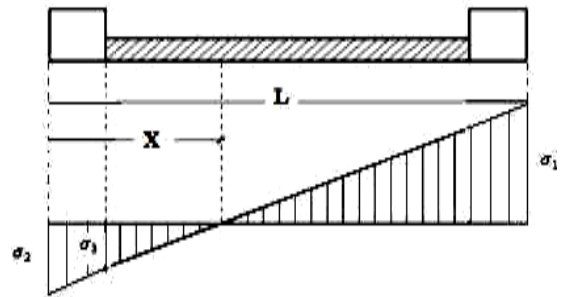
➤ **La longueur de la zone comprimée:**

$$Y = L - X = 5,4 - 1,80 = 3,60 \text{ m}$$

➤ **Calcul de la contrainte σ_3 :**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2 \times (X - b)}{X}$$

$$\sigma_3 = \frac{-2,96 \times (1,8 - 0,4)}{1,8} = -2,30 \text{ MPa}$$



VII.4.4 Détermination des armatures verticales :

Effort de traction :

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) \times b \times h = \left(\frac{2,96 + 2,30}{2} \right) \times 400 \times 400 = 420800 \text{ N} = 420,8 \text{ kN}$$

$$F_2 = \left(\frac{\sigma_3}{2} \right) \times (X - b) \times e = \left(\frac{2,30}{2} \right) \times (1800 - 400) \times 150 = 241500 \text{ N} = 241,5 \text{ kN}$$

$$F_{TOT} = F_1 + F_2 = 420,8 + 241,5 = 662,3 \text{ kN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_{TOT}}{\sigma_s} = \frac{662300}{400} = 16,55 \text{ cm}^2$$

Pour un mètre de longueur on a :

$$A_v = \frac{16,55 \times 100}{180} = 9,19 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Selon le R.P.A 99 (version 2003) :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture

dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{F_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,4 \times 953,97 \times 10^3}{400} = 36,72 \text{ cm}^2$$

Soit la section par un mètre linéaire :

$$A_{vj} = \frac{36,72 \times 100}{180} = 20,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{vt} = 9,19 + 20,40 = 29,59 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal d'armature :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%.

$$A_{\min} = 0,20\% \cdot a \cdot L_T$$

D'où : L_T c'est la longueur tendue

$$A_{vt} \geq A_{\min} = 0,20\% \cdot a \cdot X_{\text{tendu}} = 0,002 \times 15 \times 180 = 5,4 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Le diamètre :**

$$D \leq 1/10 \times a \text{ (mm)}$$

$$D \leq 1/10 \times 150$$

$$D \leq 15 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

➤ **L'espacement:**

-Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{2 \cdot a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{22,5, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 22,5 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

$$\text{Donc : } St \leq \min \{St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{R.P.A 99}}\}$$

$$St \leq 22,5 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 15 cm (zone courante).

En zone nodale, selon RPA 99 v.2003

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

On adopte un espacement de 10 cm (zone d'about)

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :**

$$\text{On calcul la contrainte de cisaillement } \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d}$$

Avec : $\bar{T} = 1,4 T_{\text{cal}}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

V_u : l'effort tranchant à la base du voile.

d : hauteur utile, $d = 0,9h$

h : hauteur totale de la section brute, $h = 306 \text{ cm}$

b_0 : épaisseur de voile.

Cette contrainte est limitée par: $\tau_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \times 953,97 \times 10}{15 \times 306 \times 0,9} = 3,23 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 3,23 \text{ MPa} < 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Donc pas de risque de cisaillement

VII.4.5 Calcul des armatures horizontales :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivants :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3F_{ij} \cdot k}{0,8 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$K = 1 + \frac{3(N_u / B)}{f_{c28}} \text{ en flexion composée ou } N \geq 0 \text{ (compression)}$$

B : section du béton

$$K = 1 + \frac{3(N_u / B)}{f_{c28}} = 1 + \frac{3(1480,28 / 15 \times 306 \times 10^2)}{25} = 1$$

$$\text{Donc : } \frac{A_T}{S_t} \geq \frac{(3,23 - 0,3 \times 2,1 \times 1) 15}{0,8 \times 400 \times (\cos 90 + \sin 90)} = 0,12 \text{ cm}$$

D'autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

$$0,15\% \text{ de la section du voile considérée si : } \tau_b \leq 0,025 f_{c28}$$

$$0,25\% \text{ de la section du voile considérée si : } \tau_b \geq 0,025 f_{c28}$$

$$\tau_b = 3,23 \geq 0,025 f_{c28} = 0,625 \implies A_h = 0,0025 (a \times 1 \text{ m}) = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 5T12/ml de hauteur ($A_s = 5,65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 15cm

$$\frac{A_T}{S_t} = \frac{5,65}{15} = 0,37 \geq 0,12 \dots \dots \dots \text{Conditions vérifiée}$$

VII.4.6 les armatures de coutures :

D'après le D.T.R.-B.C.-2,42 (règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc 4Ø8 par m².

Choix d'armature:

- **Les poteaux :**

On adopte **6T16 + 2T14 = 15,14 cm²/ml**

- **Les armatures verticales :**

On adopte deux nappes en **2(5T12 / ml)** soit $A_s = 11,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Les armatures transversales:**

On adopte deux nappes en **2(5T12 / ml)** soit $A_s = 11,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$

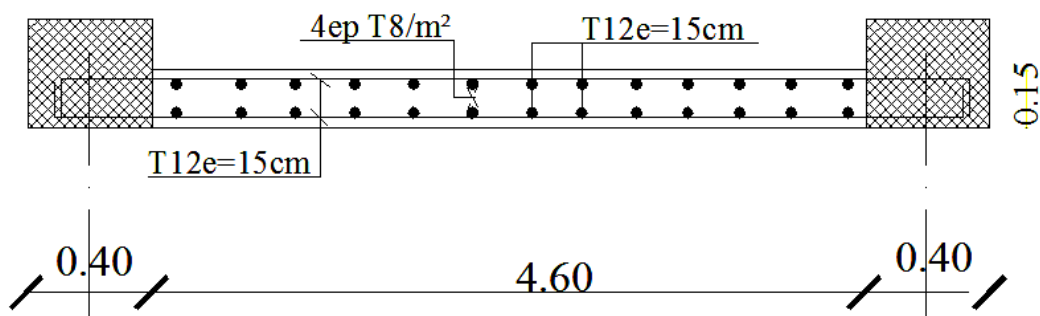


Figure VII.2: Schéma de ferrailage

Le ferrailage des différents types de voile est donné dans les tableaux suivants :

VII.5 Caractéristiques et ferrailage des voiles :

Tableau VII.1: Tableau récapitulatif des ferrillages des voiles

voile	Comb	(kN.m) ; (kN)	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	X (m)	Ft (kN)	Av (Cm ²)	Avj (Cm ²)	At (Cm ²)	
V₁	G+Q+E	M	3317,17	4,11	-1,44	/	/	/	/	
		N	1347,27							
	0.8G+Q	M	3325,90	3,85	-1,73	1,67	363,73	5,53	14,95	20,48
		N	1070,2							
V₂	G+Q+E	M	1550,30	3,49	-0,7	/	/	/	/	
		N	1129,48							
	0.8G+Q	M	1558,17	3,26	-0,95	0,91	138,67	3,8	18,26	22,06
		N	938,31							
V₃	G+Q+E	M	750,92	5,22	-0,78	/	/	/	/	
		N	999,4							
	0.8G+Q	M	757,15	4,67	-1,37	0,53	140,43	8,05	17	25,05
		N	742,41							
V₄	G+Q+E	M	238,51	4,81	-0,24	/	/	/	/	
		N	708							
	0.8G+Q	M	237,77	4,62	-0,41	0,20	113,75	14,21	11,56	25,77
		N	653,11							
V₅	G+Q+E	M	227,54	6,38	0,01	/	/	/	/	
		N	864,27							
	0.8G+Q	M	227,40	6,14	-0,22	0,04	122,54	7,65	9,76	17,42
		N	799,08							

Remarque :

Les voiles V3, V4 et V5 sont des voiles liés aux poteaux d'une cotée et libres d'autre cotée ce qu'il présente un point critique qu'il doit renforcer

Chapitre VIII :

Etude de l'infrastructure

VIII.1. Calcul du voile périphérique :

VIII.1.1. Définition :

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées. Il ne fait pas partie du système de contreventement.

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le R.P.A 99 (version 2003), le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur $\geq 15\text{cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

- Q : surcharge d'exploitation $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$;
- γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$;
- φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 24^\circ$.

Ka : Coefficient de poussée des terres $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$K_a' = K_a / \cos(\beta - \lambda) \quad \text{avec} \quad (\beta = \lambda = 0^\circ)$$

$$K_a' = K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{24^\circ}{2}\right) = \text{tg}^2(33^\circ) = 0,42$$

$$K_a' = K_a = 0,42$$

VIII.1.2. Dimensionnement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) ; l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15cm.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,8}{4,60} = 0,41 > 0,4 \quad \text{On adopte : } e_p = 15\text{cm.}$$

VIII.1.2.1. Calcul des charges

- **Poussée des terres :**

$$P_1 = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma \cdot h^2 \quad \text{avec:} \begin{cases} P_1: \text{poussée des terres.} \\ \gamma: \text{poids spécifique des terres} \\ h: \text{hauteur du voile.} \end{cases}$$

$$P_1 = 0,42 \times 1,9 \times \frac{2,3^2}{2} = 2,11 \text{ t/ml}$$

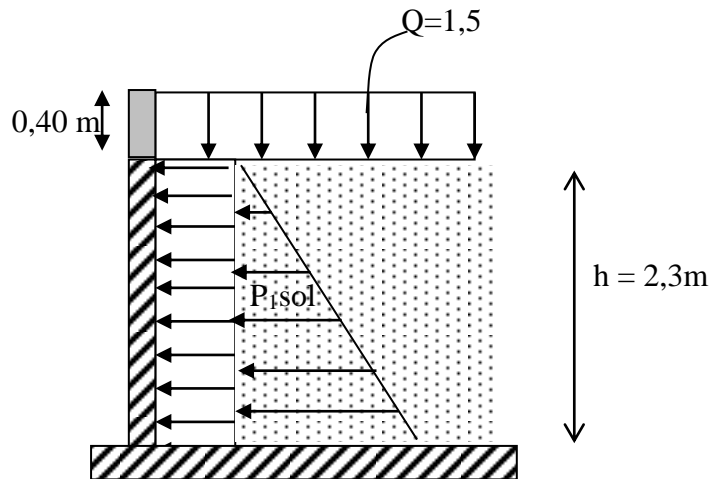


Figure VIII.1: Schéma de la distribution des charges sur de voile périphérique.

- **Poussée supplémentaire due à la surcharge**

$$P_2 = K'_a \cdot q \cdot h = 0,42 \times 0,15 \times 2,3 = 0,145 \text{ t/ml.}$$

Le diagramme des pressions correspondant à P_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K'_a \cdot q$, et la résultante P_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

- **La charge pondérée**

$$Q = 1,35P_1 + 1,5 P_2 = 1,35 \times 1,93 + 1,5 \times 0,139 = 3,06 \text{ t/ml.}$$

$$Q = 3,06 \text{ t/ml.}$$

VIII.1.2.2. Ferrailage du voile périphérique :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 2,3 - 0,40 = 1,9 \text{ m ; } L_y = 5 - 0,40 = 4,6 \text{ m.}$$

⇒ La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens

$$\begin{aligned} M_{ox} &= \mu_x q \cdot L_x^2 \\ M_{oy} &= \mu_y \cdot M_{ox} \end{aligned} \quad \text{avec: } \begin{cases} \alpha = 0,41 \\ v = 0 \text{ (E.L.U)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1088 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 1,20 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = 0,30 \text{ t.m}$$

- **Les valeurs des moments en travée sont**

$$M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 1,03 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{oy} = 0,26 \text{ t.m}$$

- **Vérification :**

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Leftrightarrow 0,27 \text{ t.m} \geq 0,23 \text{ t.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **VIII.1.3 Calcul du Ferrailage :**

- a) **Sens (x)**

$$M_{tx} = 1,03 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 15 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1,03 \times 10^4}{100 \times (13,5)^2 \times 14,17} = 0,040 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,980$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,03 \cdot 10^4}{0,980 \times 13,5 \times 348} = 2,23 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- b) **Sens (y)**

$$M_{ty} = 0,26 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 15 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,26 \cdot 10^4}{100 \times (13,5)^2 \times 14,17} = 0,010 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,995$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,26 \cdot 10^4}{0,995 \times 13,5 \times 348} = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- **Condition de non fragilité**

- **Sens (y)**

D'après R.P.A 99 (version 2003) on a:

$$A_{y \min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Et d'après B.A.E.L.91 on a :

$$A_{y \min} = 8 \cdot h_o = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adoptée}} = \max \{ A_{\text{calculée}}, A_{\min \text{ R.P.A2003}}, A_{\min \text{ B.A.E.L91}} \}.$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max \{ 0,56; 1,5; 1,2 \}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On prend : 5T10/ml soit une section de 3,93cm²/ml et un espacement de 15cm.

- **Sens (x)**

D'après R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$A_{x \min} = 1,5 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

D'après B.A.E.L.91, on a :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3-0,41}{2} \right) = 1,55 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{donc: } A_{\text{adoptée}} = \max \{ 2,23 ; 1,50 ; 1,55 \}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,23 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend : 5T10/ml soit une section de 3,93 cm²/ml et un espacement de 15 cm.

VIII.1.4 Les vérifications :

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{\max} = q \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 3,06 \times \frac{1,9}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,41}{2}} = 2,41 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_o d} = \frac{2,41 \times 10^4}{100 \times 13,5 \times 10^2} = 0,18 \text{ MPa.}$$

$$1 - \tau_{u \text{ limi}} = 0,07 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,07 \cdot 25 / 1,5 = 1,17 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{u \text{ limt}} = 1,17 > \tau_u = 0,18 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée .}$$

Donc la dalle est bétonnée sans reprise.

- **Vérification des contraintes à L'E.L.S :**

$$\begin{cases} \alpha = 0,41 \\ v = 0,2 \text{ (ELS)} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1110 \\ \mu_y = 0,2924 \end{cases}$$

$$q_{\text{ser}} = P_1 + P_2 = 2,26 \text{ t/ml.}$$

$$M_{\text{ox}} = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x = 0,48 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{oy}} = \mu_y \cdot M_{\text{ox}} = 0,14 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} M_{\text{tx}} = 0,85 M_{\text{ox}} = 0,36 \text{ t.m} \\ M_{\text{ty}} = 0,85 M_{\text{oy}} = 0,11 \text{ t.m} \end{cases}$$

- **Sens (x)**

$$M_{\text{ser}} = 0,36 \text{ t.m}$$

$$A = 3,93 \text{ cm}^2$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{by^2}{2} + n \cdot A (d - y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 + 58,95y - 795,82 = 0 \Rightarrow y = 3,44 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + n \cdot A (d - y)^2 = 7326,90 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{0,36 \cdot 10^4}{7326,90} \times 3,44 = 1,69 \text{ Mpa} \\ \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$\sigma_{bc} = 1,69 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée.

$\overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$. (Fissuration préjudiciable).

$\overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min (266,67 ; 201,63)$.

$\overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa}$.

$\sigma_s = 15 \times k \times (d-y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I_x} \times (d-y)$

$\sigma_s = 15 \times \frac{0,36 \times 10^4}{7326,90} \times (13,5 - 3,44) = 74,14 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 74,14 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Donc Les armatures à L'.E.L.U.R conviennent.

- **Sens (y)**

$M_{ser} = 0,11 \text{ t.m}$

$A = 3,93 \text{ cm}^2$.

- **Position de l'axe neutre :**

$\frac{by^2}{2} + n \cdot A (d - y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 + 58,95y - 795,82 = 0 \Rightarrow y = 3,44 \text{ cm}$

- **Moment d'inertie :**

$I = \frac{by^3}{3} + n \cdot A (d - y)^2 = 7326,90 \text{ cm}^4$

- **Contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{0,11 \cdot 10^4}{7326,90} \times 3,44 = 0,51 \text{ Mpa} \\ \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$\sigma_{bc} = 0,51 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \dots \text{(fissuration préjudiciable).}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \cdot 2,1} \right) = \min (266,67; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d-y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I_x} \times (d-y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0,11 \cdot 10^4}{7326,90} \times (13,5 - 3,93) = 21,55 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 21,55 < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Donc les armatures à L'.E.L.U.R conviennent. Le voile sera ferrillé en deux nappes avec 5T10 = 3,93 cm²/ml chacune et avec un espacement St=15cm

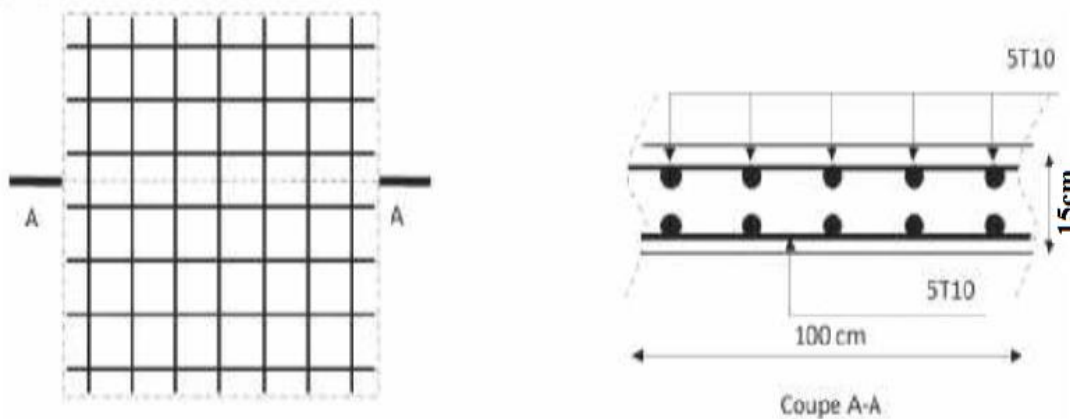


Figure VIII. 2 : Ferrillage de voile périphérique

VIII.2. Etude des fondations :

VIII.2.1 Introduction :

La fondation est la base de l'ouvrage qui se trouve en contact avec le terrain d'assise. Elle supporte les charges transmises par la superstructure, de façon à assurer sa stabilité.

VIII.2.2 Combinaisons des charges :

Selon le RPA99 version 2003, les combinaisons de charges qu'il faut considérer pour le dimensionnement des fondations sont :

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrillage.
- Vérification de la stabilité et des contraintes à l'état accidentel :

$$G + Q + E$$

$$0,8G \pm E$$

À l'aide de ces combinaisons de charges et avec la contrainte admissible $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$ on pourra déterminer le système de fondation à adopter.

VIII.2.3 Choix du type de fondations :

Le sol d'assise a une bonne capacité portante à **2,3 m** 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.

VIII.2.3.1 Vérification des semelles isolées :

- La vérification à faire est :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

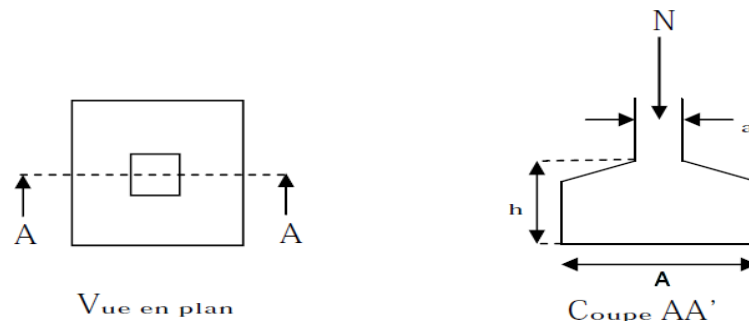


Figure VIII.3 : Schéma d'une semelle isolée

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le **ETABSV9.7.4**

S : surface d'appui de la semelle.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($B \times B$), donc $S = B^2$.

$$N_s = 1785,2 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = 2 \text{ bar} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_s \rightarrow B^2 \geq \frac{N_s}{\sigma_s} \rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_s}} = \sqrt{\frac{1785,2}{200}} \quad \text{AN : } B \geq 2,99 \text{ m}$$

- **Remarque :**

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3,2 m, on remarque qu'il va avoir un Chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VIII.2.3.2. Vérification des Semelles filantes :

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification tel que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$(S_s / S_b < 50\%)$

On doit vérifier que : $\sigma_s \geq \frac{N}{S}$

Avec : $N_{TOTAL} = N_G + N_Q$

N_{TOTAL} : l'effort normal au de charges verticales

On a : $N_{TOTAL} = 21485,93 \text{ KN}$ et $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$

Surface totale du bâtiment : $S_{bâtiment} = 453,79 \text{ m}^2$

$0,5 S_b = 0,5 \times 453,79 = 226,90 \text{ m}^2$

$S_s = \geq \frac{N}{\sigma_s} = 107,42 \text{ m}^2 < 0,5 S_b = 226,90 \text{ m}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifier

Alors on déduit que le radier général n'est pas nécessaire dans notre cas, car la surface totale des semelles ne dépasse pas 50 % de la surface d'emprise du bâtiment.

VIII.2.4 Calcul de la semelle filante sous mur voile et poteau :

On va prendre comme exemple de calcul une semelle filante centrale

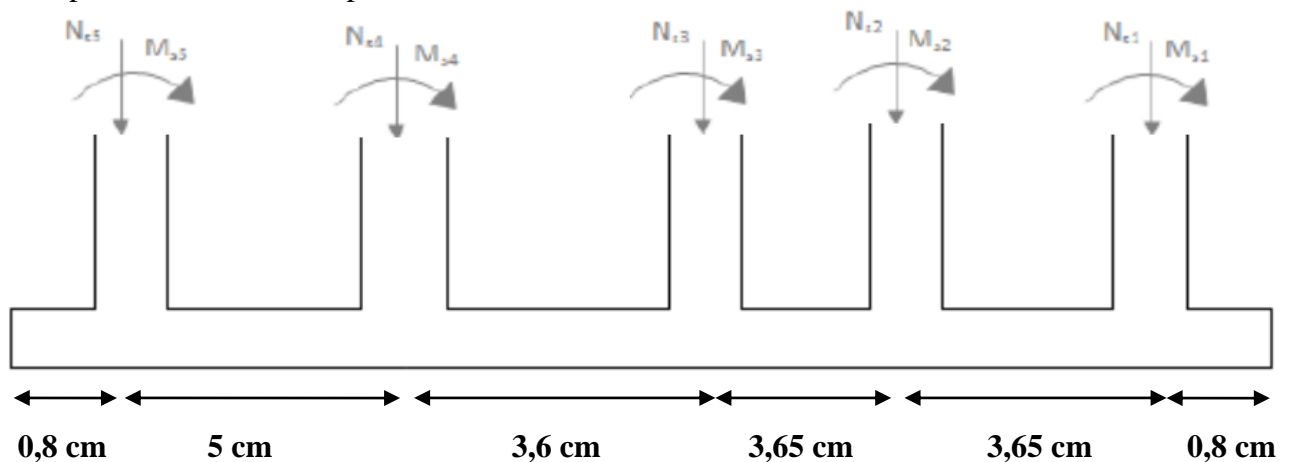


Figure VIII.4. Chargement de la semelle filant a L'ELS.

VIII.2.4.1 Pré-dimensionnement :

$\sum N_i = 3857,5 \text{ kN}$

$\sum M_i = 24,31 \text{ kN.m}$

$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 0,006 \text{ m}$

$$e_0 = 0,006 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = 3,04 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$B \geq \frac{\sum N_i}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \cdot L} \left(1 + \frac{3e_0}{L}\right) = \frac{3857,5}{200 \times 17,5} \left(1 + \frac{3 \times 0,006}{17,5}\right) = 1,10 \text{ m}$$

On prend : $B = 1,6 \text{ m}$

$$h_{\text{min}} \geq \frac{B - b}{4} + 0,05 = 0,35 \text{ m}$$

On prend $h_{\text{min}} = 0,4 \text{ m}$

La longueur totale de la semelle filante est donnée par : $L = L_1 + L_2 + 3 \times a + 2 \times \text{débord}$

Nous avons prévue un débord de 0,8 m à partir du nu du poteau

$$L = 4,6 + 3,2 + 3,25 + 3,25 + 5 \times 0,4 + 2 \times 0,8 \quad \Rightarrow \quad L = 17,9 \text{ m}$$

Poids propre de la semelle :

$$P_{\text{semelle}} = B \cdot H \cdot L \cdot \gamma_{\text{BA}} = 1,6 \times 0,4 \times 17,9 \times 25 = 280 \text{ kN}$$

Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum F_i = \sum N_i + P_{\text{semelle}} = 4137,5 \text{ kN}$$

$$X_i = X_1 + X_2 + \dots + X_n$$

Tel que : $X_1 = D_1$; $X_2 = D_1 + l_1$; $X_3 = D_1 + l_1 + l_2$; $X_n = D_1 + l_1 + l_2 + \dots + l_n + D_2$

$$X = \frac{\sum X_i F_i}{\sum F_i} = 7,98 \text{ m}$$

- **Calcul de l'excentricité:**

$$e_x = \left| \frac{L}{2} - X \right| = 0,77 \text{ m}$$

- **Vérification de contrainte moyenne :**

$$e_x = 0,77 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = 2,92 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{\sum N_i}{L \cdot B} \left(1 + \frac{(6e_x)}{L}\right) = 189,15 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{\sum N_i}{L \cdot B} \left(1 - \frac{(6e_x)}{L}\right) = 110,13 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 169,40 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 169,40 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Condition vérifié.

VIII.2.4.2 Calcul des contraintes sous G+Q+E (vérification de contraintes moyenne) :

$$\sum N_i = 4900,1 \text{ kN}$$

$$\sum M_i = 79,95 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum N_i}{L \cdot B} \left(1 + \frac{(6e_x)}{L} \right) = 264,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum N_i}{L \cdot B} \left(1 - \frac{(6e_x)}{L} \right) = 130,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 231,28 \text{ kN/m}^2 \leq 2\overline{\sigma_{\text{sol}}} = 400 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Condition vérifié}$$

VIII.2.4.3 Calcul du ferrailage :

$$N_u = \sum N_i = 5195,1 \text{ kN}$$

$$M_u = \sum M_i = 32,9 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{u \text{ moy}} = 206,22 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 0,4\text{m} ; d = 0,9h = 0,36\text{m} ; b = 0,4\text{m} ; \sigma_b = 14,17\text{MPa} ; \sigma_s = 348\text{MPa} ;$$

$$f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; f_e = 400\text{MPa}$$

On utilise la méthode de console pour calculer le moment

$$Q_u = \sigma_{u \text{ moy}} \cdot B = 206,22 \times 1,5 = 309,33 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max} = \frac{Q_u \cdot \left(\frac{B}{2}\right)^2}{2} = 98,98 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{98,98 \times 10^6}{14,17 \times 400 \times 360^2} = 0,134$$

$$\mu = 0,134 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,927$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{98,98 \times 10^6}{348 \times 0,927 \times 360} = 8,52 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_a = \max(A_{\min} ; A_{st}) = 8,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = \mathbf{8T12 = 9,05 \text{ cm}^2}$$

- **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 : **e = 15cm**

- **Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{9,05}{4} = 2,26\text{cm}^2$$

On prend : **A_r = 4T10 = 3,34cm²**

- **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 : **e = 15cm**

- **Armatures transversales :**

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

VIII.2.5 Dimensionnement des poutres de libage :

La poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \rightarrow \frac{5}{9} \leq h \leq \frac{5}{6} \rightarrow 0,55\text{m} \leq h \leq 0,83\text{m}$$

On prend comme dimension : $\left\{ \begin{array}{l} h = 75\text{cm} \\ d = 67,5\text{cm} \\ b = 40\text{cm} \end{array} \right.$

VIII.2.5.1.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 :

$$M_{u \text{ travée}} = 400,03\text{kN.m}$$

$$M_{u \text{ Appuis}} = 283,67\text{kN.m}$$

$$V_{u \text{ max}} = 561,89 \text{ kN}$$

$$b = 40\text{cm} ; h = 75\text{cm} ; d = 67,5\text{cm}$$

a) En appui :

$$M_{u \text{ appuis}} = 283,67 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u \text{ Appuis}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{283,67 \times 10^6}{14,17 \times 400 \times 675^2} = 0,109$$

$$\mu = 0,109 < \mu_l = 0,392$$

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

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,941$$

$$A_{st} = \frac{M_{u \text{ travée}}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{283,67 \times 10^6}{348 \times 0,941 \times 675} = 12,83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 4\text{T16fil} + 4\text{T14} = 14,2 \text{ cm}^2$$

b) En travée :

$$M_{u \text{ travée}} = 400,03 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u \text{ travée}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{400,03 \times 10^6}{14,17 \times 400 \times 675^2} = 0,154$$

$$\mu = 0,1154 < \mu_l = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,915$$

$$A_{st} = \frac{M_{u \text{ travée}}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{400,03 \times 10^6}{348 \times 0,915 \times 675} = 18,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit : } A_{st} = 4\text{T16 Fil} + 4\text{T16} + 2\text{T14 renf} = 19,16 \text{ cm}^2$$

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ max}}}{d \times b} = \frac{561,89 \times 10^3}{675 \times 400} = 2,08 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- 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.

$$A_s = 3 \times 2 \times (0,4 + 0,75) = 6,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit : } 4\text{T14} + 2\text{T10}$$

- Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 16 \text{ mm}$$

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

- **Espacement :**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) = \min(18,75\text{cm}; 19,2\text{cm})$$

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

VIII.2.6 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 $N_u = 1583,06\text{kN}$

h : Épaisseur totale du nervure

- **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,4 + 0,4 + 2 \times 0,75) \times 2 = 4,6\text{m}$$

$$\overline{N}_u = \frac{0,07\mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 4,6 \times 0,75 \times 25000}{1,5} = 4025 \text{ kN}$$

$$N_u = 1583,06 \text{ kN} \leq \overline{N}_u = 4025 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

VIII.7 Récapitulatif des différentes semelles filantes :

Tableau.VIII.1 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	10,6	1892,9	4,88	0,41	1,4	0,35	163,1	C V
SF2	17,9	3082,1	8	0,95	1,4	0,35	164,8	C V
SF3	17,9	3759,8	8,10	0,80	1,6	0,4	172,1	C V
SF4	17,9	3857,5	7,98	0,77	1,6	0,4	169,40	C V
SF5	15,2	3687,1	8,36	0,76	1,7	0,4	187,01	C V
SF6	16,8	4931,6	8,30	0,09	1,8	0,40	188,1	C V

Tableau.VIII.2. 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	
			$M_{\text{travée}}$	M_{appuis}	$A_{\text{travée}}$	M_{appuis}		travée	Appuis	travée	Appuis
SF1	0,70	0,4	310,9	286,8	15,32	14,04	562,1	16,08	14,2	4T16Fil+ 4T14renf	4T16Fil+ 4T16chaf
SF2	0,70	0,4	497,03	441,2	25,90	22,61	662,04	27,2	24,12	2x4T16 Fil+ 4T16renf	4T16 Fil+ +4T16+ 4T16Cha
SF3	0,80	0,4	598,5	502,02	26,43	22,13	567,78	27,2	24,12	2x4T16 Fil+ 4T16renf	2x4T16 Fil+ 4T16+ 2T14 chap
SF4	0,75	0,4	400,03	283,67	22,24	12,83	561,89	22,2	14,2	4T16+4T16+ 2T14renf	4T16+ 4T14
SF5	0,75	0,4	294,39	188,78	14,05	9,01	326,54	14,2	11,12	4T16 Fil+ 2T14 renf	4T16 Fil+ 4T14Cha
SF6	0,75	0,4	547,4	464,1	26,49	21,94	603,44	27,2	24,12	2x4T16 Fil+4T16renf	2x4T16Fi+ 4T16Cha

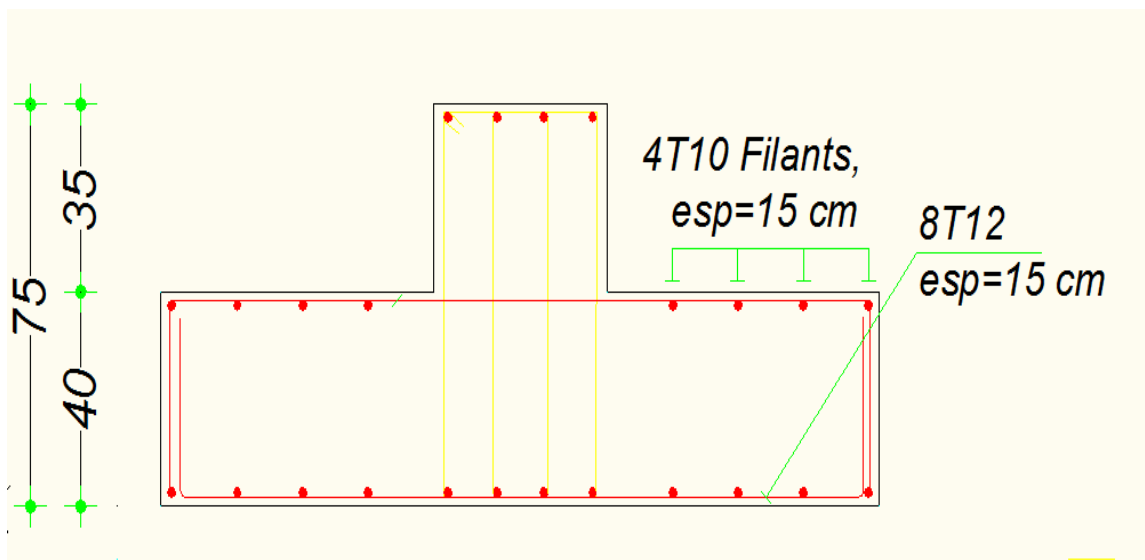


Figure VII.5 Ferrailage de la semelle filante.

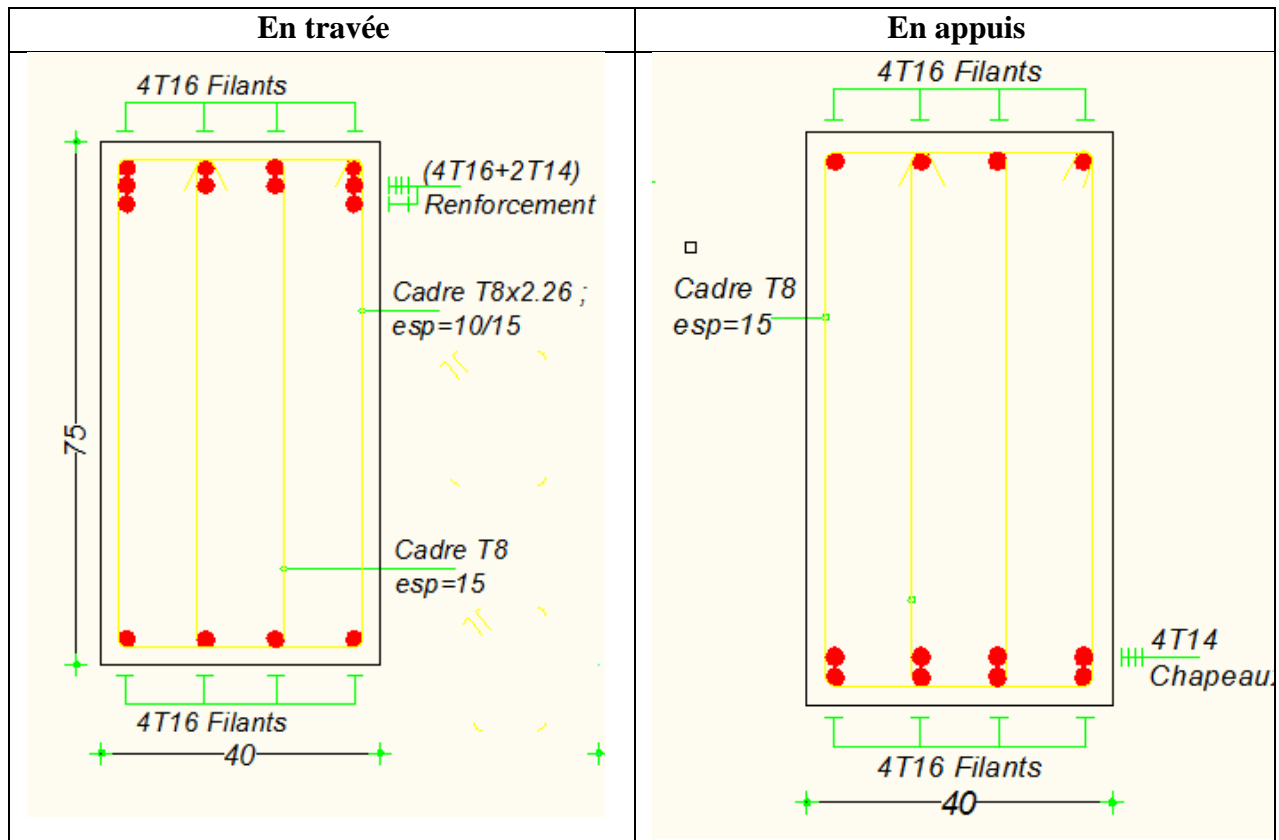


Figure VII.6 Ferrailage des libages

VIII.3 Etude des longrines :

VIII.3.1. Introduction :

Les longrines sont des éléments d'infrastructure qui sont capables de solidariser l'ensemble des fondations et qui permettent en même temps de résister à un effort de traction [f] d'où :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$$

Avec :

N : la valeur maximale des charges verticales apportées par les points d'appuis Solidarisés [N= 1501,33 KN].

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et du site Zone IIa :S3 $\Rightarrow \alpha = 12$

$$F = \frac{1501,33}{12} = 125,11 \geq 20 \text{ kN} \dots \dots \dots CV$$

D'après le RPA99V2003, la dimension minimale de la section transversale de la longrine est de :

Pour site S3 : (25*30) cm²

On choisit une section de S= (30*35) cm²

VIII.3.2.Calcul du ferrailage longitudinal :

$$A_{st} = \frac{0,12511}{348} = 3,60 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99V2003, la section minimale est de :

$A_{min} = 0.6\% \times 30 \times 35 = 6,3 \text{ cm}^2$

On choisit : **6T12** de section **6,79 cm²**.

• **Condition de non fragilité :**

La section minimale :

$A_{st \text{ min}} \geq b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 30 \times 35 \times \frac{2,1}{400} = 5,51 \text{ cm}^2$

$A_{st \text{ min}} \geq 5,51 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

VIII.3.3. Calcul du ferrailage transversal :

Elle doivent être telles que :

$\varnothing L \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varnothing_L^{min} \right) = \min \left(\frac{350}{35}, \frac{300}{10}, 12 \right) = \min 10 \text{ mm}$

$\varnothing L = 8 \text{ mm}$

On adopte un cadre un étrier en \varnothing_8 ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$)

VIII.3.4. Espacement des cadres :

D'après le RPA99v2003 on a :

$St \leq \min(15\varnothing, 20\text{cm})$

$St \leq \min(15 \times 1,20, 20\text{cm})$

On prend : **St= 15cm**

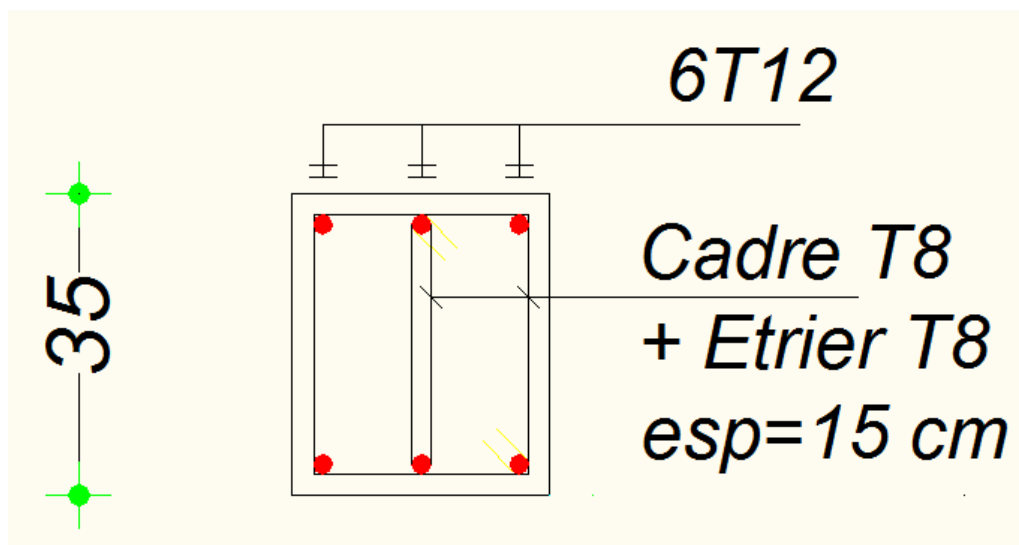


Figure VIII.7 Ferrailage de la longrine

Conclusion générale

CONCLUSION GÉNÉRALE :

Ce projet de fin d'études nous a permis, de mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir ces connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris dans la conception des bâtiments.

Ce travail nous a permis aussi de mieux apprécier le métier de l'ingénieur civil et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limitent pas simplement au calcul du ferrailage, mais aussi :

- Résoudre des problèmes existants avec la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.

- La conception qui constitue principalement la préparation des plans détaillés de l'élévation du bâtiment.

Nous avons appris à étudier tous les éléments concernant les constructions en béton armé en passant par plusieurs difficultés comme l'utilisation du logiciel ETABS et la stabilisation de notre structure.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal du concepteur est de réduire le risque sismique probable à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et sécuritaires.

Nous espérons que ce travail constitue un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un bon guide pour les futures promotions.

Conclusion Général

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez-de-chaussée plus (05) étages d'habitation, implanté à la wilaya de MASCARA. Cette région est classée comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de Caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif l'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et dalle pleine).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par le logiciel ETABS 9.7 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, fondation) sera calculée dans la dernière partie.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, ETABS 9.7, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract

This project presents a detailed study of a multipurpose building, consists of a addition (04) floors, located in the wilaya of MASCARA. This region is classified seismic zone (zone IIa) according to the RPA99 version2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 modified2003, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, and full slab).

The dynamic study of the structure was begun in the third part software ETABS 9.7 to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

Keys words:

Building. Reinforced concrete, ETABS 9.7, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سنية تتألف من طابق ارضي +05 طوابق بولاية معسكر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 02 أ حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل. باستخدام القواعد الجديدة للحساب و التحقق من الخرسانة المسلحة (RPA 99 v2003 , BAEL 91 modifié 99). تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء و هم:

الجزء الأول: يبدأ بالوصف العام للمشروع ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة له معرضا خصائص المواد و حمولة كل عنصر .

الجزء الثاني: يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبناية.

الجزء الثالث: يتضمن الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة الحاسوب .

الجزء الرابع: يشمل دراسة الأجزاء المقاومة للبناية (الأعمدة, الروافد, الجدران المسلحة و الأساسات).

: الكلمات المفتاحية

,الخرسانة المسلحة , العمارة . ETABS 9.7, BAEL 91 modifié 99, RPA 99 v2003

NOTATIONS ET SYMBOLES

Symboles	Signification
E.L.S	Etat Limite De Service,
E.L.U	Etat Limite Ultime,
Cte	Valeur Constance,
A_s	Section D'aciers,
A_s'	Section D'aciers Comprimés,
A_{max}, A_{min}	Section D'acier Maximale Et Minimale,
A.N	Axe Neutre,
A_s	Armatures Supérieures,
A_t	Section D'un Cours D'armatures Transversales,
B_r	Section Réduite,
B_o	Section Homogène Totale,
E_s	Module D'élasticité,
F_{bc}	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton,
G	Action Permanente,
I_0	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène,
M_a	Moment Sur Appui,
M_{Ser}	Moment Fléchissant A L'E.L.S,
M_u	Moment Fléchissant A L'E.L.U,
$M_{\hat{a}x}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé,
M_{oy}	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A l_y
N_{Ser}	Effort Normal De Service,
N_u	Effort Normal Ultime,
P_{Ser}	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S,
P_u	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U,
V_u	Effort Tranchant A L'.L.U,
a	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale,
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau,
B	Largeur D'une Table De Compression,
b_0	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T,
b_1	Largeur d'une aile de tension en T,

d	hauteur utile d'une section,
e_0	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton,
f_{cj}	Résistance caractéristique du béton à la compr à- j- jours,
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j,
f_e	Limite d'élasticité de l'acier,
f_{tj}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à j jours,
f_{t28}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à 28 j,
h	Hauteur totale d'une section,
h_0	Hauteur d'une table de compression,
i	rayon de giration,
l_a	Portée d'ancrage,
l_f	hauteur de flambement,
l_i	Portée de travée,
l_r	Longueur de recouvrement,
l_s	Longueur de scellement,
l_o	Longueur fictive,
$\eta = 15$	coefficient d'équivalence,
S_t	Espacement des armatures transversales,
ϵ_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé ,
ϵ_s	Allongement relatif des aciers tendus,
ϵ_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimés,
ϵ_{sl}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e / γ_s),
π	Coefficient de fissuration,
λ	Élancement géométrique,
μ	Coefficient de frottement acier /béton,
ν	Coefficient de poisson ; effort normal réduit,
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton,
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
σ_s	Contrainte de traction de l'acier,
τ_{su}	Contrainte d'adhérence limite,

τ_U	Contrainte tangentielle conventionnelle,
ϕ	Diamètre d'une barre,
ϕ_l	Diamètre d'une barre longitudinale,
ϕ_t	Diamètre d'une barre transversale,
ψ, ψ'	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes,
ψ_s	Coefficient de scellement,

Liste des figures

Chapitre I. Présentation du projet

Figure I.1 : Plan de masse.....	3
Figure I.2 : vue en élévation de la structure	4
Figure I.3 : vue en plan de la structure.....	4
Figure I.4 Diagramme parabole rectangle.....	9
Figure I.5: Diagramme contraintes-déformations.....	12

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments de la structure

Figure II.1 : Coupe d'un plancher à corps creux.....	16
Figure II.2 : Coupe d'un plancher à corps creux du plancher terrasse.....	17
Figure II.3 : Coupe d'un plancher étage courants à corps creux	18
Figure II.4 : Vus en 3 D du poteau	21
Figure II.5 : Section afférente du poteau rectangulaire	22
Figure II.6 : Coupe de voile en élévation.....	25

Chapitre III Les éléments non structuraux

Figure III.1 Dimension d'acrotère.....	28
Figure III. 2 : Ferrailage de l'acrotère.....	32
Figure III.3:Schéma du balcon.	33
Figure III.4 : Schéma de ferrailage du balcon(type01).	38
Figure III.5 : Schéma de ferrailage du balcon (type02)	44
Figure III.6 : schéma d'un escalier à trois volées.....	44
Figure III.7 : Schéma statique de 1 ère volée	45
Figure III.8 : Schéma statique cas 1 la première volée	48
Figure III.9 : diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant.	49
Figure III.10 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 1(cas volée1).	53
Figure III.11 : Schéma statique de l'escalier type 1 (cas de volée 2).	53
Figure III.12 : Schéma statique des charges de l'escalier type 1 (cas de volée 2et3).	55
Figure III.13 :Diagrammes Moments et efforts tranchant de l'escalier type 1	56
Figure III.14 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 1(cas volée 2et 3).....	59
Figure III.15. Diagramme des moments que subit la poutre palière.....	60

Chapitre IV Etude des planchers

Figure IV.1 : Plancher à corps creux.....	65
Figure IV.2 : Diagrammes du moment corrigé.....	66
Figure IV.3 les types des poutrelles de étage courant.....	69
Figure IV.4 .Section de calcul.....	71
Figure IV.5 : Schémas ferrailage des poutrelles Plancher étage courant.....	76
Figure IV.6.Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	77
Figure IV.7 les types des poutrelles de terrasse.....	77
Figure .IV.8 : Type de poutrelle plancher terrasse.....	78
Figure IV.9 Section de calcul.....	79
Figure IV.10 Schémas ferrailage des poutrelles Plancher Terrasse.....	84
Figure IV.11: Ferrailage de la dalle de compression.....	85

Chapitre V Etude dynamique

Figure.V.1 : l'interface de l'ETABS V9.7.4	88
Figure.V.2 : Disposition des voiles dans la structure.....	89
Figure.V.3 : spectre de repense.....	90
Figure V.4 : Modes principaux de la vibration.....	94

Chapitre VI Ferrailage des portiques

Figure VI.1 : Zone nodale.....	117
--------------------------------	-----

Chapitre VII Ferrailage des Voiles de contreventement

Figure VII.1 : Vue en plan du voile plein en U.....	122
Figure VII.2: Schéma de ferrailage.....	125

Chapitre VIII Etude de l'infrastructure

Figure VIII.1: Schéma de la distribution des charges sur de voile périphérique.....	129
Figure VIII. 2 : Ferrailage de voile périphérique.....	133
Figure VIII.3 : Schéma d'une semelle isolée.....	134
Figure VIII.4. Chargement de la semelle filant	135
Figure VII.5 Ferrailage de la semelle filante.....	141
Figure VII.6 Ferrailage des libages.....	142
Figure VIII.7 Ferrailage de la longrine.....	143

Liste des tableaux

Chapitre I. Présentation du projet

Tableau.I.1 : Coefficient d'application.....	10
----------------------------------------------	----

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments de la structure

Tableau II.1 : Epaisseur du plancher des différents niveaux	17
Tableau II.2 : La descente des charges du plancher terrasse	17
Tableau II.3 : La descente de charge du plancher RDC et étages.....	18
Tableau II.4 : Loi de dégression de la surcharge d'exploitation.....	20
Tableau II.5. Section des éléments de la structure.....	26

Chapitre III Les éléments non structuraux

Tableau III.1: Vérification des contraintes à l'ELS en travée.....	42
Tableau III.2: Vérification des contraintes à l'ELS en appui.....	43
Tableau III.3 : Résumé les charges de pailasse.....	46
Tableau III.4 : Résumé les charges de palier.....	47

Chapitre IV Etude des planchers

Tableau IV.1 le rapport entre les travées successives.....	70
Tableau IV.2 résultats des moments et effort tranchants à ELUR.....	70
Tableau IV.3 résultats des moments et effort tranchants à ELS.....	70
Tableau IV.4 récapitulatif des résultats obtenus aux planchers étages.....	71
Tableau IV.5 résultats des moments et effort tranchants à ELUR.....	78
Tableau IV.6 résultats des moments et effort tranchants à ELS.....	78
Tableau IV.7 récapitulatif des résultats obtenus aux planchers étages.....	79

Chapitre V Etude dynamique

Tableau V.1. Centre de rigidité et centre de masse de la structure.	92
Tableau V.2. Participation des masses cumulées.	93
Tableau V.3.Valeur de coefficient de participation modale de la structure	93
Tableau V.4.Valeurs de V_{sta} et V_{dyn}	95
Tableau V.5: Déplacement relatif admissible suivant le sens x.....	96

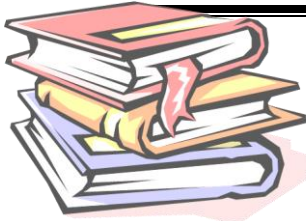
Tableau V.6: Déplacement relatif admissible suivant le sens Y	96
Tableau V.7: Vérification à l'effet P- Δ	97

Chapitre VI Ferrailage des portiques

Tableau VI.1. Moments max des Poutres principales de rive.....	100
Tableau VI.2. Moments max des Poutres principales intermédiaires.....	100
Tableau VI.3. Moments max des poutres secondaires de rive.....	100
Tableau VI.4. Moments max des poutres secondaires intermédiaires.....	100
Tableau VI.5. Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive.....	103
Tableau VI.6. Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires.....	103
Tableau VI.7. Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires de rive.....	103
Tableau VI.8. Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires intermédiaires.....	104
Tableau VI.9 Ferrailage des poutres principales de rive.....	110
Tableau VI.10. Ferrailage des poutres principales intermédiaires.....	110
Tableau VI.11.Ferrailage des poutres secondaires de rive.....	111
Tableau VI.12.Ferrailage des poutres secondaires intermédiaires.....	112
Tableau VI.13. Récapitulation du ferrailage des poteaux.....	118
Tableau :VI.14. Ferrailages des poteaux.....	118

Chapitre VII Ferrailage des Voiles de contreventement

Tableau VII.1: Tableau récapitulatif des ferrailages des voiles.....	126
Tableau VIII.1 Les sections des différentes semelles filantes.....	140
Tableau VIII.2. Le ferrailage des différentes semelles filantes.....	141



La bibliographie



Les livres:

- 📖 Cours de béton armé BAEL91-Jean- pierre MOUGIN-EYROLLES 1992;
- 📖 Pratiques du BAEL91-Jean PERCHAT et Jean ROUX-3^{eme} édition 99;
- 📖 D.T.R.B.C-2.48 Règles parasismiques algériennes « RPA99 »;
- 📖 Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99 modifié en 2003.**
- 📖 D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;
- 📖 Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA 93.**
- 📖 Guide pour la rédaction des mémoires fin d'études

Outils informatiques

- Logiciel ETABS 9.7
- Logiciel EXCEL
- AUTOCAD 2011
- Logiciel Word