



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democratic Republic of Algeria
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم
University Abdelhamid Ibn Badis - Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology
قسم الهندسة المدنية والمعمارية
Civil engineering & architecture département



N° d'ordre : M/GCA/2021

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : génie civil.

Spécialité : Structure.

Thème

*Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+8)
avec S-SOL*

Présenté par :

- Bekkadra abdelkader otman
- Akermi abdellatif

Soutenu le 12/07/2021 devant le jury composé de :

Président : Belase nadia.

Examineur: Rezigua ahmed

Encadrant : Belgeusmia khalil

Année Universitaire : 2020 / 2021

Remercîments

Remercîments

Nous tenons tout d'abord à remercier le bon Dieu de nous avoir guidés et donné la force et la volonté pour atteindre notre objectif.

Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à toutes celles et à ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

Nous tenons tout particulièrement à exprimer notre profonde gratitude à Khalil belgeusmia, l'encadreur de ce mémoire et l'examineur Rezigua ahmed aussi le présidente mm : Belas nadia , pour son accompagnement, son dévouement, sa rigueur, ses conseils avisés, sa patience et son investissement sans lesquels nous n'aurions pas pu mener à terme ce travail.

Nous voudrions adresser nos sincères remerciements à tous les professeurs du département de Génie Civil à l'université de Mostaganem, qui ont participé à notre formation. Nous tenons aussi à remercier les membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant d'évaluer ce travail.

Nos remerciements vont à nos parents pour leurs soutiens et leurs encouragements pendant toute notre vie. Ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager et nous aider.

Enfin, nos sincères remerciements vont à tous nos amis qui nous ont fait bénéficier de leurs conseils, remarques, suggestions et soutien moral tout au long de ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

Ames chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.

*Ma chère mère " zohra " qui m'a donné l'amour, le soutien et le courage.
Mon défunt père " ahmed " qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.*

Ames chers seour : khadidja.

Qui m'ont toujours soutenu.

A toute ma famille bekkadra

A mon binôme : akermi abdellatif

A mon cher ami : ramdane hamadouche.

A ma chère fiancée : abir.

A tous les enseignants du département de Génie Civil qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

Bekkadra abdelkader otmane

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

Ames chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.

*Ma chère mère " nacera " qui m'a donné l'amour, le soutien et le courage.
Mon Défunt père " adelmadjid " qui a sacrifié toute vie afin de me voir devenir ce que je suis.*

Qui m'ont toujours soutenu.

A toute ma famille AKERMI

A mon binôme : bekkedra abdelkader otman

A tous les enseignants du département de Génie Civil qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

Akermi abdellatif

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

SOMMAIRE

Chapitre I : introduction:

1.1- présentation du projet	1--3
1.2-principe des justifications.....	4
1.3- Caractéristiques mécaniques des matériaux..... ;;	5--6
1.3.1-béton.....	7-9
1.3.2-l'acier.....	9-11

Chapitre II : pré dimensionnement:

2.1-INTRODUCTION	12
2.2 - plancher étage	12--13
2.3-plancher a dalle pleine.....	14--16
2.4- descente des charges	17--19
2.5- les poutres.....	20
2.5.1 - poutre principales	20
2.5.2- poutre secondaire	21
2.6 les poteaux	
2.6 – les calcules.....	22--26
2.7 -Les voiles	26
2.8- Les escalier et L' acrotère	27--30

Chapitre III : Etude des planchers

3.1-Introduction.....	31
3.2 : Plancher à corps creux	32--34
3.2.1- Etude des poutrelles.....	34--56
3.3 -Plancher à dalle pleine (RDC et sous sol	57--62

Chapitre IV : éléments non structuraux

4.1-escalier	63—76
4.2-Poutre palière.....	77—83
4.3-L’acrotère.....	84--92
4.4-Etude du balcon.....	93--99

Chapitre V Etude sismique

5.1- définition d’un séisme (introduction).....	100--102
5.2- La méthode statique équivalent	102.
5.3 Modélisation de la structure initiale (sans voiles):.....	103-106
5.4 Modélisation de la structure initiale (avec voiles).....	107-110
5.5-Vérification de la période et calculer le V.....	111-115 .
5.6.1-Déplacement relatif admissible.....	116-119
5.6.2Justification vis-à-vis de l’équilibre d’ensemble.....	119-121

Chapitre VI : Etude des portiques

6.1- définition	122.
6.2- Ferrailage des portique	
6.2- ferrailage des poutres.....	122-132.
.6.2- ferrailage des poteaux.....	132-148.
Etude des voiles	149
6.2- Prescription du RPA version 2003.....	149-151...
6.3- Disposition constructive des armature.....	152-156...
6.3.1- Armaturesverticales.....	
6.3.2- dessin etFerrailage.....	157-159.
6.3.3 voile de contreventement	160-165.

Chapitre VII Etude de l'infrastructure :

8.1- Introduction167.

8.2- Etude de fondation.....167-169..

8.2.2- Etude de radier.....169-177..

8.3-Ferraillage du radier178.

LISTE DES SYMBOLES ET ABRIVIATIONS

LISTE DES SYMBOLES ET ABRIVIATIONS

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton. \varnothing : Diamètre des armatures.
- β : Angle de frottement.
- Q : Charge d'exploitation.
- δ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier. σ
- δ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
-
- σ_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.
-
- σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.
- σ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ϵ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- E.L.U : Etat limite ultime.
- E.L.S : Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal aux états limites de service.
- N_u : Effort normal aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période

- S_t : Espacement entre armature transversale.

LISTE DES SYMBOLES ET ABRIVIATIONS

- e : Epaisseur de l'élément (voile, dalle....)
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service. $\square M_t$: Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age. α : Coefficient de raideur de sol.
- ρ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe x

- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.
- h_{cr} : La hauteur critique.

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I: PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau 1.1 : Différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques

Tableau.1. 1 : Matériaux de construction

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT

Tableau 2.1: Tableau récapitulatif de dimensions des dalles pleines pour bloc B

Tableau 2.2: charge G pour terrasse inaccessible

Tableau 2. 3: charge G pour etage courant

tableau 2.4: charge G pour Dalle pleine

Tableau 2.5 : Tableaux récapitulatifs des charges et combinaisons des charges:

Tableau 2.6 : choix les dimansion des poteaux

CHAPITRE III : etude des planches

Tableau III.1 : Calcul des efforts internes (M ; T) à l'ELU 1^{er} CAS

Tableau III.2 : Calcul des efforts internes (M ; T) à L'ELS

Tableau III.3 : Calcul des efforts internes (M ; T) à l'ELU 2^{ème} Cas

Tableau III.4 : Calcul des efforts internes (M ; T) à l'ELS

Tableau III.5 : Caractéristique géométriques et mécaniques

Tableau III.6 : Ferrailage de la dalle pleine

Tableau III.7 : Vérification des contraintes à l'ELS

Chapitre V. Etude des éléments secondaires

Tableau 4 .1: Evaluation des charges permanentes escalier (palier)

Tableau 4.2 : Evaluation des charges permanentes escalier (Volée d'escalier)

Tableau 4.3 :Charge à l'ELU est l'ELS

Tableau 4.4 : Résultats des sollicitations

Tableau 4.5 :Résultatsdes efforts internes à l'ELU et l'ELS

Tableau 4.6 : Caractéristique géométriques et mécaniques

Chapitre IV. Etude dynamique

Tableux 5 1 : Périodes et facteurs de participation modaux.(Sans voile)

Tableau IV.2 Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

Tableau IV.3 : Déplacements absolus pour sens longitudinal et transversal.

Donc :

Tableau IV.4 : Vérification de l'effet P- Δ sens longitudinal

Tableau IV.5 : Vérification de l'effet P- Δ sens transversal.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I: PRESENTATION DE L'OUVRAGE

<u>Figure I.1</u> Dimension du bâtiment.....	4
<u>Figure I.2</u> Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU.....	9
<u>Figure I.3</u> Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS.....	9
<u>Figure I.4</u> Diagramme contrainte- déformation de l'acier.....	11

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT

<u>Figure II.1</u> Planchers à corpscreux.....	13
<u>Figure II.2</u> Coupe plancher terrasse inaccessible.....	15
<u>Figure II.3</u> Coupe de plancher courant.....	16
<u>Figure II.4</u> Coupe de voile en élévation.....	21
<u>Figure II.5</u> Coupe de voile en plan.....	21
<u>Figure II.6</u> Les charges vertical agissant sur le poteau	23

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

<u>Figure III.1</u> Schéma représentatif d'acrotère.....	31
<u>Figure III.2</u> Diagramme des efforts à l'ELU.....	32
<u>Figure III.3</u> Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère.....	33
<u>Figure III.4</u> Ferrailage de l'acrotère.....	39
<u>Figure III.5</u> Schéma statique du balcon.....	40
<u>Figure III.6</u> Diagramme du moment à l'ELU.....	41
<u>Figure III.7</u> Diagramme du moment à l'ELS.....	42
<u>Figure III.8</u> Ferrailage de balcon.....	45
<u>Figure III.9</u> Composant de plancher.....	46

<u>Figure III.10</u> Corps Creux.....	46
<u>Figure III.11</u> Schémas statique de la poutrelle.....	48
<u>Figure III.12</u> Schéma de la longueur de chaque travée de la poutrell.....	50
<u>Figure III.13</u> Schéma statique d'une poutrelle isostatiq.....	50
<u>Figure III.14</u> Poutrelle a 5 travées.....	51
<u>Figure III.15</u> Poutrelle à 3 travées.....	51
<u>Figure III.16</u> Poutrelle à 2 travées.....	51

LISTE DES FIGURES

<u>Figure III.17</u> Ferrailage des poutrelles.....	62
<u>Figure III.18</u> Ferrailage de dalle pleine pour une bande de 1 m.....	67
<u>Figure III.19</u> Dimensions de l'escalier.....	68
<u>Figure III.20</u> Schéma statique de l'escalier.....	69
<u>Figure III.21</u> Chargement des escaliers.....	72
<u>Figure III.22</u> Diagramme du momenta L'ELU.....	73
<u>Figure III.23</u> Diagramme d'effort tranchant a L'ELU.....	73
<u>Figure III.24</u> Diagramme du momenta L'ELS.....	74
<u>Figure III.25</u> Diagramme d'effort tranchant a L'ELS.....	74
<u>Figure III.26</u> Schéma de ferrailage des escaliers.....	81
<u>Figure III.27</u> Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	89

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

<u>Figure IV.1</u> Spectre de réponse.....	94
<u>Figure IV.2</u> Model initial.....	95
<u>Figure IV.3</u> Le comportement des trois premiers modes.....	96
<u>Figure IV.4</u> Evaluation des effets du second ordre.....	101

CHAPITRE V : FERRAILAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

<u>Figure. V.1</u> : Schéma ferrailage des poteaux	109
<u>Figure. V.2</u> : Schéma ferrailage des poutres principales (30x45)	115
<u>Figure. V.3</u> : Schéma ferrailage des poutres secondaires (30x35)	120
<u>Figure. V.4</u> : Schéma ferrailage de voile	126

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

<u>Figure. VI.1</u> :dimension du radier.....	128
<u>Figure VI.2</u> :dimension de la nervure.....	134
<u>Figure VI.3</u> :Schéma ferrailage de radier.....	138

INTRODUCTION GENERALE

Les phénomènes naturels notamment les séismes constituent le plus grand danger qui menace plusieurs régions du monde, l'Algérie n'est pas à l'abri de tels phénomènes destructifs et c'est pour cela qu'on doit prendre en considération les différents règlements de la conception.

L'ingénieur est donc appelé à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dus aux dommages subis par la structure, sans oublier l'aspect économique.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé implanté dans une zone de moyenne sismicité, comportant un RDC et 8 étages.

Ce travail est organisé comme suit :

Le premier chapitre consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et les caractéristiques des matériaux utilisés.

Pour toute étude d'une structure, le pré dimensionnement des éléments (poteaux, poutres et voiles...) se fait en première étape afin d'entamer l'étude dynamique ce qui est représenté dans le deuxième chapitre.

Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires tel que : l'acrotère ; les escaliers ; le plancher etc.

Dans le quatrième chapitre nous intéressons à la modélisation de la structure à l'aide de logiciel ETABS et la détermination des modes de vibrations, en renforçant l'ossature par des voiles, on étudie ainsi le comportement de la structure jusqu'à la vérification des déplacements.

Pour que la structure résiste aux différentes sollicitations on doit calculer le ferrailage de ses éléments résistants, à partir des résultats obtenus par l'analyse dynamique, qui sera le cinquième chapitre.

Le chapitre VI consiste à dimensionner et ferrailer les éléments de l'infrastructure.

Nous terminons ce document par quelque conclusion et par des références bibliographiques.

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة عمارة سكنية من الخرسانة المسلحة ذات (ثمان طوابق + طابق أرضي)، تمت بنائها

في ولاية مستغانم مدينة مستغانم (خروبة) المصنفة ذات نشاط زلزالي المتوسط .مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم

مختلط)أعمدة وعوارض + جدران (مسلحة، كما أن لها منظر في المستوي على شكل مستطيل ، تم التصميم وفق القوانين

ومعايير البناء المطبقة في الجزائر (RPA9 version2003, CBA93,BAEL91)

الدراسة الديناميكية تمت بواسطة برنامج Robot 2018

أساس المبنى متكون من حصير العام.

الكلمات المفتاحية: العمارة، الخرسانة ، CBA , 93ETABS, RPA 99/2003,BAEL91 .

Le but de ce travail est l'étude d'une structure de bâtiment à usage d'habitation en béton armé (R+8) implanté à la wilaya de Mostaganem commune de Mostaganem (Kharrouba) qui est classée comme une zone de sismicité moyenne. La résistance du bâtiment dont la vue en plan est en forme de rectangle , est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles), La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91)

L'étude dynamique a été faite à l'aide logiciel Robot 2018.

La fondation du bâtiment est composée d'un radier général.

Mots clés : *bâtiment, béton, ETABS, RPA 99/2003,BAEL91, CB93*

CHAPITRE I



PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1 - INTRODUCTION

1.1- PRESENTATION DU PROJET :

Le présent projet de fin d'étude consiste à étudier et calculer les éléments structuraux d'un bâtiment en béton armé à usage multiple (R+8 avec sous-sol).

Notre projet sera implanté à «**Mostaganem-kharouba**» qui est considéré, par le règlement parasismique Algérienne «**RPA99 Version2003**» comme une région de moyenne sismicité «**zone IIa**» sur la et sera classé suivant son utilisation comme étant du groupe d'usage 2.

-La structure porteuse est constituée par des portiques en béton armé (poteaux – poutres).
-La stabilité des ouvrages vis-à-vis des charges horizontales, notamment les charges sismiques, est assurée par des portiques contreventés par des voiles en béton armé.

Le plancher terrasse est en corps creux pour tous les niveaux.

-Le sous-sol

est destiné pour un parking.

-Le RDC :

Bloc B est destiné pour les boutiques. (commerce)

-Et les autres étages sont consacrés pour l'usage d'habitation.

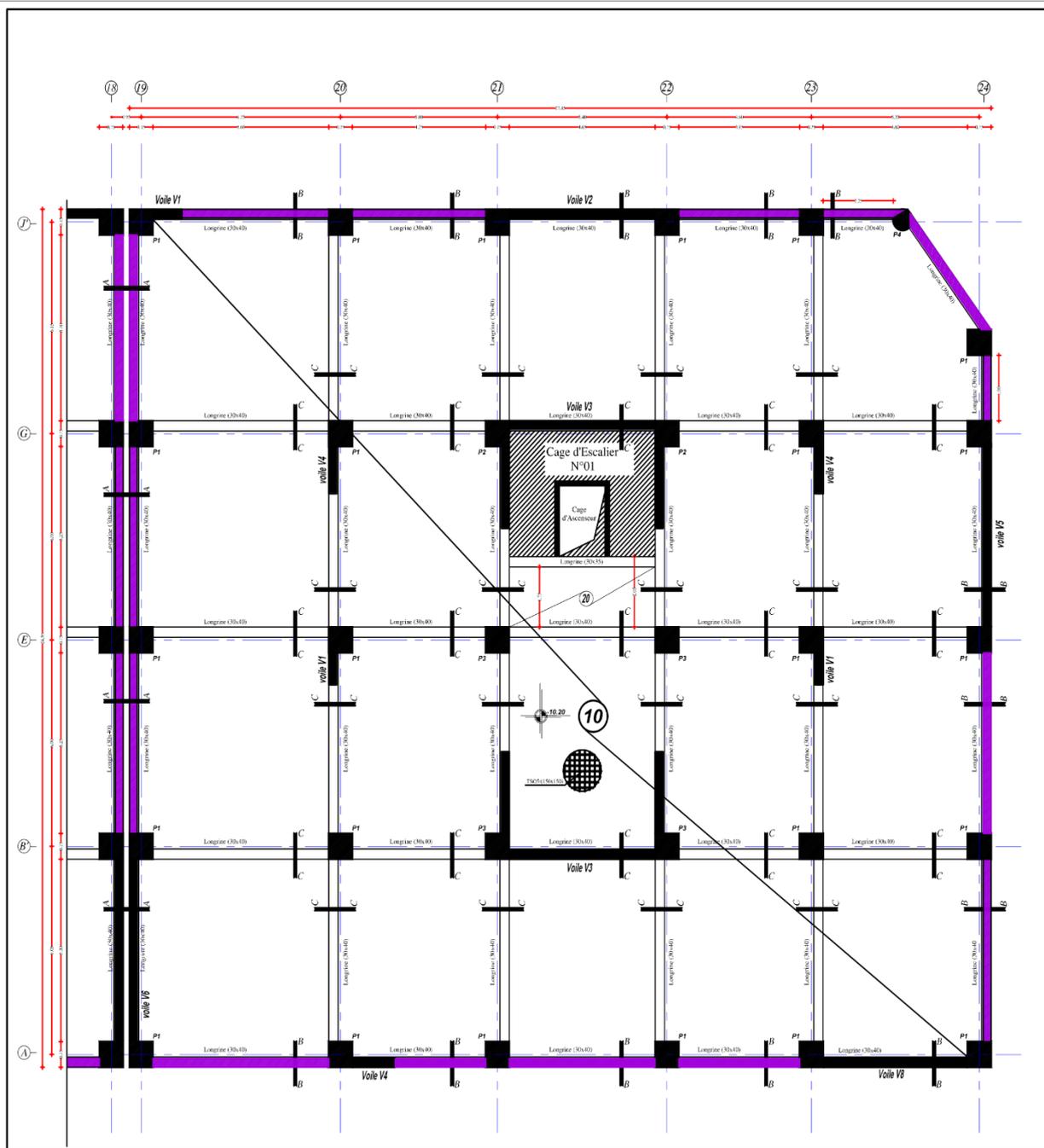
-Les dimensions de bloc sont telles que :

Dimension en plan :

- Longueur du bloc : 27m

- Largeur du bloc : 24.1m

Plan de : s sol et rdc



Dimension en élévation :

- Hauteur du R.D.C : 5.10m
- Hauteur des étages courants : 3.06m
- Hauteur totale du bloc : 34.68

- **Pour la conception de ce projet on utilise les règles B.A.E.L91.**

– PRINCIPE DES JUSTIFICATIONS:

Les calculs justificatifs sont conduits suivant la théorie des :

- les états limites ultimes de résistance (E.L.U)
- les états limites de services (E.L.S)

.2.4 Ossature de l'ouvrage :

La structure est composée d'un système de contreventement mixtes portiques contreventés par des voiles, donc c'est un système de type (4b) d'après RPA99 (version 2003).

Maçonnerie :

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse selon deux types :

Murs extérieurs constitués d'une double cloison de 30 cm (brique creuse de 15 cm et brique creuse de 10 cm séparé par une lame d'air de 5 cm).

Murs intérieurs constitués par des cloisons de 10 cm (brique creuses de 10 cm).

Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.

Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour déréalisation.

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

Escaliers :

Les escaliers sont des éléments en béton armé qui permettent de relier deux niveaux différents de construction, dans notre ouvrage les escaliers sont constitué de deux volées droites et un palier de repos (la cage d'escalier commence du rez-de-chaussée jusqu'à 8^{ème} étage).

Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL) et à la réglementation en vigueur en Algérie.

- Caractéristiques des matériaux utilisés :

A.2.1- Béton :

Le béton est une pierre artificielle composée de granulats (sable + gravier), Liant (Ciment) et d'eau, selon des proportions bien déterminées. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

- Poids volumique : $\rho = 2.5 \text{ t/m}^3$
- Résistance du béton à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Résistance du béton à la traction : $f_{t28} = 1.92 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité du béton : $E_{i28} = 30000 \text{ MPa}$
- Coefficient de POISSON : $\nu = 0.2$ (pour le calcul des déformations) et $\nu = 0.0$ (pour le calcul des sollicitations)
- Coefficients de sécurité : $\gamma_b = 1.50$ (situations durables) et $\gamma_b = 1.15$ (situations accidentelles).
- Contrainte de calcul : $\sigma_b = 12.47 \text{ MPa}$ (situations durables) et $\sigma_b = 16.26 \text{ MPa}$ (situations accidentelles)

-Le béton est dosé à 350 Kg/m^2 de ciment (CPJ350)

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 8,3j} \cdot f_{c28} \Rightarrow \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \Rightarrow \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases} \dots \dots [1]$$

Résistance à la compression:

Un béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite f_{c28} .

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge j jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28, la résistance à la compression peut être obtenue par la formule suivante :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } j \leq 28 \text{ jours}$$

$f_{c28} = 22 \text{ MPa}$ (béton à usage courant).

A. Résistance à la traction :

La résistance à la traction d'un béton à 28 jours est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 1,9 \text{ MPa.}$$

B. Module de déformation longitudinale du béton:

• **Module de déformation longitudinale instantanée est :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est donné par

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Pour } j = 28 \text{ jours et } f_{c28} = 22 \text{ MPa ; On a : } E_{i28} = 2,985 \times 10^4 \text{ MPa.}$$

• **Module de déformation longitudinale différée :**

Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage, on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation pour le calcul des déformations finales du béton, on utilise le module de déformation longitudinale différée E_{vj} qui est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Pour } j = 28 \text{ jours et } f_{c28} = 20 \text{ MPa ; On a : } E_{v28} = 10043 \text{ MPa.}$$

D. Module de déformation longitudinale du béton:

• **Module de déformation longitudinale instantanée est :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est donné par

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Pour } j = 28 \text{ jours et } f_{c28} = 22\text{MPa} ; \text{ On a : } E_{i28} = 2.985 \times 10^4 \text{MPa.}$$

- Sable 400 litres/m³ ($D_s \leq 0.5 \text{ mm}$)
- Gravier 800 litres/m³ ($3 \leq D_s \leq 25 \text{ mm}$)
- Eau de gâchage **160 à 180 litres/m³.**

E. Contraintes limites :

On distingue deux types de calcul :

- **Etat limite ultime (E.L.U) et**
- **Etat limite de service (E.L.S).**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

La contrainte limite ultime du béton comprimé :

$$\sigma_b = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Pour une situation accidentelle.} \\ 1.50 & \text{Pour une situation durable et transitoire.} \end{cases}$$

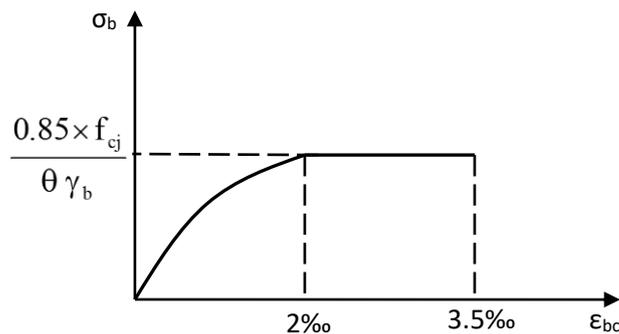


Fig. I.3: Diagramme contraintes - déformations de calcul du béton (E.L.U.)

➤ **Etat limite service (E.L.S) :**

A l'état limite de service, on limite la contrainte :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$$

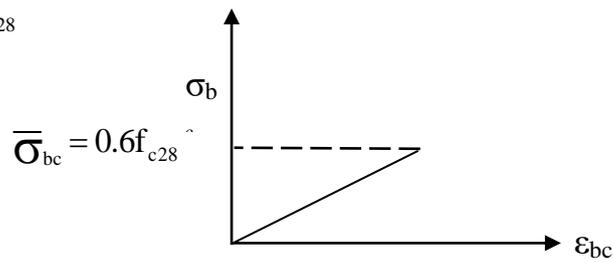


Fig. I.4: Diagramme contraintes – déformation de calcul du béton (E.L.S.)

Acier :

A. Types d'aciers utilisés :

Les types d'aciers utilisés sont:

- Barre à haute adhérence (HA) de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales ;
- Ronds lisses (RL) de nuance FeE235 pour les armatures transversales (cadres, épingles et étriers) et
- Treillis soudés (TS) de nuance FeE520 pour $\Phi \leq 6\text{mm}$.

Pour notre projet, on utilisera les aciers indiqués dans le tableau ci-dessous

Tableau1.1 : Différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques :

Aciers	Désignations	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Diamètres nominaux normalisés en [mm]	Utilisation
Ronds lisses (RL)	FeE235	235	6-8	Armatures transversales (cadres, épingles, étriers, des poutres et des poteaux)
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	10-12-14-16-20	Armatures longitudinales
Treillis soudés (ronds lisses) TS	TLE520 $\varphi \leq 6\text{mm}$	520	$\varphi \leq 6\text{mm}$	Emplois courant pour : radiers, voiles, planchers et dalles.

B. Contrainte de calcul de l'acier (σ_s) :

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

Le diagramme contrainte (σ_s)-déformation (ε_s) est conventionnellement défini ci-dessous,

avec:

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

σ_s : Contrainte de l'acier ;

f_e : Limite d'élasticité de l'acier et

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \longrightarrow \text{Situation courante (normale).} \\ & \longrightarrow \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

ε_s : Allongement relatif de l'acier ($\varepsilon_s = \Delta L/L$)

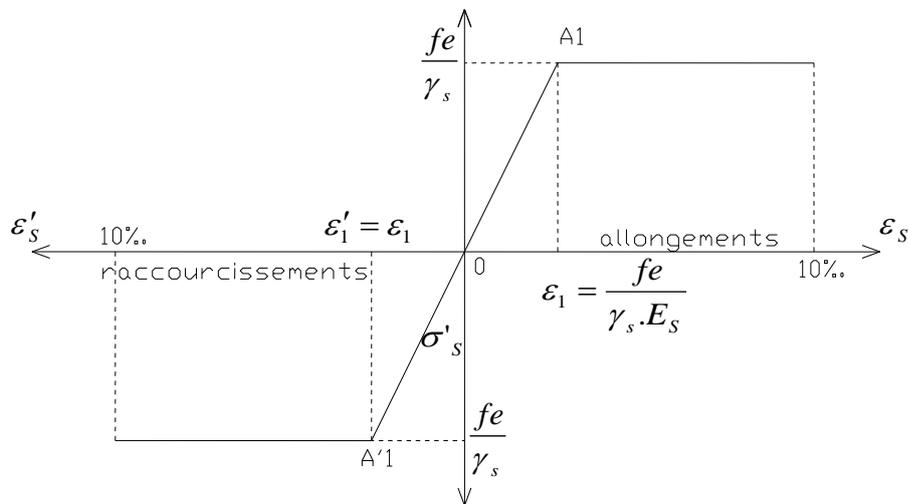


Fig. I.5: Diagramme contrainte déformation pour tous les aciers

➤ **Etat limite de service (E.L.S):**

Selon les règles B.A.E.L.91:

- Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour σ_s ;
- Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right)$ et
- Fissuration très préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right)$.

Avec :

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à j jours ;

η : Coefficient de fissuration $\left\{ \begin{array}{l} 1 \longrightarrow \text{Acier rond lisse.} \\ 1.6 \longrightarrow \text{Acier haute adhérence.} \end{array} \right.$

C. Module d'élasticité longitudinal de l'acier:

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 200000 \text{ MPa} = 2 \times 10^6 \text{ bars.}$$

- Maçonneries :
- Murs extérieurs : ils seront en double parois séparées par une lame d'air:
 - Parois extérieurs en briques creuses de 15 cm d'épaisseur;
 - L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur qui joue un rôle d'isolation thermique et acoustique et
 - Parois intérieurs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

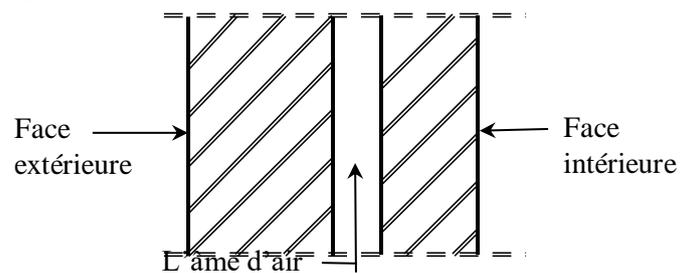


Fig. I.2 : Coupe transversale d'un mur de façade

- Murs intérieurs : seront composés de murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- ✚ Les parois seront couvertes d'une couche d'enduit en mortier de ciment de 1.5 cm d'épaisseur.

Acrotère :

Pour les terrasses inaccessibles, on adopte un acrotère de 0.6m de hauteur.

✚ Matériaux de construction :

Les matériaux utilisés dans les différentes constructions sont choisis selon plusieurs critères, à savoir :

- ✓ Le type de l'ouvrage et sa localisation ;
- ✓ La compatibilité des différents produits entre eux ;
- ✓ L'économie globale du projet et

- ✓ La réglementation en vigueur, à savoir : les règles de construction, les règles de sécurité, etc...

Dans notre projet on utilise :

Tableau.1. 2 : Matériaux de construction :

Matériaux	Poids surfacique/volumique [KN/m ³]
Sable	17÷19
Gravier	17
Acier	78.5
Béton non armé	22
Béton armé	25
Ciment	18
Plâtre	10
Verre	25
Briques creuses :	
Ep = 10 cm	0.9
Ep = 15 cm	1.3
Etanchéité multicouche	6
Carrelage ou dallage collé	20
Mortier de ciment	20

CHAPITRE II



PRE DIMENSIONNEMENT

CHAPITRE II PREDEMENSIONNEMENT

Introduction :

Après avoir présenté l'ouvrage de notre étude et les caractéristiques des matériaux, nous passons dans le présent chapitre au pré dimensionnement des différents éléments de notre structure ainsi que l'évaluation des charges. Et pour cela il faudra tenir compte des prescriptions règlementaires des règlements CBA93 et BAEL91, RPA99 (version 2003).

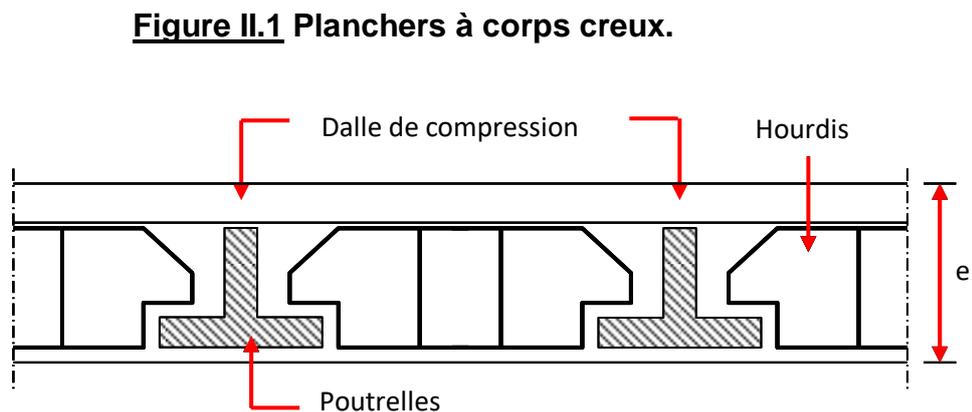
II.1 Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

On a opté pour des planchers à corps creux et des planches en dalle plein

II.1.1 Planches a corps creux :

Les planches à corps creux sont constituées par des poutrelles, d'hourdis et une table de compression, comme indiqué la figure suivante :



L'épaisseur de planches dépend de la longueur des poutrelles, donc la distance entre deux poutres principales (la distance est prise entre axe), on utilise la formule suivante pour le calcul :

$$\frac{L}{20} \geq e \geq \frac{L}{25}$$

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher

L : Plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

$$L_{\max} = 5.5\text{m}$$

$$\text{Donc : } \frac{5.5}{20} \leq e \leq \frac{5.5}{25} \text{ cm}$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

On prendra: $h_t = (20+5) \text{ cm} = 25\text{cm}$

Plancher à dalle pleine :

On utilise des dalles pleines aux niveaux des planchers (haut et bas) du rez-de-chaussée, car à ce niveau on a une concentration des efforts sismiques qui s'accumulent à partir des niveaux supérieurs.

Le plancher est considéré comme étant infiniment rigide horizontalement.

❖ Condition de résistance à la flexion :

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur de la dalle h_d est donnée

par:

❖ Cas d'une dalle qui porte suivant un sens :

- $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$ et
 - La charge doit être uniformément répartie.
- $$\Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right)L_x$$

❖ Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens:

- $0.4 \leq \rho \leq 1$ et
- La charge est uniformément répartie ou
- Ou bien dalle soumise à une charge concentrée

quelque soit la valeur de ρ .

$$\Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40}\right)L_x$$

Avec : $L_x \leq L_y$

L_x : Plus petite dimension du panneau de dalle et

L_y : Plus grande dimension du panneau de dalle.

Pour le présent projet ; nous avons :

• Blocs B:

$$\begin{cases} L_x = 5,5 \text{ m} \\ L_y = 6,1 \text{ m} \end{cases}$$

a. Condition de résistance à la flèche:

b.

*Pour une dalle reposant sur (3ou4) appuis :

$$(L / 50) \leq e_1 \leq (L / 40)$$

L cm	L/50	L/40	e_1 (cm)
610	12,2	15,25	15

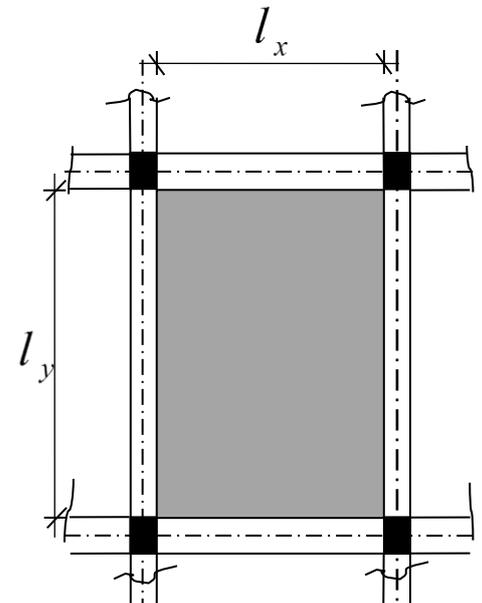


Fig. II.3: Dimensions d'un panneau de dalle

c. Condition de limitation de la flèche :

	L_{max}	$L_{max}/500$	$L_{max}/1000$	$L_{max}/1000+0.5$	F_{adm} (cm)
*Pour : $L_{max} \leq 5m$		0			0
*Pour : $L_{max} \geq 5m$	610		0,61	1,11	1,11

b	G	Q	q = G+Q (KN/ml)	L	L^3	$3 \cdot 10^4$
1	5,95	1,5	7,45	4,4	85,184	30000
$e_4 = [(3 \cdot 10^4 \cdot q \cdot L^3) / (384 \cdot E_b)]^{1/3}$						

$3 \cdot 10^4 \cdot q \cdot L^3$	E_{vi}	$384 \cdot E_{vi}$	$(3 \cdot 10^4 \cdot q \cdot L^3) / (384 \cdot E_b)$	e_2 (cm)
19038624	10818860000	384	4,58271E-06	16
		4,15444E+12		

$e = \max (e_1; e_4) =$	16
-------------------------	----

1. Balcon :

$$e \geq L / 10$$

L_{max}	$L/10$	e (cm)
162	16,2	16

➤ Epaisseur de balcon = 16 cm

$$\Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40}\right) L_x$$

**Donc la dalle porte suivant les deux sens $11 \leq hd \leq 12,36 \Rightarrow$
 $h_d = 12\text{cm}$**

Tableau 2.2: Tableau récapitulatif de dimensions des dalles pleines pour blocs A et C:

Blocs	l_x [cm]	l_y [cm]	$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	Sens de dalle
Bloc B	415	525	0,79	02 sens

L'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions suivantes :

❖ **Condition d'isolation acoustique:**

Contre les bruits ariens : $2500 \times h_d \geq 350\text{Kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 14\text{cm}$.

Contre les bruits impacts : $2500 \times h_d \geq 400\text{Kg/m}^2 \Rightarrow$
 $h_d = 16\text{cm}$.

❖ **Condition de sécurité en matière d'incendie:**

- Pour une heure de coupe de feu $\Rightarrow h_d = 4\text{cm}$.
- Pour deux heures de coupe de feu $\Rightarrow h_d = 11\text{cm}$.
- Pour quatre heures de coupe de feu $\Rightarrow h_d = 17.5\text{cm}$.

Conclusion : Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend l'épaisseur de la dalle pleine égale à: $h_d = 16\text{cm}$.

II.4- Descente de charges :

II.4.1- Plancher terrasse inaccessible:

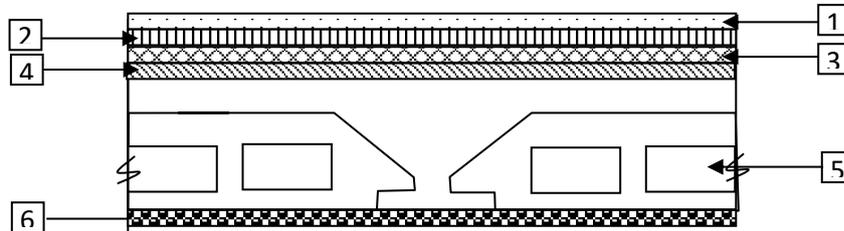


Fig II.4 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible

	Epaisseur (cm)	Masse volumique	Masse (Kg/m ²)
Gravier de protection	4	2000	80
Etanchéité multicouche	-	-	12
Isolation thermique	-	-	10
Forme de pente	14	2200	306
Plancher corps creux	-	-	315
Enduit en ciment	1.5	1800	27

$G_1 = 750 \text{ Kg/m}^2$
 $Q_1 = 100 \text{ Kg/}$

Plancher étage courant:

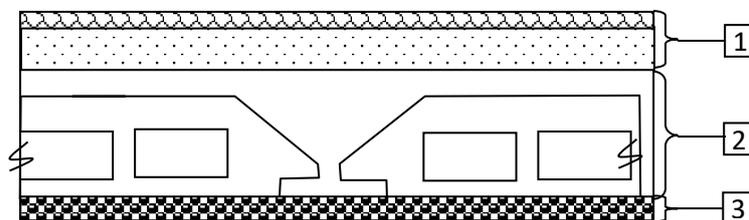


Fig. II.5 : Coupe transversale du plancher étage courant

Plancher étage courant :

	Epaisseur (cm)	Masse volumique	Masse (Kg/m ²)
Carrelage + sable +mortier de pose	-	-	110
Plancher corps creux	-	-	315
Enduit en ciment	2	2000	27
Cloison légère	-	-	75

$$G_2 = 527 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q_2 = 150 \text{ Kg/m}^2$$

Dalle pleine du RDC (plancher haut et bas):

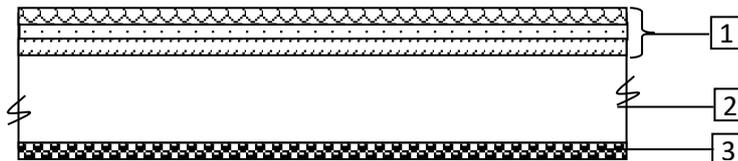


Fig. II.6 : Coupe transversale du plancher RDC

- Dalle pleine :

	Epaisseur (cm)	Masse volumique	Masse (Kg/m ²)
1 Carrelage + sable +mortier de pose	-	-	110
Dalle pleine en béton armé 16 cm	-	-	400
Enduit en ciment	2	2000	27
Cloison légère	-	-	75

$$G_3 = 612 \text{ Kg/m}^2$$

➤ **Charges d'exploitation:**

- **Locaux à usage d'habitation** ⇒ $Q_1 = 150 \text{ daN/m}^2$.
- **Locaux à usage commercial** ⇒ $Q_2 = 250 \text{ daN/m}^2$.

Tableau 2.3 : Tableaux récapitulatifs des charges et combinaisons des charges:

➤ Blocs B:

Charges Etages	Destinations	G [daN/m ²]	Q [daN/m ²]	E.L.U $q_u=1.35G+1.5Q$ [daN/m ²]	E.L.S $q_{ser}=G+Q$ [daN/m ²]	Bond e (e) [cm]	$\bar{q}_u=q_u \times e$ [daN/m L]	$\bar{q}_s=q_{ser} \times e$ [daN/m L]
Plancher terrasse	Inaccessible	750	100	1162.5	850	0.6	697.5	510
1 ^{ème} → 8 ^{ème} étage	Habitation	540	150	954	690	0.6	572.4	414
R.D.C	Habitation	612	250	1051.2	762	1.00	1051.2	762
S.sol	Commerce & Habitation	612	250	1201.2	862	1.00	1201.2	862

Pré-dimensionnement des poutres:

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes:

Critère de flèche:

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

L : Longueur de la poutre ;
h : Hauteur de la poutre et
b : Largeur de la poutre.

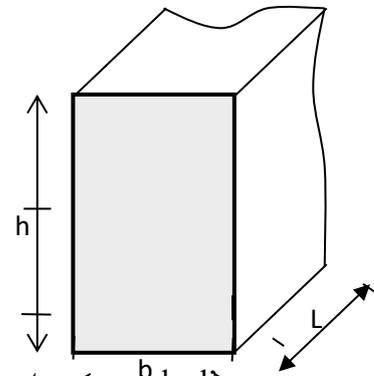


Fig. II.1: Section transversale d'une

poutre

Conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- $b \geq 20\text{cm}$;
- $h \geq 30\text{cm}$ et
- $\frac{h}{b} \leq 4$.

A / Poutres principales:

Donc : $L_{\max} = 6.1 \text{ m}$

$$\frac{6.1}{15} \leq h \leq \frac{6.1}{10}$$

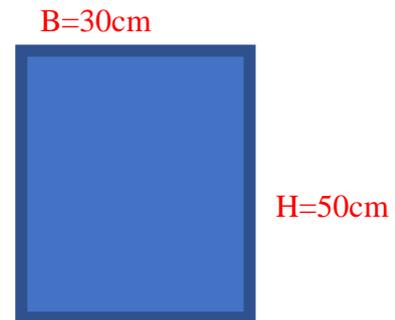
On prende : $h = 50 \text{ cm}$

$$0,4h \leq b \leq 0,8h$$

$$0,4(50) \leq b \leq 0,8(50)$$

=

On prende $b = 30 \text{ cm}$



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



- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$
 - $h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$
 - $\frac{h}{b} = \frac{50}{30} = 1.66 \leq 4$
- } \Rightarrow C.vérifiée

B / Poutre secondaire

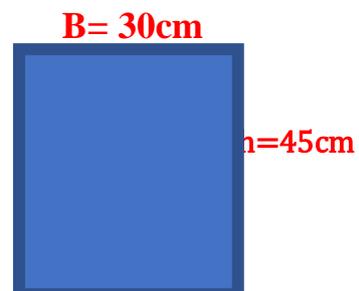
➤ $L_{\max} = 550 \text{ cm}$

$$\frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10}$$

On prende : $h = 45 \text{ cm}$

$$0,4h \leq b \leq 0,8h$$

$$0,4(45) \leq b \leq 0,8(45) \quad b = 30 \text{ cm}$$



- $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$
 - $h=45\text{cm} \geq 30\text{cm}$
 - $\frac{h}{b}=\frac{45}{30}=1.5 \leq 4$
- } \Rightarrow C.vérifiée

Pré-dimensionnement des poteaux :

1- Blocs B:

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on utilise la loi de dégression.

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

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

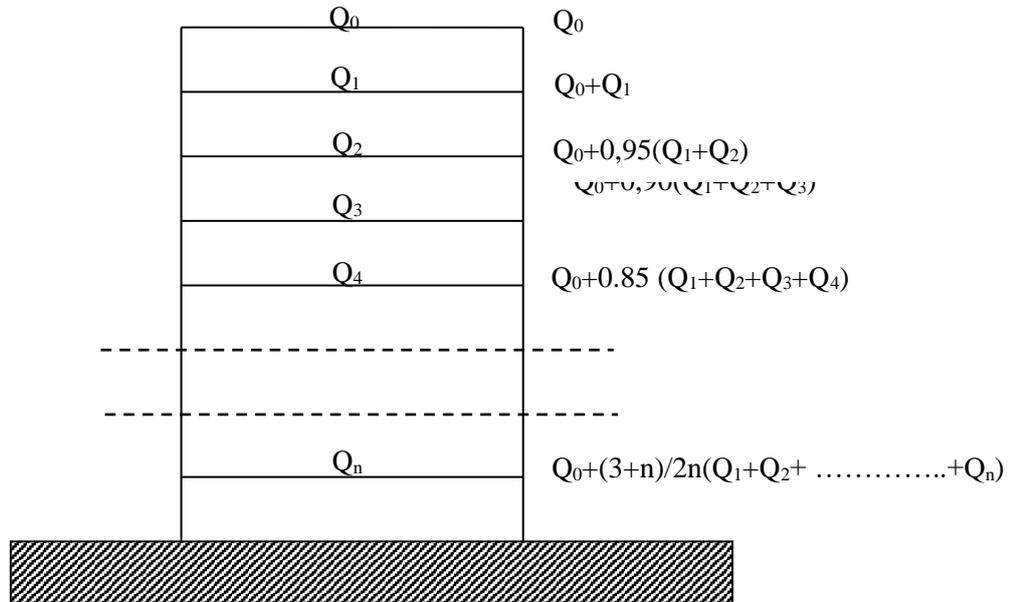


Fig. II.1: Schéma de la loi de dégression

i	Niveaux	Q (KN)
	haut 8 eme etage	1
1	haut 7 eme etage	2,5
2	haut 6 eme etage	3,85
3	haut 5 eme etage	5,05
4	haut 4 eme etage	6,1
5	haut 3 eme etage	7
6	haut 2 eme etage	7,75
7	haut 1 eme etage	8,5
8	haut RDC	9,25
9	S SOL	10

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

❖ Les conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

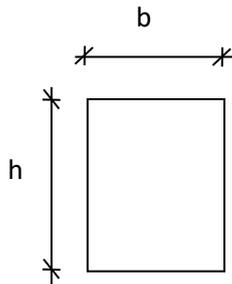


Fig. II.2: Coupe A-A

- Min (a;b) ≥ 25 cm.....zone II;
- Min (a;b) $\geq \frac{he}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$.

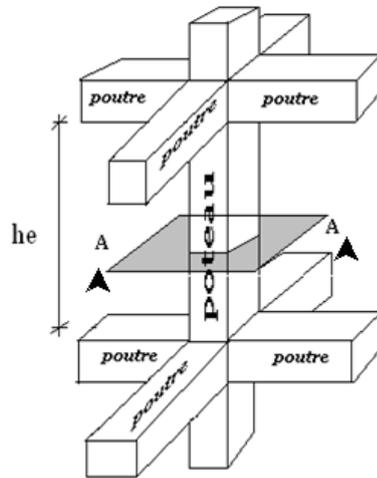


Fig. II.3: Schéma représentatif d'un étage courant

Avec :

- he : hauteur libre de l'étage.

*D'après les règles BAEL91: la valeur théorique de l'effort normal résistant est :

$$N_{rés.th} \leq (Br \times \sigma_b + A \times \sigma_s).$$

- Br : Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :
- $Br = (a - 2) (b - 2)$. a et b : en [cm].

*La résistance du béton comprimé : $\sigma_{bc} = 11.33 Mpa$

- Pour : $\lambda \leq 50$: $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{\beta}$

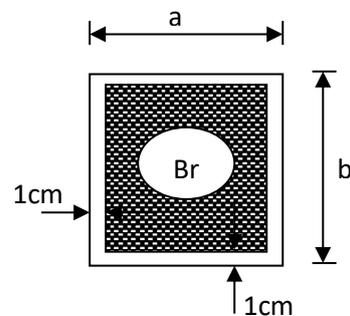


Fig II.10 : Section réduite du béton

Avec :

- $\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$

Avec ces correctifs, l'effort normal résistant ultime :

$$N_u = \alpha \left[(Br \times f_{c28}) / (0.9 \times \gamma_b) + (A \cdot f_e / \gamma_s) \right]$$

- γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1.5 ;
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15 ;
- f_e : Nuance de l'acier (limite élastique ; $f_e = 400$ MPa);
- A : Section d'armature à mettre en place et
- α : Coefficient dépend de l'élanement λ

➤ La formule générale donne :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left[\frac{\sigma_b}{0.9} + 0.85 \left(\frac{A}{Br} \right) \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} \dots\dots\dots (*)$$

On prend : $\frac{A}{Br} = 1\% = \frac{1}{100}$ [BAEL91]

- σ_s : Contrainte de l'acier ; $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$
- σ_b : Résistance de calcul du béton : $\sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\sigma_b = 14.16 \text{ MPa}$$

On prend : $\frac{A}{Br} = 1\% = \frac{1}{100}$ [BAEL91]

- σ_s : Contrainte de l'acier ; $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$
- σ_b : Résistance de calcul du béton : $\sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

N_g : Effort normal Suivant les règles BAEL91 : un poteau rectangulaire ($a \leq b$), il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 = 1.2$$

En introduisant ces valeurs dans l'inégalité (*), on trouve

$$\longrightarrow B_r \geq 0.0077 N_u \quad B_r \geq \frac{1.2 N_u}{\left[\frac{11.33}{0.9} + 0.85 \left(\frac{1}{100} \right) \frac{400}{1.15} \right] * 10} = 0.0077 N_u$$

On peut tirer « a » et « b » sachant que : $B_r = (a - 2) \times (b - 2)$ en $[cm^2]$; D'après le critère de résistance, on a :

$$P_u = 1.35N_g + 1.5N_q$$

Avec :

dus aux charges permanentes et

N_q : Effort normal dus aux charges d'exploitations.

$N_u = 1.15 \times P_u$ D'après les règles BAEL91

On va dimensionner les poteaux en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire) et on prend : $a=b \implies (axa)$ en $[cm^2]$.

❖ **Condition de flambement :**

Soit : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$; avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ et $B = a \times b$. [BAEL91 / B.8.4.1]

Avec:

L_f : Longueur de flambement ;

i : Rayon de giration de la section du béton ;

I : Moment d'inertie calculé dans le plan de flambement le plus défavorable

B : Aire de la section du béton seul.

Pour un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple, on a :

$L_f = 0.7 \times L_0$; avec L_0 : Longueur libre du poteau.

❖

❖ **exemple de calcul :**

La surface afférente est :

$S_{aff} = (5.30/2 + 5.30/2) \times (5.00/2 + 4.00/2) = 23.85m^2$.

• **Poids propre des poutres principales et secondaires:**

$P_{pp} = 2500 \times 0.30 \times 0.50 = 375 \text{ daN/m}_L$

$P_{ps} = 2500 \times 0.30 \times 0.45 = 337.5 \text{ daN/m}_L$

- La longueur afférente de la poutre principale:

$L_{aff} = (6.5/2 + 6.5/2) = 6.5m$;

- **Les longueurs afférentes des poutres secondaires :**

▪ $L_{aff1} = 6.1/2 + 6.1/2 = 6.1 m$

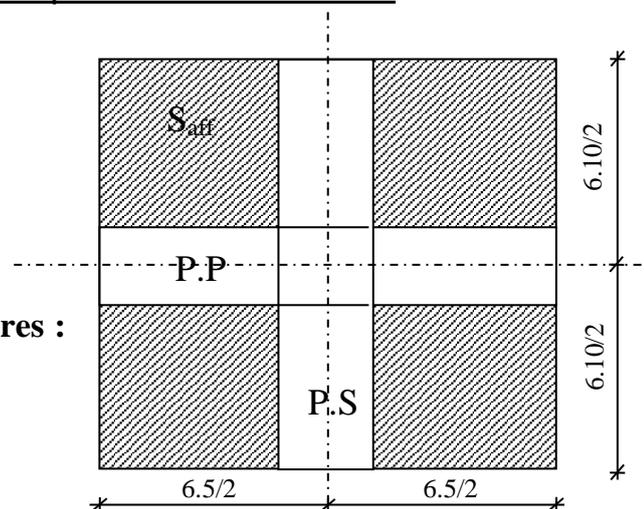


Fig. II.4: Surface afférente du poteau le plus sollicité

- Poids total des poutres principales 9et secondaires :

$$P_t = P_{pp} + P_{ps} = (375 \times 6.5) + (337.5 \times 6.1) \implies$$

$$P_t = 4496.25 \text{ daN} ;$$

$$N_P = 1,35 \times P_t \times n \quad \text{Avec : } n = \text{Nombre d'étage.}$$

$$N_P = 1.35 \times 4496.25 \times 8 \implies N_P = 48559.5 \text{ daN} ;$$

H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	N _{upp} [KN]	N _{ups} [KN]	Nupot [KN]	Nplanc [KN]	Nu [KN]	Ns [KN]	Br [cm ²]	a	choix	verificat ion RPA	Verif flambe ment
3,06	haut 8 eme etage	7,5	1	23,920	20,250	0,000	309,054	353,225	258,731	234,105	17,300	30	18,574	21,201
3,06	haut 7 eme etage	13,47	2,5	47,841	40,500	10,791	575,781	674,912	492,643	447,308	23,150	35	25,629	21,201
3,06	haut 6 eme etage	19,33	3,85	71,761	60,750	21,581	836,601	990,693	722,618	656,597	27,624	35	31,040	18,551
3,06	haut 5 eme etage	25,19	5,05	95,681	81,000	35,675	1091,51	1303,87 1	951,101	864,160	31,397	40	35,611	18,551
3,06	haut 4 eme etage	31,05	6,1	119,602	101,250	49,769	1340,52	1611,14 3	1175,64 8	1067,81 0	34,677	45	39,592	16,490
3,06	haut 3 eme etage	36,91	7	143,522	121,500	67,607	1583,62	1916,25 2	1399,02 9	1270,02 5	37,637	45	43,190	16,490
3,06	haut 2 eme etage	42,77	7,75	167,442	141,750	85,445	1820,81	2215,45 5	1618,47 4	1468,32 7	40,319	50	46,454	14,841
3,06	haut 1 eme etage	48,63	8,5	191,363	162,000	107,467	2058,01	2518,84 2	1841,01 8	1669,40 1	42,858	55	49,545	14,841
5,1	haut rdc	54,49	9,25	215,283	182,250	129,489	2295,20	2822,23 0	2063,56 1	1870,47 6	45,249	60	52,454	13,492
5,1	S Sol	54,49	9,25	215,283	182,250	156,135	2295,2	2887,81 5	2112,14 3	1913,94 4	45,749	60	53,068	11,023
	haut semelle	54,49	9,25	215,283	182,250	177,064	2295,20 8	2908,74 4	2127,64 6	3227,64	49,844	60	53,068	12,07

niveau	La hauteur détage	Les dimansion
8 ème	3,06	(30 x30)
7 ème	3,06	(35 x35)
6 ème	3,06	(35 x35)
5 ème	3,06	(40 x40)
4 ème	3,06	(45 x 45)
3 ème	3,06	(45 x 45)
2 ème	3,06	(50 x 50)
1 er	3,06	(55 x 55)
RDC	5,1	(60 x 60)
S SOL	5,1	(60 x 60)

Pré-dimensionnement des voiles

Le dimensionnement des voiles en béton armé est justifié par l'article 7.7 du RPA99 version 2003.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme), et d'autre part, à reprendre une part des efforts verticaux (plus 20 % pour notre système de contreventement), qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA99 version 2003 article 7.7.1 les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition: $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

L'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 indiquées.

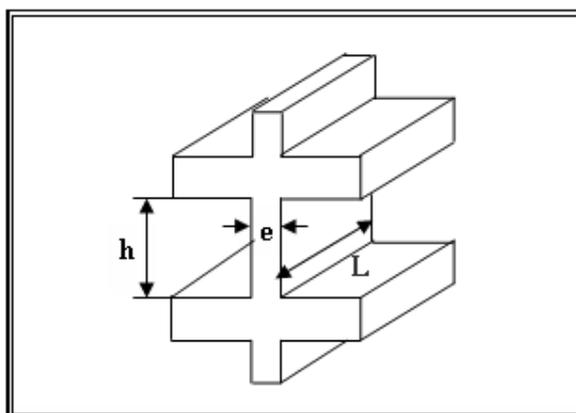


Figure 1: Coupe en élévation d'un voile

Deux types de voiles sont considérés à savoir :

Voiles au niveau de la cage d'ascenseur en forme de U où le RPA exige que l'épaisseur $a \geq h_e/25$

Voile linéaire où le RPA exige que l'épaisseur $a \geq h_e/20$

Où

h_e = hauteur d'étage – l'épaisseur du plancher

h_e (RDC) = 3.23 – 50 = 273 cm suivant poutre principal

h_e (RDC) = 3.23 – 45 = 278 cm suivant poutre secondaire

<u>Voiles</u>				
- La hauteur du voile est déterminé avec une des 3 formules suivantes : -				
$\frac{h_e}{25}$	ou	$\frac{h_e}{22}$	ou	$\frac{h_e}{20}$
- dans notre cas la hauteur h_e maximal = 3,23 - 0,50 = 2.73 m -				
- l'épaisseur du voile est $> \frac{2.73}{22} = 0,12$ e = 15 cm -				

Voile d'ascenseur :

Pour la cage d'ascenseur, on adoptera une épaisseur : $a = 15\text{cm}$

Voiles périphériques et voile de contreventement :

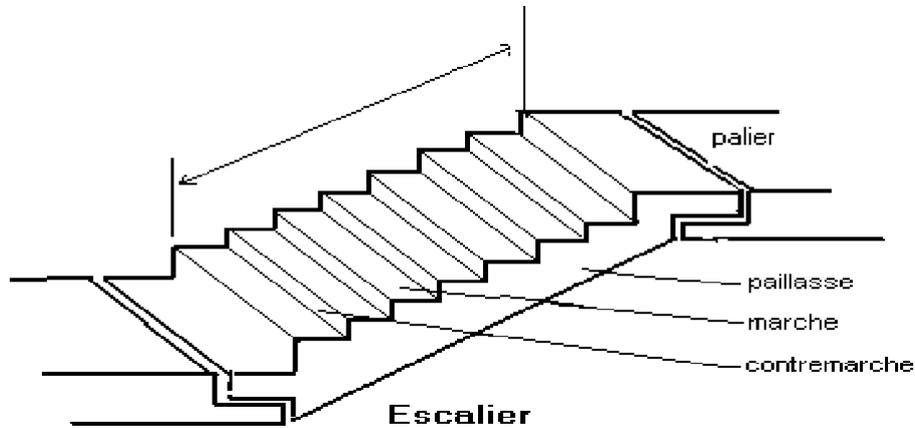
C'est un élément d'infrastructure, continu entre le niveau de la structure et le niveau de fondation.

On adoptera : $a = 15\text{ cm}$

Les escaliers

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

a. Caractéristiques techniques



Escalier d'étage courant :

- Hauteur : $H=323$ cm.
- Giron : $g = 30$ cm.
- Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :
- On a:
 - $59 < 2h+g < 66$
 - $14,5 < h < 18$
- Pour : $h = 17$ cm : $N_c = H/h = 323/17 = 19$
- On aura 19 contres marches entre chaque deux étage.
- On a deux volées, donc 9 contres marches pour la première volée et 8 contres marches pour la deuxième volée :
- $N = N_c - 1 = 8$ marches.

Inclinaison de la paillasse :

- $\text{tg} \alpha = 1,61/2,1$
- $\alpha = 37,48^\circ$.
- La longueur de volée est : $L = \frac{1,61}{\sin \alpha} = 2,64$ m

Escalier de RDC et sous-sol :

- Hauteur : $H = 510$ cm.
- Pour : $h = 17$ cm : Le nombre des contres marches est donnés par : $N_c = (H/h) = (5,1/0,17) = 30$
- Donc on a : 30 contres marches, on prend 15 contres marches par volée (2 volées).
- $N = N_c - 1 = 28$ marches.
- $\text{tg} \alpha = 2,55/2,1$
- $\alpha = 50,53^\circ$
- La longueur de volée est : $L = \frac{2,55}{\sin \alpha} = 3,3\text{m}$

b. Condition de résistance :

$$L_p / 20 \leq e_p \leq L_p / 30$$

	L_p (cm)	$L_p/20$	$L_p/30$	e_p (cm)
RDC / SSol	264	13,2	8,8	12
ET-Courant	330	16,5	11	12

Donc $e = 15$ cm

CHAPITRE III



III. ETUDE DES PLANCHERS

III.1- Introduction:

Les planchers sont la partie horizontale d'une construction dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur. Ils s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs..) et ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement (éléments indéformables).

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- Résister à la totalité des charges permanentes et d'exploitations ;
- Reprendre des efforts horizontaux dus aux vents, séismes ou les poussées des terres sur les voiles périphérique et transmettre ces efforts aux éléments porteurs ;
- Séparer entre les différents niveaux et assurer une bonne isolation thermique et acoustique et
- Protéger les personnes contre les risques d'incendie.

Dans notre construction, on distingue deux types de planchers :

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

III.2- Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- Eléments de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges (fig. III.1).

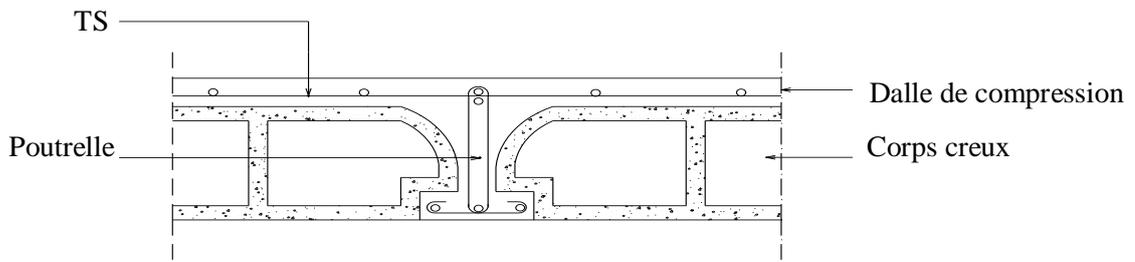


Fig.III.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

III.2.1- Détermination des dimensions des poutrelles :

Pour notre projet, nous avons un seul type de planchers à corps creux dans les différents étages :

- **Bloc B** : hauteur de 24cm, dont 20cm pour le corps creux et 4cm pour la dalle de compression.

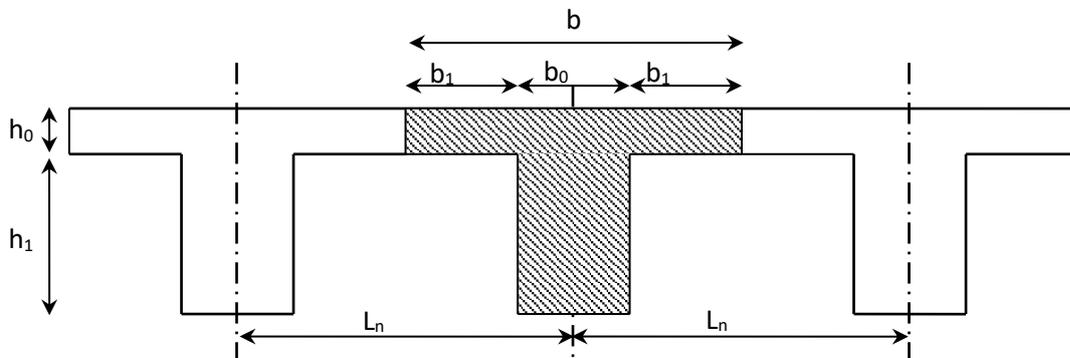


Fig.III.2 : Dimensions des poutrelles.

$$\begin{cases} h_t = 24\text{cm} \\ h_1 = 20\text{cm} \\ h_0 = 4\text{cm} \end{cases}$$

D'après [BAEL91/A.4.1,3], on a :

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \text{ et} \\ b_1 \leq (6 \div 8)h_0 \end{cases}$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures ($L_n = 60\text{cm}$) [DTRB.C.2.2/Annexe C3] ;

L : Portée entre nus d'appuis ($L = 5.50\text{m}$) ;

h_0 : Hauteur maximale de la dalle de **compression et**

b_0 : Epaisseur de la nervure ($b_0= 12\text{cm}$).

Donc :



$$b_1 \leq 24\text{cm}$$

$$b_1 \leq 47\text{cm}$$

$$24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm}$$

On prend $b_1= 24\text{cm}$.

La largeur de la dalle de compression est donc :

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

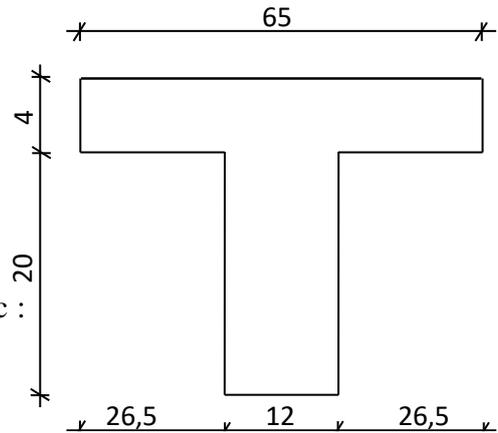


Fig.III.1: Section de calcul

III.2.2- Ferraillage de la dalle de compression : [BAEL91/B.O.8,423]

D'après les règles BAEL91, l'épaisseur minimale de la dalle de compression est de :

$$h_{\text{min}} = 4\text{cm}.$$

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note : **A1**

33cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note : **A2**

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\text{- Si : } L_n \leq 50\text{cm} \Rightarrow A1 \geq \frac{200}{f_e}$$

$$\text{- Si : } 50 \leq L_n \leq 80\text{cm} \Rightarrow A2 \geq \frac{4.L_n}{f_e}$$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section :

$$x =$$

$$\frac{A1}{b} \geq \frac{A2}{2}$$

- ± 2a 4ac

Avec :

L_n : Ecartement entre axes des nervures et

f_e : Limite d'élasticité en [MPa].

a- Armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}) :

➤ Détermination des armatures :

Dans notre plancher, on a :

$$L_n = 60\text{cm} \Rightarrow 50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$$

On prendra : $\varnothing 6$ $f_e=400\text{MPa}$
Donc :

$$A_1 = \frac{4 \times L_n}{f_e} \Rightarrow A_1 = \frac{4 \times 60}{400} \quad A_1 = 0.6 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

➤ Choix des armatures :

$$3T5 \Rightarrow A_1 = 0.59 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

b- Armatures parallèles aux nervures : A_2

➤ Détermination des armatures :

$$\text{On a : } A_2 \geq \frac{A_1}{2} \quad A_2 = \frac{0.6}{2} = 0.3 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

Choix des armatures

$$3T5 \Rightarrow A = 0.59 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

▶ Choix : Le treillis soudé adopté est : TS $\varnothing 6$ (200x200) mm².

Etude des poutrelles:

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elle sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement par des conditions complémentaires : [CBA93/B.6.2,20]

- Méthode forfaitaire : pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée ; [CBA93/B6.2.21]
- méthode de A. Caquot : pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée. [CBA93/B.6.2.22]

A. Méthode forfaitaire :

➤ **Domaine d'application** :

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- 1- les valeurs des charges d'exploitation respectent la condition

$$Q \text{ [daN/m}^2] \leq \min (2G ; 500 \text{ daN/m}^2)$$

- 2- les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées;

- 3- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 et

la fissuration est considérée comme non préjudiciable

➤ **Le principe de la méthode** :

Soit :

M_0 : Valeur maximale du moment fléchissant de la travée considérée supposée indépendante (poutre simplement appuyée) (voir figure III.4) ;

M_w et M_e : Valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée et

M_t : Moment maximum en travée.



Fig.III.2: Définition des moments

- **Moments en travées :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \{ (1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05 M_0 \}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (Pour une travée intermédiaire)}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (Pour une travée de rive)}$$

- **Moments sur appuis de rive : M_{ar}**

$$M_{ar} = 0 \quad \text{pour appuis simples ;}$$

$$M_{ar} = -0.2 M_0 \quad \text{pour un encastrement partiel et}$$

$$M_{ar} = -0.4 M_0 \quad \text{pour un encastrement.}$$

- **Moments sur appuis intermédiaires : M_{ai} (figure III.5)**

$$M_{ai} = -0.6 M_0 \quad \text{cas d'une poutre à deux travées ;}$$

$$M_{ai} = -0.5 M_0 \quad \text{pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à de deux travées plus}$$

$$M_{ai} = -0.4 M_0 \rightarrow \text{pour les autres appuis intermédiaires}$$

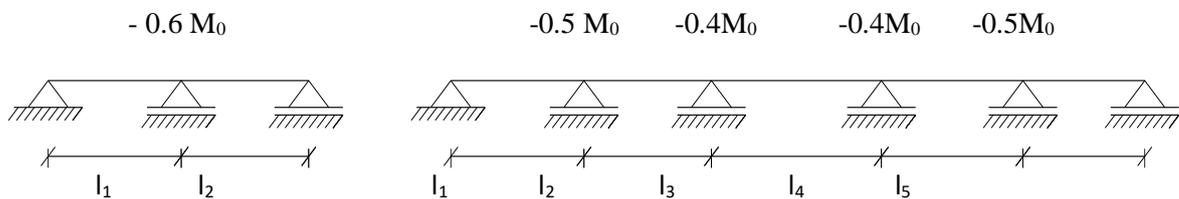


Fig.III.5 : Moments sur appuis intermédiaires.

Remarque :

Pour le calcul des moments en appuis, on prend la valeur maximale du moment de part et d'autre de l'appui

B. Méthode de Caquot minorée:

➤ **Domaine d'application** : [CBA93/B6.2.2.1]

Dans le cas où l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot, mais il faut diminuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et $2/3$; les valeurs des moments en travée sont majorées en conséquence.

➤ **Principe de la méthode** : [CBA93/ B 6.2,221]

Caquot a établi une méthode de calcul directe et pratique qui l'avantage de libérer le projeteur de toute résolution de système d'équations linéaires. En effet, l'auteur a basé sa méthode sur la théorie générale des poutres continues, mais en considérant que le moment sur un appuis donné ne dépend principalement que des charges situées sur les travées adjacentes a cet appuis. Cette judicieuse hypothèse simplifie énormément les calculs et réduit ainsi le problème à l'étude d'une série des poutres à deux travées une fois hyperstatique.

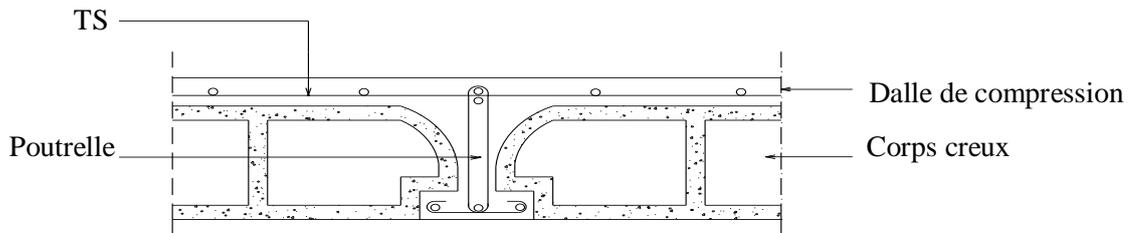


Fig.III.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

III.2.1- Détermination des dimensions des poutrelles :

Pour notre projet, nous avons un seul type de planchers à corps creux dans les différents étages :

- **Bloc B** : hauteur de 24cm, dont 20cm pour le corps creux et 4cm pour la dalle de compression.

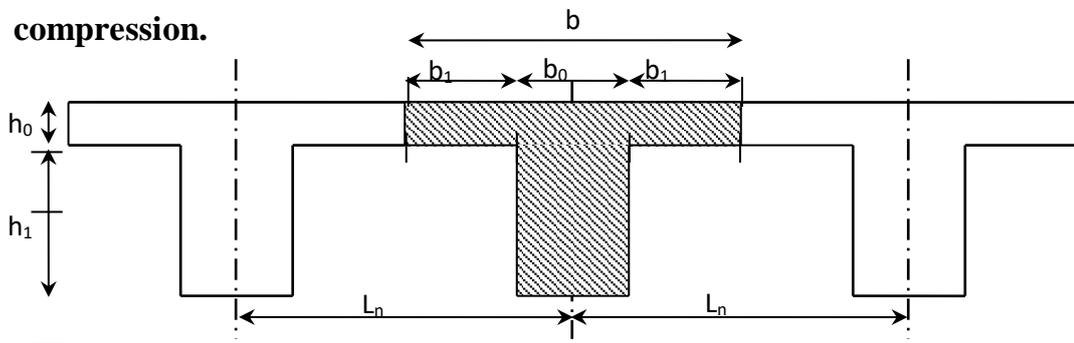


Fig.III.2 : Dimensions des poutrelles.

$$\begin{cases} h_t = 24\text{cm} \\ h_1 = 20\text{cm} \\ h_0 = 4\text{cm} \end{cases}$$

D'après [BAEL91/A.4.1,3], on a :

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} ; \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \text{ et} \\ b_1 \leq (6 \div 8)h_0 \end{cases}$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures ($L_n = 60\text{cm}$) [DTRB.C.2.2/Annexe C3] ;

L : Portée entre nus d'appuis ($L = 4.70\text{m}$) ;

h_0 : Hauteur maximale de la dalle de compression et

b_0 : Epaisseur de la nervure ($b_0 = 12\text{cm}$).

Donc :

$$\begin{cases} b_1 \leq 24\text{cm} \\ b_1 \leq 47\text{cm} \\ 24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm} \end{cases}$$

On prend $b_1 = 24\text{cm}$.

La largeur de la dalle de compression est donc :

$$b = 2b_1 + b_0 = 60\text{cm}.$$

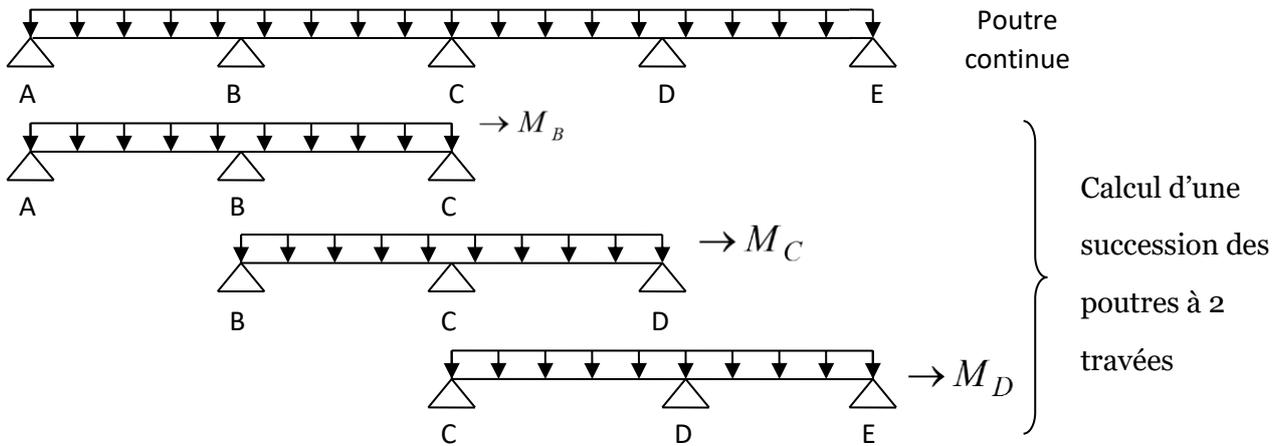


Fig.III.6 : Représentation de la méthode de Caquot.

- **Moments sur appuis intermédiaires:**

$$M_i = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')}$$

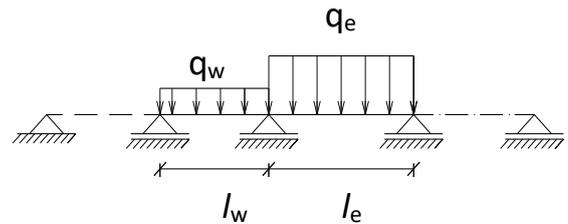


Fig.III.7 : Schéma statique d'une poutre continue.

Avec :

$l' = l$: pour une travée de rive ;

$l' = 0.8 l$: pour une travée intermédiaire;

l_w' et l_e' : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui et l : la portée réelle de la travée.

- **Moments en travées:**

$$M(x) = M_0(x) + \left(1 - \frac{x}{l}\right)M_w + \frac{x}{l}M_e$$

Avec :

$M_0(x)$: Moment fléchissant d'une travée supposée indépendante (le moment isostatique);

M_w et M_e : Moments sur appuis de gauche et de droite (West et East) de la **travée** ;

x : **abscisse varie de 0 à l** ;

$$\mathbf{M(x)} = \mathbf{M_{max}} \Rightarrow \mathbf{x = ?}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql}$$

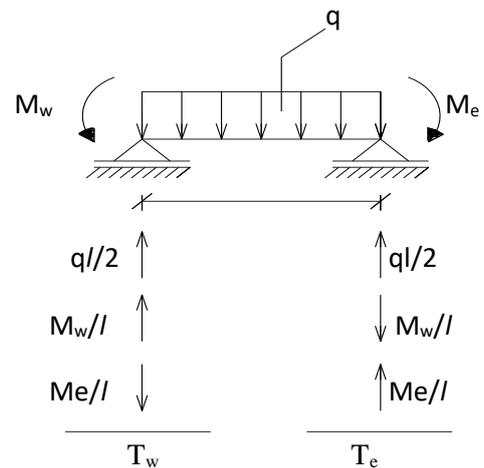
Avec :

$$M_0(x) = q \frac{x}{2} (l - x)$$

• **Efforts tranchants :**

$$T_w = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l}$$

$$T_e = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l}$$



❖ **Evaluation des charges :**

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

• **Bloc B :**

<u>RDC :</u>	<u>étage courant :</u>	<u>Plancher terrasse</u>
$\begin{cases} G = 612 \text{ daN/m}^2 \\ Q = 250 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$	$\begin{cases} G = 540 \text{ daN/m}^2 \\ Q = 150 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$	$\begin{cases} G = 750 \text{ daN/m}^2 \\ Q = 100 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$

❖ **Combinaisons fondamentales :**

On va prendre les charges et les surcharges de la terrasse (Bloc B)

➤ **Etat limite ultime :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 \times 750 + 1.5 \times 100) = 1162.5 \text{ daN/m}^2.$$

$$\bar{q}_u = q_u \times 0.6 = 1162.5 \times 0.6 = 697.5 \text{ daN/m}_L.$$

➤ **Etat limite de service :**

$$q_{\text{ser}} = (G + Q) = (750 + 100) = 850 \text{ daN/m}^2.$$

$$\bar{q}_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} \times 0.6 = 850 \times 0.6 = 510 \text{ daN/m}_L.$$

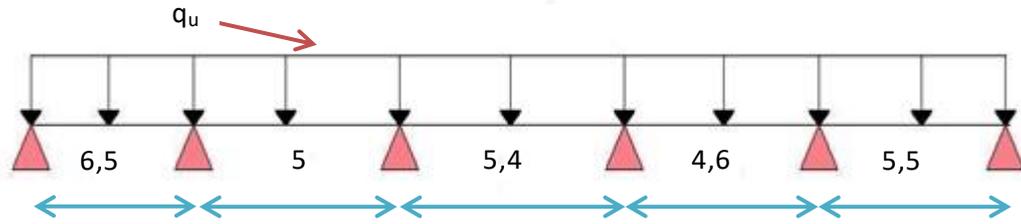
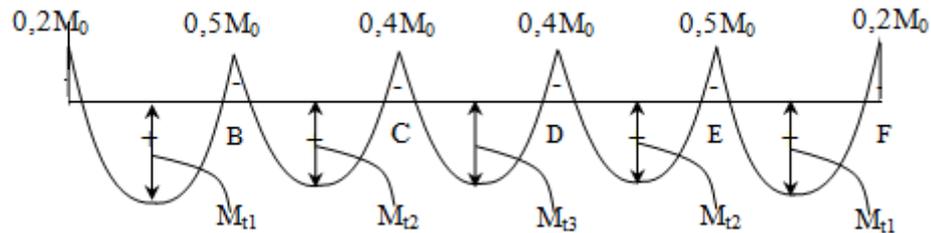


Figure III.11 Schémas statique de la poutrelle.

- Moments fléchissent en appuis :



III.3.2.3 Calcul des moments et efforts tranchant:

a). Méthode de calcul :

Il existe deux méthodes imposé par le règlement de calcul en béton armé pour calculer les sollicitations : La méthode Forfaitaire, méthode de Caquot.

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivant :

- Méthode de forfaitaire :
 - Condition d'application :
- 1)- Il faut que le plancher soit à surcharge modérée : $Q \leq \max (2G, 5\text{KN/m}^2)$.
 - 2)- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différente travées en continuité.

3)- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 .

4)- La fissuration est non préjudiciable .

Puisque la condition (3) est non vérifiée parce que :

$$\frac{3.4}{2.5} = 1,36 > 1,25$$

Donc on utilise la méthode de Caquot.

- Méthode de Caquot

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée .

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues .

- Exposé de la méthode :

1)- Moment aux appuis :

$M_a = 0,2M_0$ Appuis de rives .

$$M_a = - \frac{q_w \cdot l'_w{}^3 + q_e \cdot l'_e{}^3}{8,5 (l'_w + l'_e)} \dots \dots \dots \text{Appuis intermédiaires}$$

➤ Avec :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

2)- Moment en travée :

$$M_t(x) = - \frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right) x + M_w$$

➤ Avec :

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée. q_w : charge répartie à gauche de l'appui considéré. q_e : charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives l'_w à gauche et l'_e à droite, avec :

3)- Effort tranchant

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l}$$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l}$$

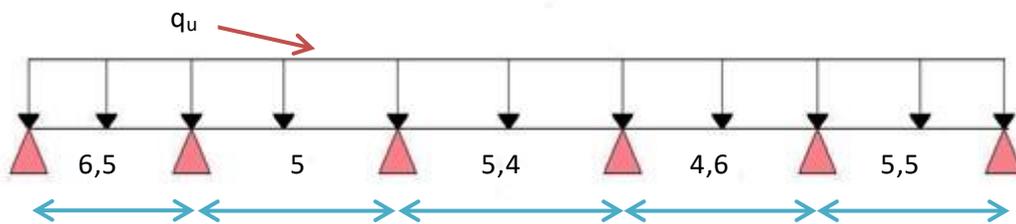
□ Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.3.2.4 Calcul des poutrelles :

On prend : $L_{max} = 6,5 \text{ m}$



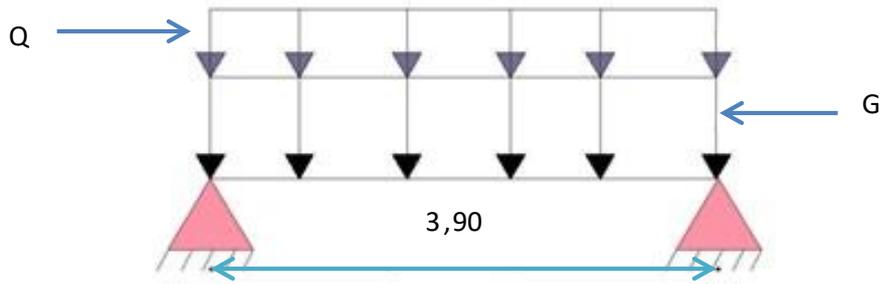


Figure III.13 : Schéma statique d'une poutrelle isostatique.

Calcul de ferrailage

La poutrelle travaille en flexion simple

avec : $b = 12 \text{ cm}$; $d = 3,6 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$;

$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 5,80 > \mu_R = 0,392, A'_s \neq 0$$

Les aciers comprimés sont nécessaires, il faut soulager la poutrelle par des étaitements verticaux chaque 1 mètre pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

- 2^{ème} étape (après le coulage) :

On a trois cas :

1^{er} cas . Poutrelle à 5 travées :

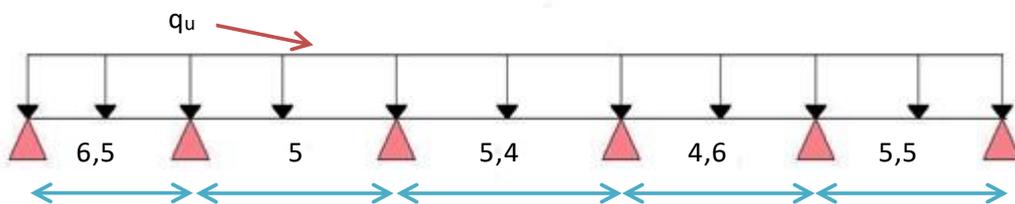


Figure III.14 : Poutrelle a 5 travées

2^{eme} cas . Poutrelle à 2 travées :



Figure III.16 :Poutrelle à 2 travées.

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression les poutrelles travaillant comme une section en Té.

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans le tableau suivant :

On a :

$$q_u = 6,975 \text{ KN/ml} \quad q_s = 5,1 \text{ KN/ml}$$

1^{er} cas . Poutrelle à 5 travées :

- Résultats pour cas 1 :

Tableau III.6 : Calcul des efforts internes (M ; T) à l'ELU

Travées	AB		BC		CD		DE		EF		
L (m)	6		5		5,4		4,6		5,5		
L'(m)	6		4		4,2		3,90		6		
M ₀ (KN.m)	11,69		8,88		4,8		11,69		8,88		
Appui	A		B		C		D		E		F
M _a (KN.m)	-2,33		-8,68		-4,31		-4,31		-8,68		-2,33
M _t (KN.m)	6,29		2,46		0,5		2,46		6,29		
T _w (KN)	10,36		11,73		7,68		9,16		13,61		
T _e (KN)	-13,61		-9,16		-7,68		-11,73		-10,36		

Calcul des efforts internes (M ; T) à l'ELS

Travées	AB	BC	CD	DE	EF	
L (m)	6	5	5,4	4,6	5,5	
L'(m)	6	4	4,2	3,90	6	
M ₀ (KN.m)	8,53	6,48	3,50	6,48	8,53	
Appui	A	B	C	D	E	F
M _a (KN.m)	-1.70	-6,33	-3,14	3,14	-6.14	-1.70
M _t (KN.m)	4,59	1,80	0,36	1,80	4,59	

2^{eme} cas . Poutrelle à 2 travées :

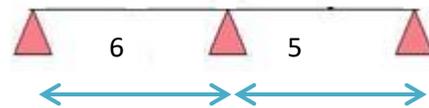


Figure III.16 :Poutrelle à 2 travées.

- Résultats pour cas 2 :

Tableau III.8 :Calcul des efforts internes (M ; T) à l'ELU

Travées	AB	BC	
L (m)	6	5	
L'(m)	3,40	4	
M ₀ (KN.m)	8,88	4,80	
Appui	A	B	C
M _a (KN.m)	-1,77	-6,33	-6,33
M _t (KN.m)	4,97	-1,53	
T _w (KN)	9,11	7,68	
T _e (KN)	-11,8	-7,68	

Calcul des efforts internes (M ; T) à l'ELS

Travées	AB		BC
L (m)	3,40		2,50
L'(m)	3,40		2
M ₀ (KN.m)	6,48		3,50
Appui	A	B	C
M _a (KN.m)	-1,29	-4,62	-4,62

D'après les résultats le 1^{eme} cas est le plus défavorable.

Les efforts maximums

	ELU	ELS
M_{t.max}	6,29	4,59
M_{a.max}	-8,68	-6,33
T_{max}	13,61	//

c).Ferrailage des poutrelles :

1). Ferrailage en travées :

Le calcul des sections en forme de Té s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure .

- **Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.**
- **Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure .**

$$M_{tab} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 600 \times 40 \times 14,17 \times (180 - 20) = 54,41 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_u = 6,29 \text{ KN.m} < M_{tab}$

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit à calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constant égale à la largeur de la table 'b'.

Donc la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple .

Les données :

Tableau III.11 : Caractéristique géométriques et mécaniques

M _{t.ult} (KN.m)	h ₀ (cm)	b (cm)	h (cm)	d =0,9h (cm)	f _{bu} (MPa)
13,85	4	60	20	18	14,7

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6,29 \times 10^6}{600 \times 180^2 \times 14,17} = 0,022 < \mu_l = 0,392$$

Donc : $A'_s = 0$

$\mu_{bu} < 0,1$

$$\alpha_u = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}) = 0,025$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha_u) = 0,98$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d f_{su}} = 226,44 \text{ mm}^2 = 1,02 \text{ cm}^2$$

On choisit donc : **3T10** □ $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d = 141,28 \text{ mm}^2 = 1,4128 \text{ cm}^2$$

✓ Condition vérifiée.

Ferraillage aux appuis : 2).

$$M_{tab} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 54,41 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$M_a = 8,68 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Donc : $M_a < M_{tab}$

L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

Avec : $b_0 = 12 \text{ cm}$ $h = 20 \text{ cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{8,68 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14,17} = 0,15 < \mu_l = 0,392$$

Donc : $A'_s = 0$

$$\alpha_u = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}) = 0,2$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha_u) = 0,91$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d f_{su}} = 110,34 \text{ mm}^2 = 1,10 \text{ cm}^2$$

On a choisie : 1T12 \square $A_s = 1,13 \text{ cm}^2$

\square Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b_0 \cdot d = 0,26 \text{ cm}^2$$

✓ Condition vérifiée.

III.3.2.5 Vérification :

a).A L'ELU :

Vérification de la contrainte du cisaillement :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u = 13,61 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots [1]$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = 0,632 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

Donc : $\tau_u = 0,632 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

\square Condition vérifiée.

• Armature transversales :

$$\Phi_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi_{Lmin} \right) \dots \dots \dots [1]$$

$$\Phi_t = \min \left(\frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; 10 \right) = 5,71 \text{ mm}$$

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

$$A_t = m_t \times a_t = m_t \times (\pi d^2) / 4 = 2 \times (3,14 \times (0,6)^2) / 4 = 0,57 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 2\Phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

• Espacement des armatures transversals :

$$\tau_t = \tau_u - \tau_b \geq 0,32 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,3 \cdot f_{t28} \cdot k = 0,3 \times 2,1 \times 1 = 0,63 \text{ MPa} \quad (k = 1 \text{ Sans reprise de bétonnage})$$

$$\tau_t = 0,632 - 0,63 = 0,002 < 0,32 \text{ MPa}$$

On prend : $\tau_t = 0,32 \text{ MPa}$

On utilise $f_e = 235$ au lieu de $f_e = 400$ car l'acier utiliser est de type acier doux.

$$S_t \leq \min\left(\frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{b_0 \cdot \tau_t}; 0,9d; 40 \text{ cm}\right) \Rightarrow S_t \leq \min(27,91; 16,2; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

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

- Condition de non fragilité :

$$\rho_t \geq \rho_{tmin} \dots \dots [1]$$

$$\rho_{tmin} = \frac{1}{f_e} \times \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \frac{1}{235} \times \max\left\{\frac{0,632}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right\} = 0,001702$$

$$S_t = \frac{A_t}{b_0 \cdot \rho_t} \Rightarrow \rho_t = \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = \frac{0,57}{12 \times 15} = 0,0031 \geq 0,001702$$

□ Condition vérifiée.

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Au voisinage de l'appui de rive, on doit vérifier que :

$$V_u \leq 0,4 \cdot a \cdot \frac{b_0 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots [1]$$

$$a = \min(a'; 0,9d) \quad a' = b - 2c$$

$$= 60 - 4 = 56 \text{ cm} \quad a = \min$$

$$(56 \text{ cm}; 16,2 \text{ cm}) = 16,2$$

$$V_u = 13,61 \text{ KN} \leq 0,4 \times 16,2 \times \frac{12 \times 25}{1,5} \times 10^{-1} = 129,6 \text{ KN}$$

□ Condition vérifiée.

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (inferieure) :**

$$A_{inf} \geq \frac{\gamma_s \cdot (V_u + H_u)}{f_e} \dots \dots [1]$$

$$H_u = \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \dots \dots [1]$$

$$V_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} = 13,61 - \frac{6,29 \times 10^2}{0,9 \times 18} = -25,21 \text{KN} < 0$$

Les armatures inferieures ne sont soumises à aucun effort de traction donc aucune vérification n'est à faire.

b).A l'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissurations peut préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

• **En travée :**

$M_u = 6,29$

KN.m $M_s =$

4,59 KN.m

$\gamma = \frac{6,29}{4,59} = 1,37$

$\alpha = 0,025 < 0,443 \square$ condition vérifiée

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

l'E.L.S. **En Appuis :**

$M_u =$

8,68KN.m M_s

= 6,33KN.m

$\gamma = \frac{6,69}{4,88} = 1,37$

$\alpha = 0,2 < 0,44 \square$ condition vérifiée

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

Vérification de la flèche :

$$F = \frac{M.l^2}{10.E_v.I_{Fv}} \quad (\text{Art : Annexe D CBA 93}) \text{ et } f < \bar{f} = \frac{l}{500} (L < 5\text{m. Art B.6.5.3 CBA 93})$$

$$I_{Fv} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,6 \times 0,2^3}{12} = 0,00004 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700. \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700. \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

$$M_{\text{umax}} = 6,29 \text{ KN.m}$$

$$f = \frac{Ml^2}{10.E_v.I_{Fv}} = \frac{629000 \times 3,9^2}{10 \times 10818,9 \times 10^6 \times 0,00004} = 0,021$$

$$\frac{l}{500} = \frac{f_{320}}{500} = 0,78$$

$f = 0,021 < f = 0,78$ □ condition vérifiée.

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

Pour des fissurations peu préjudiciables on doit vérifier que :

$$\bar{\tau u} = \overline{\text{min}} \left(\frac{0,20.f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \left) \frac{T_u}{(A.5.1.2.1.1 \text{ CBA 93})} \leq$$

b_{0d}

$$\text{Avec :} \quad = \min (3,33 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_u = \tau u = \frac{13610}{100.180} = 0,75 \text{ MPa} < 3, 13,61 \text{ KN} \quad 33 \text{ MPa} \quad \square \text{ condition vérifiée.}$$

•

• **Ferraillage transversale :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE235 ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

Le ferraillage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

❖ **Selon le CBA 93**

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau u - 0,3 \times f_{tj} \times K}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{avec } K=1 \text{ pas de répris de betonege}$$

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\varnothing_1 \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \varnothing_1 \frac{b_0}{10} \right)$$

❖ **Selon le RPA 99**

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12 \varnothing_1 \right) \text{ zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{4} \text{ zone courant} \end{array} \right.$$

Avec :

\varnothing_1 : diamètre minimum des armatures longitudinales.

\varnothing_t : diamètre minimum des armatures transversales.

Application

$$\tau_u = 0.94 \text{ Mpa}$$

❖ **Selon le CBA 93**

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,03 \text{ cm} \\ S_t \leq 5 \text{ cm} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\varnothing_t \leq \text{Min} (0,57 \text{ cm}; 1.2 \text{ cm}; 1 \text{ cm}) = 0,57 \text{ cm}$$

❖ **Selon le « RPA 99 version 2003 »**

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,03 \\ S_t \leq 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone nodal} \\ S_t \leq 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone courant} \end{array} \right.$$

On adopte : $\varnothing_t=6\text{mm}$

Choix D'armature :

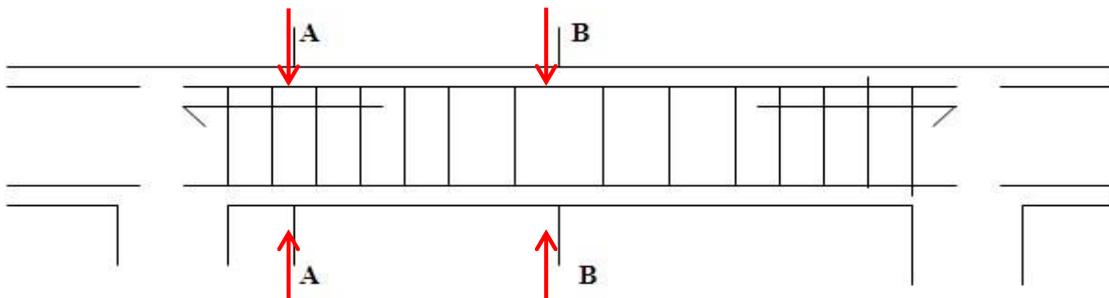
On adopte : $3\text{HA}5=0,59\text{ cm}^2$ de $A_s=0,59\text{ cm}^2$

Choix Des Espacements

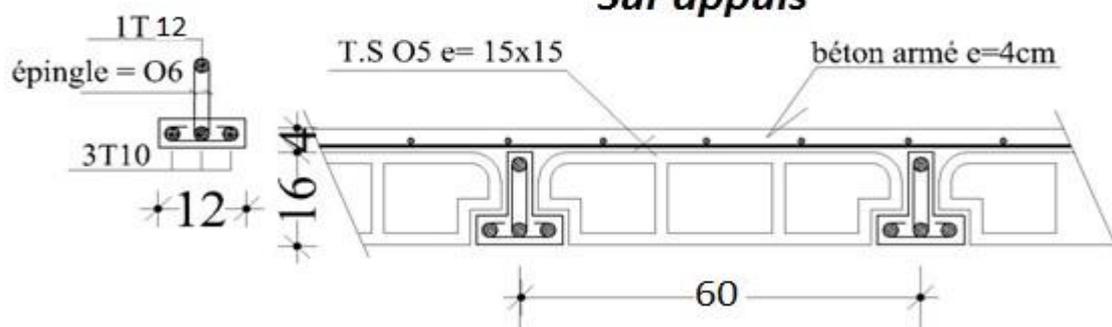
Donc $\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 5\text{cm} \dots\dots\dots\text{zone nodal} \\ S_t \leq 10\text{cm} \dots\dots\dots\text{zone courant} \end{array} \right. \quad \frac{A_t}{S_t} = 0,057 \geq 0,036 \dots\dots\text{ok}$

Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 15 cm suivant les deux sens.



coupe A - A



coupe B - B

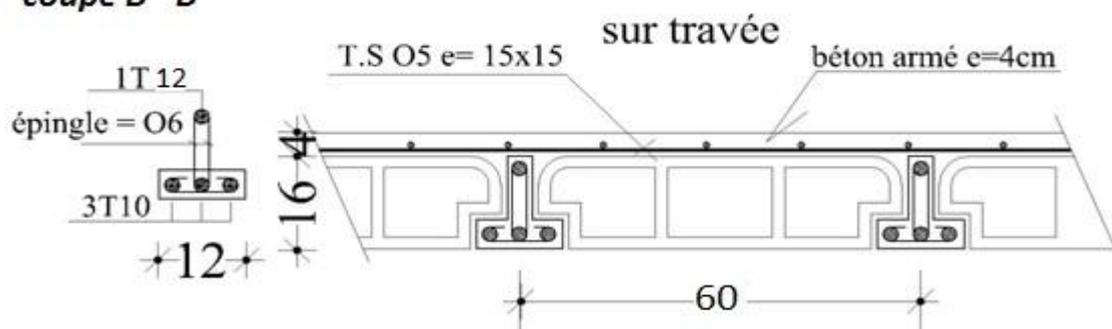


Figure III.17 : Ferrailage des poutrelles.

Plancher à dalle pleine :

III.4.1 Introduction :

Les dalles sont des pièces minces d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions chargées perpendiculairement à leur plan, la dalle peut reposer sur deux, trois ou quatre appuis, dans notre ouvrage, on a une dalle pleine sous forme rectangulaire repose sur 04 appuis au niveau terrasse.

III.4.2 Evaluation des charges :

- $G = 5,15 \text{ KN/m}^2$, $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
- ELU : $1,35G + 1,5Q = 9,20 \text{ KN/m}^2$
- ELS : $G+Q = 6,65 \text{ KN/m}^2$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,5}{6,1} = 0,90 > 0,4$$

La dalle travaille dans les deux sens

Calcul des moments :

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$ et dev :

v: Coefficients de poisson

0 = à ELU

0,2 = à ELS

μ_x et μ_y sont données par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire :

$$0,88 \quad \longrightarrow \quad \left[\begin{array}{l} \mu_x = 0,0473 \quad \mu_y = 0,7656 \end{array} \right.$$

$$M_x = \mu_x q_u L^2_x = 5,96 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 4,57 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{Tx} = 0.75 M_x = 4,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ty} = 0.75 M_y = 3,42 \text{ KN.m}$$

• **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 2,98 \text{ KN.m}$$

4 Ferrailage de la dalle :

Tableau III.12 : Caractéristiques géométriques et mécaniques

f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	f_e (MPa)
25	2,1	14,17	100	15	13,5	400

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.13 : Ferrailage de la dalle pleine

	Sens	M_u (KN.m)	μ	A'_s (cm ²)	α	B (cm)	A_s (cm ²)	Choix	$A_{s\text{adopt}}$ (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	4,47	0,017	0,00	0,021	0,99	0,96	4T8	4,52	25
	y-y	3,42	0,013	0,00	0,016	0,99	0,73	4T8	4,52	25
Appuis	x-x y-y	2,98	0,011	0,00	0,014	0,99	0,64	4T8	4,52	25

• **L'espacement des armatures :**

Travée :

- L'espacement des armatures :

Travée :

- Sens x-x : $Esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(3h, 33cm) = 33cm$
.....Vérfié.
- Sens y-y : $Esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(4h, 45cm) = 45cm$
.....Vérfié.

Appuis :

- Sens x-x : $Esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(3h, 33cm) = 33cm$
.....Vérfié.
 - Sens y-y : $Esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(4h, 45cm) = 45cm$
.....Vérfié.
- **Condition de non fragilité :**
 - $A_s \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d = 1,63013cm^2$

III.4.5 Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{9,2 \times 5,5 \times 6,1}{2 \times 5,5 + 6,1} = 18,05 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 11,34 \text{ KN}$$

$$V_u = MAX(T_x, T_y) = 12,32 \text{ KN}$$

$$= \frac{12320}{1000 \times 135} = 0,091 \text{ MPa} \leq \tau_u 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

Condition vérifier

Vérification à l'E.L.S :

a). Evaluation des sollicitations :

$$0,88 \left[\begin{array}{l} \mu_x = 0,0473 \\ 0.4 \quad \mu_y = 0,7656 \end{array} \right.$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 4,31 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 3,3 \text{ KN.m}$$

• Moment en travée :

$$M_{Tx} = 0.75 M_x = 3,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ty} = 0.75 M_y = 2,48 \text{ KN.m}$$

• Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 2,16 \text{ KN.m}$$

⋮

Vérification des contraintes :

Il faut vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Tel que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.14 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Condition
Travée	x-x	4,31	4,52	3,44	7322,87	2,02	Vérifiée
	y-y	3,30	4,52	3,44	7322,87	1,50	Vérifiée
Appuis	x-x y-y	2,16	4,52	3,44	7322,87	1,01	Vérifiée

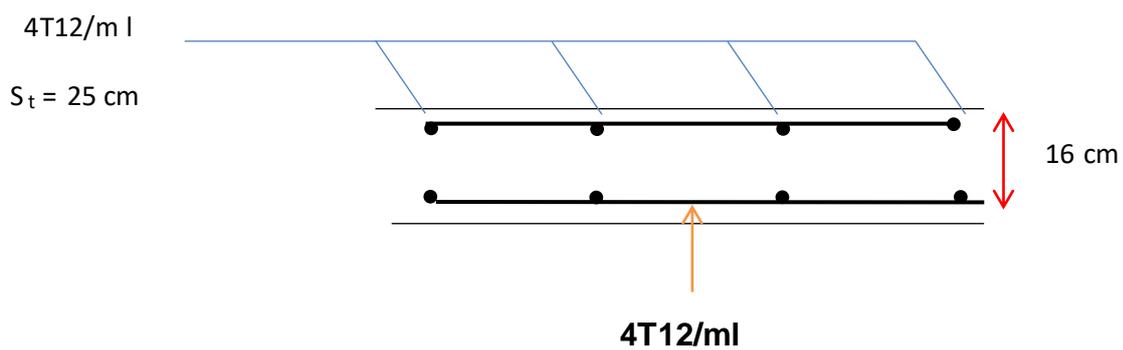


Figure III.18 : Ferrailage de dalle pleine pour une bande de 1 m.

CHAPITRE V



CALCUL D'ELEMENTS SECONDAIRES

IV. Etude des éléments secondaires

IV.1- Etude des escaliers :

IV.1.1- Définition :

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

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

IV.1.2- Eléments constitutifs :

•

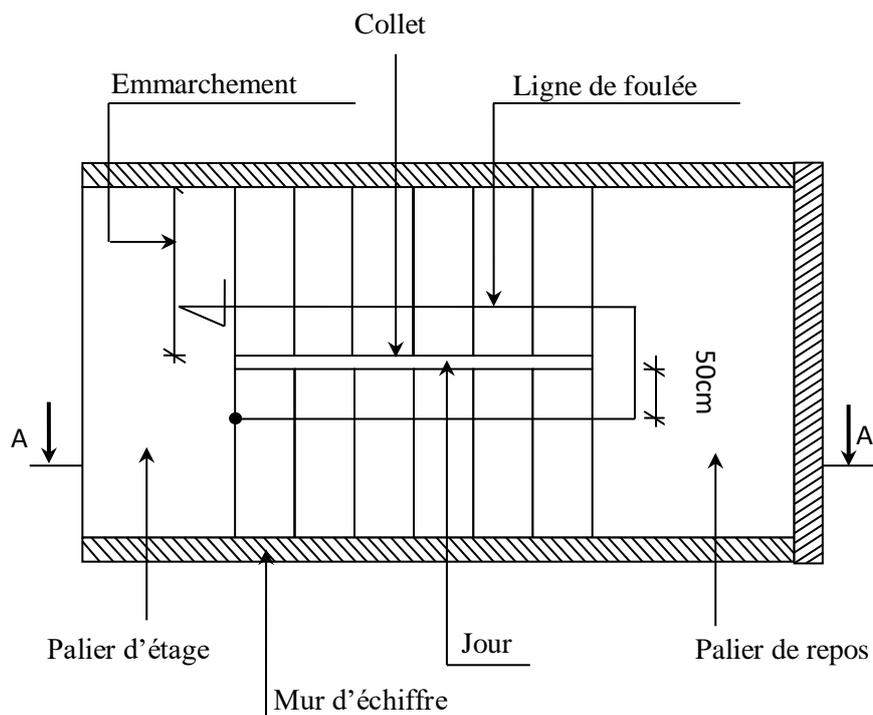


Fig IV.1: Les éléments constitutifs d'un escalier

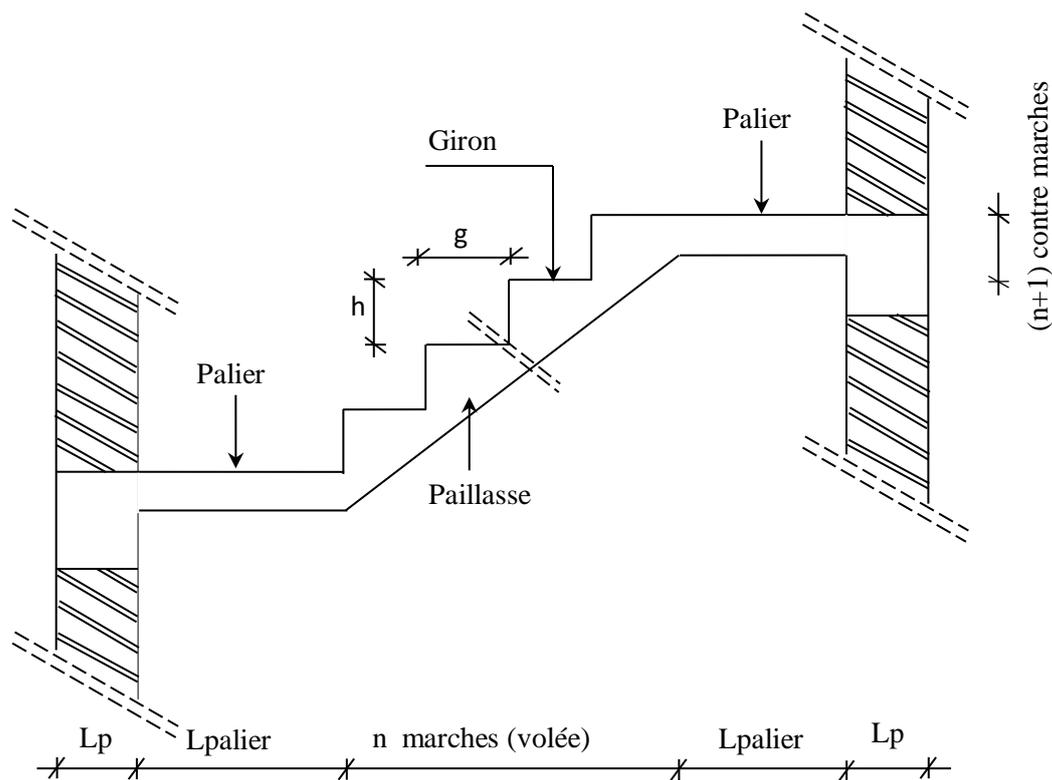
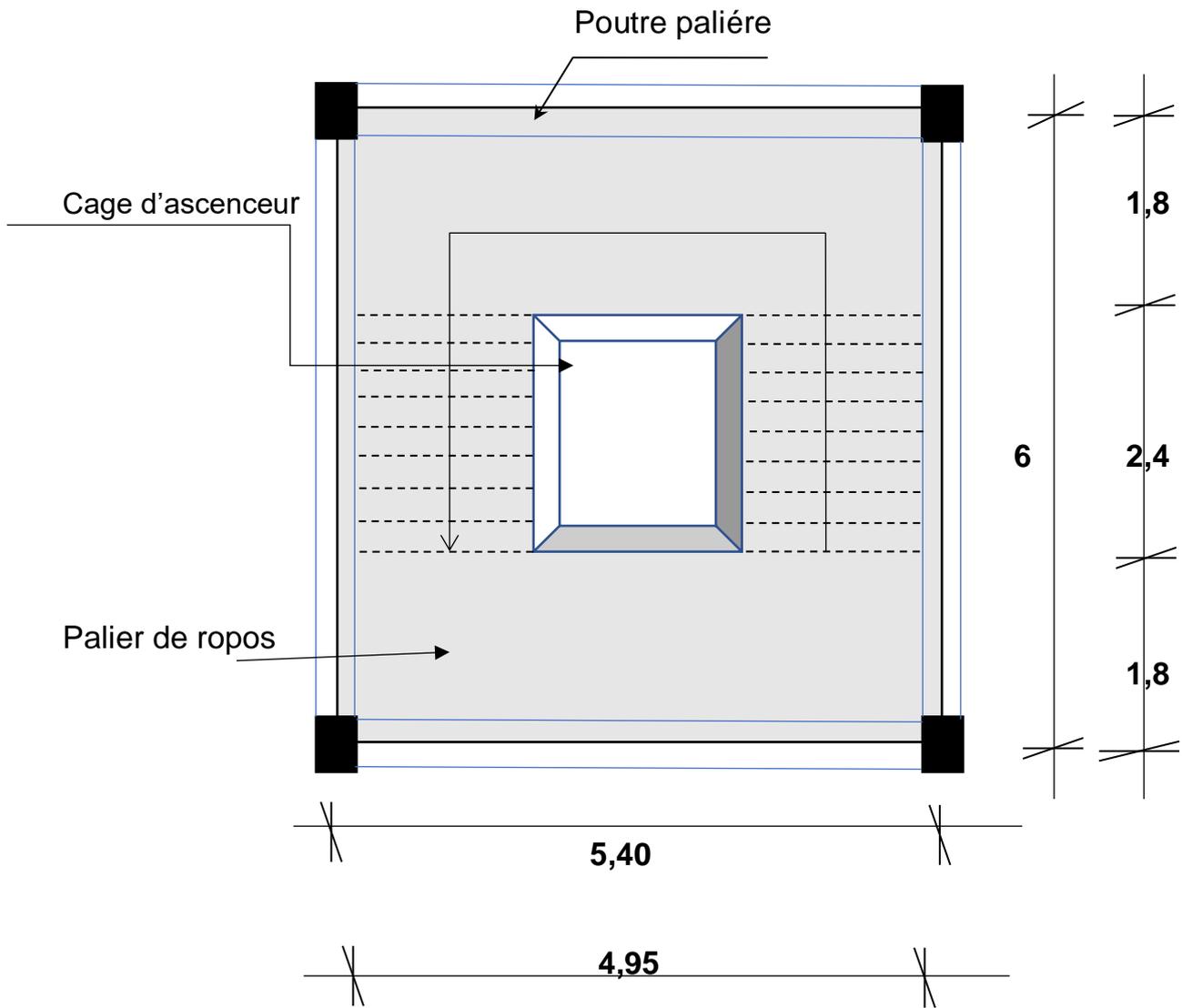


Fig IV.2: Coupe AA

- **Emmarchement** : Longueur de la marche ;
- **g** : Giron (largueur d'une marche) ;
- **h** : Hauteur d'une marche ;
- **Mur d'échiffre** : Mur qui limite l'escalier ;
- **Paillasse** : Plafond qui monte sous les marches ;
- **Contre marche** : Partie verticale d'une marche ;
- **Le jour** : Espace entre 2 volées en projection horizontale ;
- **Le collet** : Bord qui limite l'escalier du côté du jour ;
- **Ligne de foulée** : Courbe décrite par une personne prenant l'escalier (tracée à 50cm du côté de jour);
- **Volée** : Suite de marche (avec 20 marches au maximum) ;
- **Palier de repos** : Partie horizontale d'un escalier entre 2 volées et
- **Palier d'arrivée** : Palier d'étage.



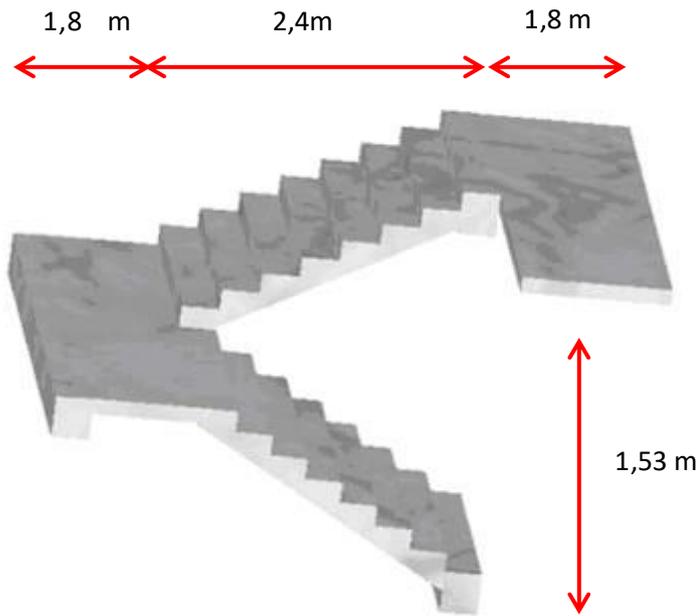


Figure III.19 Dimensions de l'escalier.

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$2h+g = 64 \dots\dots\dots(1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots(2)$$

$$(n-1).g = L \dots\dots\dots(3)$$

Avec :

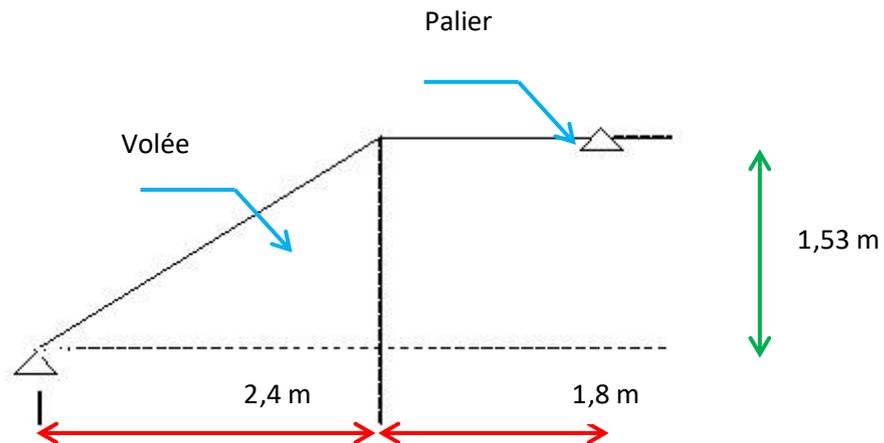
n : le nombre des contre marches.

$(n-1)$: le nombre des marches.

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2-n(64+2H+L)+2H= 0$$

n : La racine de l'équation.



Avec :

he = 3,06 m.

L : longueur projetée de la colée = 2,40 m.

H : Hauteur de la colée.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,6375$$

$\alpha = 32,52^\circ$

3 Dimensionnement des escaliers :

Pour le dimensionnement des marches g et contre marches h, on utilise généralement la formule de BLONDEL.

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

Solution :

- $n_1 = 0,5313$ Refusée.
- $n_2 = 9$ donc on prend **n=9**

Donc on a :

- $n=9$ (le nombre de contre marche).

- $n-1=8$ (le nombre de marche).

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1,53}{9} = 0,17m = 17cm$$

$$g = \frac{L}{(n-1)} = \frac{2,40}{8} = 0,3 m = 30 cm$$

a). Vérification de l'équation de BLONDEL :

$$(59 \leq (g+2h) \leq 66)cm$$

$$\{(16 \leq h \leq 18)cm$$

$$(22 \leq g \leq 33)cm$$

Toutes les conditions sont vérifiées.

b). Détermination de l'épaisseur de la pailasse :

$$\frac{Lr}{40} \leq e \leq \frac{Lr}{30}$$

Avec :

$$Lr = \sqrt{2,4^2 + 1,53^2} = 2.84 m$$

$$7.1 \leq e \leq 9.46$$

On prend : $e = 12 cm$.

Evaluation des charges :

.4.1 Charge permanentes :

a). Palier :

Tableau III.15 : Evaluation des charges permanentes escalier (palier)

Matériaux	Epaisseur	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	2cm	20	0,40
2- Mortier de pose	2 cm	20	0,40
3- Lit de sable	2 cm	20	0,40
4- Dalle en BA	15 cm	25	3,75
5- Enduit en plâtre	2 cm	10	0,20

Donc $\Sigma G = 5,15 \text{ KN/m}$

B /Volée d'escalier :

Tableau III.16 : Evaluation des charges permanentes escalier (Volée d'escalier)

Matériaux	Epaisseur	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	2cm	20	0,51
2- Mortier de pose	2 cm	20	0,51
3- Marches	8,5 cm	25	2,13
4- Paillasse	15/cos32,52	25	4,45
5- Enduit en plâtre	2 cm	10	0,24
6- Garde de corps	/	/	1,0

Donc $\Sigma G = 8,84 \text{ KN/m}^2$

Surcharges d'exploitation

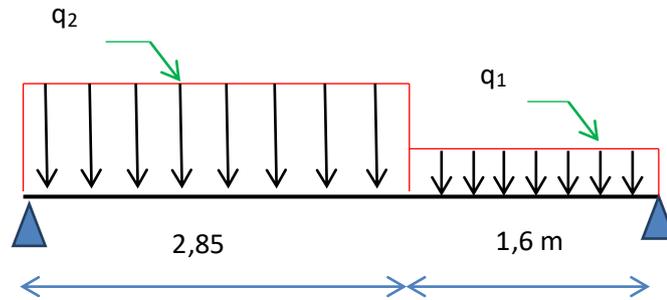
$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

Combinaisons des charges :

Le chargement de la rampe pour une bande de 1 m est donne par le tableau suivant :

Tableau III.17 : Charge à l'ELU est l'ELS

	q_1 (palier)	q_2 (Volée d'escalier)
ELU (KN/ml)	10,703	15,684



ELS (KN/ml)	7,65	11,34
-------------	------	-------

Chargement des escaliers.

III.5.4 .4 Diagramme des efforts internes (M et T) :

a). E.L.U :

Moment fléchissant :

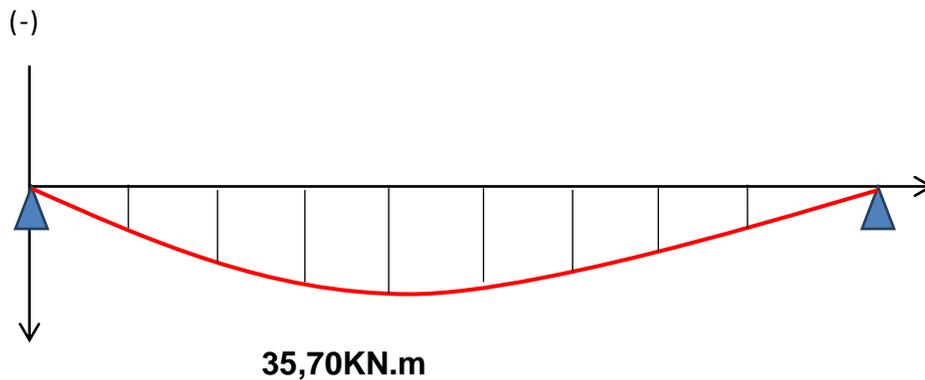


Figure III.22 : Diagramme du moment à L'ELU.

- **Effort tranchant**

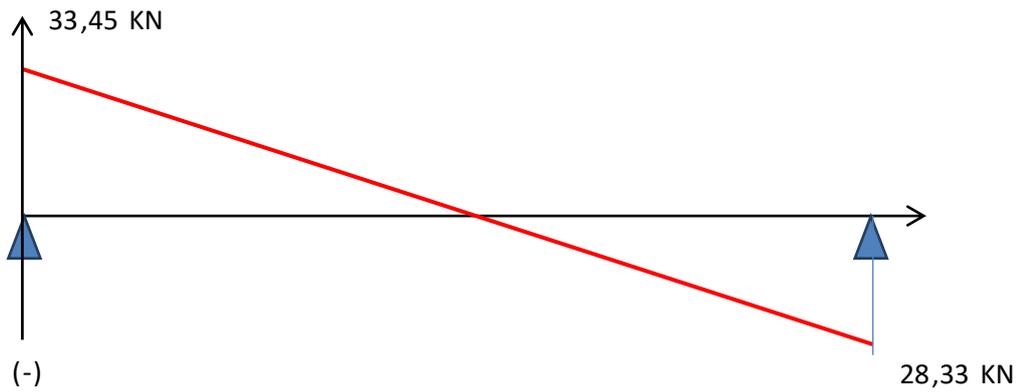


Figure III.23 : Diagramme d'effort tranchant à l'ELU.

b). E.L.S :

- **Moment fléchissant :**

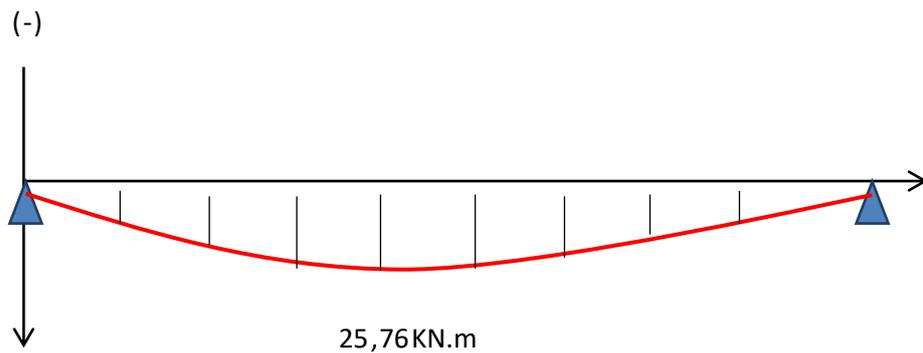


Figure III.24 : Diagramme du moment à l'ELS.

- **Effort tranchant :**

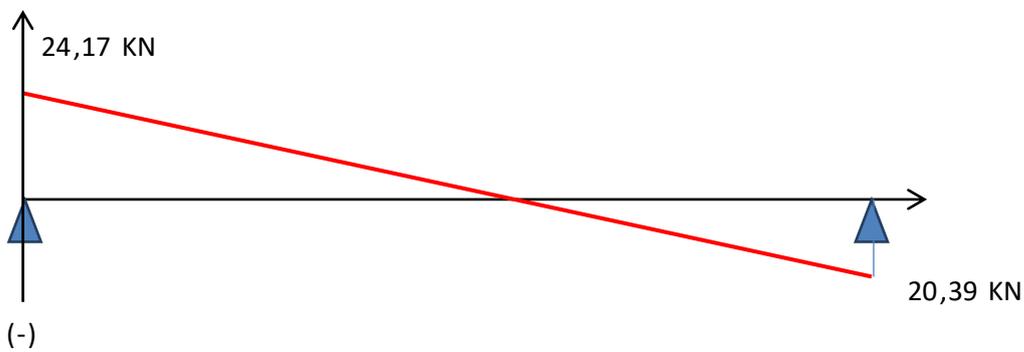


Figure III. 25 : Diagramme d'effort tranchant à l'ELS.

Calcul des armatures :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que : $b= 100 \text{ cm}$; $h=18 \text{ cm}$

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur.

$f_{c28}=25 \text{ MPa}$; $f_{bu}=14,17\text{MPa}$; $d=0,9h=13,5$; $f_e=400\text{MPa}$

Tableau III.18 : Résultats des sollicitations

X (m)	Réaction (KN)	T_{\max} (KN)	Moment sur travée	Moment sur appui ($M_a=0,3.M_t$)
0	33,45	33,45	35,7	10,71
4,45	28,33			

NB :

Le moment sur appui est estimé par 15% du moment en travée.....[4].

a). Ferrailage en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{0,85 \times 35,7 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,183 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,254$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha_u) = 0,9\text{mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta f_{su}} = 8,79 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right) = \max (1,35; 1,630)\text{cm}^2$$

□ Condition vérifiée.

On prend 6T14/ml avec $A_s=9,24\text{cm}^2 / \text{ml}$

Espacement :

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(60\text{cm}; 45\text{cm})$$

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

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

On prend : 5T8/ml avec $A_s=2,51 \text{ cm}^2$

- **Espacement armature de répartition :**

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

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

b). Ferrailage sur appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,71 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,064 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}) = 0,082$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha_u) = 0,97 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \times \theta_s} = 293 \text{ mm}^2 = 2.93 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right) = \max (1,35; 1,630) \text{ cm}^2$$

□ **Condition vérifiée.**

donc on prend 4T10/ml avec $A_s=3,14 \text{ cm}^2$.

- **Espacement :**

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(60\text{cm}; 45\text{cm})$$

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

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

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

- Espacement armature de répartition :

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

On prend : $e = 25 \text{ cm}$.

Vérification :

III.5.6.1 A L'ELU :

a). Effort tranchant :

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = 0,3 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

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

Condition vérifiée.

Vérification des armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = 0,25 \text{ MPa} < 0,06 \cdot f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

III.5.6.2 Vérification a l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

Tableau III.19 : Résultats des sollicitations

X (m)	Réaction (KN)	T _{max} (KN)	Moment sur travée	Moment sur appui (M _a =0,3.M _t)
0	24,17	24,39	21,896	7,73
4.45	24,39			

a). Vérification des contraintes du béton :

a.1) En travée :

- **Position de l'axe neutre :**

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot (A_s + A'_s) \cdot y - 30(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$$

$$A'_s = 0$$

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot (A_s) \cdot y - 30(d \cdot A_s) = 0$$

$$100 \cdot y^2 + 30 \cdot (9,24) \cdot y - 30(10,8 \times 9,24) = 0$$

$$100 \cdot y^2 + 277,2 \cdot y - 2993,76 = 0$$

$$y = 4,25 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} \cdot Y^3 + 15 \cdot A(d - Y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \cdot 4,25^3 + 15 \times 9,24(10,8 - 4,25)^2$$

$$I = 8505,14 \text{ cm}^4 \text{ Donc :}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont convenables.

a.2) Sur appuis :

On doit vérifier que :

- **Position de l'axe neutre :**

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot (A_s + A'_s) \cdot y - 30(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$$

$$A'_s = 0$$

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot (A_s) \cdot y - 30(d \cdot A_s) = 0$$

$$100 \cdot y^2 + 30 \cdot (3,14) \cdot y - 30(10,8 \times 3,14) = 0$$

$$100 \cdot y^2 + 94,2y - 1017,36 = 0$$

$$y = 2,75 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} \cdot Y^3 + 15 \cdot A(d - Y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \cdot 2,75^3 + 15 \times 3,14(10,8 - 3,14)^2$$

$$I = 3745,42 \text{ cm}^4 \text{ Donc :}$$

- Dessin du ferrailage :

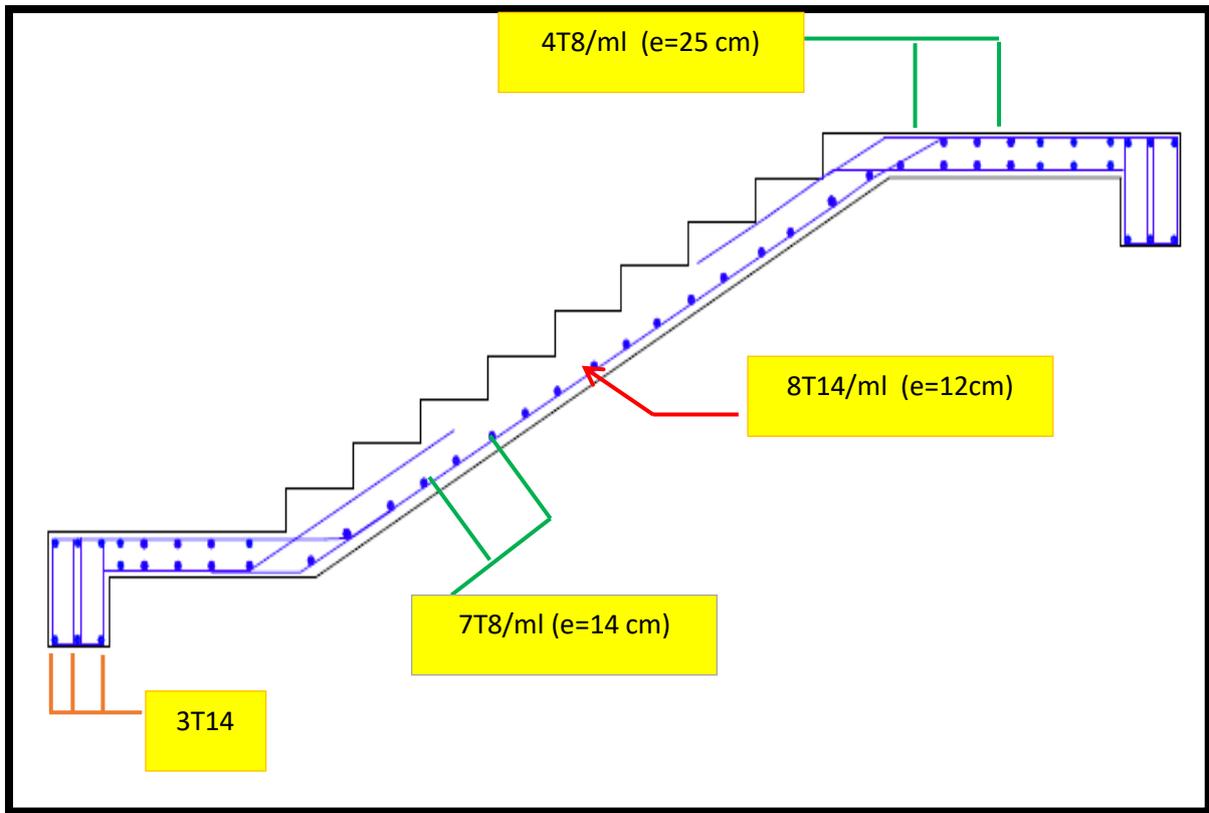


Fig.IV. 3: Ferrailage de la pailasse

Poutre palière :

III.6.1 Introduction :

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculer en flexion simple, elle est encastree dans les deux cotes.

III.6.2 Dimensionnement de la poutre :

On utilise la formule suivante : $L=4,95m$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots[5]$$

$$28,6 \leq h \leq 43 \text{ (On prend } h=40)$$

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \dots\dots\dots[4] \quad 14 \leq b \leq 28 \text{ (On prend } b=30)$$

- Vérification selon RPA99 (version 2003) :

$$h=40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad b=30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b}=1,33 \leq 4$$

Donc les trois conditions sont vérifiées.

3 Evaluation des charges :

a). Chargement de la poutre :

- Poids propre de la poutre $0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,625$ KN/ml. □ Poids du mur $2,81 \times (1,53-0,35) = 3,3158$ KN/ml.
- Réaction du palier (ELU) $R= 34,23$ KN/ml.
- Réaction du palier (ELS) $R= 24,64$ KN/ml.
- Poids du palier : $q'=6,695$ KN/ml.

Avec :

- q_1 : poids propre de la poutre avec le mur.
- q_2 : Réaction du palier.
- q' : Poids du palier.

Les résultats de calcul des sollicitations sont regroupés dans le tableau suivant : Tableau III.20 : Sollicitation de la poutre palière

	En travée	Sur appui
M_u (KN.m)	21,51	49,69
M_{ser} (KN.m)	15,56	35,92
T_u max (KN)	-	73,09
T_{sermax} (KN)	-	52,79

III.6.4 Ferrailage de la poutre palière :

Données :

$$bxh = 30 \times 40 \text{ cm}^2, d=0,9.h= 36 \text{ cm}, f_{c28}= 25 \text{ MPa}; f_e=400$$

MPa a). En travée :

$$M_t=21,51 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21,51 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14,17} = 0,039 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,049$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha_u) = 0,9804 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d f_{su}} = 0,6961 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right) = \max (1,05; 1,30) \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

On prend : 3T14 avec A=4,62 cm²

b). Sur appui :

M_a=42,65KN.m

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{49,69 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14,17} = 0,090 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}) = 0,12$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha_u) = 0,95 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d f_{su}} = 416,34 \text{ mm}^2 = 4,1634 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right) = \max (1,05; 1,30) \text{ cm}^2$$

✓ **Condition vérifiée.**

On prend : 3T14 avec A=4,62 cm²

Vérification :

III.6.5.1 A P'ELU :

a). Effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = 0,68 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

Donc : $\tau_u = 0,68 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

✓ **Condition vérifiée.**

• **Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_{Lmin} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 12 \right) = 10 \text{ mm}$$

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

$$A_t = m_t \times a_t = m_t \times (\pi d^2) / 4 = 4 \times (3,14 \times (0,8)^2) / 4 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ (4T8)}.$$

• **Espacement des armatures transversales :**

$$\tau_t = \tau_u - \tau_b \geq 0,32 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,3 \cdot f_{t28} \cdot k = 0,3 \times 2,1 \times 1 = 0,63 \text{ MPa} \quad (k = 1 \text{ Sans reprise de bétonnage})$$

$$\tau_t = 0,68 - 0,63 = 0,05 < 0,32 \text{ MPa}$$

On prend : $\tau_t = 0,32 \text{ MPa}$

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 32,4 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 25 \text{ cm}$.

• **Espacement exigé par RPA 99 (version 2003) :**

(Zone nodale) :

$$S_t \leq \min(10; 12\phi) = 10 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 10 \text{ cm}$.

• **Condition de non fragilité :**

$$\rho_t \geq \rho_{tmin}$$

$$\rho_{tmin} = \frac{1}{f_e} \times \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \frac{1}{400} \times \max \left\{ \frac{0,68}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\} = 0,001$$

$$S_t = \frac{A_t}{b_0 \cdot \rho_t} \Rightarrow \rho_t = \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = \frac{2,01}{30 \times 25} = 0,00268 \geq 0,001$$

□ **Condition vérifiée.**

Quantité d'armatures transversale :

$$A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{tmin}$$

✓ **Condition vérifiée.**

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \mathbf{y} \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$T_u \leq 0,4 \cdot a \cdot b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$a = \min(a'; 0,9 d)$$

$$a' = b - 2 \times C = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = 26 \text{ cm}$$

$$T_u = 73,09 \leq 520 \text{ KN}$$

✓ **Condition vérifiée.**

Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} = 73,09 - 153,36 = -80,27 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales ne sont soumises à aucun effort de traction donc aucune vérification n'est à faire.

A l'ELS :

a). En travées :

$$M_s = 15,56 \text{ KN.m} \quad ; \quad A = 4,62 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A' = 0 \text{ cm}^2$$

- **On Position de l'axe neutre :**

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot (A_s + A'_s) \cdot y - 30(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$$

$$A'_s = 0$$

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot (A_s) \cdot y - 30(d \cdot A_s) = 0$$

$$30 \cdot y^2 + 30 \cdot (4,62) \cdot y - 30(30,6 \times 4,62) = 0$$

$$30 \cdot y^2 + 138,6 \cdot y - 4241,16 = 0$$

$$y = 9,80 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} \cdot Y^3 + 15 \cdot A(d - Y)^2$$

$$I = \frac{30}{3} \cdot 9,80^3 + 15 \times 4,62(30,6 - 9,80)^2$$

$$I = 39393,872 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 3,87 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont convenables.

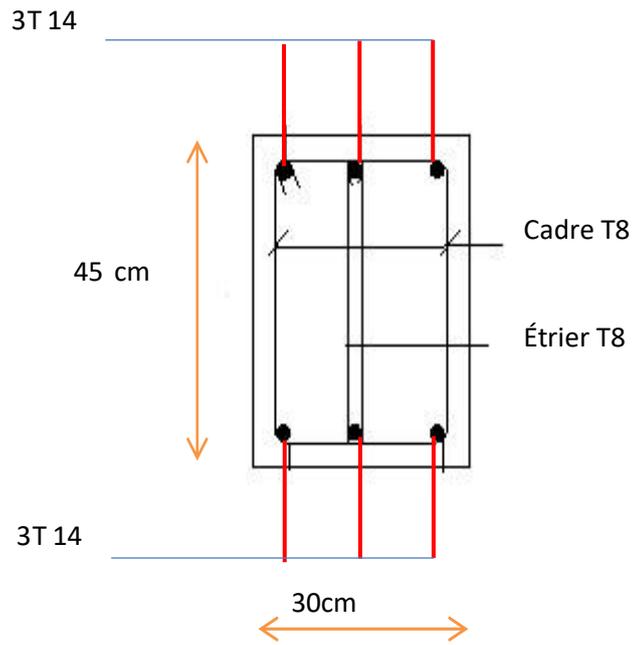


Schéma de ferrailage de la poutre palière.

Acrotère :

III.1.1 Introduction :

L'acrotère est un élément non structural, son rôle est d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et de protéger le gravier de la poussée de vent d'où il forme un écran, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- G (poids propres) sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q = 1 \text{ kN/ml} \dots [3]$.

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur **b=100cm** Hauteur **H= 60cm**
- Epaisseur **e= 10cm**

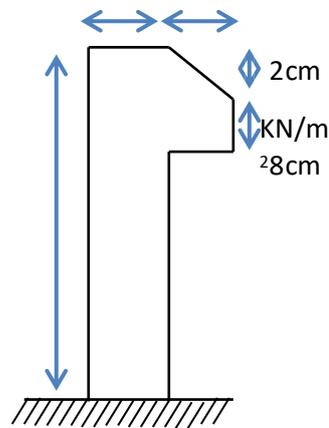


Schéma représentatif d'acrotère

Evaluation des charges :

a). Charges permanentes

: Poids propre : $G = \rho_b \times S$

S Avec :

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \left(\frac{0,10 \times 0,02}{2} \right) \right] = 0,069 m^2$$

Donc : $G = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ KN/ml}$

- Revêtement en ciment ($e=2\text{cm}$: $\rho=18\text{KN/m}^3$) :

$$G = \rho \times e \times P_{\text{cim}} = 18 \times 0,02 \times (60+10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,504 \text{ KN/ml}$$

Donc : $G_t = 2,229 \text{ KN/ml}$

b). Charges d'exploitation :

- $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

- **Etat limite ultime :**

$$N_u = 1,35G.L = 1,35 \times 2,229 \times 1 = 3,00915 \text{ KN}$$

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

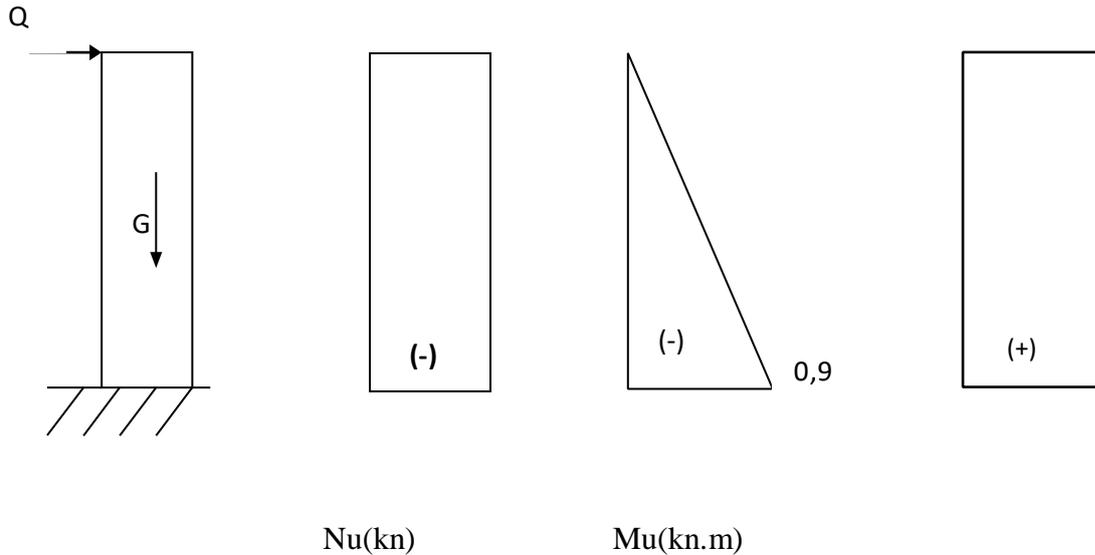
$$T_u = 1,5.Q.L = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

- **Etat limite de service :**

$$N_{\text{ser}} = G.L = 2,229 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser}} = Q.h.L = 1 \times 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{ser}} = Q.L = 1 \text{ KN}$$



4 Ferrailage de l'acrotère :

$h=10\text{cm} ; b=100\text{cm} ; f_{c28}=25 \text{ MPa}; f_{bu}=14,17\text{MPa} ; c=c'=2\text{m} ; f_e= 400\text{MPa} d=8\text{cm}$

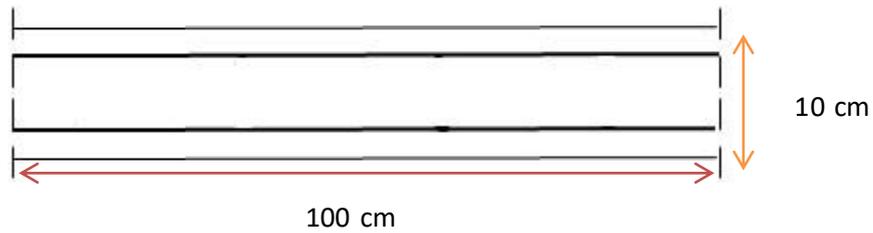


Figure I.3 Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère.

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{3,00915} = 29,90 \text{ cm}$$

$$e_0 = 29,90 > \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve hors de la zone limitée par les armatures.

La section est donc partiellement comprimée, on calcule la section d'armatures en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis on déduit la section d'armature réelle en flexion composée (on adopte un ferrailage symétrique).

- **Calcul du moment fictif M_f :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 0,99 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = 0,0109$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392$ $\square A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha_u = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}) = 0,014$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha_u) = 79,56 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z f_{su}} = 35,75 \text{ mm}^2 = 0,3575 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,3575 - \frac{3,00915 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,271 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right) = \max \left(\frac{100 \cdot 10}{1000}; \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 8,2,1}{400} \right) \dots [1]$$

$$A_{min} = \max(1; 0,966) = 1 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s; A_{min}) = 1 \text{ cm}^2$$

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

- **L'espace des armatures principales :**

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

On prend : $S_h = 25$

cm **Armatures de**

répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_r = 3T8 /ml = 1,51 \text{ cm}^2$

- **L'espace des armatures de répartition :**

$$S_v \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 10 ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

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

Vérification à L'E.L.S :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,229} = 26,92 \text{ cm}$$

$$e > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

Il faut vérifiée :

- Que la contrainte maximale de compression du béton ne dépasse pas la limite

admissible : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

- Si la fissuration est préjudiciable comme dans notre cas, que la contrainte **dans les aciers tendus ne dépasse pas la limite admissible :**

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0,5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}})\right)$$

Le calcul s'effectuée comme suit (selon le BAEL) :

$$c = \frac{h}{2} - e = \frac{10}{2} - 26,92 = -21,92 \text{ cm}$$

Le centre de pression est trouvé à l'extérieur de la section calculée.

$$Y_{ser} = Z_c + C$$

Avec :

- Z_c : distance de l'axe neutre ou centre de pression.
- C : distance de centre de pression à la fibre la plus comprimée.

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section :

$$P = -3c^2 - 90 \cdot A'_s \frac{c - d'}{b} + 90 \cdot A_s \frac{d - c}{b}$$

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

$$A'_s = 0$$

Donc:

$$P = -3c^2 + 90.A_s \frac{d-c}{b} = -3x(-21,92)^2 + 90x2,01x \frac{8+21,92}{100} = -1387,33 \text{ cm}^2$$

$$q = -2c^3 - 90.A_s \frac{(d-c)^2}{b} = -2x(-21,92)^3 - 90x2,01 \frac{(8+21,92)^2}{100} = 19445,1 \text{ cm}^2$$

- Résolution de l'équation :

$$Z^3 + P.Z + q = 0$$

On calcule Δ :

$$\Delta = q^2 + \frac{4.P^3}{27} = (19445,1)^2 + \frac{4.(-1387,33)^3}{27}$$

$$\Delta = -17469210,06$$

On a donc $\Delta < 0$ donc :

$$\varphi = \text{Arc cos}\left(\frac{3.q}{2.P} \cdot \sqrt{\frac{-3}{P}}\right) = \text{Arc cos}\left(\frac{3 \times 19445,1}{2.(-1387,33)} \cdot \sqrt{\frac{-3}{-1387,33}}\right) = 167,87$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} = 2 \sqrt{\frac{1387,33}{3}} = 43,00$$

Nous avons trois solutions:

$$Z_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 43,00 \cos\left(\frac{167,87}{3}\right) = 24,07 \text{ cm}$$

$$Z_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) = 43,00 \cos\left(\frac{167,87}{3} + 120\right) = -42,89 \text{ cm}$$

$$Z_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3}\right) = 43,00 \cos\left(\frac{167,87}{3} + 240\right) = 18,82 \text{ cm}$$

$$Y_{\text{ser}1} = Z_1 + C = 24,07 - 21,92 = 2,15 \text{ cm}$$

$$Y_{\text{ser}2} = Z_2 + C = -42,89 - 21,92 = -64,9 \text{ cm}$$

$$Y_{\text{ser}3} = Z_3 + C = 18,82 - 21,92 = -3,1 \text{ cm}$$

On prend la première racine car elle donne une valeur $0 \leq Y_{\text{ser}} \leq d$

Alors : $Y_{\text{ser}} = 2,15 \text{ cm}$

• **Moment d'inertie :**

On calcule le moment d'inertie de la section homogène réduite est :

$$I = \frac{b \cdot Y_{\text{ser}}^3}{3} + 15[A_s (d - Y_{\text{ser}})^2 + A'_s (Y_{\text{ser}} - d')^2]$$

Avec : $A'_s = 0$

Donc :

$$I = \frac{b \cdot Y_{\text{ser}}^3}{3} + 15[A_s (d - Y_{\text{ser}})^2]$$

A.N :

$$I = \frac{100 \cdot (2,15)^3}{3} + 15[2,01(8 - 2,15)^2] = 1363,09 \text{ cm}^4$$

• **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{\text{bc}} = \frac{N_{\text{ser}} \cdot Z_c}{I} \cdot Y_{\text{ser}} = \frac{2,229 \times 24,07 \times 10^5}{1363,09 \times 10^4} \times 2,15 = 0,846 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = 0,846 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{\text{b}}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

□ **Condition vérifié.**

Etat limite d'ouverture des fissures :

Fissuration est préjudiciable donc :

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{N_{ser} \cdot Z_c}{I} \cdot (d - Y_{ser}) = 15 \cdot \frac{2,229 \times 24,07 \times 10^5}{1363,09 \times 10^4} \cdot (8 - 2,15) = 34,54 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{n x f_{t28}}) \right\}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\{266,66 ; \max(200 ; 201,63)\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 34,54 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

□ Condition vérifié.

IVérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u = \min\{0,1 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10}{100 \times 8} = 0,01875 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u \text{ Condition vérifié}$$

vérification de l'effet de séisme :

Selon (R.P.A 99 modifié 2003, Art 6.2.3) les éléments non structuraux et les équipements ancrés dans la structure surjetant a des force horizontales données par la formule suivante :

$$F_p = 4 A C_p W_p \dots \dots \dots [2]$$

- A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du RPA99 pour la zone et le groupe d'usage appropriés [A=0,2](Zone IIb , groupe 2) .
- C_p : facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1) du RPA99.... [C_p=0,8].
- W_p : poids de l'acrotère W_p = G = 2,229 kN.

$$F_p = 4 \times 0,2 \times 0,8 \times 2,229 = 1,42656 \text{ KN}$$

La condition pour que l'acrotère puisse résister à cette force est :

$$F_p \leq 1,5 Q = 1,5 \text{ KN/m}$$

□ Condition vérifié.

Donc : l'acrotère peut résister à la force sismique F_p .

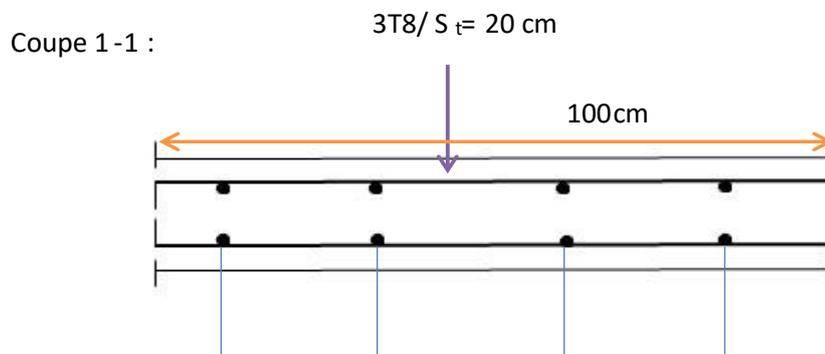
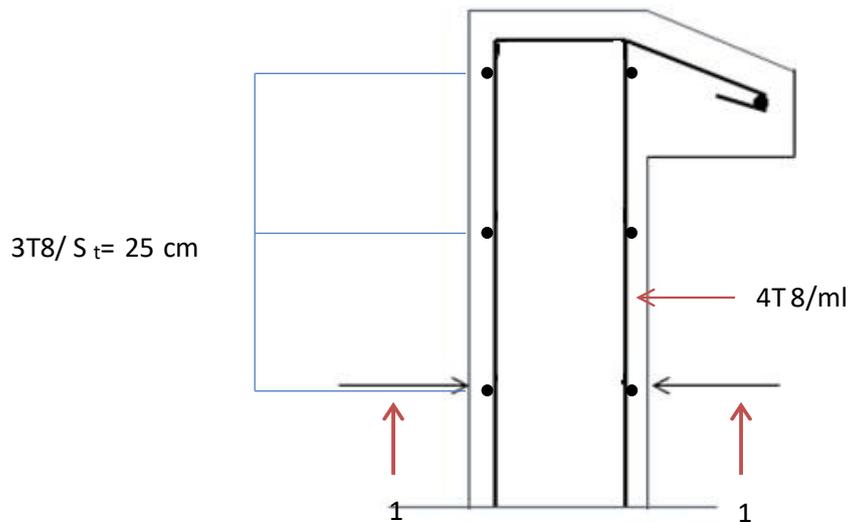


Figure Ferrailage de l'acrotère

Balcons

III.2.1 Introduction :

Notre structure comporte un seul type de balcon, des balcons en porte à faux. Leur calcul se fait comme pour une console en dalle pleine ayant une extrémité encastrée dans les poutres et l'autre libre.

Le calcul de ce type de balcon se fait à la flexion simple en considérant une bande de 1 m, et de longueur à 1,20 m.

Remarque :

Fissuration est préjudiciable par ce que le balcon exposé aux intempéries le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

III.2.2 Évaluation des charges :

- On a : 15 cm comme épaisseur du balcon.
- $G = 5,31 \text{ KN/m}^2$.
- $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$.
- Charge concentrée F :

Poids du mur (briques creuses, $e=10 \text{ cm}$) : $0,9 \text{ KN/ml}$

Enduit de ciment ($e=2 \times 2 \text{ cm}$) : $0,72 \text{ KN/ml}$

$$\Sigma F = 1,62 \text{ KN/ml}$$

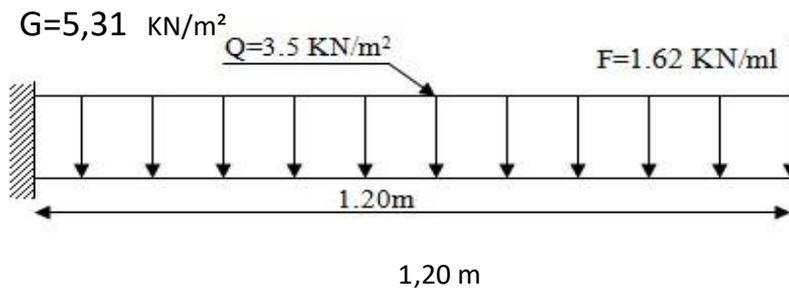


Figure I

II.5 Schéma statique du balcon.

Combinaison des charges :

Tableau III.1: Combinaison des charges

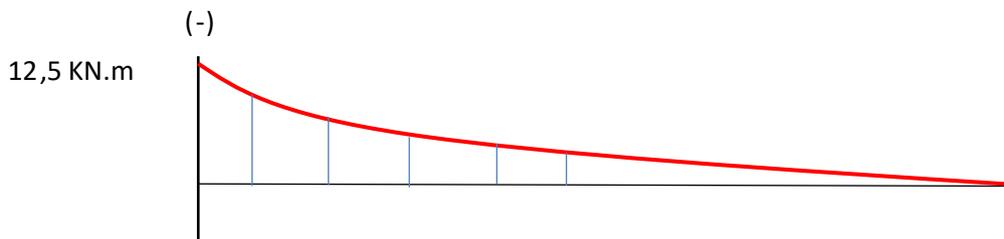
	ELU	ELS
G , Q (KN/ml)	12,42	8,81
F (KN)	2,187	1,62

III.2.4 Calcul des moments :

a). ELU :

- Moment due à la charge concentrique : $2,187 \times 1,2 \times 1 = 2,6244 \text{ KN.m}$
- Moment due à la charge uniformément répartie :.. $12,42 \times (1,2)^2/2=8,9424 \text{ KN.m}$
- Moment due à charge concentrée (en tête du garde-corps) : $1,5 \times 0,6 \times 1 = 0,9\text{KN.m}$

$$M= 12,5\text{KN.m}$$



(+)

Figure III.6 Diagramme du moment à l'ELU.

b).ELS :

- Moment due à la charge concentrique : $1,62 \times 1,2 \times 1 = 1,94 \text{ KN.m}$
- Moment due à la charge uniformément répartie :... $8,81 \times (1,2)^2/2=6,3432 \text{ KN.m}$
- Moment due à charge concentrée (en tête du garde-corps) :. $1 \times 0,6 \times 1 = 0,6\text{KN.m}$

$$M= 8,9 \text{ KN.m}$$

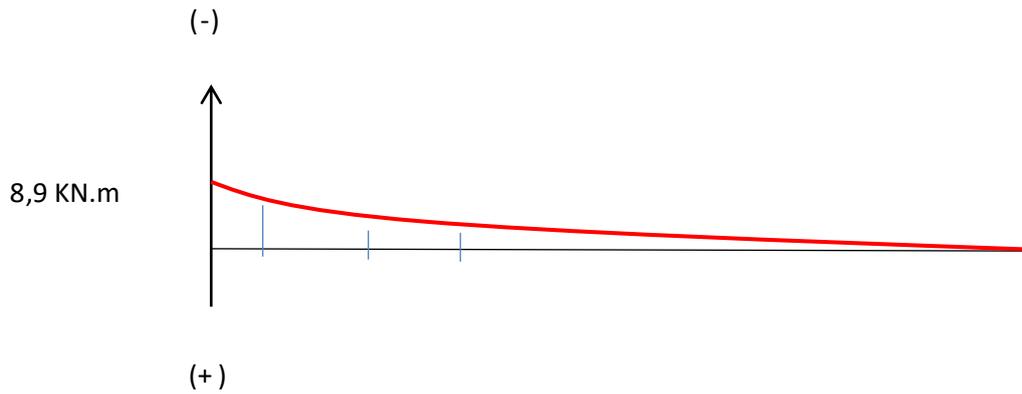


Figure III.7 Diagramme du moment à l'ELS.

Calcul d'effort tranchant :

a).ELU :

- $T = (12,42 \times 1,2) + 2,187 = 17,091 \text{ KN}$

b). ELS :

- $T = (8,81 \times 1,2) + 1,62 = 12,2 \text{ KN}$

Tableau III.2 : Résultats des efforts internes à l'ELU et l'ELS

	ELU	ELS
M (KN.m)	12,5	8,9
T (KN)	17,091	12,2

III.2.6 Calcul de ferrailage :

Tableau III.3 : Caractéristique géométriques et mécaniques

f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	f_e (MPa)
25	2,1	14,17	100	15	13,5	400

a).A l'ELU:

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12,5 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,17} = 0,048 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}) = 0,062$$

$$\beta = d \cdot (1 - 0,4\alpha_u) = 131,65 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta f_{su}} = 282,17 \text{ mm}^2 = 2,728 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de condition de non fragilité :.....[1]**

$$A_s \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d = 163,013 \text{ mm}^2 = 1,63013 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Condition vérifié.**

$$A_{RPA} = (0,005 \times 100 \times 15) = 7,5 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 5T14/ml \square $A_s = 7,70 \text{ cm}^2$

L'espacement des armatures principales :

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = \min(48, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

On prend $S_h = 25 \text{ cm}$

- ✓ **Condition vérifié.**

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,925 \text{ cm}^2$$

On choisit : 5T8/ml ; ($A_r = 2,51 \text{ cm}^2$).

- **L'espacement des armatures de répartition :**

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{ cm}) = \min(48, 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$$

On prend $S_t = 22\text{ cm}$

Vérification :

a). Vérification de l'effort tranchant :.....[1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,1 f_{c28}; 4\text{ MPa}\} = 2,5\text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{17,091 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,13 < \bar{\tau}_u$$

✓ **Condition vérifié.**

b). Vérification de l'E.L.S :

b).1 Vérification des contraintes :.....[1]

- **Position de l'axe neutre "y" :**

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 115,5y - 1559,25 = 0$$

$$\Delta = 115,5^2 - (4 \times 50 \times (-1559,25)) = 325190,25$$

$$y = \frac{-115,5 + \sqrt{325190,25}}{2 \times 50} = 4,55\text{ cm}$$

- **Moment d'inertie I :**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,55^3}{3} + 15 \times 7,70 (13,5 - 4,55)^2 = 12391,72\text{ cm}^4$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{8,9 \times 10^3}{12391,72} \cdot 4,55 = 3,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,27 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \square$$

Condition vérifié.

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y) = 1,6 \frac{8,9 \times 10^3}{12391,72} \cdot (13,5 - 4,55) = 10,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 10,28 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

✓ Condition vérifié.

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

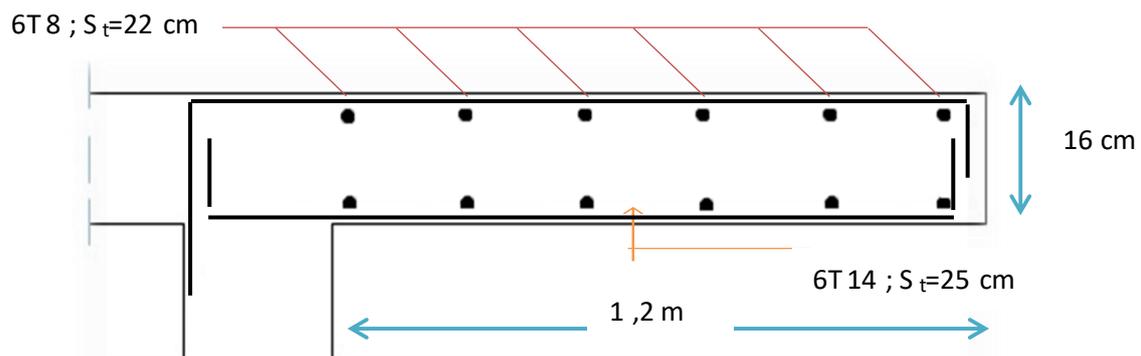


Figure III.8 Ferrailage de balcon.

CHAPITRE IV



ETUDE DYNAMIQUE

ETUDE SISMIQUE

1.Introduction :

L'actualité montre régulièrement que les tremblements de terre entraînent des pertes en vies humaines, la destruction du patrimoine immobilier et des moyens de production, affectant notablement l'activité économique de la région touchée. Ces effets sont dus principalement à l'effondrement des constructions. Il est donc essentiel de prévenir les dommages sismiques graves en construisant des ouvrages capables de résister aux séismes, et doit être justifié selon les règles parasismiques algériennes R.P.A.99 version 2003.

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante.

2. Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

1. **Calcul dynamique du bâtiment:** selon R.P.A.99V2003 (4.1.1) P25.

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

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

a- Méthode statique équivalente :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Remarque :

Pour l'étude de notre projet, selon l'article (4.1.2.a) RPA99/version 2003 page 25 la méthode statique équivalente est applicable car :

- La structure est implantée en Zone IIa, et elle ne dépasse pas 65m de hauteur.
- Elle est régulière en élévation et en plan.

a.1- Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

a.2- Données de l'ouvrage :

Notre ouvrage étant un bâtiment :

- A usage multiple, implanté dans la wilaya de Batna(*Zone IIa*).
- Ayant une hauteur totale de 36.04 m, il sera classé au groupe d'usage 2.
- La catégorie du site est S2 (site ferme).

a.3- Calcul de la force sismique totale : selon RPA99v2003 (Art 4.2.3) P 26

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

avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

$$\text{Donné par : } D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^2 & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^2(3.0/T)^5 & T \geq 3.0s \end{cases}$$

• T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site.

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

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7 \quad (4.3)$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement.

➤ Dans notre cas :

$$\zeta=7\% \Rightarrow \eta = 0,88 > 0,7$$

A = 0.15 (tableau 4.1 RPA99/version2003).

R = 4 (structure mixte avec interaction portique-voile, tableau 4.3 RPA99/version2003).

T1 = 0.15 (tableau 4.7 RPA99/version 2003).

T2 = 0.40 (site S2).

Q = 1.15 (tableau 4.4 RPA99/v 2003).

a.4- Nombre de modes à considérer :

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) P 33 :

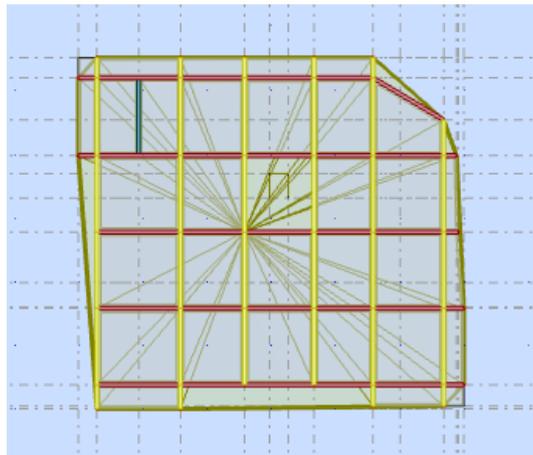
Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

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

4. Modélisation de la structure initiale (sans voiles):

Les caractéristiques dynamiques de la structure (modes propres et formes propres) sont déterminées en utilisant le logiciel de calculé ROBOT 2018 qui fera l'objet d'une présentation détaillé ci-après.



FigIV.1 : vue en plan de la structure initiale (sans voiles).

Le système de contreventement de la structure est considéré comme mixte (portiques et voiles) avec interaction. Les périodes propres et les formes propres de la structure seront analysés et commentées dans ce chapitre.

4.1. Description du logiciel ROBOT 2018 :

Robot est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures, il permet de modéliser les structures, les calculer, de vérifier les résultats obtenus, de dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

La dernière étape générée par Robot Millenium est la création de la documentation écrite et graphique pour la structure calculée.

4.2. Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutre-poteau) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre ferme à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques (shell) à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

4.3. Modélisation de masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité bQ RPA99/version 2003 (dans notre cas $b = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie sur les poutres concernées.

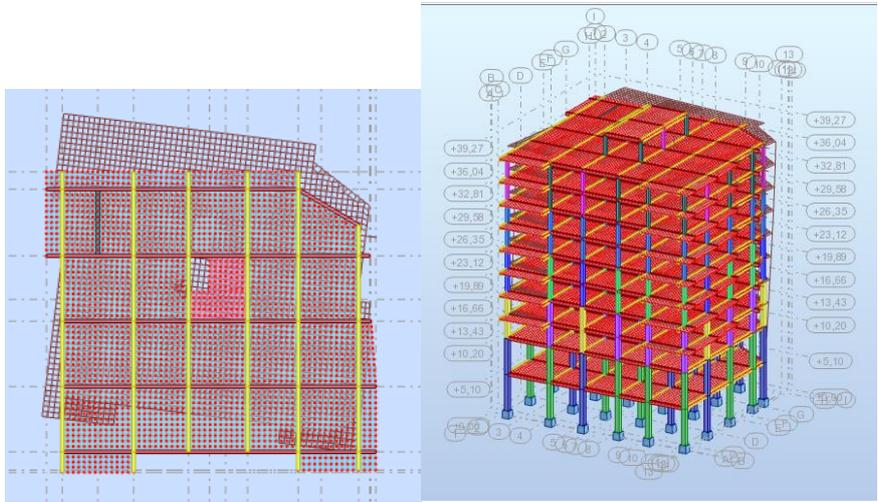
✓ Remarque : Dans ce qui suit on désigne par :

Masses Cumulées UX (%) = Masses cumulées dans le sens considéré.

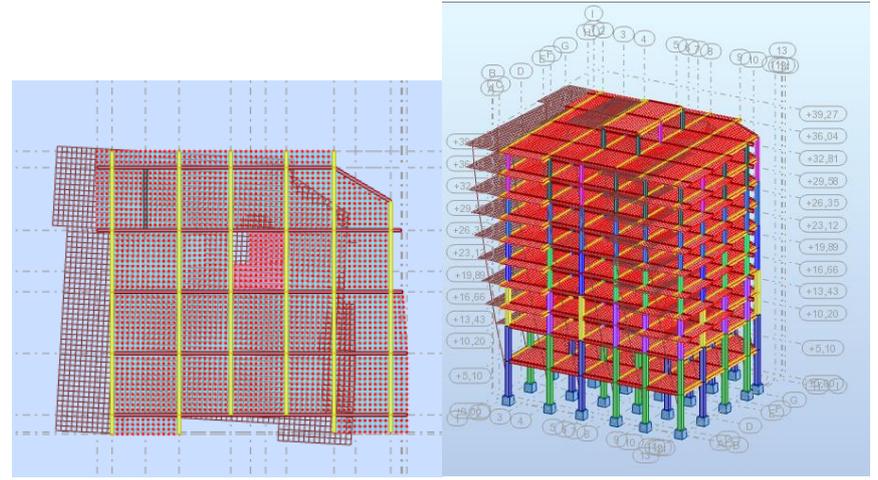
Masses Cumulées UY (%) = Masses modales dans le sens considéré.

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
6/ 1	1,75	0,04	69,45	0,04	69,45	5736662,96	5736662,96
6/ 2	1,72	80,87	69,98	80,83	0,53	5736662,96	5736662,96
6/ 3	1,60	82,93	81,47	2,06	11,49	5736662,96	5736662,96
6/ 4	0,62	83,03	89,79	0,10	8,32	5736662,96	5736662,96
6/ 5	0,60	91,17	90,13	8,14	0,34	5736662,96	5736662,96
6/ 6	0,56	91,67	91,26	0,50	1,13	5736662,96	5736662,96
6/ 7	0,35	91,70	93,59	0,04	2,33	5736662,96	5736662,96
6/ 8	0,34	93,95	93,70	2,25	0,11	5736662,96	5736662,96
6/ 9	0,32	94,11	94,00	0,15	0,29	5736662,96	5736662,96
6/ 10	0,24	94,12	95,31	0,02	1,31	5736662,96	5736662,96

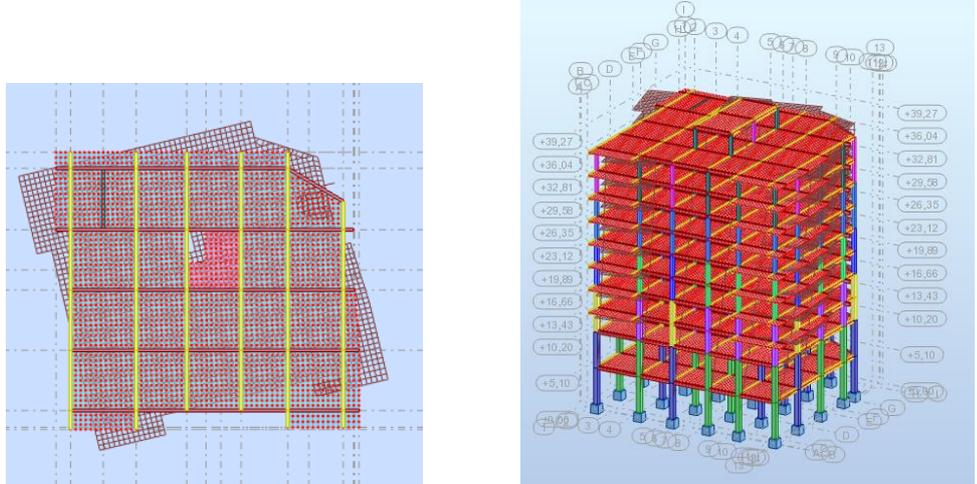
FigIV.2 : Périodes et facteurs de participation modaux.



FigIV.3 : Premier mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T= 1.75 sec).



FigIV.3 : Deuxième mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T= 1.72 sec).



FigIV.3 : Troisième mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T= 1.60sec).

❖ Interprétation des résultats :

L'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure initiale nous permet de dire ce qui suit.

- Il faut 6 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse pour les deux directions X et Y (U_x et $U_y \geq 90\%$).
- Le premier mode ($T = 1.75$ sec) est un mode de translation dans le sens Y, avec $U_x = 0.04\%$. $U_y = 69.45\%$
- Le deuxième mode ($T = 1,72$ sec) est un mode de translation dans le sens X avec $U_x = 80.83\%$ $U_y = 0.53\%$.
- Le troisième mode ($T = 1.60$ sec) est un mode de torsion, avec $U_x = 2.06\%$. $U_y = 11.49\%$

Nous concluons alors, que la conception de la structure est mauvaise, et il faut alors revoir le système de contreventement et surtout la disposition de certains voiles pour obtenir des modes de translations purs et découplés dans les premiers modes qui doivent absorber le maximum d'énergie sismique induite à la structure lors d'un tremblement de terre.

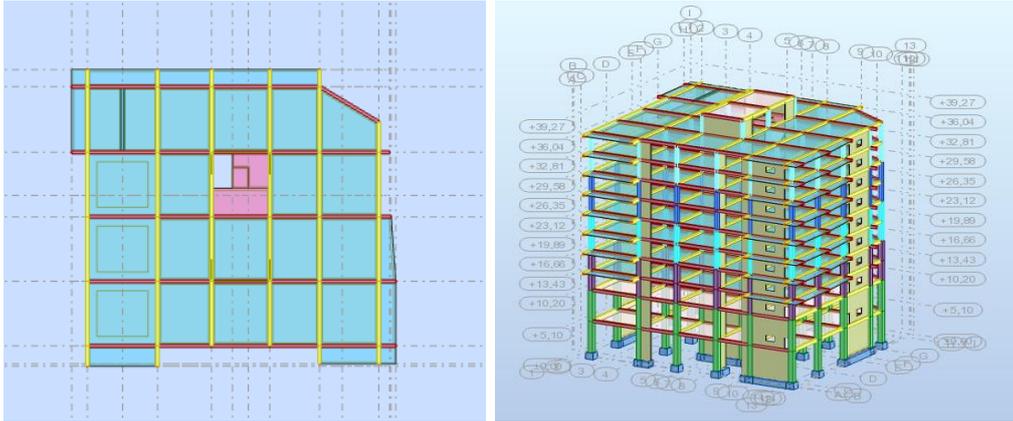
5. Conception et analyse de la nouvelle structure (avec voiles) :

Suite à l'analyse de la structure initiale (sans voiles), plusieurs variantes ont été analysées pour pouvoir obtenir une structure ayant un système de contreventement optimal.

Nous présenterons dans ce qui suivra une proposition parmi plusieurs autres.

5.1. Proposition de la disposition des voiles :

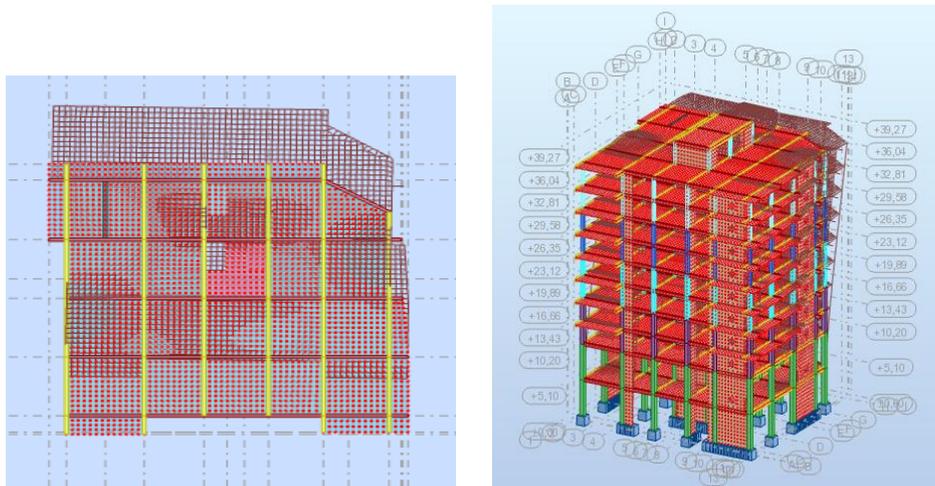
Le premier système de contreventement se présente comme suit :



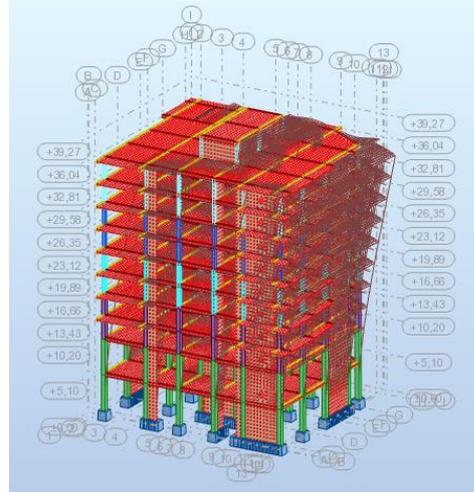
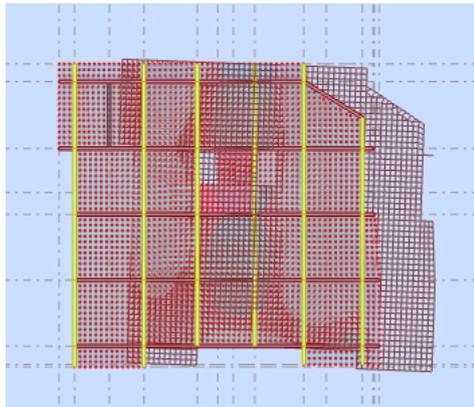
FigIV.4 : Vue en plan et en élévation de la disposition des voiles.

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
6/ 1	0,90	0,03	70,15	0,03	70,15	6755459,60	6755459,60
6/ 2	0,77	68,73	70,19	68,71	0,05	6755459,60	6755459,60
6/ 3	0,68	69,14	70,25	0,41	0,06	6755459,60	6755459,60
6/ 4	0,24	69,15	87,06	0,01	16,81	6755459,60	6755459,60
6/ 5	0,19	87,98	87,07	18,83	0,01	6755459,60	6755459,60
6/ 6	0,17	88,04	87,14	0,06	0,06	6755459,60	6755459,60
6/ 7	0,11	88,04	92,35	0,00	5,22	6755459,60	6755459,60
6/ 8	0,09	93,40	92,35	5,36	0,00	6755459,60	6755459,60
6/ 9	0,08	93,40	92,42	0,00	0,07	6755459,60	6755459,60
6/ 10	0,07	93,40	94,90	0,00	2,48	6755459,60	6755459,60

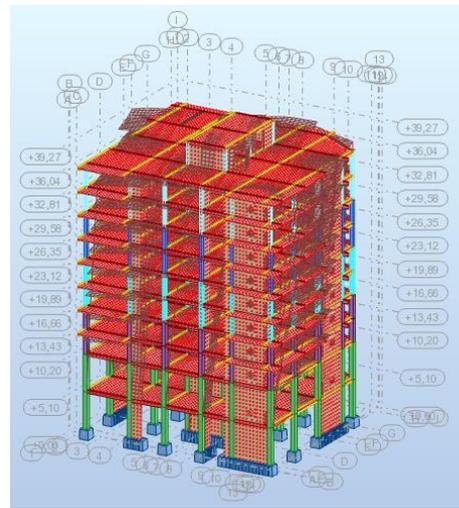
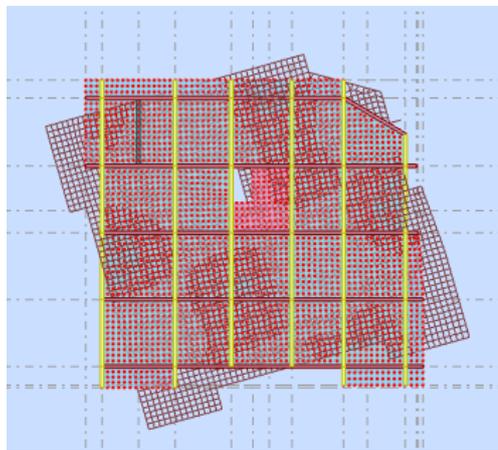
FigIV.5 : Périodes et coefficients de participation modaux :



FigIV.6 : Premier mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T= 0.70).



FigIV.7 : Deuxième mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T= 0.65 sec).



FigIV.8 : Troisième mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T= 0.44 sec).

❖ **Interprétation des résultats :**

L'analyse des caractéristiques dynamiques de la nouvelle structure nous permet de dire ce qui suit.

- Il faut plus que 10 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse pour les deux directions X et Y (U_x et $U_y \geq 90\%$).
- Le premier mode (T = 0.90 sec) est un mode de translation dans le sens Y, avec $U_x = 0.03 \%$ et $U_y = 70.15 \%$.
- Le deuxième mode (T = 0.77 sec) est un mode de translation dans le sens X, avec $U_x = 68.71 \%$ et $U_y = 0.05 \%$.
- Le troisième mode (T = 0.68 sec) est un mode de rotation, avec $U_x = 0.41 \%$ et $U_y = 0.06 \%$.

➤ **Vérification de la période :**

D'après RPA99/V2003 article 4.2.4 page 30, la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique ne doit pas dépasser la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec :

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

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003 page 30.

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- Pour le sens longitudinal :

$$H_N = 39.27 \text{ m}, d = 27.00, C_T = 0.05$$

$$T_e = 0.05 \times \left(27^{\frac{3}{4}} \right) = 0.78 \text{ sec}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times 39.27}{\sqrt{27}} = 0.68 \text{ sec}$$

$$\text{Alors : } T = \min (0.78 \text{ s}, 0.68 \text{ s})$$

$$\text{Donc : } T = 0.68 \text{ s}$$

- Pour le sens transversal

$$H_N = 39.27 \text{ m et } d = 24.10 \text{ m}, C_T = 0.05$$

$$T_e = 0.05 \times \left(39.27^{\frac{3}{4}} \right) = 0.78 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 39.27}{\sqrt{24.10}} = 0.72 \text{ sec}$$

$$T = \min (0.78 ; 0.72)$$

Donc $T = 0,72$ s

Nous avons :

$$\left. \begin{array}{l} 1.3 \times T_y = 1.3 \times 0.68 = 0.88 \text{ sec} \geq T_{\text{dyn},y} = 0.77 \text{ sec} \\ \mathbf{C.V} \\ 1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.72 = 0.94 \text{ sec} \geq T_{\text{dyn},x} = 0.90 \text{ sec} \end{array} \right\}$$

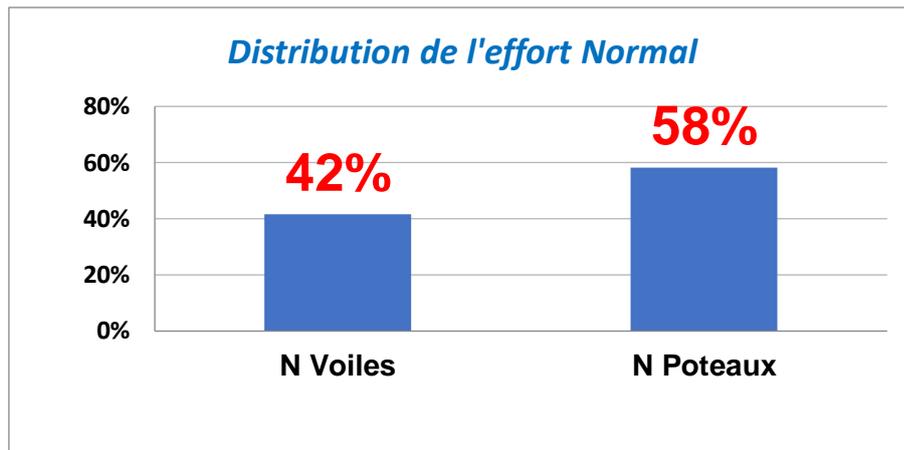
6. Calcul de l'action sismique :

6.1. Vérification du système de contreventement :

On a proposé un système de contreventement mixte et d'après RPA99/V2003 article 3.4.A page 21 les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations due aux charges horizontales.

- Sollicitation due aux charges verticales :

Voiles de contreventement		Poteaux	
Effort normal		Effort normal	
Etage	N	Etage	N
SS	-6138,79	SS	-10547,6
RDC	-5721,33	RDC	-9671,87
1	-5396,24	1	-8630,86
2	-4950,63	2	-7484,34
3	-4704,89	3	-6137,95
4	-4180,74	4	-5069,99
5	-3624,7	5	-4033,9
6	-2949,54	6	-3116,93
7	-2258,39	7	-2215,96
8	-1478,71	8	-1403,52
CE	-168,76	CE	168,76



- ✓ Les sollicitations verticales totales de poteau : 58%
- ✓ Les sollicitations verticales totales de voile : 42%

Donc : 42% > 20% La condition n'est pas vérifiée

D'après ce résultat, la structure n'est pas assurée par un contreventement mixte (poteaux –voiles) comme il été estimé, donc on propose un deuxième système de contreventement.

D'après RPA99V2003 article 3.4.A page 21 *Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé* : il est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Valeur de coefficient de comportement : $R = 3,5$

❖ Vérification :

- **Sollicitation due aux charges verticales :**
- Les sollicitations verticales totales de poteau : 58%
- Les sollicitations verticales totales de voile : 42%

Donc : 42% > 20% La condition est vérifiée

On adopte :

Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.

6.2.Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente :

Selon RPA99/version2003 (art 4.3.6): page 35

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 sismique déterminée par la méthode statique équivalent V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t \leq 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8V/V_t$.

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

$$\zeta=7\% \Rightarrow \eta = 0,88 > 0,7$$

$A = 0.15$ (tableau 4.1 RPA99/version2003).

$R = 3.5$ (voiles porteurs, tableau 4.3 RPA99/version2003).

$T_1 = 0.15$ (tableau 4.7 RPA99/version 2003).

$T_2 = 0.40$ (site S2).

$Q = 1.15$ (tableau 4.4 RPA99/v 2003).

- **Pour le sens longitudinal :**

$$T = 0,88 \text{ s}$$

$$T_2 (S_2)=0,4s \quad T_2 \leq T \leq 3s$$

On a : $T_2 \leq T \leq 3s$

$$\rightarrow D_x = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$\text{Donc : } D_x = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,4}{0,88}\right)^{2/3}$$

$$\text{Soit : } D_x = 1.30$$

- **Pour le sens transversal :**

$$T = 0,94 \text{ s}$$

$$T_2 (S_2)=0,4s \quad T_2 \leq T \leq 3s$$

On a : $T_2 \leq T \leq 3s$

$$\rightarrow D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$D_y = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,4}{0,94}\right)^{2/3}$$

Soit: $D_y = 1.25$

W : poids de la structure qui est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) par la formule:

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : la charge d'exploitation

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment multipel $\beta = 0.20$.

$$W(t) = 6755459,60 \text{ Kg} = 67554,60 \text{ KN}$$

L'effort tranchant à la base donné par la méthode statique équivalente vaut alors :

- **Effort tranchant a la base dans le sens x :**

$$V_x (\text{stat}) = A.D.Q.W/R = 3785,14 \text{ KN}$$

$$0,8 V_x = 3028,11 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant a la base dans le sens y :**

$$V_y (\text{stat}) = A.D.Q.W/R = 3644,46 \text{ KN}$$

$$0,8 V_y = 2915,57 \text{ KN}$$

- $V_x (\text{dyn}) = 4402,11 \text{ KN}$

- $V_y (\text{dyn}) = 4039,88 \text{ KN}$

❖ **Vérification :**

$$V_{dy} \geq 0.80 V_{st}$$

a) **Sens longitudinal :**

$$4402,11 > 3028,11 \text{ C.V}$$

b) **sens transversal :**

$$4039,88 > 2915,57 \text{ C.V}$$

6.3. L'excentricité :

A- L'excentricité théorique :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = |X_{CT} - X_{CM}|$$

$$e_y = |Y_{CT} - Y_{CM}|$$

Avec:

ex : excentricité théorique suivent x.

ey : excentricité théorique suivent y.

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
6/ 1	Etage 1	824183,76	15,13 13,78 2,5	15,06 13,72 4,0	0,07	0,06	0,0	0,0
6/ 2	Etage 2	832714,49	15,10 13,83 7,6	15,05 13,75 9,0	0,05	0,09	0,0	0,0
6/ 3	Etage 3	637019,64	15,04 14,03 11,	15,05 13,75 12,	0,01	0,29	0,0	0,0
6/ 4	Etage 4	637019,64	15,04 14,03 15,	15,05 13,75 16,	0,01	0,29	0,0	0,0
6/ 5	Etage 5	612317,02	15,02 14,04 18,	15,05 13,74 19,	0,02	0,30	0,0	0,0
6/ 6	Etage 6	612317,02	15,02 14,04 21,	15,05 13,74 22,	0,02	0,30	0,0	0,0
6/ 7	Etage 7	601818,40	15,02 14,05 24,	15,05 13,74 25,	0,03	0,30	0,0	0,0
6/ 8	Etage 8	601818,40	15,02 14,05 27,	15,05 13,74 29,	0,03	0,30	0,0	0,0
6/ 9	Etage 9	592554,92	15,01 14,05 31,	15,04 13,74 32,	0,03	0,31	0,0	0,0
6/ 10	Etage 10	722530,35	14,98 14,01 34,	15,04 13,74 35,	0,07	0,27	0,0	0,0
6/ 11	Etage 11	81165,97	15,64 13,90 37,	15,64 13,90 38,	0,00	0,00	0,0	0,0

Tableau IV.17: Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

B/ L'excentricité accidentelle :

L'article 4.3.7 du RPA99/version2003 page 35 impose dans le cas où il est procédé a une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculé, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale a $\pm 0.05L$ (L étant la dimension de plancher perpendiculaire à la direction de d'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Nous aurons alors :

L'excentricité accidentelle est fixée par RPA99/version2003 à 5%, d'où :

$$e_x (\text{acc}) = 0,05L_x \text{ avec } L_x = 27 \text{ m} \rightarrow e_x (\text{acc}) = 1.45\text{m}$$

$$e_y (\text{acc}) = 0,05L_y \text{ avec } L_y = 24.1 \text{ m} \rightarrow e_y (\text{acc}) = 0,69\text{m}$$

$ex_{th} = X_{cm} - X_{cr}$	$ex_{acc} = 5\% * L_x$	$ex = \text{Max} (ex_{th} , ex_{acc})$
$ey_{th} = Y_{cm} - Y_{cr}$	$ey_{acc} = 5\% * L_y$	$ey = \text{Max} (ey_{th} , ey_{acc})$

On doit avoir : $ex \leq 0,15 L_x$ et $ey \leq 0,15 L_y$

Niveau	ex_{th} (m)	ey_{th} (m)	ex_{acc} (m)	ey_{acc} (m)	ex (m)	ey (m)
SS	0,07	0,06	1,35	1,21	1,35	1,21
RDC	0,05	0,09	1,35	1,21	1,35	1,21
ETAGE 1	0,01	0,29	1,5	1,38	1,5	1,38
ETAGE 2	0,01	0,29	1,5	1,38	1,5	1,38
ETAGE 3	0,02	0,3	1,5	1,38	1,5	1,38
ETAGE 4	0,02	0,3	1,5	1,38	1,5	1,38
ETAGE 5	0,03	0,3	1,5	1,38	1,5	1,38
ETAGE 6	0,03	0,3	1,5	1,38	1,5	1,38
ETAGE 7	0,03	0,31	1,5	1,38	1,5	1,38
ETAGE 8	0,07	0,27	1,5	1,38	1,5	1,38

L_x (m)	$0,15L_x$ (m)	L_y (m)	$0,15L_y$ (m)	$ex < 0,15L_x$	$ey < 0,15L_y$
27,0	4,05	24,1	3,615	CV	CV
	4,05		3,615	CV	CV
	4,05		3,615	CV	CV
	4,05		3,615	CV	CV
	4,05		3,615	CV	CV
	4,05		3,615	CV	CV
	4,05		3,615	CV	CV
	4,05		3,615	CV	CV
	4,05		3,615	CV	CV
	4,05		3,615	CV	CV

6.4. Vérification les déplacements :

Calcul des déplacements relatifs horizontaux

D'après l'article 4.4.3 du RPA99/v 2003 :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck} \quad -$$

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i -

R : coefficient de comportement = 3.5 -

Δ_K : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est -

égal à

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1} \quad -$$

Niveaux	h_k (cm)	Dans le sens X-X			Dans le sens Y-Y		
		dr UX (cm)	1%hk (cm)	Observation	dr UY (cm)	1%hk (cm)	Observation
SS	510	0,3	5,10	<i>vérifiée</i>	0,4	5,10	<i>vérifiée</i>
RDC	510	0,7	5,10	<i>vérifiée</i>	0,9	5,10	<i>vérifiée</i>
ETAGE 1	323	0,6	3,23	<i>vérifiée</i>	0,7	3,23	<i>vérifiée</i>
ETAGE 2	323	0,6	3,23	<i>vérifiée</i>	0,8	3,23	<i>vérifiée</i>
ETAGE 3	323	0,7	3,23	<i>vérifiée</i>	0,8	3,23	<i>vérifiée</i>
ETAGE 4	323	0,7	3,23	<i>vérifiée</i>	0,9	3,23	<i>vérifiée</i>
ETAGE 5	323	0,7	3,23	<i>vérifiée</i>	0,9	3,23	<i>vérifiée</i>
ETAGE 6	323	0,7	3,23	<i>vérifiée</i>	0,9	3,23	<i>vérifiée</i>
ETAGE 7	323	0,7	3,23	<i>vérifiée</i>	0,8	3,23	<i>vérifiée</i>
ETAGE 8	323	0,7	3,23	<i>vérifiée</i>	0,8	3,23	<i>vérifiée</i>

TableauIV.18 : Déplacements absolus pour sens longitudinal et transversal.

Donc :

- ✓ $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$ sont inférieurs à $\Delta_{adm} = 1\%(h) = 1\%(3,06) = 0,0306 \text{ m} = 3.06 \text{ cm}$.

6.5. Justification de l'effet P.Δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition

Suivante est satisfaite à tous les niveaux : L'article 5.9 du RPA99/version2003 page 37

$$\Theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$$

Avec :

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de
- niveau k :
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.
- Δ_k: déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.
- h_k : hauteur de l'étage k.

Sens X :

Niveau	h _k (m)	W _k (kN)	P _k (kN)	V _k (kN)	Δ _k (cm)	Δ _k (m)	Θ _k	condition
SS	5,1	9158	9158	4814	0,300	0,003	0,00	vérifiée
RDC	5,1	9244	18402	4669	0,600	0,006	0,00	vérifiée
ETAGE 1	3,06	6735	25137	4349	0,500	0,005	0,01	vérifiée
ETAGE 2	3,06	6735	31871	4057	0,600	0,006	0,01	vérifiée
ETAGE 3	3,06	6506	38377	3734	0,600	0,006	0,02	vérifiée
ETAGE 4	3,06	6506	44883	3372	0,600	0,006	0,02	vérifiée
ETAGE 5	3,06	6241	51124	2966	0,700	0,007	0,04	vérifiée
ETAGE 6	3,06	6241	57364	2512	0,700	0,007	0,05	vérifiée
ETAGE 7	3,06	5926	63290	1968	0,700	0,007	0,07	vérifiée
ETAGE 8	3,06	7225	70515	1268	0,600	0,006	0,10	vérifiée

Tableau IV.20 : Vérification de l'effect P-Δ sens longitudinal.

Sens Y :

Niveau	hk (m)	Wk (kN)	Pk (kN)	Vk (kN)	Δ_k (cm)	Δ_k (m)	Θ_k	condition
SS	5,1	9158	9158	4418	0,40	0,004	0,00	vérifiée
RDC	5,1	9244	18402	4279	0,80	0,008	0,01	vérifiée
ETAGE 1	3,06	6735	25137	3983	0,60	0,006	0,01	vérifiée
ETAGE 2	3,06	6735	31871	3712	0,70	0,007	0,02	vérifiée
ETAGE 3	3,06	6506	38377	3404	0,80	0,008	0,03	vérifiée
ETAGE 4	3,06	6506	44883	3072	0,80	0,008	0,04	vérifiée
ETAGE 5	3,06	6241	51124	2711	0,80	0,008	0,05	vérifiée
ETAGE 6	3,06	6241	57364	2297	0,80	0,008	0,06	vérifiée
ETAGE 7	3,06	5926	63290	1802	0,80	0,008	0,06	vérifiée
ETAGE 8	3,06	7225	70515	1180	0,70	0,007	0,08	vérifiée

Tableau IV.21 : Vérification de l'effet P- Δ sens transversal.

• **Remarque :**

Les coefficients θ_k sont inférieurs à 0.10, donc l'effet P- Δ peut être négligé pour les deux sens.

Vérification à l'effort normal réduit :

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$V = N_d / B \cdot f_{c28} \leq 0.3$$

Où

- N_d désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;
- B_c est l'aire (section brute) de cette dernière
- f_{c_j} est la résistance caractéristique du béton

	Nu (N)	a (mm)	b (mm)	B (mm ²)	V	Observation	Remarque
RDC - SS	3653012	600	600	360000,00	0,41	Non Vérifiée	Augmentez la section du poteau !!
Etages 01 - 02	2571492	550	550	302500,00	0,34	Non Vérifiée	Augmentez la section du poteau !!
Etages 03 - 04	1905369	450	450	202500,00	0,38	Non Vérifiée	Augmentez la section du poteau !!
Etages 05 - 06	1280163	400	400	160000,00	0,32	Non Vérifiée	Augmentez la section du poteau !!
Etages 07 - 08	680589	350	350	122500,00	0,22	Vérifiée	pas de modification

Donc on doit augmenter la section des poteaux,

Nouvelle vérification de l'effort normal réduit des poteaux :

	Nu (N)	a (mm)	b (mm)	B (mm ²)	V	Observation	Remarque
RDC - SS	3981876	700	850	595000,00	0,27	Vérifiée	pas de modification
Etages 01 - 02	2799420	600	750	450000,00	0,25	Vérifiée	pas de modification
Etages 03 - 04	2076850	550	650	357500,00	0,23	Vérifiée	pas de modification
Etages 05 - 06	1389181	500	500	250000,00	0,22	Vérifiée	pas de modification
Etages 07 - 08	731804	350	350	122500,00	0,24	Vérifiée	pas de modification

6.6. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

$$M_s / M_r \geq 1,5$$

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

W : le poids total de la structure.

Sens X

ETAGE	Vx (KN)	Fx (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
SS	4814,08	145,12	5,1	71327	15,01	740,1	1070617,5	vérifiée
RDC	4668,96	319,91	5,1		15,01	1631,5	1070617,5	vérifiée
ETAGE 1	4349,05	291,91	3,23		15,01	942,9	1070617,5	vérifiée
ETAGE 2	4057,14	323,39	3,23		15,01	1044,5	1070617,5	vérifiée
ETAGE 3	3733,75	361,67	3,23		15,01	1168,2	1070617,5	vérifiée
ETAGE 4	3372,08	3372,08	3,23		15,01	10891,8	1070617,5	vérifiée
ETAGE 5	2966,01	2966,01	3,23		15,01	9580,2	1070617,5	vérifiée
ETAGE 6	2511,72	2511,72	3,23		15,01	8112,9	1070617,5	vérifiée
ETAGE 7	1967,85	1967,85	3,23		15,01	6356,2	1070617,5	vérifiée
ETAGE 8	1267,83	1267,83	3,23		15,01	4095,1	1070617,5	vérifiée

Sens Y

ETAGE	Vx (KN)	Fx (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
SS	4418,34	139,35	5,1	71327	13,78	710,7	982885,3	vérifiée
RDC	4278,99	296,24	5,1		13,78	1510,8	982885,3	vérifiée
ETAGE 1	3982,75	271,15	3,23		13,78	875,8	982885,3	vérifiée
ETAGE 2	3711,60	307,39	3,23		13,78	992,9	982885,3	vérifiée
ETAGE 3	3404,21	331,83	3,23		13,78	1071,8	982885,3	vérifiée
ETAGE 4	3072,38	3072,38	3,23		13,78	9923,8	982885,3	vérifiée
ETAGE 5	2711,20	2711,20	3,23		13,78	8757,2	982885,3	vérifiée
ETAGE 6	2296,90	2296,90	3,23		13,78	7419,0	982885,3	vérifiée
ETAGE 7	1801,71	1801,71	3,23		13,78	5819,5	982885,3	vérifiée
ETAGE 8	1179,87	1179,87	3,23		13,78	3811,0	982885,3	vérifiée

- **Remarque :**

D'après RPA90/V 2003 article 2.5.2 page 14, La disposition des joints de dilatation sont disposés de façon :

- A limiter des longueurs de bâtiments trop importantes (cas de notre bâtiment 39.27m). Ils doivent assurer l'indépendance complète des blocs qu'ils délimitent et empêcher leur entrechoquement et ce n'est pas notre cas.

Donc on doit calculer l'effet de température :

D'après CBA93 article A.3.1.3.3.

$$\Delta = \alpha \cdot L \cdot \Delta t$$

Avec : $\Delta t = t_2 - t_1 = 45 - 25 = 20 \text{ C}^\circ$ (cas du proche et du moyen sud).

$\alpha = 10^{-5}$ = coefficient de dilatation du béton armé.

$$\Delta = 10^{-5} \times 39.27 \times 20 = 0.0079 \text{ m.}$$

Conclusion:

Après toutes ces vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique .

Les résultats obtenus pour le logiciel ROBOT 2018 (différentes sollicitation des éléments principaux) seront utilisés pour calculer les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux).

CHAPITRE V



FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V-1 Introduction:

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable. On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ETABS), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

Les poutres seront calculées en flexion simple. -

Les poteaux seront calculés en flexion déviée.

La Vérification des poteaux sous sollicitations normales pour une combinaison sismique (G+Q+1.2 Ex) est représenté dans le tableau suivant:

Définition :

VII.2.1- Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations, sont sollicités à la flexion composée.

VII.2.2- Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

VII.3- Ferrailage des portiques :

VII.3.1- Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- G : Charges permanentes;
- Q : Charges d'exploitations et
- E : Efforts sismiques.

❖ Combinaisons prises en compte :

- **BAEL 91** : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires;

$$1.35G + 1.5Q \longrightarrow \text{E.L.U.}$$

$$G + P \longrightarrow \text{E.L.S.}$$

- **RPA99 (version 2003)** : Combinaisons accidentelles;

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel Robot bat.

VII.3.2- Ferrailage des poutres :

On distingue trois types des poutres :

- **Poutres principales :** $(30 \times 50) \text{ cm}^2$.
- **Poutres secondaires :** $(30 \times 45) \text{ cm}^2$.

a. Ferrailage réglementaire :

☑ Recommandation du RPA99 (version 2003):

➤ **Armatures longitudinales :**

- Armatures minimales : $0.5\% \times B$ en zone II_a.
- Armatures maximale $\left\{ \begin{array}{ll} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone de recouvrement} \end{array} \right.$
- Longueur de recouvrement est de : 40.0 en zone II_a.

Avec :

B : Section de la poutre.

➤ **Armatures transversales :**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t\min} = 0.003 \times S \times b$$

Avec :

b : Largeur de la section et

S : L'espacement des armatures transversales.

- L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :
- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times O \right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

☑ **Règlement BAEL91 :**

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

a. **Les sollicitations des poutres :**

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "Robot Bat", on obtient les résultats suivants :

Tableau.VII. 1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchant

Types	Etat limite ultime (E.L.U)		Etat limite de service (E.L.S)		Situation accidentelle		Efforts tranchants T [KN]
	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	
Poutres principales	65,58	123,36	47,58	90,17	90,12	-98,38	124,36
Poutres secondaires	28,23	137,68	20,49	-121,36	67,65	120,97	119,83

➤ **Armatures longitudinales :**

Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

Poutres principales : $A_{min}=0,005 \times 30 \times 50 = 7,5 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{min}=0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$

Conditions imposées par le BAEL.91 :

Poutres principales : $A_{min}=0,23 \frac{1,8}{400} \times 30 \times 45 = 1,39 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{min}=0,23 \frac{1,8}{400} \times 30 \times 40 = 1,24 \text{ cm}^2$

- **Exemple de calcul : Poutres principales (30×50) cm²**

b.1- En travée :

❖ Cas fondamentaux :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_t^u = 65,58 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{65,58 \times 10^3}{11,33 \times 30 \times (45)^2} = 0,09532$$

$$\mu = 0,09 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.163$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.934$$

- **Détermination des armatures:**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{65,58 \times 10^3}{348 \times 0.934 \times 45} = 4,48 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures:**

$$4T12 \longrightarrow A = 5,52 \text{ cm}^2$$

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

$$M_t^{\text{ser}} = 47,58 \text{ KN}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A'

- Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{65,58}{47,58} = 1.37$$

$$\frac{1.37 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.385 > \alpha = 0.163 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Conclusion :**

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible
maintenues.

} \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront

(Aucune vérification pour σ_s)

❖ **Situation accidentelle :**

$$M_t^{\text{acc}} = 90,12 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{90,12 \times 10^3}{14,78 \times 30 \times (45)^2} = 0,087$$

$$0,087 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.130$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.948$$

- **Détermination des armatures:**

-

$$A_t^{\text{acc}} = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{90,12 \times 10^3}{400 \times 0.948 \times 45} = 5,28 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{acc}}; A_{\text{min}}) = 5,28 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures:**

$$2T12+4T10 \longrightarrow A = 5,40 \text{ cm}^2$$

b.2- En appuis :

❖ Cas fondamentaux :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^u = -123.36 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{123.36 \times 10^3}{11.33 \times 30 \times (40.5)^2} = 0.221$$

$$\mu = 0.221 > \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot B; } \varepsilon_b = 3.5\%$$

$$\mu = 0.221 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.316$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.873$$

- **Détermination des armatures:**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{123.36 \times 10^3}{348 \times 0.870 \times 40.5} = 10.06 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^{ser} = -90.17 \text{ KN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} ? \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{123.36}{90.17} = 1.37$

$$\frac{1.37-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.385 > \alpha = 0.316 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Conclusion :**

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
- $$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

(Aucune vérification pour σ_s)

❖ **Situation accidentelle :**

$$M_a^{acc} = -98.38 \text{ KN.m}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{98.38 \times 10^3}{14.78 \times 30 \times (40.5)^2} = 0.135$$

$$\mu = 0.135 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.182$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.927$$

• **Détermination des armatures:**

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{98.38 \times 10^3}{400 \times 0.927 \times 40.5} = 6.55 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{\min(BAEL)}) = 10.06 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures:**

$$4T14+4T12 \longrightarrow A = 10.67 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{\max} = 124.36 \text{ KN}$$

a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :

$$T_u \stackrel{?}{\leq} 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0.9 \cdot d = 0.9 \times 40.5 = 36.45 \text{ cm}$$

$$T_u = 124360 \text{ N} \leq 0.267 \times 36.45 \times 30 \times 20 \times 10^2 = 583929 \text{ N}$$

⇒ L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

b) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

On doit vérifier que :

$$A_L \stackrel{?}{\geq} \frac{\gamma_s}{f_c} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_L = 10.06 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(124360 - \frac{123360}{0.9 \cdot 40.5} \right) \cdot 10^{-2} = 3.47 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{124.36 \times 10^3}{30 \times 40.5 \times 100} = 1.02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.66 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = 1.02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.66 \text{ MPa} \Rightarrow \text{les armatures transversales sont perpendiculaires à}$$

la ligne moyenne

d) Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1.4 \right) = 1.28 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE400 ⇒ $4 \phi 10 \rightarrow A_t = 3.14 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier)

e) L'espacement des armatures transversales :

Selon le BAEL91 :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{ij} \times K}{0.8 \times f_c (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{K = 1} \text{ (flexion simple)} \\ \end{array} \right.$$

$$\alpha = 90^\circ$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b \cdot (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{3.14 \times 0.8 \times 400}{30 \times (2.06 - 0.3 \times 1.8)} = 22.03 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 40.5; 40) \text{ cm} = 36 \text{ cm}.$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 b_0} = \frac{3.14 \times 400}{0.4 \times 30} = 104.66 \text{ cm}$$

Selon le RPA99 (version 2003) :

- **Zone nodale :**

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \cdot 1.4\right) = 11.25 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_t = 15 \text{ cm} \quad \text{en zone courante} \\ \delta_t = 10 \text{ cm} \quad \text{en zone nodale} \end{array} \right.$$

f) Vérification des armatures transversales:

- **Zone nodale :**

$$A_{t\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

- **zone courante :**

$$A_{t\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

b.4- Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L\max}$$

Remarque : étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est la même que celle déjà montrée ci-avant; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

Tableau VII.3 : tableau récapitulatif de ferrillages de bloc B.

Types des poutres	A _{min} [cm ²]		A _{cal} [cm ²]	Barres choisis	A _{cor} [cm ²]	Longueur de recouvrement [cm]
		R.P.A.				

		B.A.E.L					
Poutres principales	Travées	2.79	15	11.44	6T14+3T12	7.6	80
	Appuis	1.25	6.75	10.06	3T16+6T14	10.67	100
Poutres secondaires	Travées	1.12	6	5.65	6T12+2T14	6.15	70
	Appuis	1.12	6	6.47	6T12+2T14	8.41	80
Poutres secondaires « Type 2 »	Travées	1.04	5.25	6.25	4T14	7.6	70
	Appuis	1.04	5.25	6.27	4T14	7.6	70

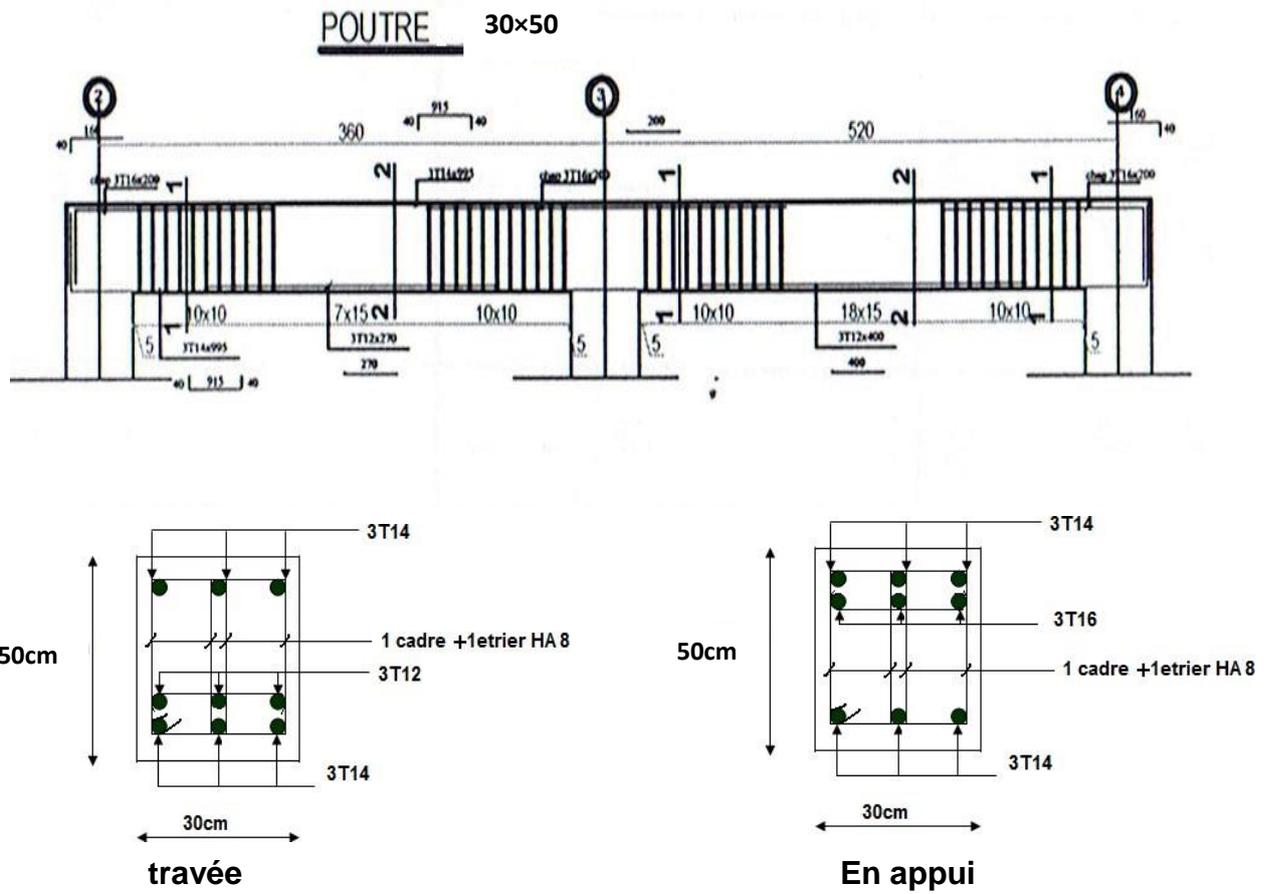
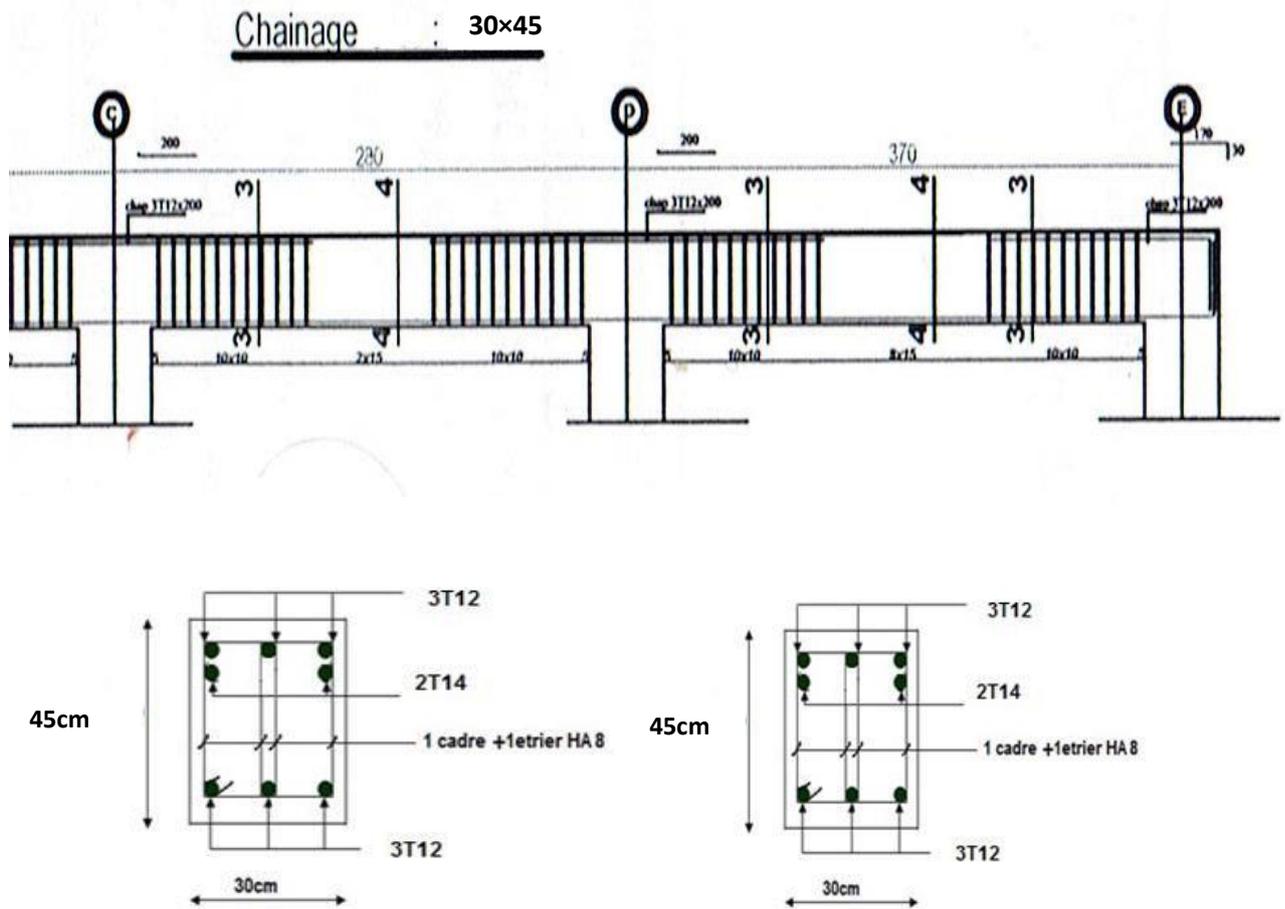


Figure V.2: Schéma de ferrailage des poutres principales (30x50)



Entravée

En appui

Figure V.3: Schéma de ferrailage des poutres secondaires (30x45)

VII.3.3.Ferraillage des poteaux :

- **Définition :**

Les poteaux sont des éléments verticaux, constituant les éléments porteurs du système planchers - poutres par point d'appuis isolés.

- **Leurs rôles :**

- Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau) ;
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux :
- Effet du vent ;
- Effet de la dissymétrie des charges ;
- Effet de changement de la température;
- Effet des efforts sismiques et
- Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).

Les poteaux sont sollicités dans deux sens (x et y) (voir fig.VII.1), ils sont calculés en fonction de l'effort normal N et ; le moment fléchissant M selon les cas suivants :

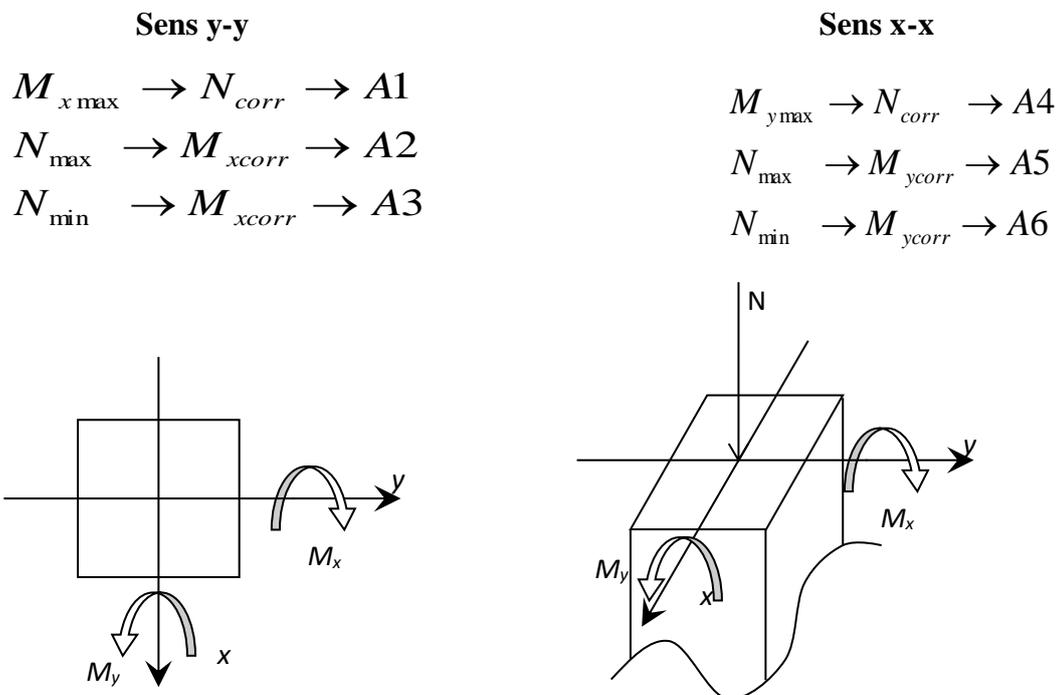


Fig.VII. 1: Direction des moments et effort normal dans un

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel Robot bat sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable (1,35G+1,5Q) pour la situation durable et (G+Q±E) et (0.8G±E) pour la situation accidentelle.

[RPA99/V2003

- **Le ferrailage :**

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99(2003) et le BAEL91.

- **Les armatures longitudinales :**

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

- ☑ **Conditions de RPA99 (version 2003) :**

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

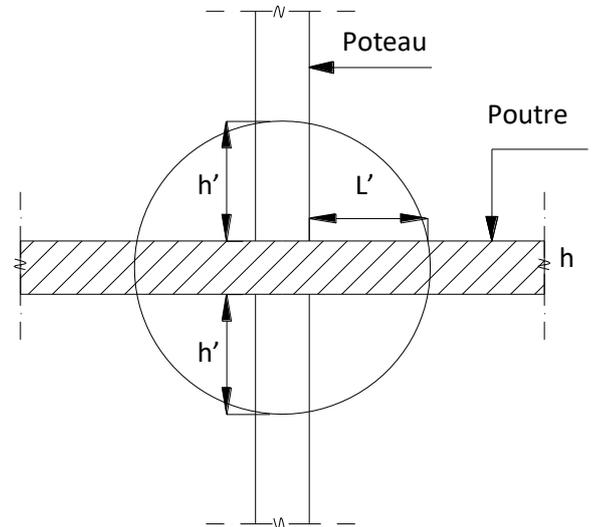
- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8% en zone II a.
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - ◆ 4% en zone courante et
 - ◆ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - ◆ 40φ en zone II a
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone II a
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$L'=2h$$

$$h'=\max\left(\frac{h_e}{6};b;h;60\text{cm}\right)$$

Avec :

- h: Hauteur de la poutre;
- b et a : Section d'un poteau;
- h_e: Hauteur libre entre deux étages.



☑ **Conditions de BAEL91 : [B.A.E.L91/A.8.1,21]** Fig.VII. 2: La zone nodale

La section A_L des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

- $A_L \geq 4\text{cm}^2$ par mètre de périmètre
 - $0.2\%B \leq A_L \leq 5\%B$
- Pour une section entièrement**

comprimée

Avec :

B : Section totale du poteau.

- $A_{\min} = \frac{f_t 28}{f_e} \times B$ pour une section entièrement tendue.
- Pour les sections rectangulaires, la distance maximale de deux barres voisines doit respecter la condition suivante :
 - $c \leq \min (b+10\text{cm} ; 40\text{cm})$

B : Petite côté du rectangle.

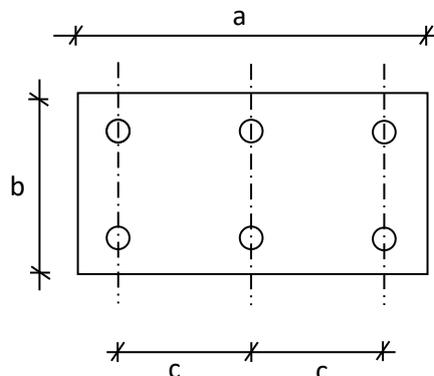


Fig.VII. 3: Espacement entre les armatures longitudinales.

➤ **Les armatures transversales :**

☑ **Conditions de RPA99 (version 2003) :**

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

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant;

a : Hauteur totale de la section brute;

f_e : Limite élastique des armatures transversales et

ρ_a : Coefficient dépend de l'élançement géométrique λ_g .

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{array} \right. \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

Espacement entre les armatures transversales : δ_t

• **Zone nodale :**

$$\delta_t \leq \min (10\varnothing_L ; 15\text{cm}) \quad (\text{zone IIa})$$

• **Zone courante :**

$$\delta_t \leq 15\varnothing_L \quad (\text{zone IIa})$$

- **Section minimale des armatures transversales:**

$$\frac{A_t}{\delta_t \times b} \text{ en \% est donné comme suit:}$$

Si:

- $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.4\%$
- $-\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$
- $-3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpolation des valeurs limites précédentes avec:

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec:

a et b: Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée et

L_f : Longueur du flambement.

☑ Conditions de BAEL91 : [B.A.E.L.91/A.8.1.3]

- Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\varphi_t \leq \frac{1}{3} \varphi_{L_{\max}}$$

- L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min (15\varphi_{L_{\min}}; 40\text{cm}; b + 10\text{cm})$$

Avec :

b : Plus petite dimension de la section transversale du poteau et

$\varphi_{L_{\min}}$: Plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

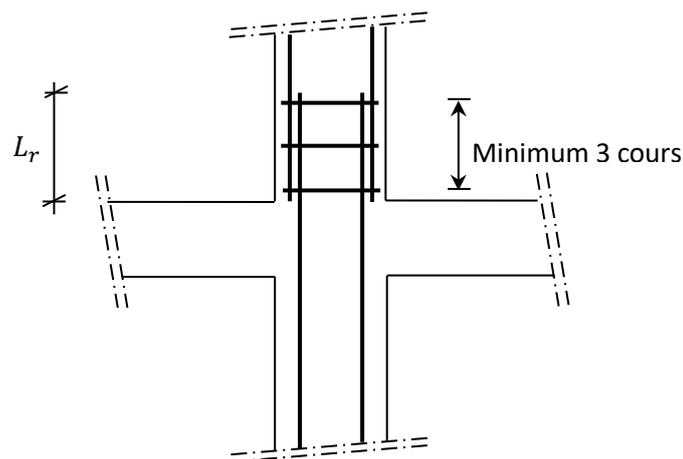


Fig.VII. 4: Les armatures transversales dans la zone de

➤ Sollicitations de calcul :

Tableau.VII. 2: Tableau récapitulatif des sollicitations

Combinaisons		Poteau (60×60)	Poteau (55×55)	Poteau (50×50)	Poteau (45×45)	Poteau (40×40)	Poteau (35×35)	Poteau (30×30)	
1.35 G + 1.5 Q	Cas 1	N^{\max} [KN]	4059.88	2954.67	2045.50	1245.13	782.38	550.24	252.24
		M_x^{corr} [KN.m]	83.96	61.69	49.70	42.09	24.46	56.01	17.556
		M_y^{corr} [KN.m]	65.96	57.96	59.82	40.75	22.68	61.24	1.121
G+Q±E 0.8G±E	Cas 2	M_x^{\max} [KN.m]	123.30	132.22	135.36	105.29	55.36	121.51	61.66
		N_{corr} [KN]	2452.88	1809.94	1151.60	598.31	124.14	227.57	9.69
	Cas 3	M_y^{\max} [KN.m]	200.51	120.45	105.78	75.51	120.25	83.42	134.81
		N_{corr} [KN]	3176.77	1881.65	1151.0	757.83	34.7	159.05	129.084
	Cas 4	N_{\max} [KN]	4455.08	2446.52	1579.21	1024.52	0.619	422.93	0.260
		M_x^{corr} [KN.m]	58.45	31.02	103.21	41.59	1.069	68.23	5.37
		M_y^{corr} [KN.m]	152.27	79.74	75.57	38.93	12.98	50.47	12.37
	Cas 5	N_{\min} [KN]	12.02	9.36	3.53	6.01	2.03	4.58	1.57
		M_x^{corr} [KN.m]	43.49	54.93	58.87	18.83	9.66	9.02	8.94
		M_y^{corr} [KN.m]	102.64	90.85	78.36	18.01	12.97	10.86	6.01

❖ Calcul des armatures : (Exemple de calcul bloc B: poteau (45×45) cm²)

- Les armatures longitudinales :

$$b = 45\text{cm} \quad h = 45\text{cm} \quad d = 37\text{cm}$$

- ◆ 1^{er} cas :

➤ Sens x-x :

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 782.38 \text{ KN}$$

$$M = 24.46 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{42.09}{1245.13} = 0.0312 \text{ m} = 3.12 \text{ cm}$$

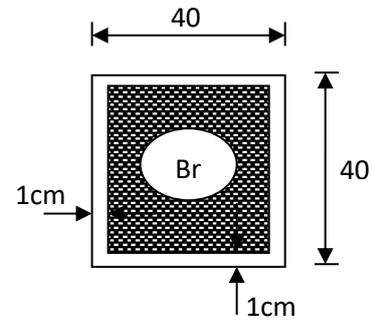


Fig VII.5 : Section réduite du béton

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central : $e = \frac{h}{12} = 3.34 \text{ cm}$

On a une compression excentrée.

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \cdot B \cdot \sigma_b}{100 \cdot \sigma_2}$$

$$A'_1 = \frac{1245.13 \times 10^3 - 100 \times 45 \times 45 \times 11.33}{100 \times 348} \leq 0 \Rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2$$

❖ Etat limite ultime stabilité de forme (E.L.U.S.F.) :

$$e = \frac{M}{N} = 3.12 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3.46 \cdot \frac{L_f}{h} = 3.46 \times \frac{214.2}{40} = 18.52 \leq 50$$

La condition est vérifiée \Rightarrow le calcul se ramène au calcul de la même section en F.C. sollicitée à :

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \cdot N \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{cases}$$

$$e_0 = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{306}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$e = 3.12 \text{ cm}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1.04$$

$$e_1 = 3.12 + 2 = 5.12 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} N_1 = 813.68 \text{ KN} \\ M'_1 = 41.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_1 = 5.12 \text{ cm} \leq e_0 = \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section; alors:

• **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

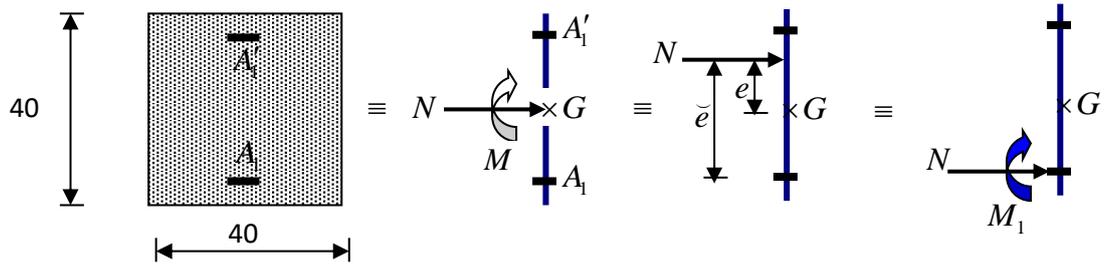


Fig VI.6 : Schéma statique

$$(1) = (0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0.337 \times 40 - 0.81 \times 3) \times 11.33 \times 40 \times 40 \times 10^{-2} = 2003.14 \text{ KN.m}$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \cdot e$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1 \right) = 5.12 + \frac{40}{2} - 3 = 22.12 \text{ cm}$$

$$M_1 = 782.38 \times 22.12 = 173.06 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 813.68 \times (37 - 3) \times 10^{-2} - 173.06 = 103.59 \text{ KN.m}$$

(2) < (1) \Rightarrow S.P.C \Rightarrow le calcul se ramène en FS de la même section sollicitée par le moment

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{173.38 \times 10^3}{11.33 \times 40 \times (37)^2} = 0.279$$

$$\mu = 0.279 > \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot B; } \varepsilon_b = 3.5\text{‰}$$

$$\mu = 0.279 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.418$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.833$$

• **Détermination des armatures:**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d^2} = \frac{173.38 \times 10^3}{348 \times 0.778 \times (37)^2} = 17.30 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 17.3 - \frac{782380}{100 \times 348} \leq 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

➤ Sens y-y :

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 782.38 \text{ KN}$$

$$M = 22.68 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{22.68}{782.38} = 0.0289 \text{ m} = 2.89 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3.46 \cdot \frac{L_f}{h} = 3.46 \times \frac{214.2}{40} = 18.52 \leq 50$$

La condition est vérifiée \Rightarrow le calcul se ramène au calcul de la même section en F.C. sollicitée à :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = \alpha_1 \cdot N \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{array} \right.$$



$$e = 2.89 \text{ cm}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1.04$$

$$e_1 = 2.89 + 2 = 4.89 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = 813.68 \text{ KN} \\ M'_1 = 41.66 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$e_1 = 4.89 \text{ cm} \leq e_0 = \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section; alors:

• Vérification si la section est partiellement comprimée :

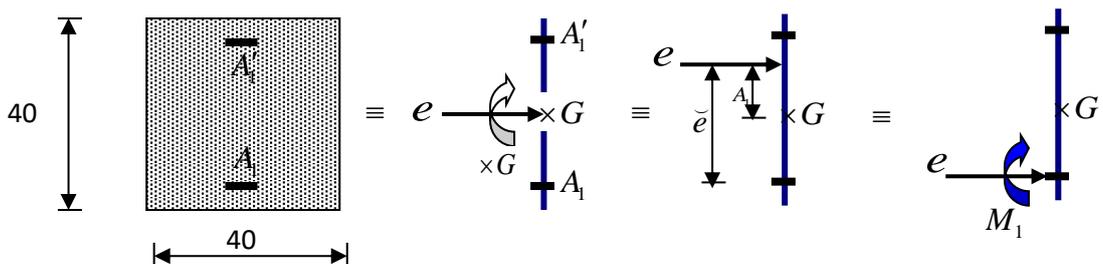


Fig VII.7 : Schéma statique

$$(1) = (0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0.337 \times 40 - 0.81 \times 3) \times 11.33 \times 40 \times 40 \times 10^{-2} = 2003.14 \text{ KN.m}$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \cdot e$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1 \right) = 5.12 + \frac{40}{2} - 3 = 21.89 \text{ cm}$$

$$M_1 = 782.38 \times 21.89 = 171.26 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 813.68 \times (37 - 3) \times 10^{-2} - 171.89 = 104.76 \text{ KN.m}$$

(2) < (1) \Rightarrow S.P.C \Rightarrow le calcul se ramène en FS de la même section sollicitée par le moment

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{171.26 \times 10^3}{11.33 \times 40 \times (37)^2} = 0.276$$

$$\mu = 0.276 > \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot B; } \varepsilon_b = 3.5\%$$

$$\mu = 0.276 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.413$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.835$$

• **Détermination des armatures:**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d^2} = \frac{171.26 \times 10^3}{348 \times 0.835 \times (37)^2} = 15.92 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FCI} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 15.92 - \frac{782380}{100 \times 348} \leq 0 \Rightarrow A_{Fc} = 0$$

◆ 5^{ème} cas :

➤ Sens x-x :

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 6.01 \text{ KN}$$

$$M = 9.66 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{9.66}{6.01} = 1.60 \text{ m} = 160 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible \Rightarrow le ferrillage se fera en flexion composée sans majoration des efforts.

N étant effort de compression se trouve à l'extérieur de la section \Rightarrow section partiellement comprimée, donc le calcul se ramène au calcul en flexion simple avec un moment fictif $M_f = N \cdot e$

Vérification si la section est partiellement comprimée :

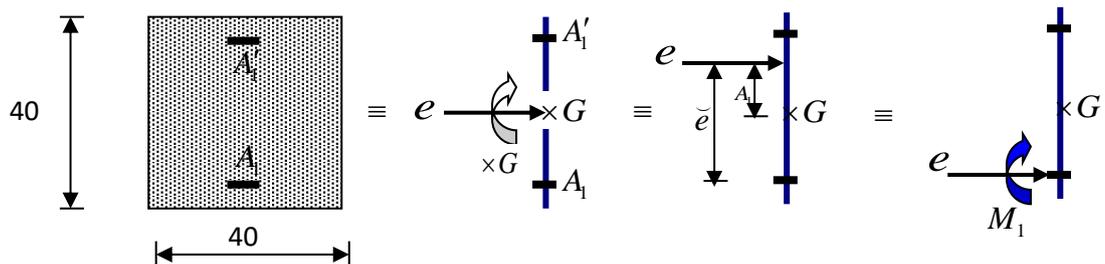


Fig VII.8 : Schéma statique

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$M_1 = N \cdot e'$$

$$e' = e + \left(\frac{h}{2} - c_1 \right) = 160 + \left(\frac{40}{2} - 3 \right) = 177 \text{ cm}$$

$$M_1 = 6010 \times 17.70 = 10637.7 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{10637.7}{14.78 \times 40 \times (37)^2} = 0.0013$$

$$\mu = 0.163 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.00} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0016$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.999$$

- **Détermination des armatures:**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d^2} = \frac{10637.7}{400 \times 0.999 \times (37)^2} = 0.71 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FCI} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 0.71 - \frac{6010}{100 \times 400} = 0.60$$

➤ **Sens y-y :**

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 6.01 \text{ KN}$$

$$M = 12.97 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{12.97}{6.01} = 2.15 \text{ m} = 215.80 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible \Rightarrow le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts.

N étant effort de compression se trouve à l'extérieur de la section \Rightarrow section partiellement comprimée, donc le calcul se ramène au calcul en flexion simple avec un moment fictif $M_f = N.e$

Vérification si la section est partiellement comprimée :

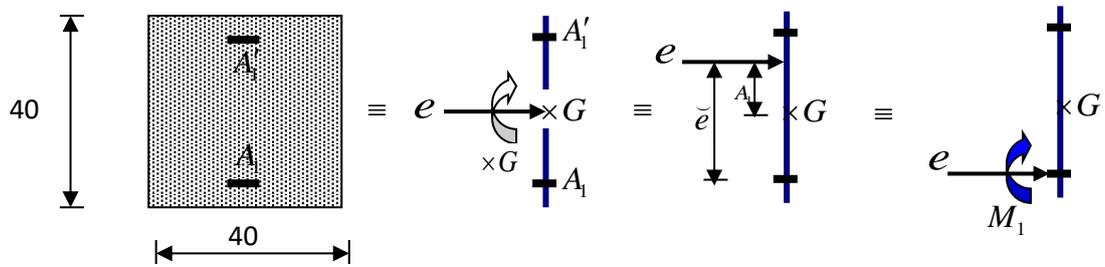


Fig VII.9 : Schéma statique

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$M_1 = N.e'$$

$$e' = e + \left(\frac{h}{2} - c_1 \right) = 215.8 + \left(\frac{40}{2} - 3 \right) = 232.8 \text{ cm}$$

$$M_1 = 6010 \times 2.32 = 13943.2 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{13943.2}{14.78 \times 40 \times (37)^2} = 0.017$$

$$\mu = 0.017 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.00} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.022$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.991$$

- **Détermination des armatures:**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d^2} = \frac{13943.2}{400 \times 0.991 \times (37)^2} = 0.95 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FCI} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 0.95 - \frac{6010}{100 \times 400} = 0.79$$

• Espacement des armatures transversales :

• Suivant les règles BAEL 91 :

$$\delta_t \leq \min(15\phi_L^{\min}; 40cm; b + 10cm) = 18cm$$

$$\Rightarrow \delta_t = 15cm$$

➤ D'après les règles RPA 99 (version 2003): (zone II)

• Zone nodale :

$$\delta_t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15cm) = 12cm$$

$$\delta_t = 10cm$$

• Zone courante :

$$\delta_t \leq 15\phi_L^{\min} = 18cm$$

$$\delta_t = 15cm$$

➤ Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{273}{40} = 6,83 > \Rightarrow A = 0,3\% \text{ b } \delta = 0.003 \cdot 40 \cdot 10 = 1.2 \text{ cm} < 2.01 \text{ cm}^2$$

VI.4) Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2 \cdot 40 = 80cm$$

$$h' = \max\left(\frac{323}{6}; 40; 40; 60\right) = 60cm$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L_{\max}}$$

▪ **Schéma de ferrailage**

⇒

⇒

⇒

⇒

⇒

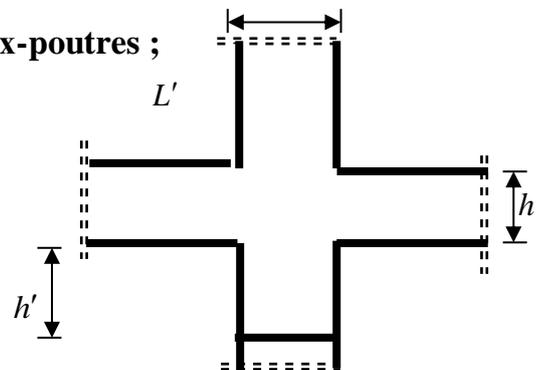


Fig VII.10 : Zone nodale

Poteau (40 × 40)cm

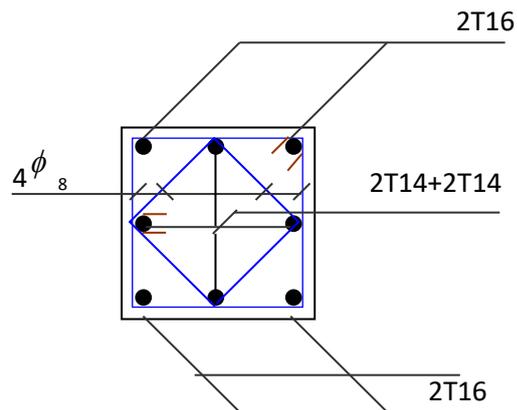


Fig VII.11 : Exemple de ferrailage d'un poteau

⇒ **Poteau (30×30)cm**

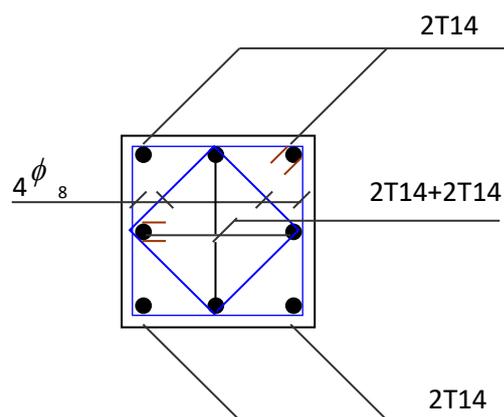


Fig VII.11 : Exemple de ferrailage d'un poteau

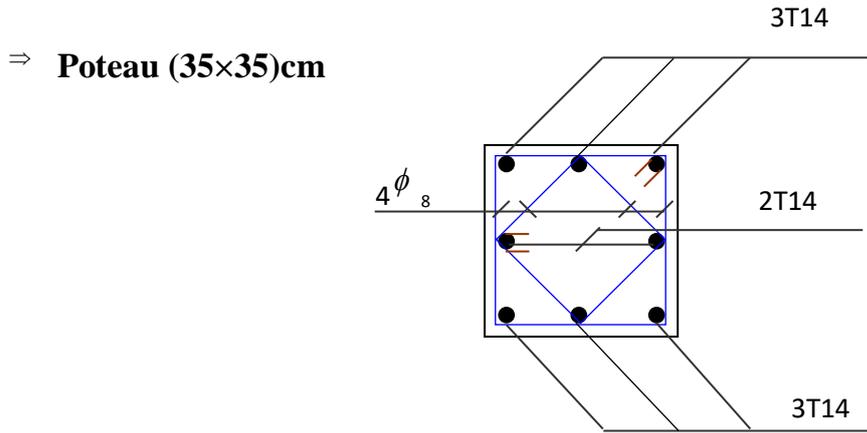


Fig VII.11 : Exemple de ferrailage d'un poteau

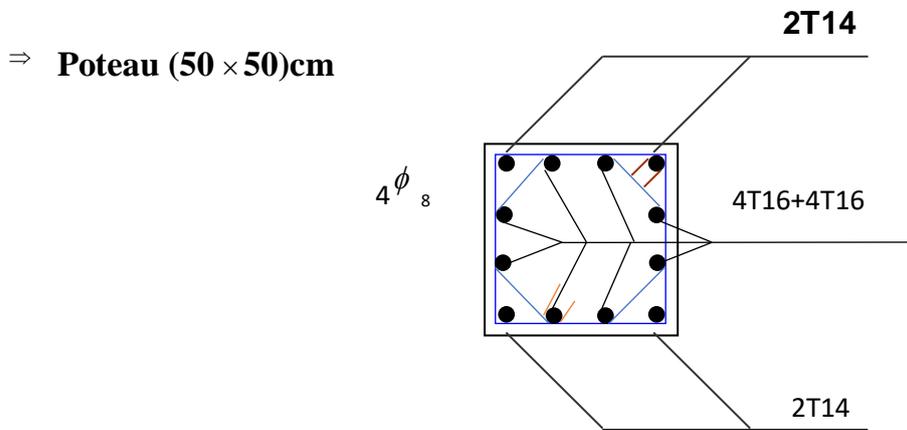


Fig VII.11 : Exemple de ferrailage d'un poteau

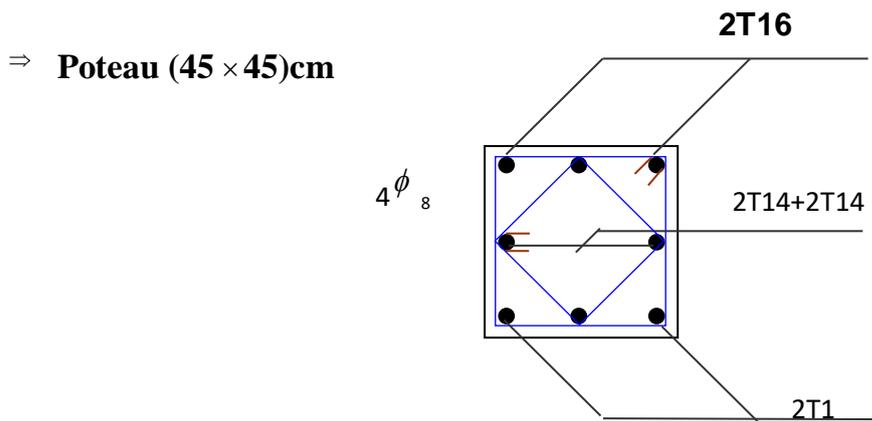


Fig VII.11 : Exemple de ferrailage d'un poteau

⇒ **Poteau (55 × 55)cm**

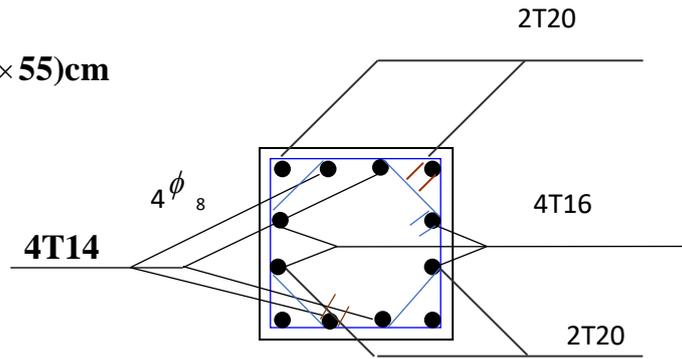


Fig VII.11 : Exemple de ferrailage d'un poteau

⇒ **Poteau (60 × 60)cm**

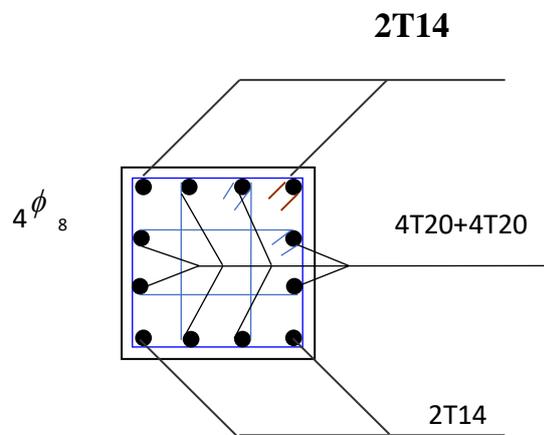


Fig VII.11 : Exemple de ferrailage d'un poteau

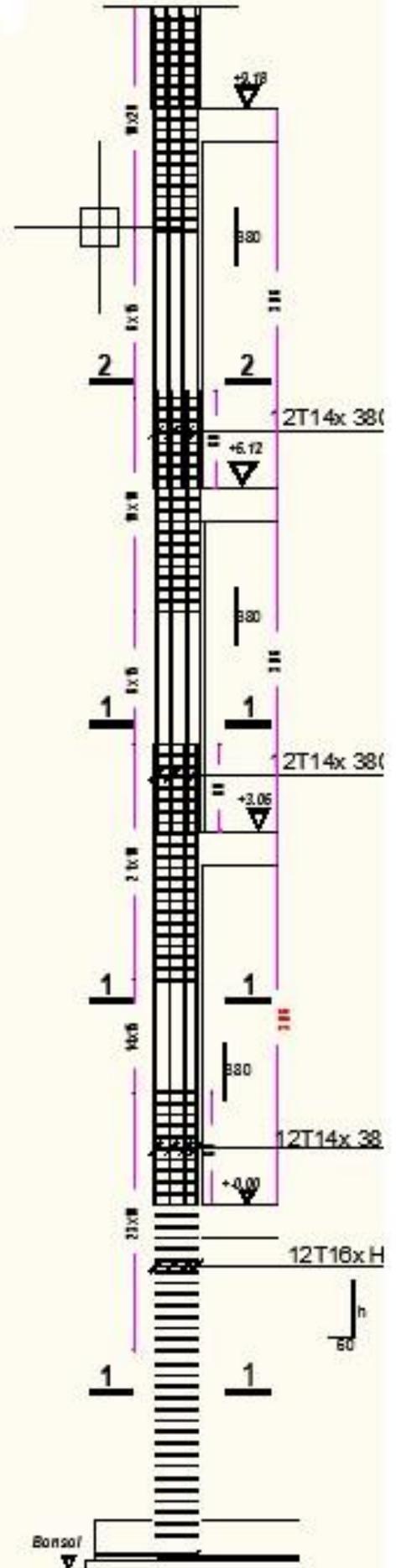
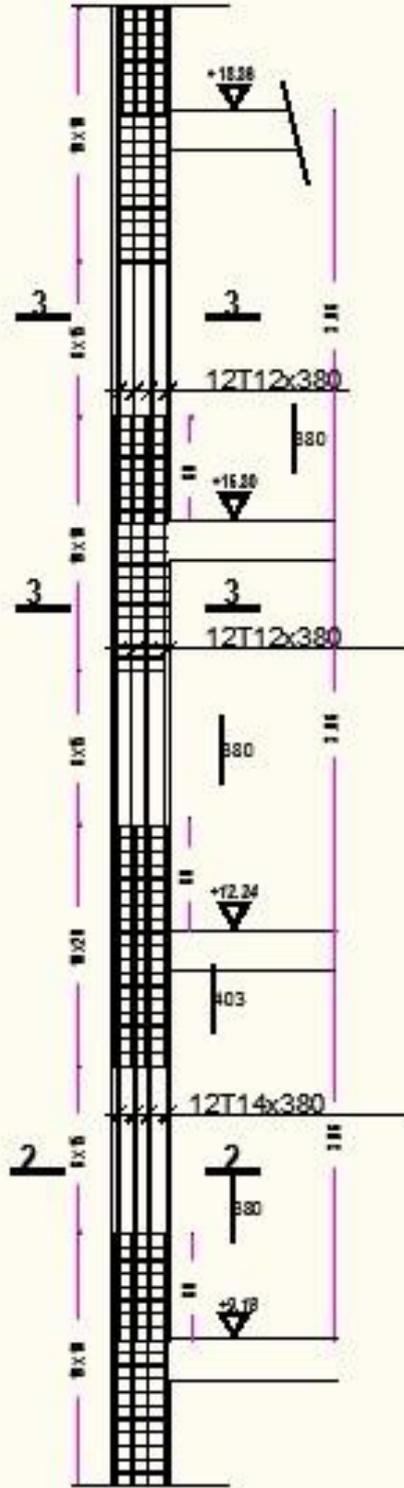
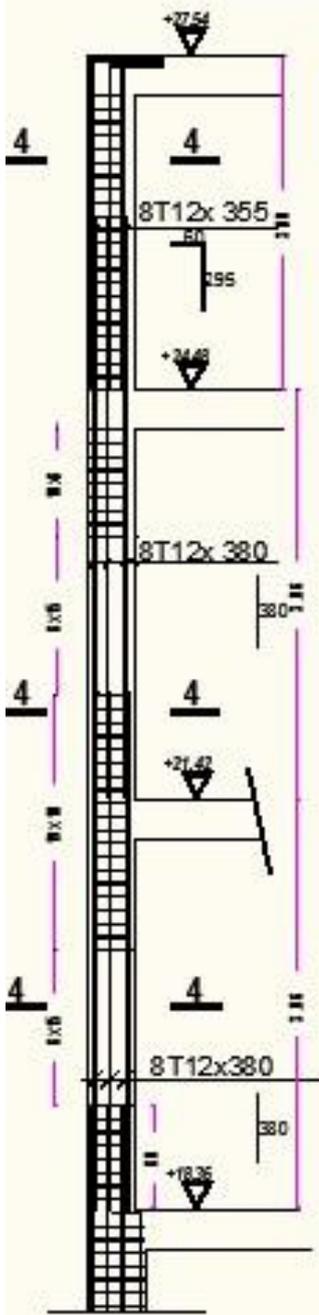


Tableau.VII.7: Tableau récapitulatif des ferrailages des poteaux bloc B:

type	Section [cm ²]	A _{cal} [cm ²]	A _{min RPA} [cm ²]	Choix	A _{adopté}	Longueur de Recouvrement [cm ²]
1	60×60	4.11	28.8	8T20+4T14	31.28	100
2	55×55	3.93	24.2	4T20+4T16+4T14	26.55	100
3	50×50	4.03	20	8T16+4T14	22.24	80
4	45×45	1,17	16.2	4T16+6T14	17.27	80
5	40×40	2.48	12.8	4T16+4T14	14.19	80
6	35×35	0.91	9.8	6T14+2T12	11.49	70
7	30×30	1.63	7.2	8T14	9.05	60

V-4Les voiles:

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes

(G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

- Pré dimensionnement des voiles :

Les différentes épaisseurs des voiles sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau V.14: Epaisseurs des voiles

NIVEAU	Epaisseur (cm)
Les étages	15

Vérification des contraintes tangentielles:

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$ELU(1,35G+1,5Q)$$

$$ELA(G+Q+Ex)$$

$$(G+Q+Ey)$$

- Etude des voiles périphérique :

Selon le RPA99 (version 2003) **article 10.1.2**, Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur $\geq 15\text{cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical)-les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

• Détermination des sollicitations :

a) calcul de l'effort N :

$$P_{pr}=\gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b=2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_b=1 \times h \times e = 1 \times 2.66 \times 0.20 = 0.532 \text{ m}^3$$

$$P_{pr}=2500 \times 0.532 = 1330 \text{ Kg.}$$

➤ Etat limite ultime(E.L.U.) :

$$N=1.35 \times 1330 = 1795.5 \text{ daN}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$N= P_{pr}=1330 \text{ KN}$$

b) Calcul de la poussée des terres :

$$q= K_P \cdot \gamma \cdot h$$

avec :

K_P : Coefficient de poussée ;

K_q : Coefficient du aux surcharge ;

h : Hauteur du voile ;

γ : Masse volumique des terres et

K_p : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

Avec : $\delta = \frac{2}{3} \varphi$; $\varphi=35^\circ$ (δ : frottement mur /sol)

$\gamma=1700 \text{ Kg/m}^3$

$K_p= 0.247$.

• **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_0 = 0$$

$$\sigma_{266} = 0.247 \times 17 \times 2.66 = 11.17 \text{ KN/m}^2$$

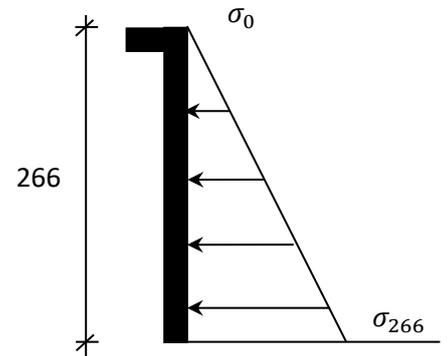


Fig.VIII.6 : Contrainte du voile

On va considère le voile une dalle qui s'appuie sur 4 coté avec une charge uniformément répartie q.

$$q = \frac{11.17 + 0}{2} = 5.58 \text{ KN/m}^2$$

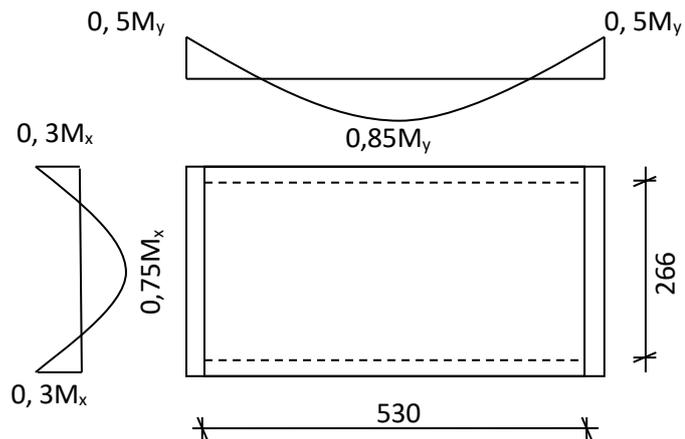


Fig.VIII.7: Panneau de dalle appuie sur 4 coté

❖ **Combinaisons fondamentales :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$q_u = 1.35 \times 558 = 753.3 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = q_u \times 1.00 = 7533 \text{ daN/mL.}$$

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

$$q_s = 558 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$q_{ser} = q_{ser} \times 1.00 = 558 \text{ daN/mL.}$$

- **Calcul des sollicitations :**

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

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} & \text{Suivant la direction } L_y \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{266}{530} = 0.50$$

$\rho = 0.50 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle porte suivant deux sens.

- **Calcul des moments :**

$$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

- **Etat limite ultime :**

$$\rho = 0.50 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0.0951 \\ \mu_y^u = 0.2500 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = 0.0951 \times 753.3 \times 2.66^2 = 506.89 \text{ daN.m} \\ M_y^u = 0.2500 \times 542.36 = 126.73 \text{ daN.m} \end{cases}$$

- **Etat limite de service:**

$$\rho = 0.44 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^{ser} = 0.0987 \\ \mu_y^{ser} = 0.3758 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^{ser} = 0.0987 \times 558 \times 2.66^2 = 389.68 \text{ daN.m} \\ M_y^{ser} = 0.3758 \times 389.68 = 146.44 \text{ daN.m} \end{cases}$$

Tableau.VIII.1 : Tableau récapitulatif des sollicitations :

combinaison	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
M_a (daN.m)	-152.07	-116.9	-63.4	-73.22
M_t (daN.m)	380.16	292.26	95.05	124.4

- **Calcul des ferrillages :**

- **Enrobage :**

Fissuration préjudiciable \longrightarrow $a = 2\text{cm}$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{20}{10} = 2\text{cm}$$

En prend : $\phi = 1\text{cm}$

Donc :

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{1}{2} = 2.5\text{cm} \\ C_y = a + 1 + \frac{1}{2} = 3.5\text{cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} d_x = h_0 - c_x = 17.5\text{cm} \\ d_y = h_0 - c_y = 16.5\text{cm} \end{cases}$$

Le ferrailage en appui et en travée est le même en va prendre le moment maximal (moment en travée).

❖ Sens x-x :

➤ Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$M_{tx}^u = 380.16 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{3801.6}{11.33 \times 100 \times (17.5)^2} = 0.011$$

$$\mu = 0.011 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s = 10 > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.014$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994$$

• Détermination des armatures:

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{3801.6}{348 \times 0.994 \times 17.5} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

• Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

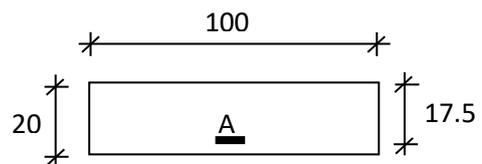


Fig.VIII.8: Section de calcul en travée (x-x)

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1,60 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

- **Espacement maximal des armatures:**

L'écartement des armatures : $\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

- **Choix des armatures:**

$$5\text{T10}/\text{m}_L \rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

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

$$M_{tx}^{ser} = 292.26 \text{ daN.m}$$

$$D = \frac{15.A}{B} = \frac{15 \times 3.93}{100} = 0.58$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.58 \times 17.5 = 20.3$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.58 + \sqrt{0.58^2 + 20.3} = 3.96 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 3.96^3}{3} + 15 \times 3.93 \times (17.5 - 3.96)^2 = 12877.37 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{2922.6}{12877.37} = 0.227$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0.227 \times 3.96 = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0.227 \times (17.5 - 3.96) = 46.1 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3.f_e ; 150\eta) = \min(2/3.400 ; 150 \times 1.6) = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$

- ❖ **Sens y-y :**

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

$$M_{ty}^u = 95.05 \text{ daN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{950.5}{11.33 \times 100 \times (16.5)^2} = 0,003$$

$\mu = 0,003 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$

$$1000 \varepsilon_s = \mathbf{10} > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,004$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,998$$

- **Détermination des armatures:**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{950.5}{348 \times 0.998 \times 16.5} = 0,16 \text{cm}^2/\text{m}_L$$

- **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{cm}^2/\text{m}_L$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 1,60 \text{cm}^2/\text{m}_L$$

- **Espacement maximal des armatures:**

L'écartement des armatures : $\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

- **Choix des armatures:**

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

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

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

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 124.4 \text{daN.m}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{B} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0.58$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,58 \times 16.5 = 19.14$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.58 + \sqrt{0.58^2 + 19.14} = 3.83 \text{cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 3.83^3}{3} + 15 \times 3.93 \times (16.5 - 3.83)^2 = 11335.9 \text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{1244}{11335.9} = 0,11$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,11 \times 3.83 = 0.42 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0.11 \times (16.5 - 3.83) = 20.9 \text{MPa}$$

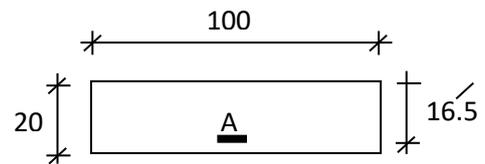


Fig.VIII. 1: Section de calcul en travée (y-y)

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min (2/3.f_e ; 150\eta) = \min (2/3.400 ; 150 \times 1.6) = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$

Donc le ferrailage sera deux nappes, T12 espacés de 15cm pour le ferrailage vertical.

Pour le ferrailage horizontal on adopte deux nappes de T12 espacés de 20 cm.

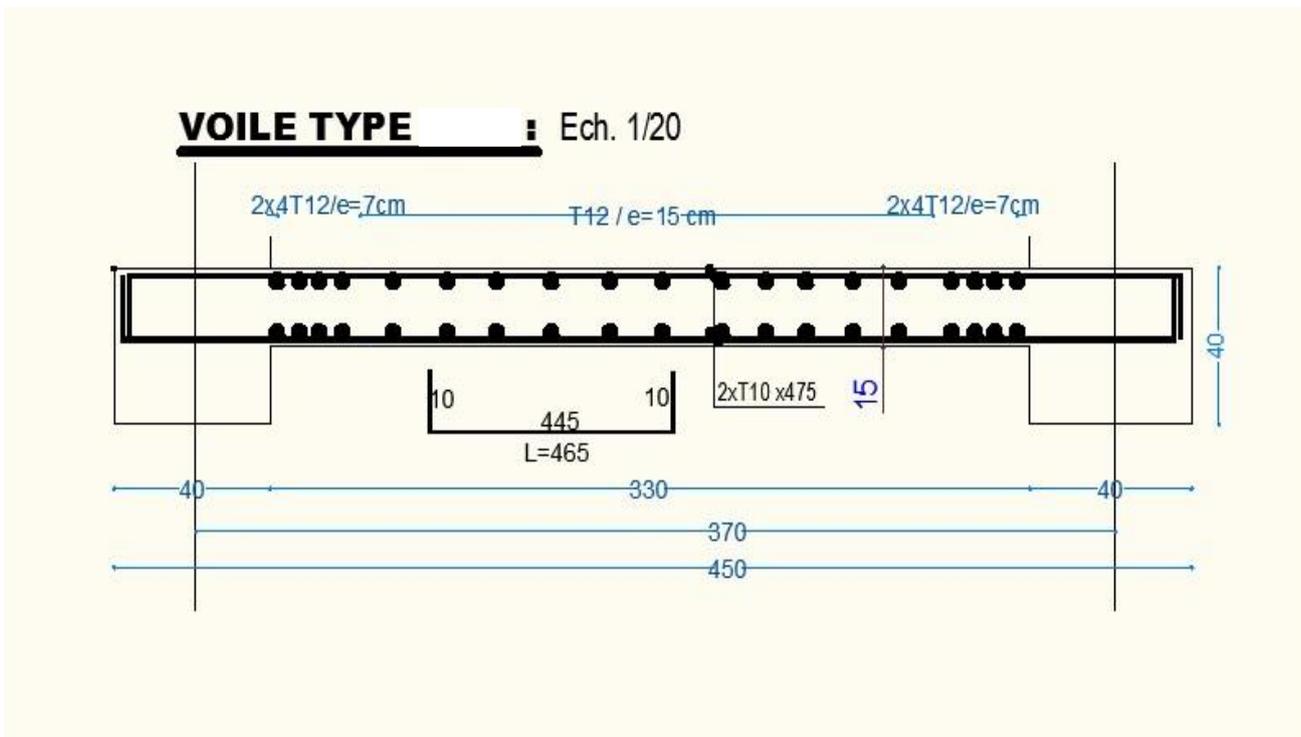
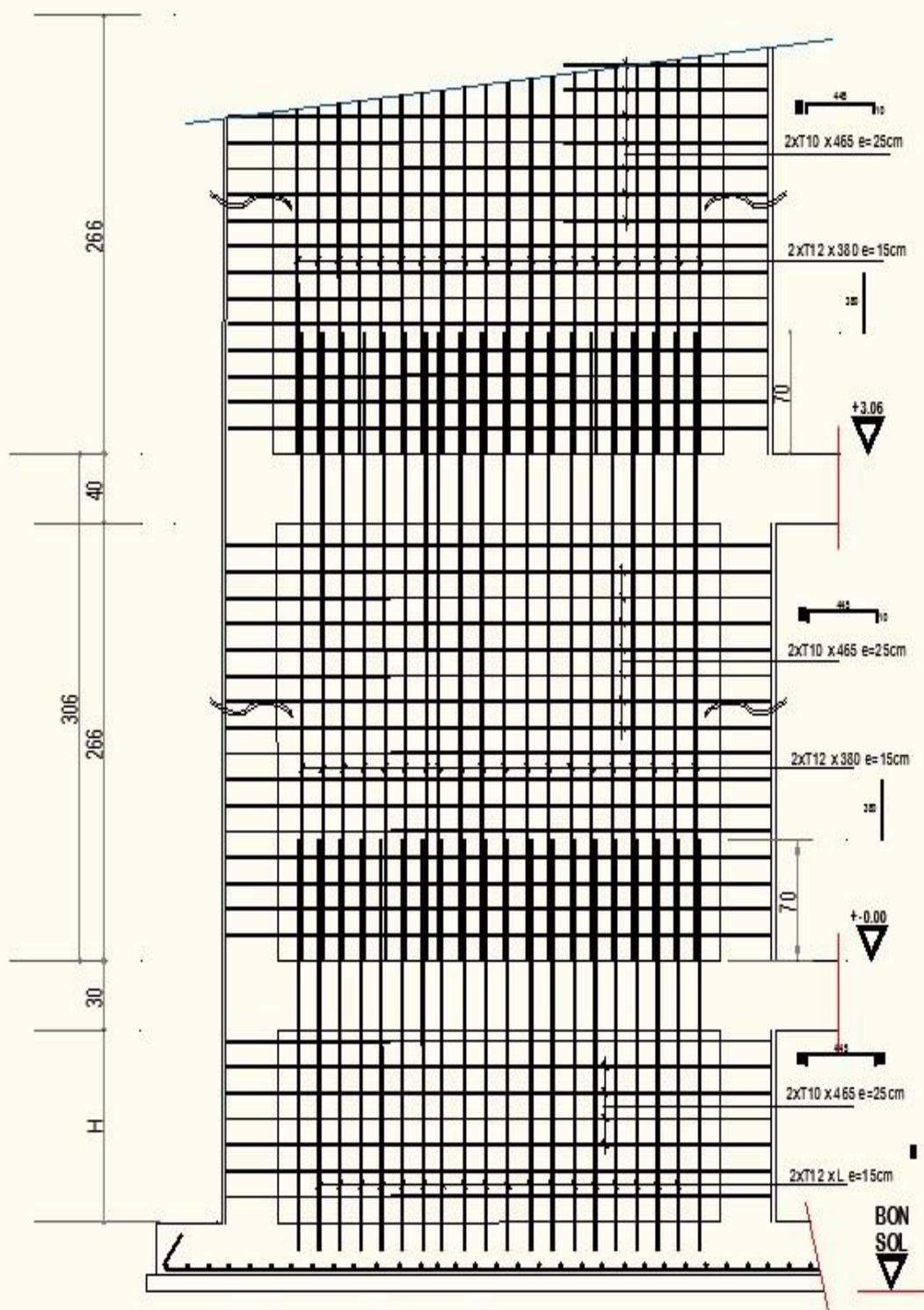


Figure V.4 Schéma de ferrailage de voile



VOILE

- ECH.: 1/20 -

VOIL DE CONTREVENTEMENT :

Exemple de calcul ; bloc A :

1-vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{67 \cdot e_a}{h}; 100 \right) \right]$$

$$e_a = \max(2\text{cm} ; h/250) = 2\text{cm}.$$

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{67 \cdot 2}{100}; 100 \right) \right]$$

$$\bar{\lambda} = 50$$

$$\lambda = l_f \frac{\sqrt{12}}{a}$$

$$l_f = 0.7 \times 289 = 202.3 \text{ cm}.$$

$$\lambda = 202.3 \frac{\sqrt{12}}{20} = 35.04$$

$\lambda = 35.04 < \bar{\lambda} = 50 \Rightarrow$ le calcul se fera à la flexion composée son majoration des sollicitations et l'excentricité

- Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier « ETABS » les sollicitations maximales sont :

o Sens x-x :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 662.12 \text{ KN.} \\ M_{33} = 110.91 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

La section de calcul est (bx100cm) (bande de 1m de largeur)

-calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{110.91}{662.12} \times 100 = 16.75 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = 50 - 10 = 40 \text{ cm}$$

$$(1) = (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0,337 \times 100 - 0,81 \times 10) \times 14,78 \times 20 \times 100 = 756736 \text{ N.m.}$$

$$(2) = N \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 662120 \left(16.75 + \frac{100}{2} - 10 \right) \times 10^{-2}$$

$$\Rightarrow M_1 = 375753.1 \text{ N.m}$$

$$(2) = 662120 \times (90 - 10) \cdot 10^{-2} - 375753.1 = 153942.9 \text{ N.m}$$

$$(1) > (2) \Rightarrow \text{S.P.C}$$

Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif M_1 .

Vérification de l'existence de A' :

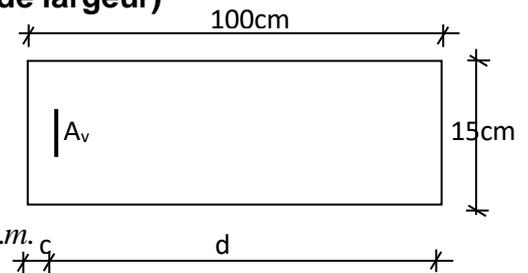


Fig 8.3: Section de calcul.

$$\mu = \frac{375753.1}{14.78 \times 20 \times 90^2} = 0.157 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \notin \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0.215 \quad ; \quad \beta = 0.914$$

$$A_1 = \frac{375753.1}{400 \times 0.914 \times 90} = 11.42 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

On revient à la sollicitation réelle :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 11.42 - \frac{662120}{100 \times 400} = -5.13 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

Armature minimale :

$$A_{\min} = 0.0015bh = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

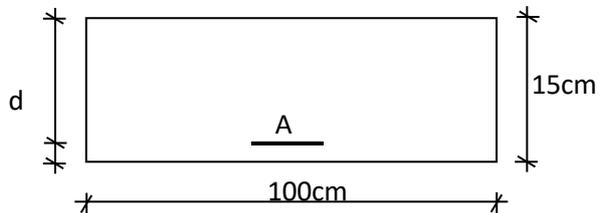
$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 5T12/ml $\rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

○ Sens y-y :

$$N = 662.12 \text{ KN}$$

$$M_E = 2.456 \text{ KN.m}$$



-calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{2.456}{662.12} \times 100 = 0.4 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = 40 \text{ cm}.$$

Fig 8.4: Section de calcul

$$(1) = (0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0.337 \times 20 - 0.81 \times 2) \times 14.78 \times 20 \times 100 = 151347.2 \text{ N.m.}$$

$$(2) = N \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 662120 \left(0.4 + \frac{20}{2} - 2 \right) \times 10^{-2}$$

$$\Rightarrow M_1 = 55618.1 \text{ N.m}$$

$$(2) = 662120 \times (18 - 2) \cdot 10^{-2} - 55618.1 = 50321.12 \text{ N.m}$$

$$(1) > (2) \Rightarrow \text{S.P.C}$$

Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif M_1 .

Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{55618.1}{14.78 \times 100 \times 18^2} = 0.116 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \notin \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0.154 \quad ; \quad \beta = 0.938$$

$$A_1 = \frac{55618.1}{400 \times 0.938 \times 18} = 8.23 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

On revient à la sollicitation réelle :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 8.23 - \frac{662120}{100 \times 400} = -8.32 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

Armature minimale :

$$A_{\min} = 0.0015bh = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 5T12/ml $\rightarrow A=5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Le choix des armatures :

Sens 1 – 1 : les armatures verticales : deux nappes de 5T12 / ml

Sens 2 – 2 : les armatures horizontales : deux nappes de 5T12 / ml

L'espaceur minimal des barres verticales et horizontales :

Selon RPA99 : $S \leq \min(1.5x_a ; 30\text{cm})$

$S \leq \min(1.5 \times 20 ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$, alors l'espaceur se prend en

fonction du nombre de barre à condition que $S \leq 30\text{cm}$

Donc on adoptera un espaceur $S=20\text{cm}$

$$S' = 20/2 = 10\text{cm}$$

-calcul des armatures transversales :

1-vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa}\right) = 3.478\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{e \times d} ; V = 1.4V_u$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 75.28 \times 10^3}{20 \times 90 \times 100} = 0.59\text{MPa}.$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u .$$

2-espaceur des armatures transversales :

$$S \leq \min(1.5 \times 20 ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

Donc on adoptera un espaceur $S=20\text{cm}$.

3-armatures transversales :

$$\frac{At}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u - (0.3 \times f_{t28} \times k)}{0.9 \frac{fe}{\gamma_s}} \rightarrow (\text{Pas de reprise de bétonnage})$$

$$\frac{At}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u}{0.9 \frac{fe}{\gamma_s}} \Rightarrow At \geq \frac{\tau_u}{0.9 \frac{fe}{\gamma_s}} \times b_0 \times S$$

$$\Rightarrow At \geq \frac{0.59}{0.9 \times \frac{400}{1}} \times 20 \times 20 = 0.65 \text{ cm}^2$$

4-armatures transversales minimales :

$$\frac{A_{t\min}}{b \times S} \geq \frac{1}{fe} \min \left[\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right]$$

$$\Rightarrow A_{t\min} \geq \frac{b \times S}{fe} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{20 \times 20}{400} \times \frac{0.59}{2} \Rightarrow A_{t\min} = 0.3 \text{ cm}^2$$

$$At = \max(A_{t\text{cal}}; A_{t\min})$$

$$At = \max(0.65 \text{ cm}^2; 0.3 \text{ cm}^2) = 0.65 \text{ cm}^2$$

Choix : $2\phi 8 \rightarrow A = 1.00 \text{ cm}^2$

8.4.2- LINTEAUX:

-Ferrailage des linteaux :

$$\underline{1^{\text{er}} \text{ cas}} : \tau_b \leq 0.06 \times f_{c28}$$

Les linteaux sont calculés en flexion simple (Avec les efforts M et V), on devra disposer dans ce cas :

- **Des aciers longitudinaux de flexion (A_l).**
- **Des aciers transversaux (A_t).**
- **Des aciers en partie courante (Acier de peau) (A_c).**

a. Aciers longitudinaux (A_l) « **En deux nappes** »

Ils sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z \times F_e}$$

Avec : $Z = h - 2C'$; Ou h : Hauteur total du linteau.

C' : distance de l'enrobage.

M : Moment du à l'efforts tranchant « $V = 1.4 V_{\text{calcul}}$ » .

b. Aciers transversaux (A_t).

1^{ier} sous cas : **Linteaux longs** « $\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$ ».

On a :

$$S \leq \frac{A_t \times F_e \times Z}{V}$$

Ou :

S : espacement des aciers A_t et $V = 1.4 V_{\text{calcul}}$

l : portée du linteau.

2^{ème} sous cas : Linteau court « $\lambda_g \leq 1$ ».

On doit avoir :

$$S \leq \frac{A_t \times F_e \times l}{V + A_t \times F_e}$$

$$V = \min(V_1; V_2) \text{ et } V_2 = 2V_{\text{calcul}} ; V_1 \leq \frac{M_{ci} \times M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec : M_{ci} et M_{cj} ; Moments « Résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} .

$$M_c \leq A_t \times F_e \times Z.$$

2^{ème} cas : $\tau_b > 0.06 \times f_{c28}$

Dans ce cas : $A_l = A_t = A_c = A_{\min}$

Les efforts (M ; N) sont repris suivant des billes diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales AD à disposé obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 \times F_e \times \sin \alpha}$$

Avec :

$$\text{tg} \alpha = \frac{h - 2c}{l} \text{ et } V = V_{\text{calcul}} \text{ (sans majoration).}$$

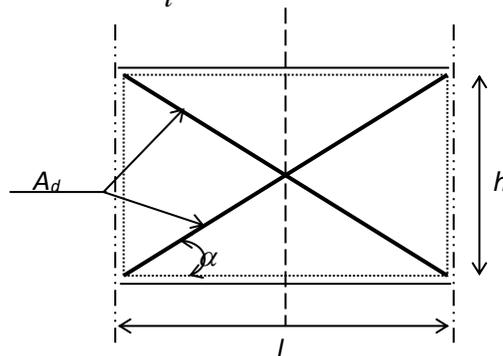


Fig 8.5 : armature diagonale des linteaux.

Exemples de calcul : bloc B

$h=1.4 \text{ m}$; $b=20 \text{ cm}$; $L=1.36 \text{ m}$

$V_{\text{calculé}}=585.3 \text{ KN}$

$V_u=1.4 \times V_{\text{calculé}}=1.4 \times 588.3=823.62 \text{ KN}$

Calcul de τ_b :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{823.62 \times 10^3}{20 \times 0.9 \times 140 \times 100} = 3.27 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.06 \cdot f_{c28} = 0.06 \times 20 = 1.2 \text{ MPa}$$

$\tau_b > \bar{\tau}_b \rightarrow 2^{\text{ème}} \text{ cas}$

- Armature longitudinale $A_L ; A'_L$:

$$A_L ; A'_L = \frac{0.15}{100} \times b \times h = \frac{0.15}{100} \times 20 \times 140 = 4.2 \text{ cm}^2$$

Le choix : 5T12 $\rightarrow A=5.65 \text{ cm}^2$

- Armatures diagonales :

$$\text{tg} \alpha = \frac{Z}{L} = \frac{h - 2 \cdot d'}{L} = \frac{0.8 \times h}{L} = \frac{0.8 \times 140}{140} = 0.8$$

$$\alpha = 38.66^\circ ; \sin \alpha = 0.62$$

$$A_{D1} = \frac{V_{\text{calculé}}}{2 \times f_e \times \sin \alpha} = \frac{585.3 \times 10^3}{2 \times 400 \times 0.62} \times 10^{-2} = 11.80 \text{ cm}^2$$

Armature diagonale minimale :

$$A_{D2} = \frac{0.15}{100} \times b \times h = \frac{0.15}{100} \times 20 \times 140 = 4.2 \text{ cm}^2$$

$$A_D = \max(A_{D1} ; A_{D2}) = 11.80 \text{ cm}^2$$

Le choix : 4T20 $\rightarrow A=12.56 \text{ cm}^2$

- Armatures en section courante :

$$A_c = 0.002 \times b \times h = 0.002 \times 20 \times 140 = 5.6 \text{ cm}^2$$

6T12 $\rightarrow A=6.78 \text{ cm}^2$

- les armatures transversales :

$$\tau > \bar{\tau} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} S < h/4 \\ A_t = 0.25\% \cdot b \cdot S \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} S < 140/4 = 35 \Rightarrow S = 20 \text{ cm} \\ A_t = 0.25/100 \times 20 \times 20 = 1 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

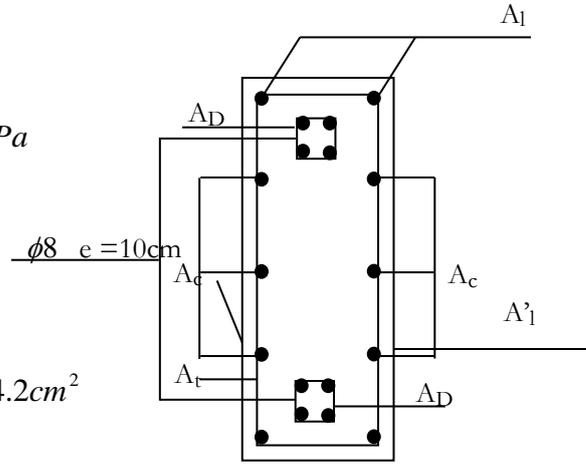


Fig 8.6 : Disposition des armatures du

Choix : $2\Phi 8 \rightarrow At=1.00\text{cm}^2$

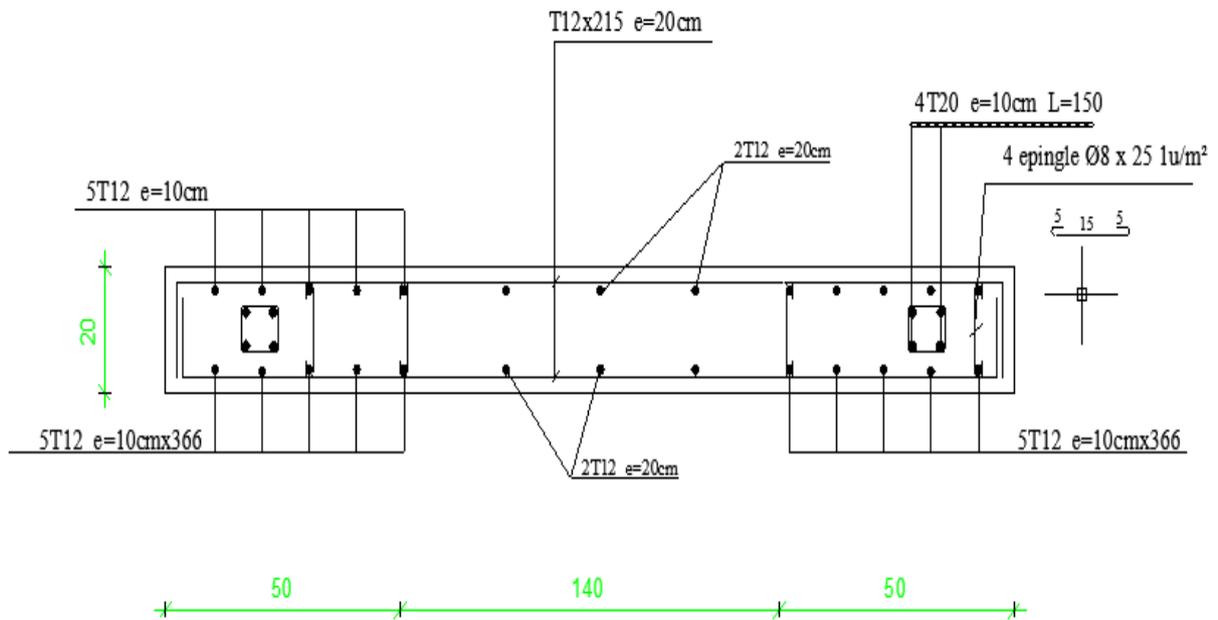


Fig 8.7 : dessin de ferrailage des linteaux.

CHAPITRE VI



ETUDE D'INFRASTRUCTURE

CHAPITRE VI Etude de l'infrastructure

Introduction:

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, poutres murs, voiles) cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire de d'autres organes (cas des semelles sur pieux). La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sols.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI-1 Choix du type de fondation:

Vu que l'ouvrage et les charges transmises sont très importants, on choisit comme fondation un radier général.

• **Pré dimensionnement :**

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

- Epaisseur du radier { la nervure la dalle :

L'épaisseur h_n de la nervure doit satisfaire la condition

suivante : $h_n \geq L_{\max} / 10$.

L_{\max} : Distance maximale entre deux files successives « $L_{\max} = 5,2\text{m}$ ».

D'où : $h_n \geq 52\text{cm}$.

L_{\max} : Distance maximale entre deux files successives « $L_{\max} = 5,2\text{m}$ ».

D'où : $h_d \geq 26\text{cm}$.

1^{ier} proposition : $h_n = 60\text{ cm}$

$h_d = 30\text{ cm}$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol. Donc on augmente les valeurs de h_n , h_d .

2^{éme} proposition : $h_n = 100\text{ cm}$

$h_d = 50\text{ cm}$

Ces valeurs vérifient la contrainte du sol. Donc on augmente les valeurs de h_n , h_d .

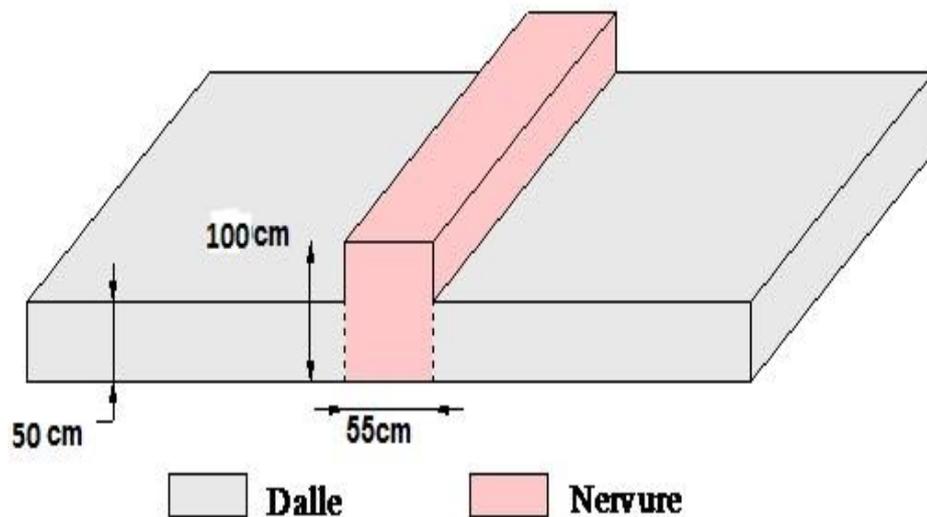


Figure VI.1: dimension du radier

Vérfication au poinonnement :

La condition au non poinonnement est vérifier si :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$Q_u = 1474,328$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 .$$

$$U_c = [(u_0 + v_0) \times 2] \times 4 = [(u + h + v + h) \times 2] = (u + h) \times 4 = (55 + 180) = 4$$

$$U_c = 940 \text{ cm} .$$

- Charge limite :

$$Q_{ul} = 0,045 \times 9,20 \times 0,80 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 5520 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1474,328 \text{ kN} \leq Q_{ul} 5520 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- Débordement « D » :

$$D \geq \text{Max} \left(\frac{hn}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 90 \text{ cm}$$

On adopte : D = 90cm

$$D \geq \text{Max} \left(\frac{hn}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 90 \text{ cm}$$

On adopte : D = 90cm

D'après le rapport géotechnique

, on a un taux de travail de sol « $\sigma_{sol} = 2,3 \text{ bar}$ »

La condition qu'on doit vérifier est la suivante : $\sigma_b \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_b = K \cdot Z_{\text{max}} .$$

$$\sigma_b = \frac{Fz}{Sr}$$

avec :

z_{\max} : déplacement maximum « Uz » à l'ELS obtenu par le robot

$$z_{\max} = 4,570 \times 10^{-3} \text{m.}$$

K : le coefficient de Ballast « coefficient de la raideur du sol »

$K = 2,56 \text{ Kg/cm}^3$ (tableau du module de réaction du sol)

F_z : réaction total de la structure à l'ELS obtenu par ETABS.

$$F_z = 96537,979 \text{kN.}$$

S_r : Surface du radier.

$$S_r = 553,90 \text{m}^2.$$

Donc on aura :

$$\sigma_{b1} = z_{\max} \times K = 0,00457 \times 256 = 1,169 \text{bar}$$

$$\sigma_{b1} = 1,16 \text{bar} \leq \sigma_{\text{sol}} = 1,3 \text{bar} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S_r} = \frac{70885,99}{553,90} = 1,27 \text{ bar}$$

$$\sigma_2 = 1,189 \text{bar} \leq \sigma_{\text{sol}} = 1,3 \text{bar} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

VI-2 Calcul de Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de : « $0,8 \times 1,00$ » m² et en deux directions, l'une suivant XX' et l'autre suivant YY'.

En travée :

- Ferrailage suivant Lx :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f} = \frac{55 \times 10^3}{1 \times 0,72^2 \times 14,17} = 0,074 \leq 0,186 \text{ (pivot A)} \quad \alpha = 1,25 \square (1 - 2 \times \mu)$$

$$\alpha = 0,09 \text{ m}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times \alpha) = (1 - 0,4 \times 0,09)$$

$$\beta = 0,09 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{b \times d \times \sigma} = \frac{0,97 \times 348 \times 0,72}{0,97 \times 348 \times 0,72} = 22,77 \text{ cm}$$

Le choix des armatures : « $A_{st} \rightarrow 15T14$ » de section 23.1 cm²/ml

- Ferrailage suivant Ly :

$$M_{22} = 657,392 \times 10^{-3} = 0,089 \leq 0,186 \text{ Pivot A:}$$

$$\mu_{bc} = 0,089$$

$$A_{ts} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma} = 27,41 \text{ cm}$$

Le choix : « $A_{st} = 14T16$ » de section 28,14 cm²/ml.

Vérfications de Condition de non fragilité :

Donc : 28.14 > 1,48 cm² C.V

Vérification à l'ELS :

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 170.33$ KN.m.

Il faut vérifier que

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 1,68$$

avec

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 3,86$$

$$A = 0,117 \leq 1,68 \dots \dots \dots C_v$$

En appui :

Par les mêmes étapes, on peut déterminer le ferrailage en appui, et on trouve :

$A_{sx} = 18,31 \text{ cm}^2$: Le choix : « Ast = 6T20 /ml » de section 18,85 cm²/ml.

$A_{sy} = 18,44 \text{ cm}^2$: Le choix : « Ast = 6T20 /ml » de section 18,85 cm²/ml.

Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = 0,55 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{u1} = \min\left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 0,55 \text{ MPa}\right)$$

Alors $\tau_u \leq \tau_{u1} \dots \dots \dots C_v$

Calcul de l'espacement :

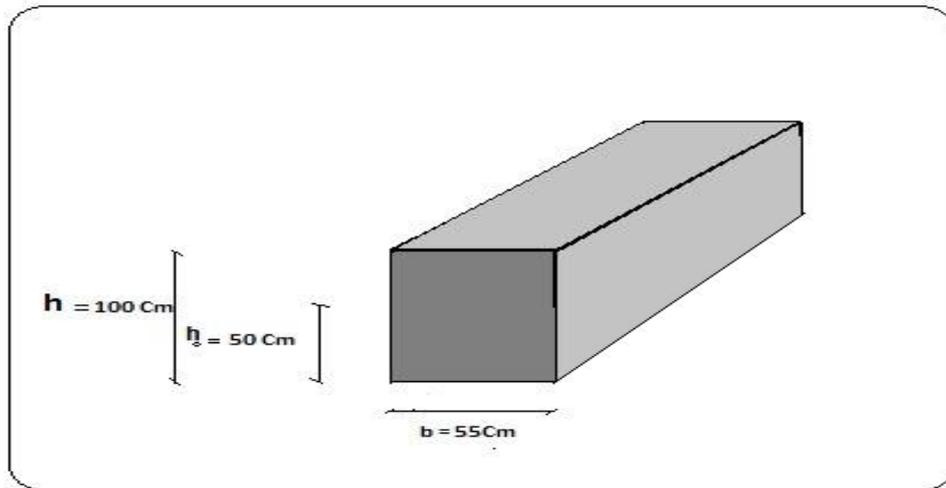
D'après le (BAEL91) :

$$S_t \leq \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \quad S_t \leq \min(57,6; 40) \text{ cm} .$$

□ Alors on adopte un espacement de : $S_t = 15 \text{ cm}$.

VI-3 Calcul de Ferrailage de la nervure:

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en « T » dimensionné dans la figure suivant :



Ferrailage longitudinal :

- **ELU :**
- **En travée :**

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 402.93 \text{ kn.m}$.

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

On a: $b = 0,80\text{m}$; $h_0 = 0,80\text{m}$; $d = 0,9 \times h = 1,62\text{m}$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa.}$$

$$M_t = 0,80 \times 0,8 \times 14,17 \times (1,62 - 0,80/2) = 11,06 \text{ Mn.m.}$$

$M_t > M_u$: l'axe neutre est dans la table, le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{402,93 \times 10^{-3}}{0,80 \times 1,62^2 \times 14,17} = 0,013$$

$$\mu_u = 0,013.$$

$\mu_u = 0,013 < 0,187$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 0,017.$$

$$B = (1 - 0,4 \alpha)$$

$$\beta = 0,99.$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{b \times d \times \alpha} = 7,23 \text{ cm}^2$$

Le choix : « $A_{st} \Rightarrow 8T14$ » de section $12.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times d}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max}(1,4 ; 1,7) \text{ cm}^2$$

Donc : $7,23 \text{ cm}^2 > 1,7 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$

En appui :

Le moment maximum en appui $M_{\text{amax}} = 440,35 \text{ kn.m}$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{440,35 \times 10^{-3}}{0,80 \times 1,62^2 \times 14,17} =$$

$$\mu_u = 0,021.$$

$\mu_u = 0,021 < 0,187$ □ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 0,027.$$

$$B = (1 - 0,4 \alpha)$$

$$\beta = 0,98.$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \times \sigma_{st}} = 7,9 \text{ cm}^2$$

Le choix : « A_{st} ==> 8T14 » de section 12.32 cm²/ml.

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times d}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{ft28}{fe} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max}(6,91 ; 4,18) \text{ cm}^2$$

$$7,9 \text{ cm}^2 > 6,91 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

En travée :

Le moment maximum en travée M_{tmax} = 324,83 kN.m.

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{ft28}{100}$

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = 1,24 \quad \frac{1,24-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,370$$

$$\alpha = 0,017 \leq 0,37 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

En appui :

Le moment maximum en travée M_{amax} = 245.36 kn.m.

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{ft28}{100}$

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = 1,94 \quad \frac{1,94-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,192$$

$$\alpha = 0,192 \leq 0,37 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

□ **Ferraillage transversal :**

□ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{337,34 \times 10^{-3}}{0,55 \times 1,62} \Rightarrow \tau_u = 0,37 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u1} = \text{Min}\left(\frac{0,15 \times f_c \times 28}{\gamma} ; 5 \text{ MPa}\right) \dots \dots \dots \textit{fissuration très nuisible}$$

$$\tau_{u1} = \text{Min}(2,5 ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u \leq \tau_{u1} \dots \dots \dots \text{CV}\emptyset$$

Calcul du diamètre des armatures transversales

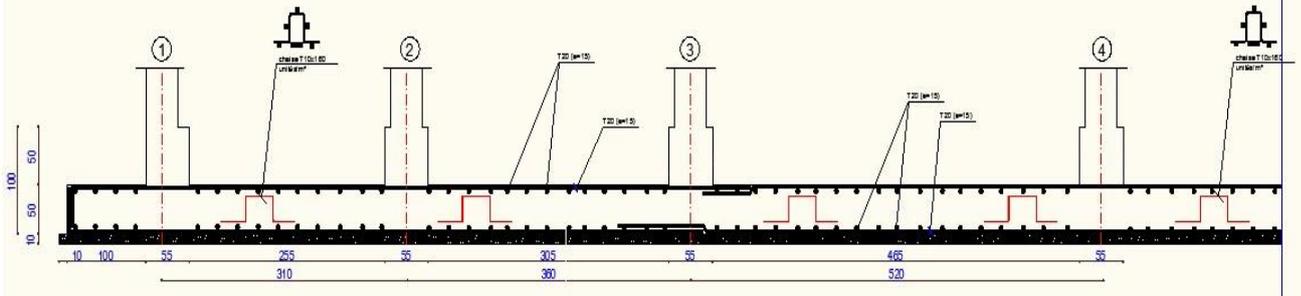
$$\emptyset_t \leq \text{min}\left(\frac{h}{35} ; \emptyset ; \frac{b_0}{10}\right)$$

Avec

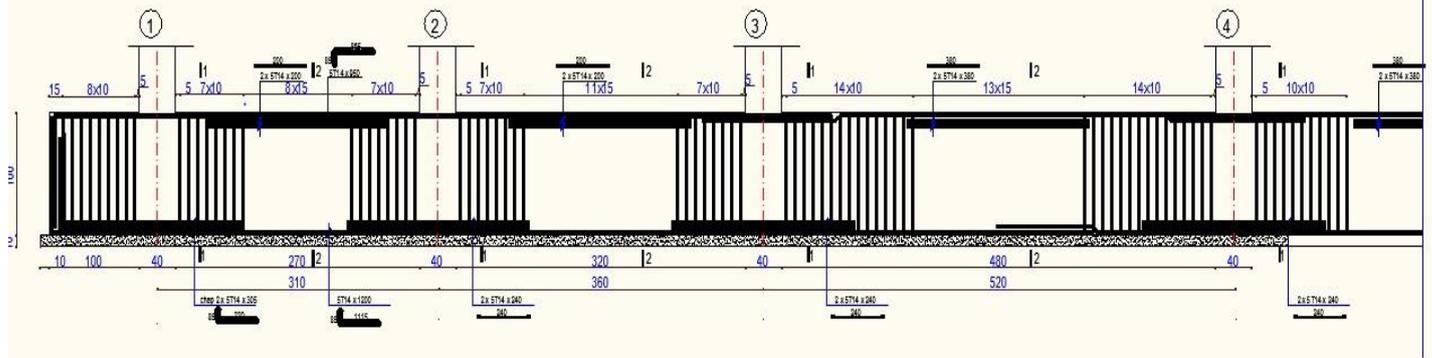
$\emptyset_t = 14$ (diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres).

Alors on adopte un choix de : HA 10.

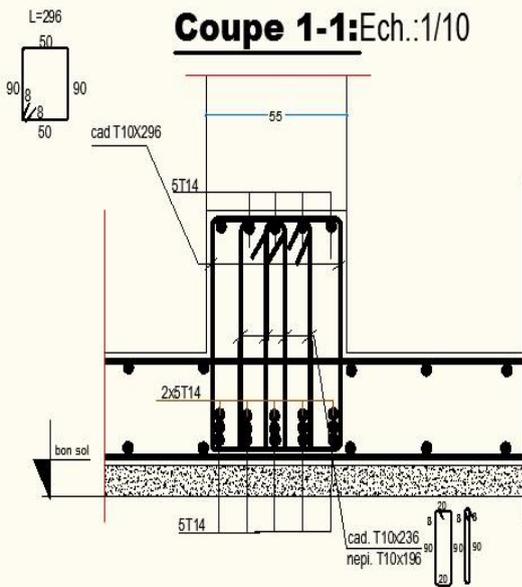
Coupe A-A: (Ferrailage du Radier)



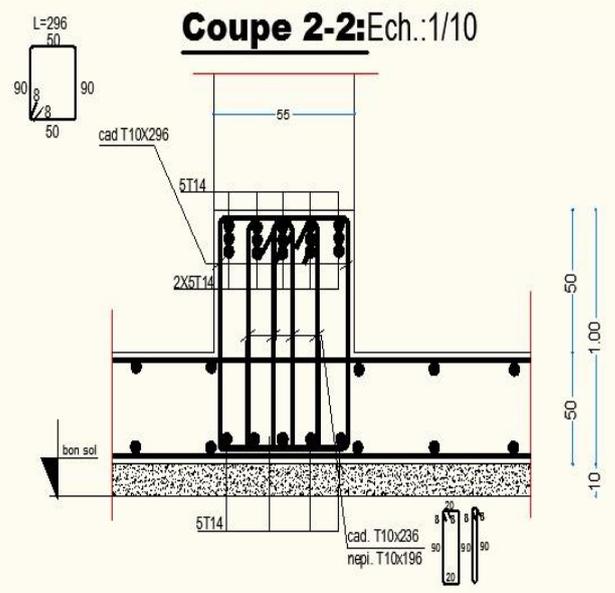
POUTRE " (55x100) ECH.:1/20



Coupe 1-1: Ech.:1/10



Coupe 2-2: Ech.:1/10

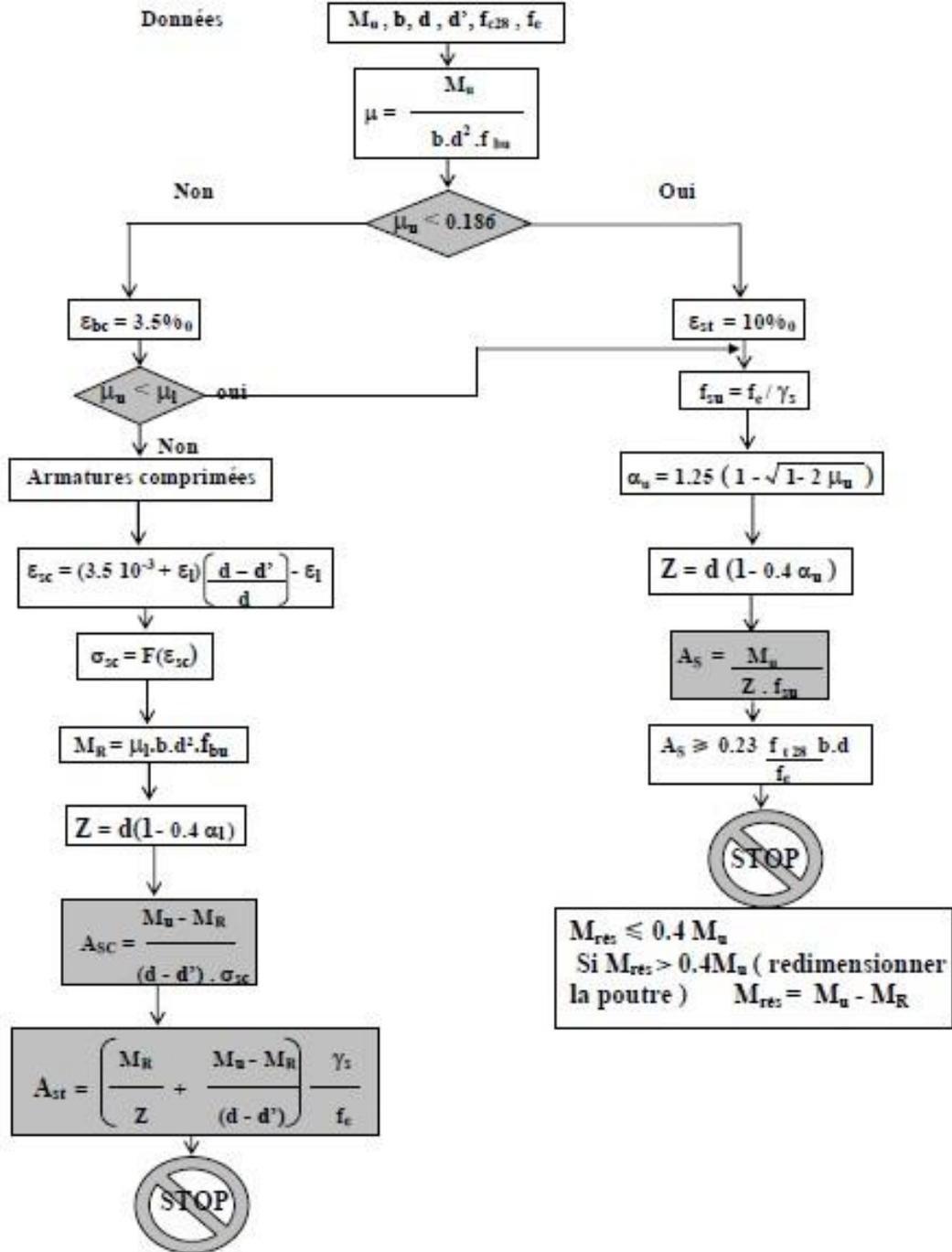


ANNEXE

REFERENCES

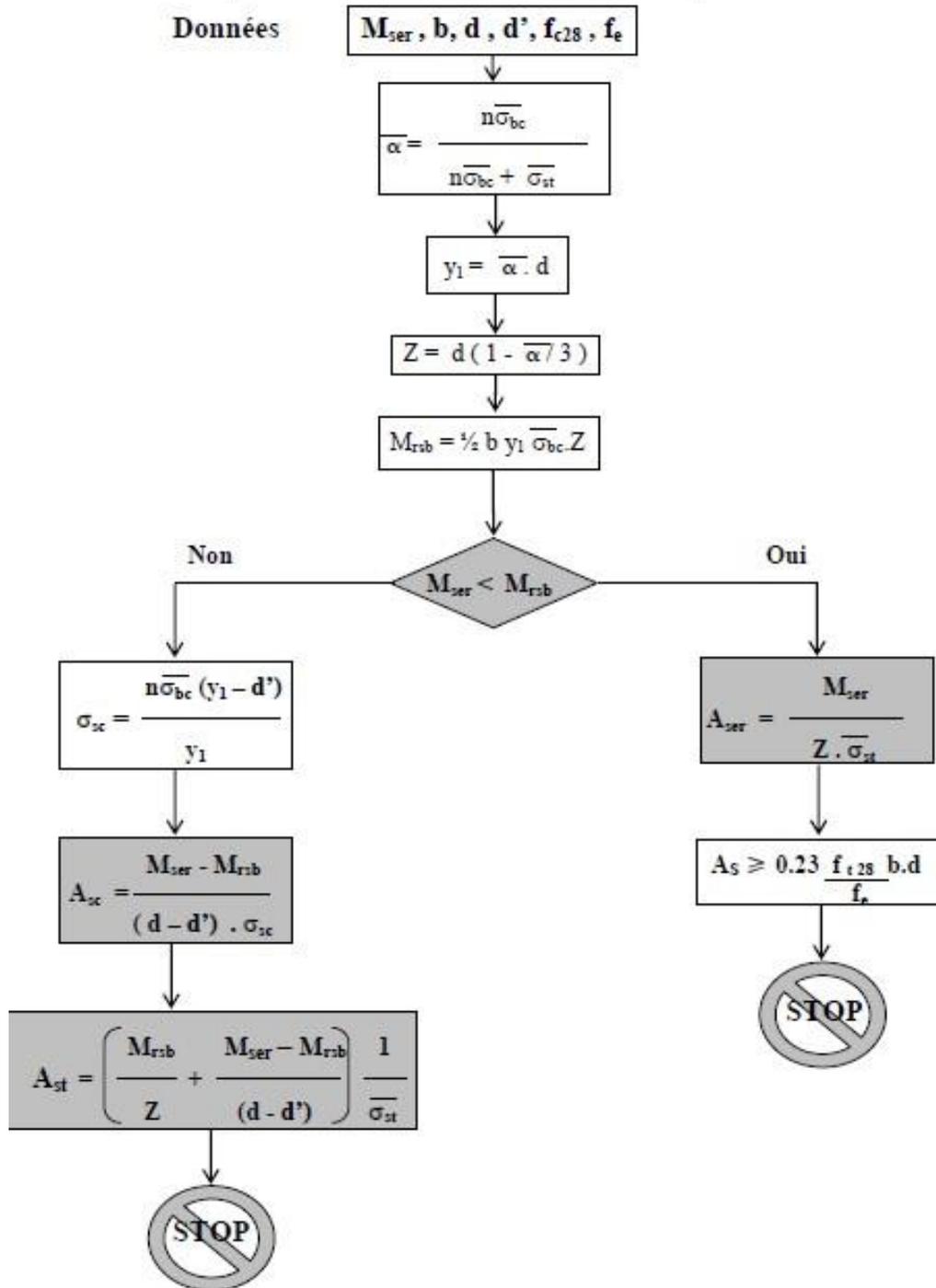
FLEXION SIMPLE (E.L.U)

SECTION RECTANGULAIRE



FLEXION SIMPLE (E.L.S)

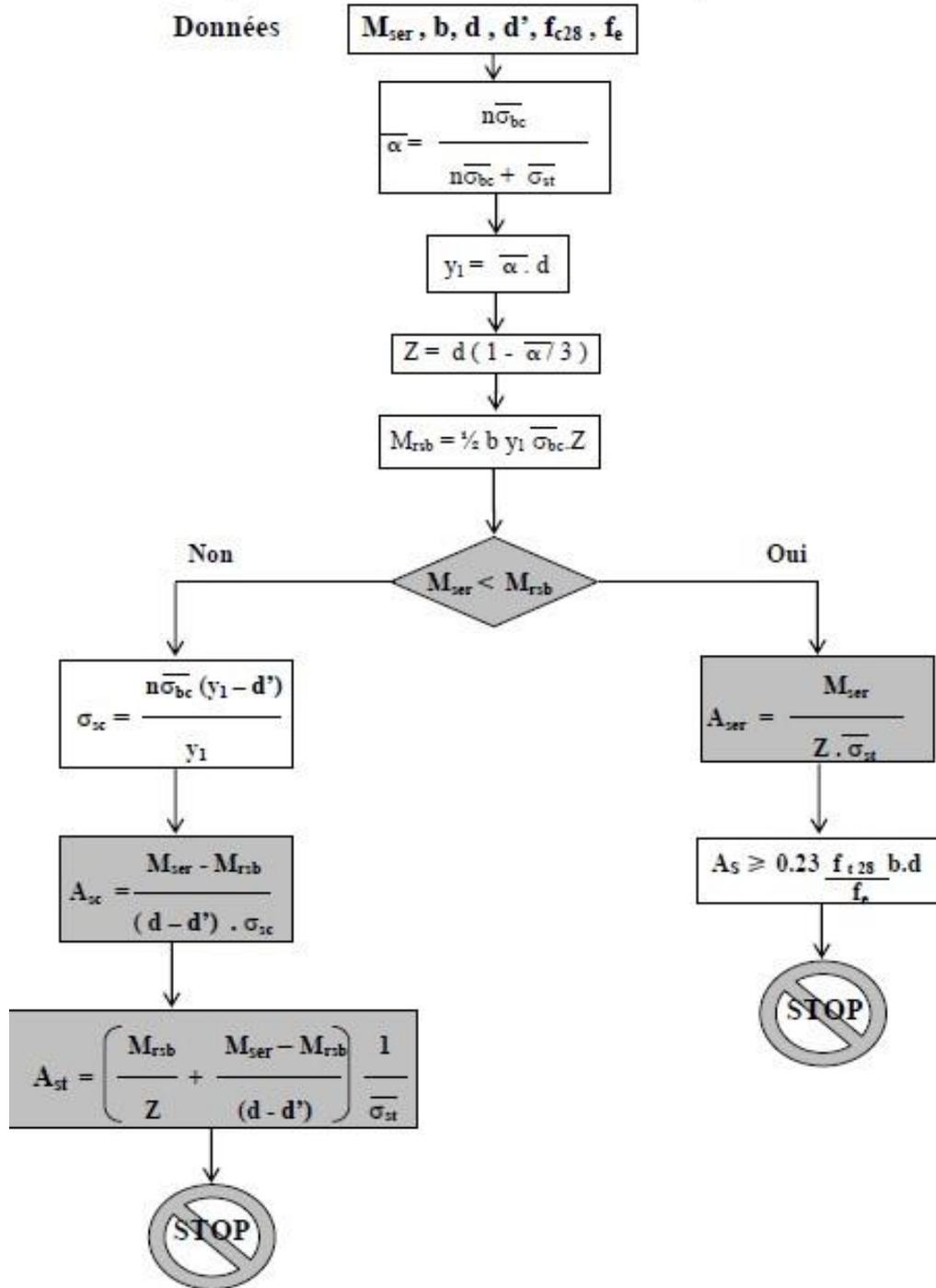
SECTION RECTANGULAIRE

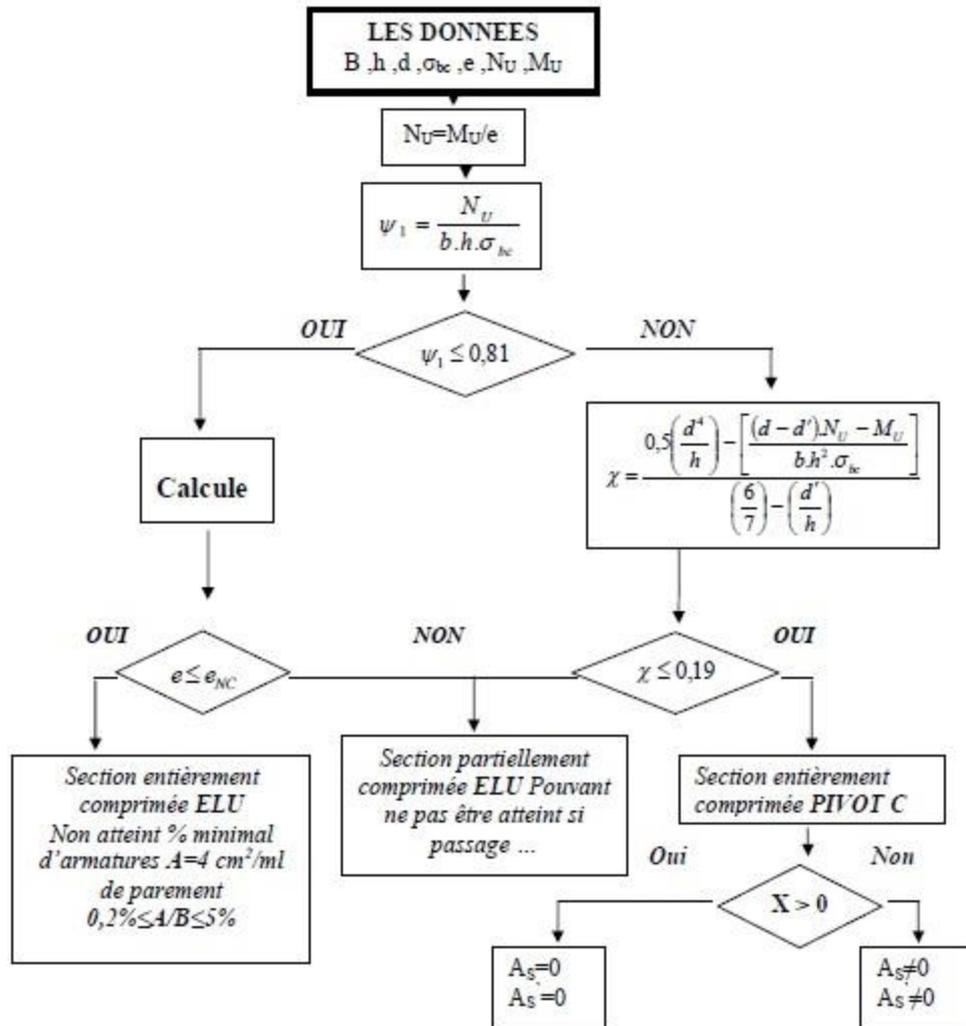
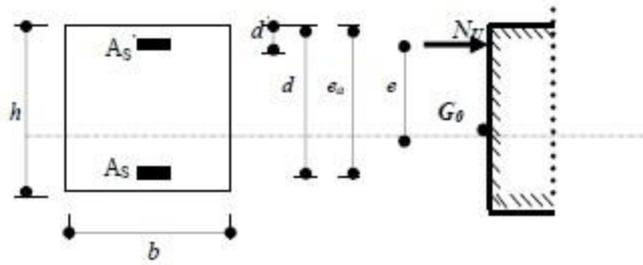


ANNEXE III
Flexion composée a l'E.LU

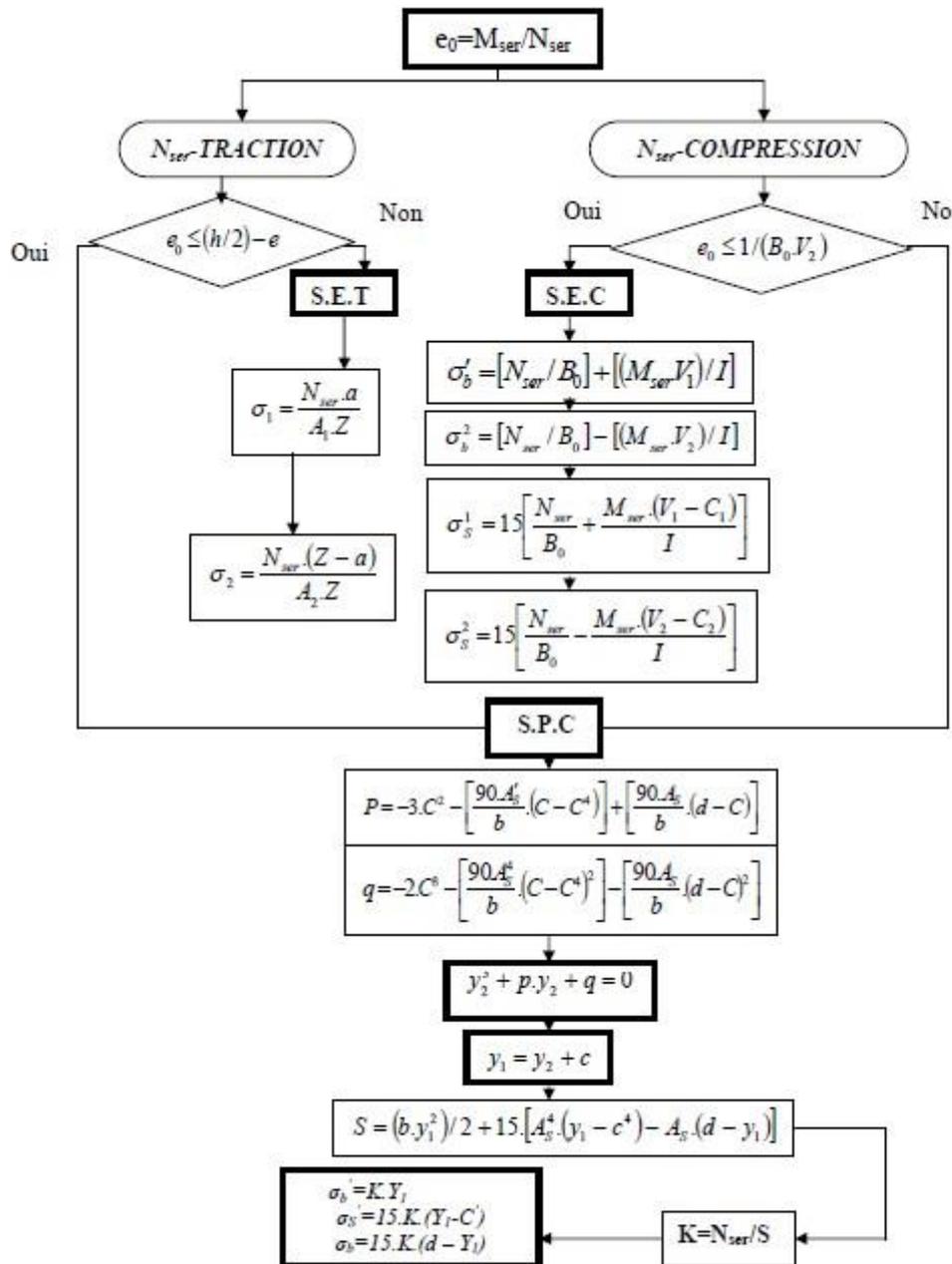
FLEXION SIMPLE (E.L.S)

SECTION RECTANGULAIRE

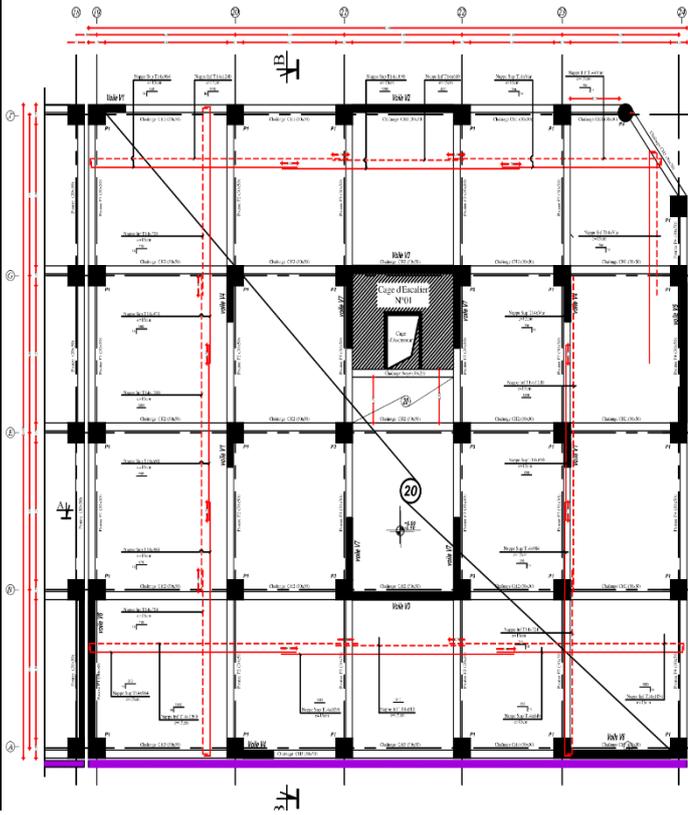




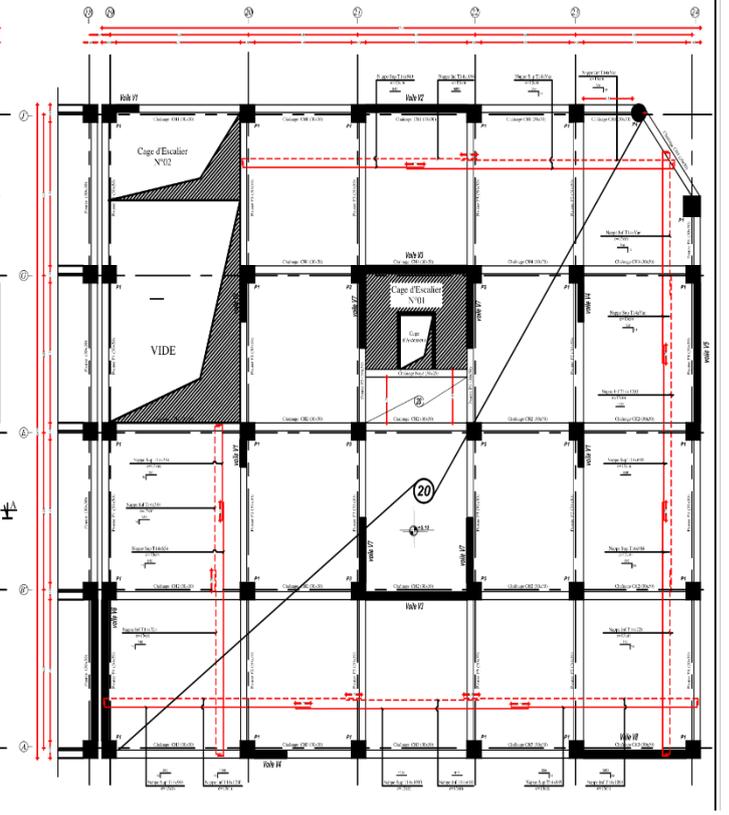
ANNEXE IV
Flexion composée à l'E.LU



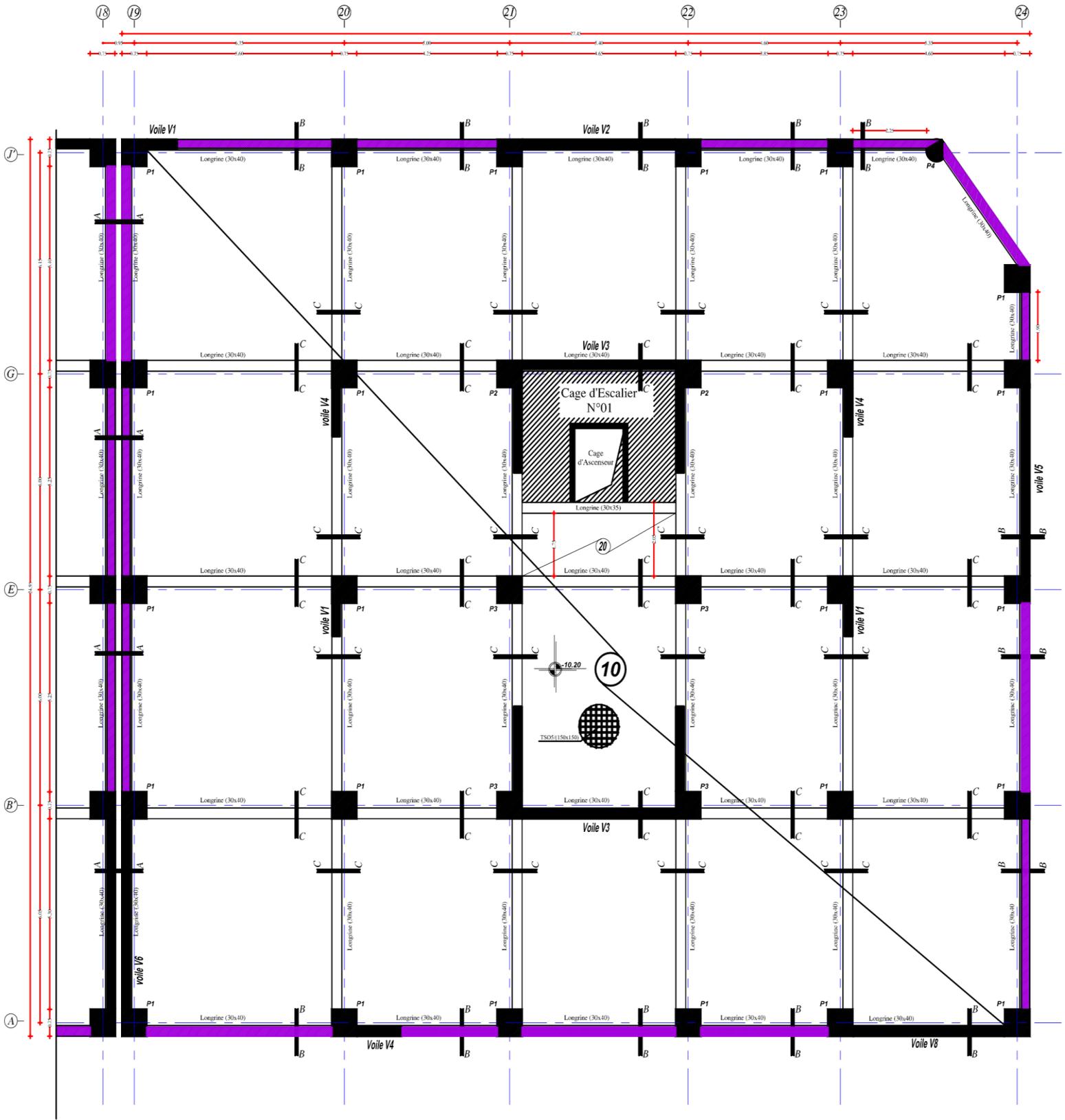
PLAN COFFRAGE NIV: -5.10 ; +0.00



PLAN COFFRAGE NIV: +5.10



PLAN COFFRAGE PLATE FORME NIV: -10.20



Conclusion générale

Après avoir terminé une étude détaillée de ce projet, on peut aboutir les conclusions suivantes :

- ❖ Nous avons approfondi nos connaissances en matière d'application des règlements et de certaines méthodes tel que : BEAL91, RPA99 (version 2003).
- ❖ Le pré dimensionnement est une étape nécessaire, du fait qu'il nous permet d'avoir les dimensions des éléments structuraux, pour débiter notre étude.
- ❖ Ce projet nous a permis d'acquérir des connaissances nouvelles sur la pratique des logiciels comme robot 2028, excel.....etc.
- ❖ L'analyse dynamique représente une étape déterminante et primordiale dans la conception parasismique des structures, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité de son comportement.
- ❖ Pour le contreventement et la disposition des voiles, on a constaté que leur bonne disposition est plus importante que le nombre de voile à placer dans une structure.
- ❖ Ce travail nous a permis d'améliorer et d'enrichir nos connaissances acquises, de faire une étude complète d'une structure complexe et toucher ainsi aux différents calculs qu'un ingénieur en génie civil est appelé à faire.

BIBLIOGRAPHIE

« BAEL 91 modifié 99 », DTU associés, par Jean Pierre Mougin, deuxième Edition Eyrolles 2000.

[1] « Règles Parasismiques Algériennes DTR B.C 2.48 » RPA99/Version 2003.

[2] « Document technique réglementaire DTR B.C. 2.2 », Charges permanentes et charges d'exploitation.

[3] Henry thonier, « Conception et calcul des structures de bâtiment » ; année 1999.

[4] Victor Davidovici, « Formulaire du béton armé » ; année 1995.

