

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de Recherche
Scientifique



Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de la Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'étude

En vu d'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil
Option : Matériaux et Structures

Thème

Etude d'un bâtiment R+9+Sous sol a usage
d'habitation et commercial contreventé par
un système mixte (voile+portique)

Encadreur :

M^{me} K. Laoubi

Jurys:

M^{er} .A.Seghir

M^{er} .L.Ramdani

Présenté par :

M^{elle} MEZHOUD Nassima

M^{elle} MENDIL Samira

M^{elle} MEKHNACHE Fazia

Promotion 2013

remerciements

remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier « le dieu » pour nous avoir guidés et aidés durant toute notre vie et durant ce travail.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre promotrice M^mc Laoubi, pour son encadrement ; ces conseils et sa disponibilité.

Nos remerciements aux membres de jury qui ont accepté de juger ce travail.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants qui ont contribué à notre réussite dans nos études, depuis notre première année scolaire jusqu'à la dernière année universitaire.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Que tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire de fin d'études trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

dedicaces

Je dédie du fond du cœur ce modeste travail à ceux que j'aime :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin , ma mère qui m'a soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment à mes parents d'être là à mes côtés durant toutes ces années, que dieu vous garde et vous bénisse.

A Mes très chère sœur et mes deux anières Ania et iness

A Mes deux chère frères Massinissa et Mourad.

A toute la famille mendil.

A mes chères binôme ainsi toute leur familles.

A toute les étudiantes du génie civile

Samira

dedicaces

Je dédie du fond du cœur ce modeste travail à ceux que j'aime :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin , ma mère qui m'a soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment à mes parents d'être là à mes côtés durant toutes ces années, que dieu vous garde et vous bénisse.

A Mes très chère sœur, mes anières et mes neveux (Katia, sintia ,massifasse,et Mohamed)

A Mes chère frères Farid, ahsene et A. Razik,

A mon fiancé Mekki

A toute la famille mezhoud.

A mes chères binôme ainsi toute leur familles.

A toute les étudiantes du génie civile

Nassima

dedicaces

Je dédie du fond du cœur ce modeste travail à ceux que j'aime :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin , ma mère qui m'a soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment à mes parents d'être là à mes côtés durant toutes ces années, que dieu vous garde et vous bénisse.

A Mes très chère sœur

A Mes chers frères zaid, kamel, halim

A toute la famille mekfnache

A mes chères binôme ainsi toute leur familles.

A toute les étudiantes du génie civile

Fazia

sommaire

sommaire

Introduction Général	
Chapitre I : Généralité.....	1
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....	12
II-1 : Introduction.....	12
II-2 le pré dimensionnement des éléments.....	13
II- 2-1 : Planchers.....	13
II- 2-2 :Les poutres	15
II-2-3 : Voiles.....	17
II-2-4 : Acrotère.....	17
II- 2-5 : Escalier.....	18
II- 2-6 : Ascenseur.....	23
II-2-7 : Poteaux.....	26
II-3 : Conclusion.....	42
Chapitre III : Etude des éléments secondaires.....	43
III-1 : Introduction.....	43
III-2 : Etude des planchers à corps creux	43
III-3 : Etude des dalles pleines.....	64
III-4 : Etude des escaliers.....	75
III-5 : Etude de l'ascenseur.....	106
III-6 : Etude de l'acrotère.....	113
Chapitre IV : Etude dynamiques.....	117
IV -1 : Introduction.....	117
IV .2.Méthode statique équivalent.....	117
IV.3.Les méthodes dynamiques.....	120
IV.3.Conclusion.....	129
Chapitre V : Etude des éléments principaux.....	130
V-1 : Introduction.....	130
V-2 : Etude des poteaux	130
V-3 : Etude des poutres.....	141
V-4 : Etude des voiles	154
V-5 : Conclusion.....	172
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.....	173
VI -1 : Introduction.....	173
VI -2 : Etude des fondations.....	173
VI -3 : Etude des voiles périphériques.....	187
VI-4 : Conclusion.....	190
Conclusion générale	
Bibliographie	

introduction

introduction

Ces dernières années, notre pays a connue des tremblements de terre assez fréquents, ce phénomène cause des dégâts considérables dans la structure. Ces derniers sont induits par une mauvaise conception qui conduit à une mauvaise réponse de la structure.

Les ouvrages et les éléments d'ouvrages doivent être conçus et calculé de manière a pouvoir résister à toutes les sollicitations prévus et a présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation de l'ouvrage.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Notre travail consiste en l'étude d'un bâtiment en (R+9+sous sol) en béton armée avec les règles en vigueur.

Nous avons structuré cette étude en six chapitres : ou nous avons présenté un bref résumé

Chapitre I : présente les généralités sur les matériaux utilisées et les règlements pris en compte

Chapitre II : prèdimensionnement des éléments secondaires

Chapitre III : prèsenté le calcule des éléments secondaires de l'ouvrage.

Chapitre IV : calcule sismique

Chapitre V : calcule des éléments principaux

Chapitre VI : présente l'étude de l'infrastructure

On termine notre travail par une conclusion.

INTRODUCTION

CHAPITRE I

GENERALITES

CHAPITRE II

*PRE-
DIMENSIONNEMENT*

CHAPITRE III

*CALCUL DES ELEMENTS
SECONDAIRES*

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

CHAPITRE V

*ETUDE DES ELEMENTS
PRINCIPAUX*

CHAPITRE VI

*ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE*

CONCLUSION

I.1. Introduction

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

A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

I.2. Description de l'ouvrage

Le projet à étudier est un bâtiment (R+9+sous sol) à usage habitation et commerciale. Implanté au niveau de la ville de **Bejaia** qui est classée selon le **RPA 99** (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003 Art.3.2) en **Zone IIa** (zone de moyenne sismicité).

I.3. Caractéristiques de l'ouvrage :

- Hauteur total du bâtiment : $h_t = 37,28$ m
- Hauteur du RDC : $h_{RDC} = 4,08$ m
- Hauteur d'étage : $h_{étg} = 3,06$ m
- Hauteur sous sol : $h_{s\ s} = 3,06$ m
- Hauteur d'étage service : $h_{étg\ service} = 2,86$ m
- Hauteur d'étage 08 niveaux 2 $h = 2,80$ cm
- La longueur totale du bâtiment : $L = 9,5$ m
- La largeur totale du bâtiment : $l = 19,5$ m

I.3.1. Contreventement

Ossature : Selon le RPA, tout ouvrage dépassant les 4 niveaux (14 m) de hauteur doit être constitué de portiques et voiles en béton armé (contreventement mixte) **RPA99 (Art 3.4.A.1.a)**

I.3.2 Eléments secondaires

- **Plancher** : Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, le rôle essentiel de plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux ou voiles). On à les plancher en dalle pleine (balcons, la dalle d'ascenseur) et en corps creux.
- **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse inaccessible et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales, ses dimensions sont mentionnes dans le plan d'architecture.
- **Escalier** : c'est un élément d'ouvrage non structuraux réalisés en béton armé coulés sur place permettant de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre ; Il est composé d'une succession régulière de plan horizontaux consistant en des marches et des paliers .

- **L'ascenseur** : C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

I. 3.3. éléments de remplissage

- **Les murs extérieurs** : ils sont réalisés en briques creuses à double parois séparés par une l'âme d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- **Les murs intérieurs** : sont en simple parois réalisés en briques d'épaisseur 10cm

I.3.4 Voile : seront réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

I.3.5. L'infrastructure

Elle assure les fonctions suivantes :

- transmettre les charges verticales et horizontales au sol.
- limiter les tassements différentiels.
- L'encastrement de la structure dans le sol.

Les résultats tirés du rapport de sol sont :

- La contrainte admissible $\sigma_{adm} = 1,2 \text{ MPa}$
- La hauteur d'encrage $D = 3,6 \text{ m}$

I.4. Réglementations et normes utilisés

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

I-5 Méthodes de calcul

I.5.1.Définition de l'état limite : C'est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu. Il existe deux états limites

a. Etat limite ultime ELU

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage ; il existe 03 limites

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

a.1. Hypothèse de calcul à l'E L U

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles du calcul classique.

- Les sections droites restent planes (le diagramme des déformations est linéaire).
- Du fait de l'adhérence, toute armature subissant une déformation linéaire, la gaine du béton subit la même déformation.
- La résistance du béton tendu est négligée.
- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :
En flexion $\rightarrow \xi_{bc} = 3 \text{ ‰}$.
En compression simple $\rightarrow \xi_{bc} = 2 \text{ ‰}$.
- L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées concentrées en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots).

b. Etat limite de service ELS

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage ; il existe 03 limites :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

b.1 Hypothèse de calcul à l'E L S

- Conservation des sections planes.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.

Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est : $n = \frac{E_b}{E_s} = 15$

I.5.2 Principe d'application des règles BAEL :

Le principe consiste à vérifier pour une section donnée, l'inégalité d'état limite : $S_{ser} \leq S$

S : sollicitations de calcul.

S_{ser} : Sollicitations résistantes de calcul, les justifications font intervenir.

- Les résistances caractéristiques des matériaux, acier et béton (f_e, f_{c28})
- Les valeurs respectives des actions.
- Les combinaisons spécifiques aux états limites considérés.
- Les coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

I.6. Actions et sollicitations

I.6.1. Définition des actions

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- . Des charges permanentes.
- . Des charges d'exploitations.
- . Des charges climatiques.

a. Actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, elles comprennent

- le poids propre de la structure.
- le poids des équipements fixes.
- les forces de poussée des terres et les pressions des liquides.
- les déformations imposées à la structure.

b. Actions variables (Q)

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent

- les charges d'exploitation.
- les charges non permanentes appliquées durant l'exécution.
- les charges climatiques (neige et vent).
- les effets thermiques (dus à la température).

c. Actions accidentelles (FA)

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes exemple :(Séismes, incendies, chocs, ...etc.)

I.6.2. Les sollicitations

Les sollicitations sont les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants calculées à partir des combinaisons d'action suivantes.

I.6.2.1. Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELU

CBA93 (article : A.3.3.2)

- G_{\max} : ensemble des actions permanentes défavorables.
- G_{\min} : ensemble des actions permanentes favorables.
- Q_1 : action variable dite de base.
- Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

a) Situation durable ou transitoire

CBA93 (article : A.3.3.2.1)

$$p_u = 1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3 \Psi_{0i} Q_i.$$

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.5 & \text{En général.} \\ 1.35 & \text{Pour les bâtiments agricoles à faible occupation humaine.} \end{cases}$$

Ψ_{0i} Coefficient de pondération = 0.77 pour les bâtiments à usage courant.

p_u : Charge à l'état limite ultime

b) Situation accidentelles

CBA93 (article : A.3.3.2.2)

$$F = G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i$$

F_A : Valeur normale de l'action accidentelle

$\psi_{11} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi permanente d'une autre action variable.

F : charge à l'état accidentelle.

Q_i : Charge variable d'accompagnement.

ψ_1, ψ_2 : Coefficient correspondant à la nature de la charge.

I.6.2.2. Sollicitations vis-à-vis l'ELS

CBA93 (article : A.3.3.3)

$$P_{ser} = G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} Q_i.$$

I.7. Les caractéristique des matériaux**I.7.1. le béton**

1. Définition : Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement le dosage en ciment varie entre 300-400Kg/m³ de béton mis en œuvre ; au-dessous de 300Kg/m³ les règles du BAEL 91 ne sont plus applicables. Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristique les plus importante du béton frais et du béton durci .Lorsque le rapport E/C augmente le béton frai devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleur que le rapport E/C est faible.

2. Dosage pour 1m³ du béton courant pour un rapport E/C=0.5

- ciment (CPA 325-350)..... 350 kg /m³
- Sable (0<Ds<5mm)..... 400 l/m³
- Gravillons (5 <Dg< 15mm) }
 }800 l/m³
- Gravier (15<Dg<25mm) }
- L'eau de gâchage..... 175 l/m³

Le béton obtenu doit faire l'objet d'essai sur éprouvettes normalisées (16 cm × 32 cm) pour éprouves d'études et de contrôle. Les essais ont pour but de contrôler les résistances caractéristiques avec une probabilité de 85 à 90% d'être réellement obtenu ou dépassés.

3. Caractéristiques mécaniques

3.1. Résistance à la compression

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge 28 jours ; noté f_{cj} , dite valeur de résistance requise exprimée en MPa. Celle-ci est déterminée par un essai d'écrasement réalisé sur des éprouvettes généralement cylindriques de diamètre 16cm et de hauteur 32cm.

Un dosage en ciment 350Kg, le BAEL91 admet une résistance à la compression de béton à l'âge de 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.

➤ La résistance caractéristique à la compression de béton non traités thermiquement à l'âge de (j) jours est déterminer par :

- Pour $j \leq 28$ jours

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83 j)] f_{c28}$$

$$\text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j / (1,4 + 0,95 j)] f_{c28}$$

(CBA Art:

A.2.1.1.1)

- Pour : $28 < j < 60$ jours $\Rightarrow f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83 j)] f_{c28}$
 - Pour : $j \rightarrow \infty$ ($j > 60$ jours) $\Rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$
- Pour l'étude on opte pour $f_{c28} = 25$ MPa

3.2. Résistance caractéristiques de la traction

Cette résistance est déterminée d'après deux types d'essai

- Essai par traction directe sur éprouvettes prismatiques.
- Essai de traction par compression dite essai brésilien.

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}, \quad f_{c28} = 25 \text{ MP} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.} \quad (\text{CBA Art: A.2.1.1.2})$$

3.3. Module de déformation longitudinale du béton

(CBA Art: A.2.1.1.2)

- A court terme $T \leq 24\text{h}$

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \Rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

- A long terme $T > 24\text{h}$

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$$

3.4. Déformation latérale

- Coefficient de poisson

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation

$$\text{longitudinale avec : } \begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul de déformation à l'ELS} \end{cases} \quad (\text{CBA Art A.2.1.3})$$

- Le module de déformation transversale du béton G :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)} \text{ Avec } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow G = 0,5 \times E_{ij} \\ \nu = 0,2 \rightarrow G = 0,42 \times E_{ij} \end{cases}$$

3.5. Diagramme contrainte déformation

- Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime

(CBA Art 4 .3.4.1)

Le diagramme contrainte-déformation du béton utilisé dans ce cas est le Diagramme de calcul dit : « parabole- rectangle » ; il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ et $\sigma_{bc} = f_{bu}$

Suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et tangent à la parabole à son sommet.

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{MPa}]$$

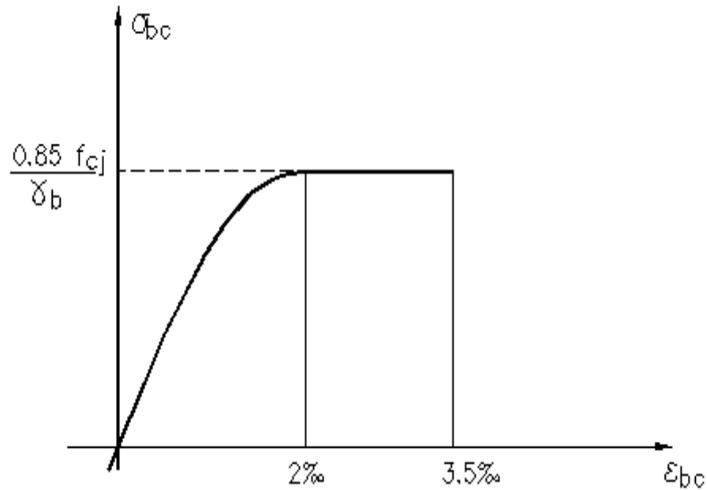


Figure. I-1 : diagramme des contraintes – déformations de béton (parabole- rectangle)

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \theta = 1 & : \text{Lorsque } T > 24\text{h.} \\ \theta = 0.9 & : \text{Lorsque } 1\text{h} \leq T \leq 24\text{h.} \\ \theta = 0.8 & : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} < 1\text{h.} \end{cases}$$

T : La durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

θ : Coefficient d'application.

Dans le cas $t \leq 24$ heures on a

$$\sigma_{bc} = 14.16 \text{ MPa situation durable.}$$

$$\sigma_{bc} = 18.48 \text{ MPa situation accidentel}$$

- **La contrainte de compression ($\overline{\sigma}_{bc}$) à ELS** (CBA 93 art. A.4.5.2)

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

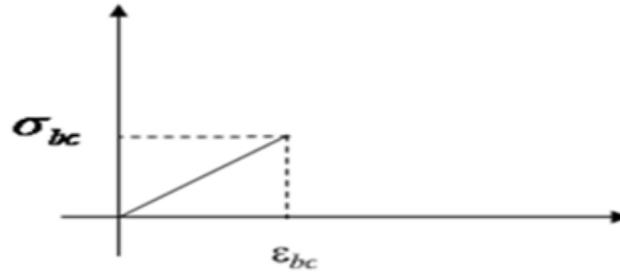


Figure I.2 : Diagramme contrainte –déformation de calcul à l'ELU

- **La contrainte de cisaillement du béton**

La contrainte de cisaillement ultime (τ_u) pour les armatures droites ($\alpha=90^\circ$) est donnée par les expressions suivantes : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Cas de fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \quad \text{D'où : } \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

Cas de fissuration nuisible ou très nuisible

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \quad \text{D'où : } \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

I.7.2. les aciers

1. Définition

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton .

Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité, On distingue :

- **Les treillis soudés (TS) :** Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement de nuance FeE500
- **Les ronds lisses (RL) :** Ce sont des barres laminées de sections circulaires.
- **Les barres de haute adhérence (HA) :** Ce sont des barres de section circulaire ayant subit un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

2. Caractéristiques mécaniques des aciers

Nuance		f_e (MPa)	Contrainte de rupture (Mpa)	Allongement de rupture (%)
RL	FeE215	215	330 à 490	22
	FeE235	235	410 à 490	22
HA	FeE400	400	480	14
	FeE500	500	550	12

Tableau I.1 : Les nuances principales

2-1. Nuance des aciers utilisées

- **Aciers longitudinaux et transversaux** : on utilise des barres de haut adhérence FeE400
- **Les Treillis soudés** : on adoptera la nuance FeE235 avec un diamètre de 6mm.
- **2-2. contraintes de calcul aux états limite**

a. Etat limite ultime (ELU)

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

Avec : $\varepsilon_s : \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$; $\gamma_s = \begin{cases} 1,5 \dots \dots \dots \text{Pour le cas courant.} \\ 1 \dots \dots \dots \text{Pour le cas accidentel.} \end{cases}$ ε_s : Allongement relatif

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPa.

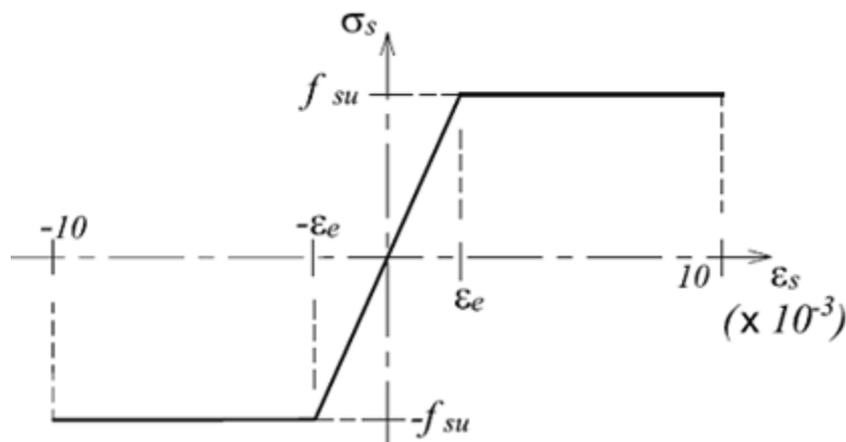


Figure I.3 : Diagramme contraintes- déformations de l'acier à l'ELU.

$$\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

b. L'état limite de service (ELS)

- **Cas de fissuration peu nuisible** : Pas de vérification à faire
- **Cas de fissuration préjudiciable**

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \quad \text{CBA93 (A.4.5.3.3)}$$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour l'acier RL ; $\eta=1,6$ pour l'acier HA

- **Cas de fissuration très préjudiciable**

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \quad \text{CBA93 (A.4.5.3.4)}$$

2.3. Jonction des barres

Les jonctions entre barres peut se réalisé par recouvrement, par manchonnage (aciers HA seulement) ou par soudage (en bout par recouvrement) ; dans ce dernière cas des armatures doivent présenter certaines caractéristique de soudabilité (AFNORA35-18).

II-1 Introduction

Pour assurer une bonne tenue et stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations.

- Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes et aux surcharges totales du plancher.
- Sollicitations horizontales : dues aux effets du vent ou de séisme.

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → planchers → poutres → poteaux → fondation → sol.

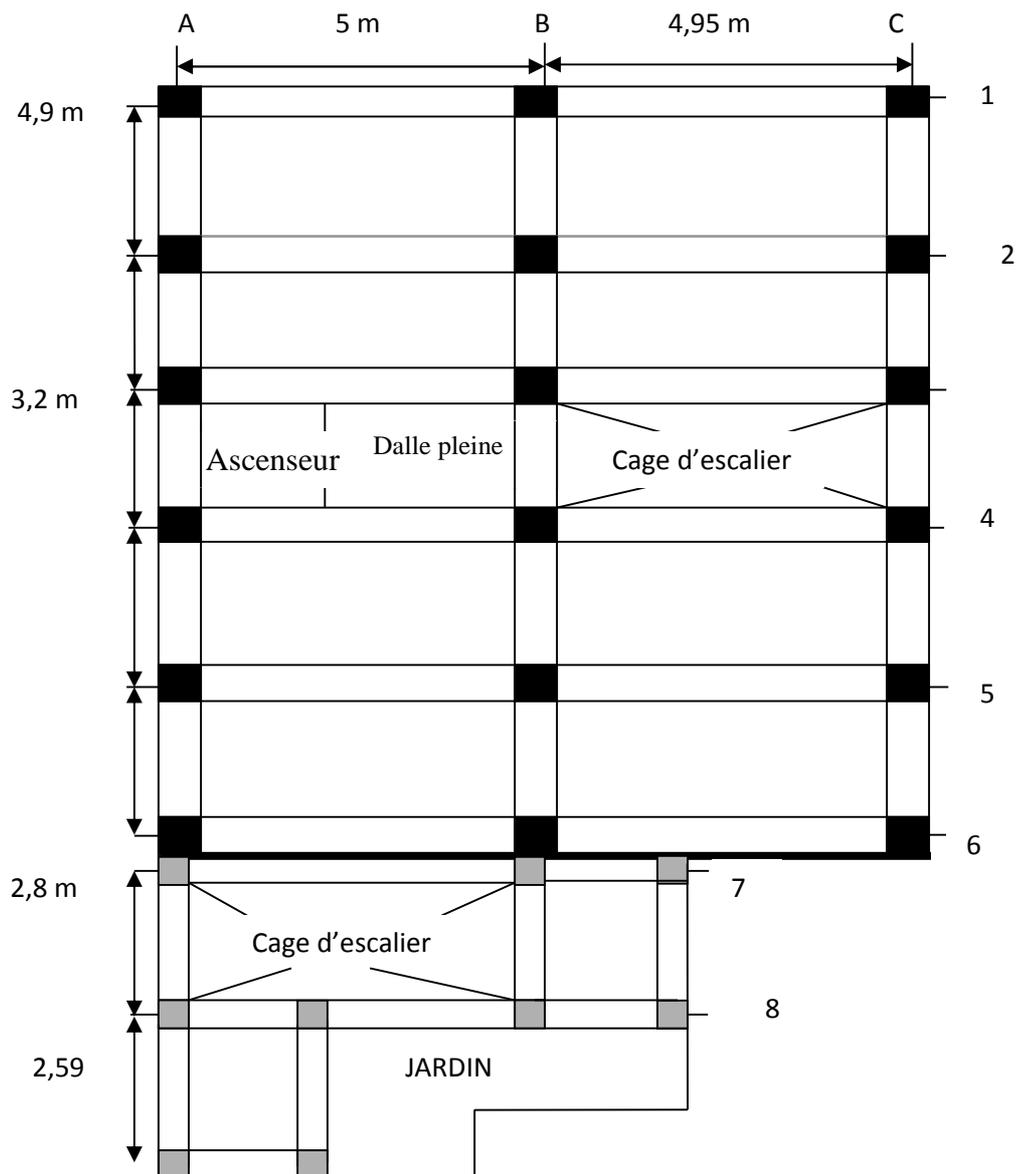


Figure II-1 : plan de la structure

II-2 le pré dimensionnement des éléments

II-2-1 les plancher

II.2.1.1. Le plancher à corps creux

Le plancher est un élément porteur (il supporte les charges et les surcharges), il joue le rôle d'isolant thermique et acoustique. Il est composé de corps creux, poutrelles et dalle de compression.

La hauteur de plancher est déterminée à partir de condition de flèche :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

L_{\max} : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

On suppose que les poutres sont de $b=30\text{cm}$.

$$L_{\max} = 500 - 30 = 470\text{cm} \quad \text{donc : } h_t \geq \frac{470}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 20,88\text{cm} \Rightarrow h_t = 21\text{cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de $h_t = 21\text{cm}$ $\left\{ \begin{array}{l} 16\text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 5\text{ cm} : \text{hauteur de la dalle de compression} \end{array} \right.$

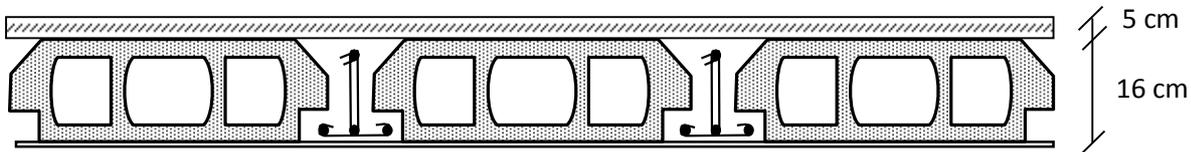


Figure II.2 : Plancher à corps creux

a. Les poutrelles

a.1. La disposition des poutrelles : se fait selon deux critères

- 1- La plus petite portée.
- 2- Critère de continuité.

Concernant notre bâtiment, la disposition des poutrelles se fera selon le deuxième critère.

a.2 Le pré dimensionnement

Les poutrelles sont calculées comme une section en T.

La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) \dots \dots (1)$$

L_x : La distance entre nus de 02 poutrelles ($L_x = 65 - 10 = 55\text{cm}$).

L_y : La longueur entre nus d'appuis de la travée minimale d'un élément calculée ($L_y = 264\text{cm}$).

b : la largeur efficace.

$$b_0 = (8 \text{ à } 12) \text{ cm} \Rightarrow b_0 = 10 \text{ cm}$$

b_0 : La largeur de la nervure

h_t : Hauteur totale de plancher.

En remplace dans l'équation (1) en trouve :

$$b \leq \min (55 ; 52,8) + 10 = 62 \text{ cm}$$

on adopte $b = 62 \text{ cm}$.

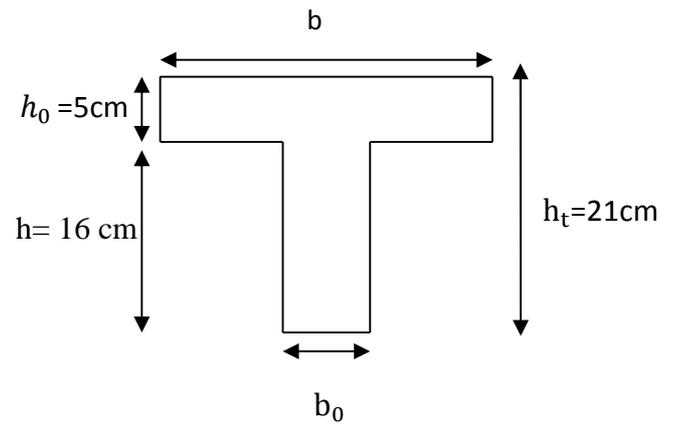


Figure II.3 : Schémas poutrelle

II.2.1.2. les dalles pleines

Resistance au feu

- $e = 7 \text{ cm}$ \Rightarrow pour 1 heure de coupe feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ \Rightarrow pour 2 heure de coupe feu.
- $e = 17,5 \text{ cm}$ \Rightarrow pour 4 heure de coupe feu.

BAEL91

Isolation phonique

- $e \geq 13 \text{ cm}$

BAEL 91

Résistance à la flexion

- $e \geq \frac{L_x}{20}$ si la dalle sur 1 seul appuis ou 2 appuis
- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ si la dalle sur 2 appuis perpendiculaire ou 4 appuis avec $\rho = \frac{L_x}{L_y} < 0,4$
- $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ si la dalle sur 02 appuis perpendiculaire ou 04 appuis et 03 appuis avec $\rho \geq 0,4$

L_x : la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)

a. Dalle sur 04 appuis

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,96}{4,70} = 0,63 > 0,4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{296}{45} \leq e \leq \frac{296}{40}$$

$$\Rightarrow 6,57 \text{ cm} \leq e \leq 7,4 \text{ cm}$$

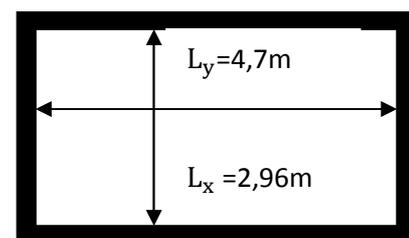


Figure II.4 : dalle sur 04 appuis

b. Dalle sur trois appuis (étage service séparé par un joint de rupture)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,98}{2,5} = 0,79 > 0,4$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{198}{50} \leq e \leq \frac{198}{40}$$

$$\Rightarrow 3,96 \text{ cm} \leq e \leq 4,95$$

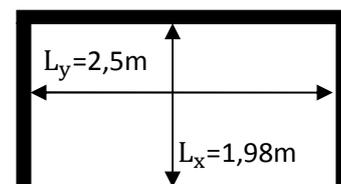


Figure II-5 : dalle sur 03 appuis

c. la dalle sur un appui

$$e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{150}{20} = 7,5\text{cm.}$$

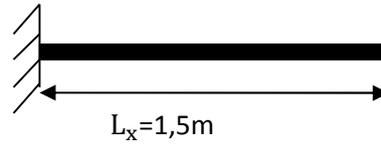


Figure II-6 : dalle sur un appui

Finalement l'épaisseur à retenir pour les 04 types de dalle pleine est : **e =14 cm**

II-2-2 Les poutres

Ce sont des éléments en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis on à deux types (poutres principales, poutres secondaires).

- b : largeur de la poutre.
- h : hauteur de la poutre

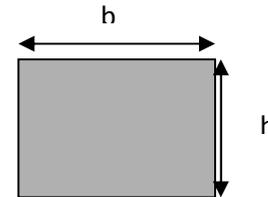


Figure II -7 : coupe transversale d'une poutre

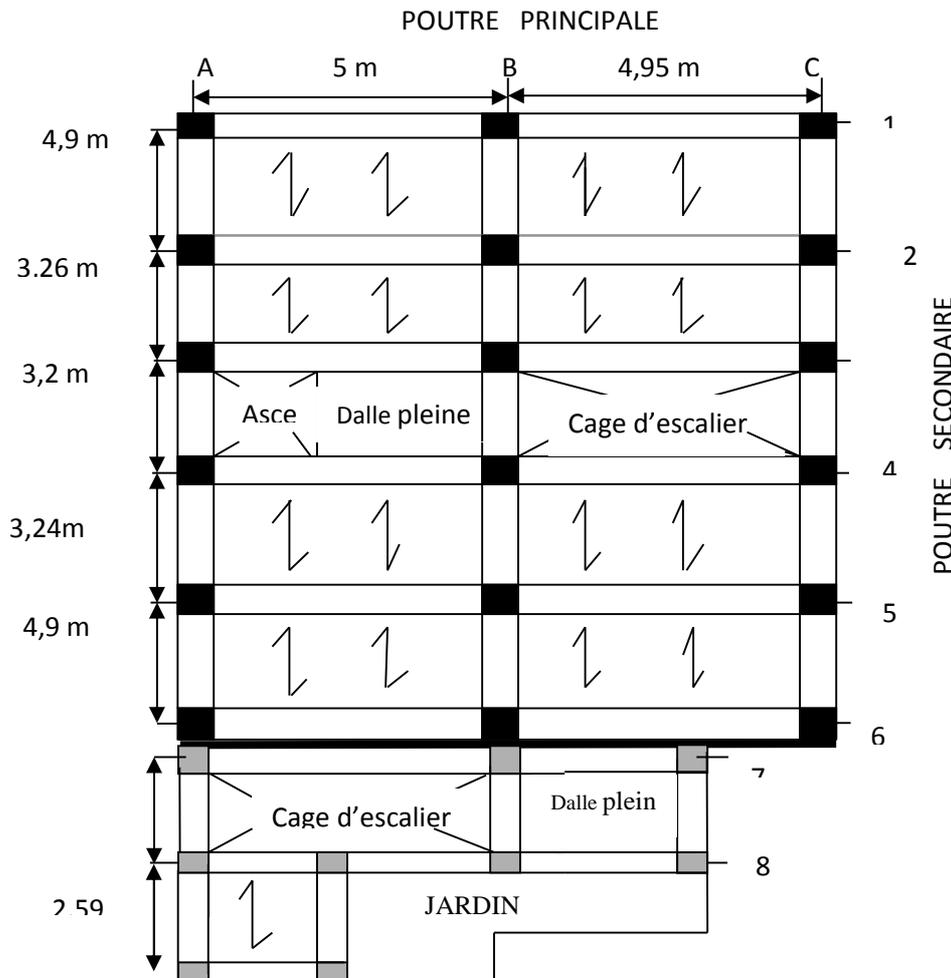


Figure II.8 : la disposition des poutrelles

II.2.2.1 Les poutres principales : Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la

Condition de la flèche :

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

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 500 - 30 = 470 \text{ cm.}$$

$$31,33 \text{ cm} \leq h \leq 47 \text{ cm} ; \quad \text{Soit : } h = 40 \text{ cm}$$

$$0,7 h \leq b \leq h \Rightarrow 28 \text{ cm} \leq b \leq 40 \text{ cm} \Rightarrow b = 35 \text{ cm}$$

On adopte une section rectangulaire $(b \times h) = (35 \times 40) \text{ cm}$

- **Vérifications**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{verifier} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{verifier} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{35} = 1,143 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 version2003Art 7.5.1})$$

II.2.2.2. Les poutres secondaires : sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} .$$

$$L_{\max} = 490 - 30 = 460 \text{ cm.} \quad \Rightarrow 30,67 \text{ cm} \leq h \leq 46 \text{ cm} ; \quad \text{Soit : } h = 35 \text{ cm}$$

$$0,7 h \leq b \leq h \Rightarrow 24,5 \text{ cm} \leq b \leq 35 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

On adopte une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

- **Vérifications**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{verifier}$$

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{verifier} \quad (\text{RPA 99 version2003Art 7.5.1})$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

II-2-3 Les voiles

Les voiles sont du mur en béton armée justifier par article 7.7.1 du RPA version 2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à Reprendre les efforts verticaux qu'il transmettant aux fondations.

$$\begin{cases} e \geq 15 \text{ cm} \\ e \geq \frac{h_e}{20} \text{ pour les voiles simples} \end{cases}$$

h_e : Hauteur libre de l'étage

Dans notre structure nous avons :

- RDC : $h_e = 4,08 - 0,24 = 3,84 \text{ m}$
- Sous sol et autres étages : $h_e = 3,06 - 0,24 = 2,82 \text{ m}$
- Etage de service : $h_e = 2,86 - 0,24 = 2,62 \text{ m}$.

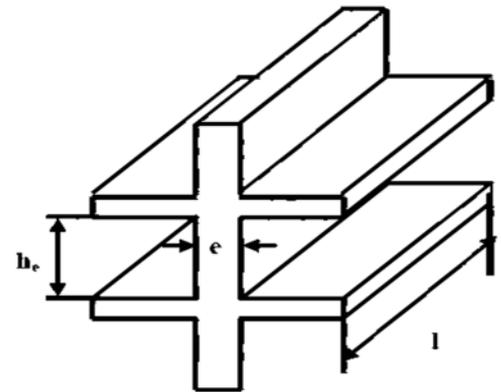


Figure II- 9 : coupe d'un voile en élévation

- **Au RDC** : $e \geq \frac{384}{20} \Rightarrow e \geq 19,2 \text{ cm}$ donc on opte pour $e = 20 \text{ cm}$
- **Sous sol** : $e \geq \frac{282}{20} \Rightarrow e \geq 14,1 \text{ cm}$ donc on opte pour $e = 20 \text{ cm}$
- **Etage de service** : $e \geq \frac{262}{20} \Rightarrow e \geq 13,1 \text{ cm}$ donc on opte $e = 15 \text{ cm}$.
- **autres étage** : $e \geq \frac{282}{20} \Rightarrow e \geq 14,1 \text{ cm}$ donc on opte pour $e = 15 \text{ cm}$

II-2-4 l'acrotère

L'acrotère est élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastré dans le plancher est soumise à son poids propre et une force horizontale

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	15	0,1135	25	2,84
Enduit de ciment intérieur	2	0,014	20	0,28
Enduit de ciment extérieur	2	0,0154	20	0,31
Charge permanente totale	G=3,43KN/ml			
Charge d'exploitation	Q=1KN/ml			

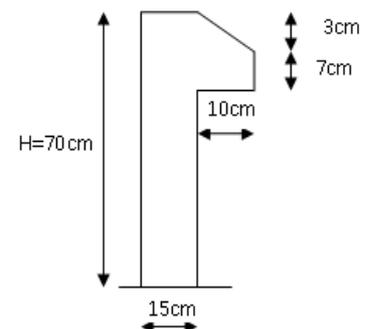


Figure II. 10 Coupe de l'Acrotère

Tableau II.1 : évaluation des charges de l'acrotère

II-2-5 Les escaliers

c'est une succession de marche permettant le passage d'un niveau à un autre.

Dans notre projet nous avons deux type d'escalier

-escalier droite réalisé en béton armée coulé sur place.

-escalier à deux volées en cartier tournant réalisé en bois au niveau de l'étage 08(niveaux 01et 02)

La dimension des marches est variable selon la destination des escaliers

e : épaisseur de palier de repos

L_v : Longueur projeté de la paillasse.

g : Giron (longueur de la marche $25\text{cm} \leq g \leq 32\text{ cm}$

h : Hauteur de la contre marche ($14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$).

α : Inclinaison de la paillasse.

E : Emmarchement.

L' : longueur projeté de la volée.

H : la hauteur à monter (hauteur libre sous plafond+épaisseur de plancher fini).

L'escalier est assimilé à une dalle simplement appuyée, et sollicitée à la flexion simple. Pour dimensionner les marches et les contre marche, on utilise la relation de « BLONDEL ».

$$59\text{ cm} \leq 2h + g \leq 64\text{ cm}$$

$$g = \frac{L_v}{n-1} \quad , \quad h = \frac{H}{n} \quad \left\{ \begin{array}{l} n: \text{nombre de contre marche.} \\ n-1 : \text{nombre de marche.} \end{array} \right.$$

a .Type1 : RDC accès sous sol

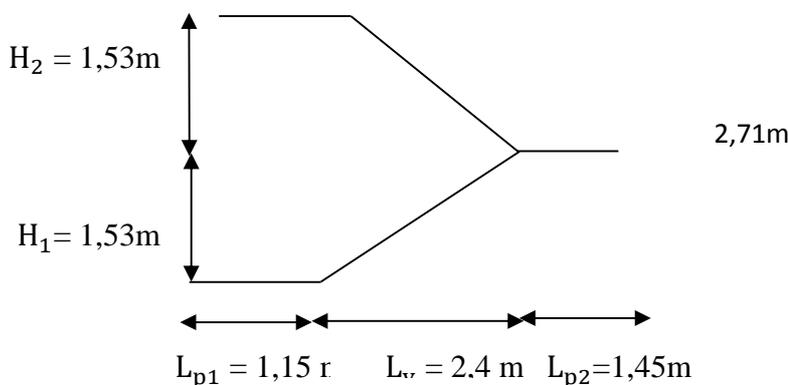


Figure II-12: schéma statique de la ligne de foulé

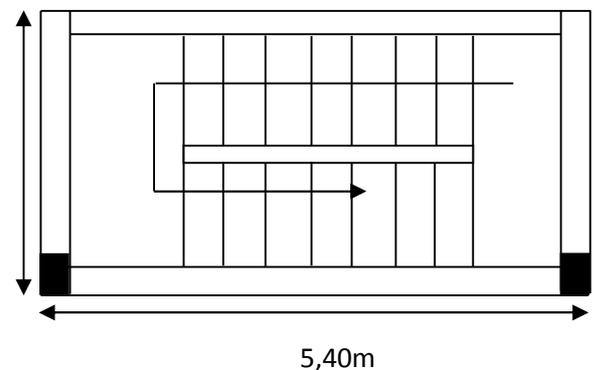


Figure II-13 : vue en plans de la cage d'escalier

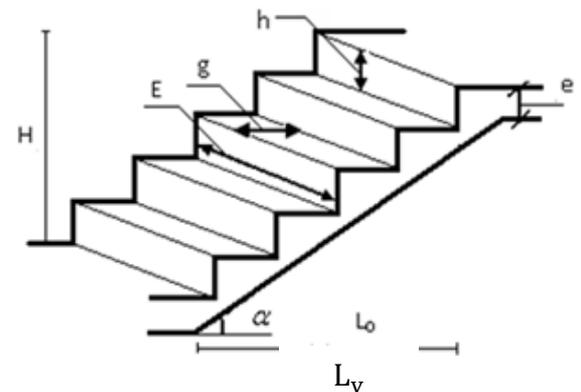


Figure II-11 : schéma d'un escalier

a.1. Volée 01

On applique la relation de blondel

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

On suppose que : $2h+g = 64\text{cm}$.

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times H + L_v) \times n + 2 \times H = 0.$$

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

$n = 9$ contre marche , $n' = 8$ marche.

Hauteur des marches : $h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$.

Giron: $g = \frac{L_v}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$

$L' = \frac{L_v}{\cos \alpha} + L_{p1} + L_{p2}$ avec $\text{tg } \alpha = \frac{1,53}{2,4} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ ; L' = 544\text{cm}$

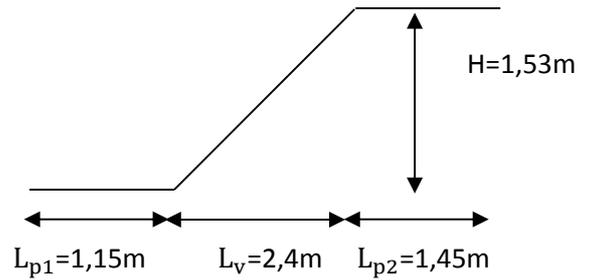


Figure II-14 : schéma statique de volée 01

a.2. Calcul de l'épaisseur

le volée travaille comme une console

$$e \geq \frac{l_x}{20} \Rightarrow e \geq 5\text{cm}$$

on opte : **e = 14 cm**

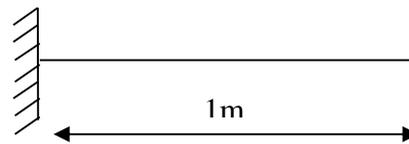


Figure II-15 : schéma statique d'une console

a.3. Pré dimensionnement de la poutre brisé

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{544}{15} \leq h \leq \frac{544}{10}$$

$$\Rightarrow 36,26 \text{ cm} \leq h \leq 54,4\text{cm}$$

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

$$0,7 h \leq b \leq h \Rightarrow 28 \text{ cm} \leq b \leq 40 \text{ cm}$$

On adopte une section rectangulaire $(b \times h) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$

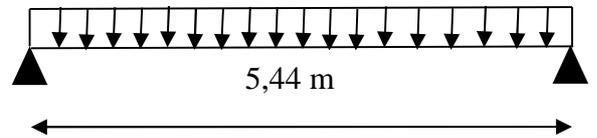


Figure II-16 : schéma statique de la poutre brisé

b.Type 02 : RDC accès service séparé par un joint de rupture

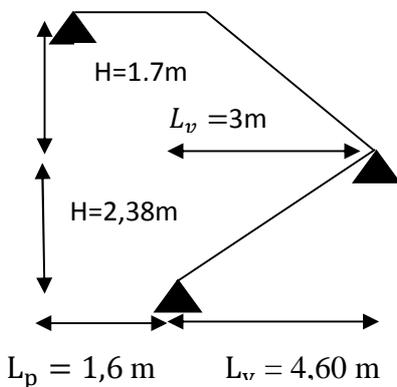


Figure II-17 : schéma statique de la cage d'escalier (type 2)

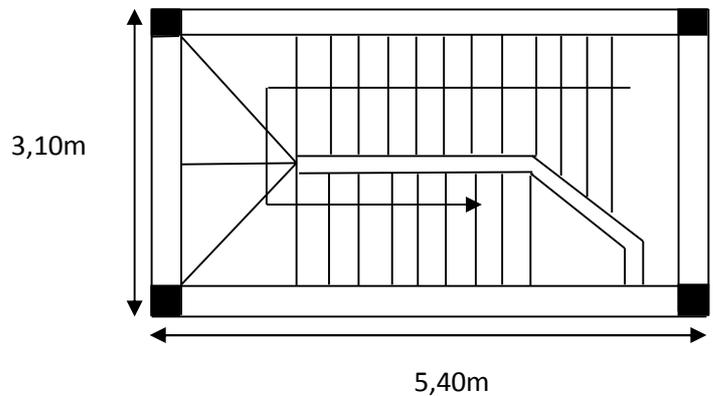


Figure II-18 : vue en plans de la cage d'escalier

b.1 .Volée 01 :

$n = 14$ contre marche.

$n' = 13$ marches.

$h = 17$ cm.

$g = 30$ cm.

$$L' = \frac{L_v}{\cos\alpha} \text{ avec } \operatorname{tg}\alpha = \frac{2,38}{4,6} = 30,39 \Rightarrow \alpha = 30,39$$

$$\text{Donc } L' = \frac{4,60}{\cos\alpha} = 5,178 \text{ m} \Rightarrow 17,26\text{cm} \leq e \leq 25,89\text{cm}.$$

$e = 18$ cm.

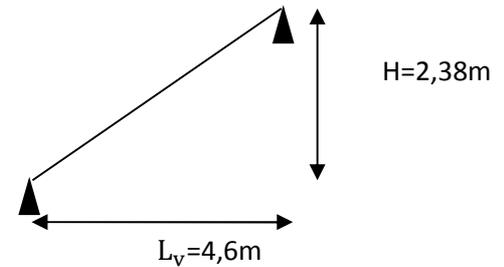


Figure II-19: schémas statique de volée 01

b.2.Volée 02 :

$n = 11$ contre marche.

$n' = 10$ marches.

$h = 17$ cm.

$g = 30$ cm.

$$L' = \frac{L_v}{\cos\alpha} \text{ avec } \operatorname{tg}\alpha = \frac{1,7}{3} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ.$$

$$\text{Donc } L' = 5,04\text{m} \Rightarrow 16,80\text{cm} \leq e \leq 25,2\text{cm}.$$

$e = 17$ cm.

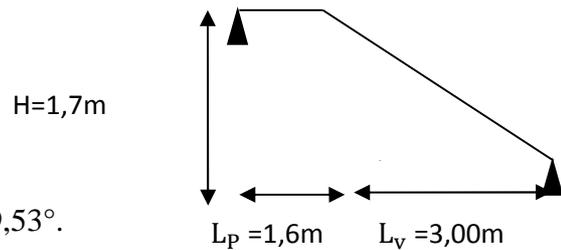


Figure II-20 : schémas statique de volée 02

On opte pour la cage d'escalier une épaisseur : **$e = 18$ cm**

c.Type 03 : RDC accès logement

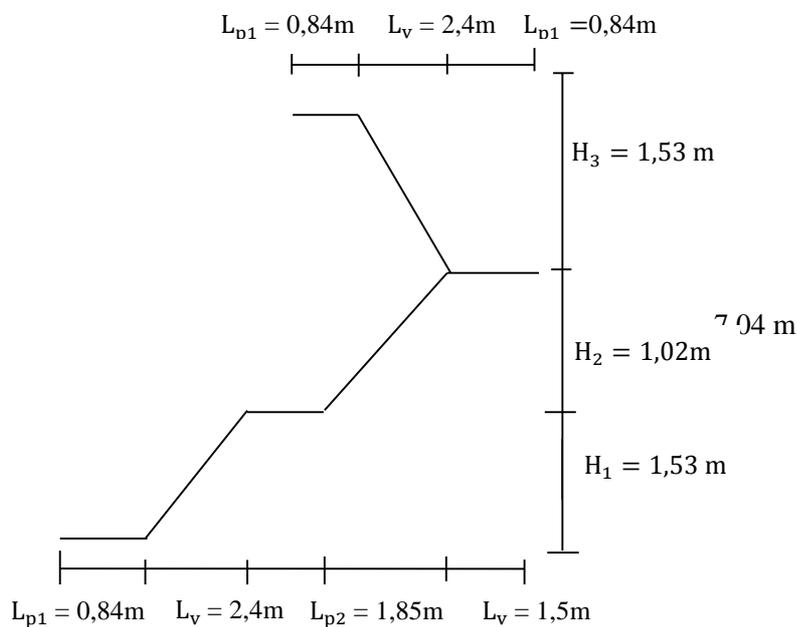


Figure II-21: schéma statique de la ligne de foulé

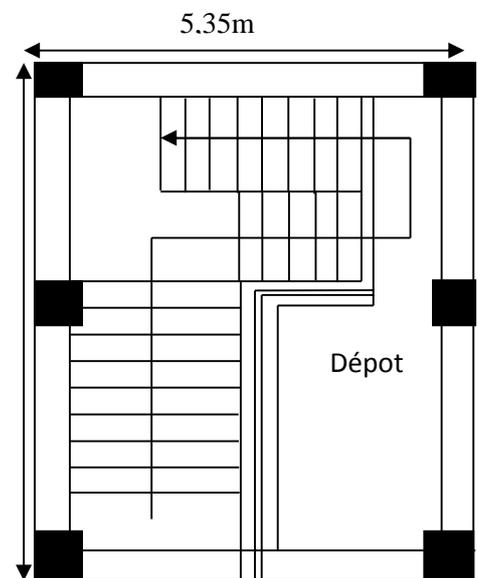


Figure II-22 : vue en plans de la cage d'escalier

C.1.Volée 01

$$\begin{cases} n = 9 \text{ contre marche.} \\ n' = 8 \text{ marches.} \\ h = 17 \text{ cm.} \\ g = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$L' = \frac{L_v}{\cos \alpha} + L_p \quad \text{avec } \tan \alpha = \frac{153}{240} = 0,63$$

$$\Rightarrow \alpha = 32,52^\circ \quad \text{Donc } L' = 3,68 \text{ m}$$

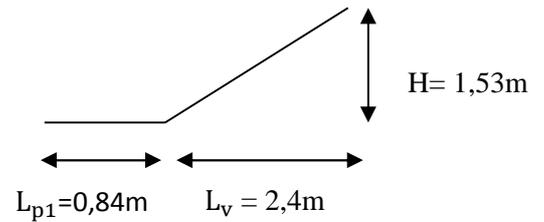


Figure II-23 : schémas statique de la ligne foulée

C.2.Calcul de l'épaisseur : le volée travaille comme une console

$$e \geq \frac{l_x}{20} \Rightarrow e \geq 8,25 \text{ cm}$$

On opte : e = 14 cm

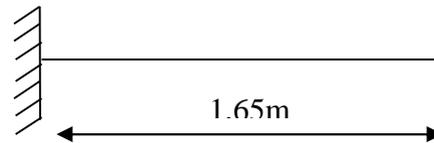


Figure II-24 : schéma statique d'une console

C.3.Pré dimensionnement de la poutre brisé

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

$$\frac{368}{15} \leq h \leq \frac{368}{10}$$

$$24,63 \text{ cm} \leq h \leq 36,8 \text{ cm}$$

Donc: h = 35 cm

$$0,7 h \leq b \leq h \Rightarrow 24,5 \text{ cm} \leq b \leq 35 \text{ cm}$$

On adopte une section rectangulaire (b × h)

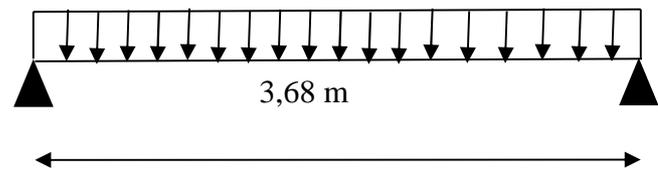


Figure II-25 : schéma statique de la poutre brisé

C.4.Volée02

$$\begin{cases} n = 6 \text{ contre marche.} \\ n' = 5 \text{ marches.} \\ h = 17 \text{ cm.} \\ g = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$L' = \frac{L_v}{\cos \alpha} + L_{p1} + L_{p2} \quad \text{avec } \tan \alpha = \frac{1,02}{1,5} = 0,68$$

$$\Rightarrow \alpha = 34,21^\circ$$

Donc L' = 5,26 m

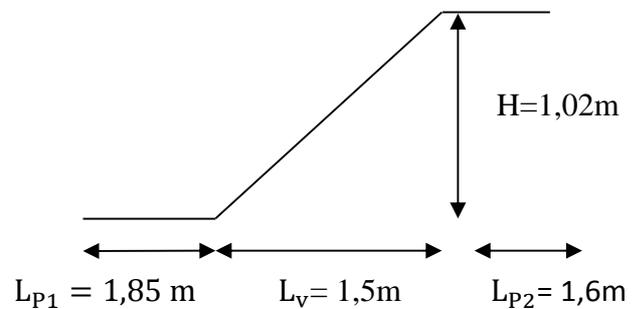


Figure II-26 : schéma statique de la ligne de foulé

C.5.Calcul de l'épaisseur : le volée travaille comme une console

$$e \geq \frac{l_x}{20} \Rightarrow e \geq 6,5 \text{ cm}$$

On opte : e = 14 cm

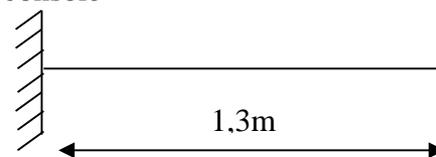


Figure II-27: schéma statique d'une console

C.8. Pré dimensionnement de la poutre brisé :

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

$$\frac{526}{15} \leq h \leq \frac{526}{10}$$

$$35,06 \text{ cm} \leq h \leq 52,06 \text{ cm}$$

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

$$0,7 h \leq b \leq h \Rightarrow 28 \text{ cm} \leq b \leq 40 \text{ cm} \Rightarrow b = 35 \text{ cm}$$

On adopte une section rectangulaire $(b \times h) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$

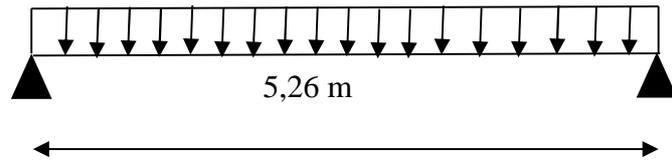


Figure II-28 : schéma statique de la poutre brisé

C.9. Volée 03

$$\left\{ \begin{array}{l} n = 9 \text{ contre marche.} \\ n' = 8 \text{ marches.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 17 \text{ cm.} \\ g = 30 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 17 \text{ cm.} \\ g = 30 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$L' = \frac{L_v}{\cos \alpha} + L_{p1} + L_{p2} \quad \text{avec } \tan \alpha = \frac{1,53}{2,4} = 0,63$$

$$\Rightarrow \alpha = 32,52^\circ \quad \text{Donc } L' = 5,39 \text{ m}$$

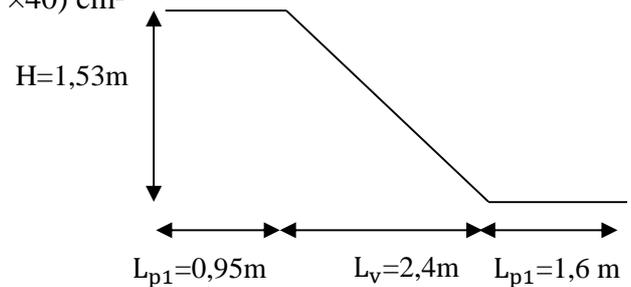


Figure II-29 : schémas statique de la ligne de foulé

C.10. Calcul de l'épaisseur : la volée travaille comme une console

$$e \geq \frac{l_x}{20} \Rightarrow e \geq 6,5 \text{ cm}$$

On opte : $e = 14 \text{ cm}$

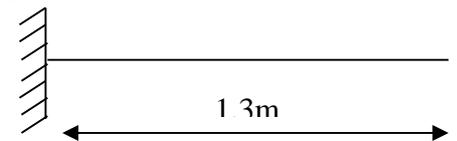


Figure II-30 : schéma statique d'une console

C.11. Pré dimensionnement de la poutre brisé :

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

$$\frac{539}{15} \leq h \leq \frac{539}{10}$$

$$35,93 \text{ cm} \leq h \leq 53,9 \text{ cm}$$

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

$$0,7 h \leq b \leq h \Rightarrow 28 \text{ cm} \leq b \leq 40 \text{ cm} \Rightarrow b = 35 \text{ cm}$$

On adopte une section rectangulaire $(b \times h) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$

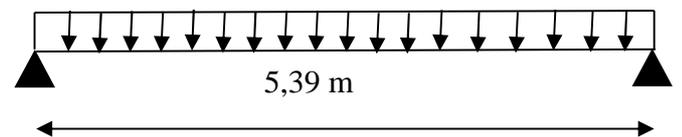


Figure II-31 : schéma statique de la poutre brisé

D. Type 03 : accès logement

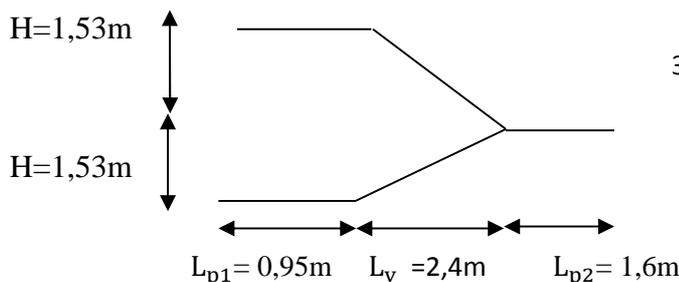


Figure II-32 : schéma statique de la ligne de foulé

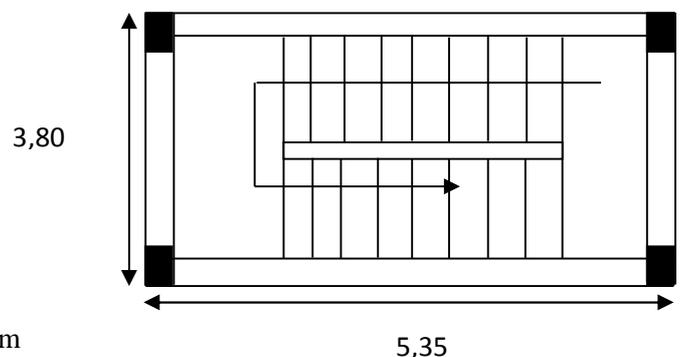


Figure II-33 : vue en plans de la cage d'escalier

D.1. Volée 01

$$\begin{cases} n = 9 \text{ contre marche.} \\ n' = 8 \text{ marches.} \\ h = 17\text{cm.} \\ g = 30\text{cm.} \end{cases}$$

$$L' = \frac{L_v}{\cos\alpha} + L_p \quad \text{avec } \tan\alpha = \frac{1,53}{2,4} = 0,6375$$

$$\Rightarrow \alpha = 32,52^\circ. \quad \text{Donc } L' = 5,39 \text{ m}$$

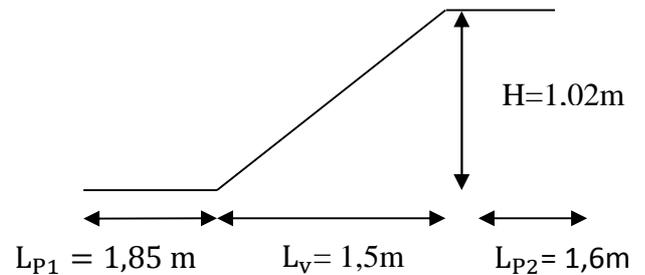


Figure II-34: schéma statique de la ligne de foulé

D.2. Calcul de l'épaisseur : le volée travaille comme une console

$$e \geq \frac{l_x}{20} \Rightarrow e \geq 6,5\text{cm}$$

On opte : e = 14 cm

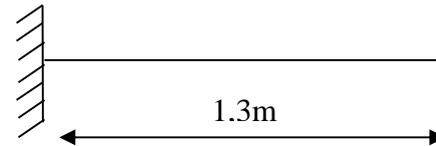


Figure II-35 : schéma statique d'une console

D.3. Pré dimensionnement de la poutre brisé :

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

$$\frac{539}{15} \leq h \leq \frac{539}{10}$$

$$35,93 \text{ cm} \leq h \leq 53,9\text{cm}$$

Donc: h = 40cm

$$0,7 h \leq b \leq h \Rightarrow 28 \text{ cm} \leq b \leq 40 \text{ cm} \Rightarrow b = 35\text{cm}$$

On adopte une section rectangulaire (b × h) = (35 × 40) cm²

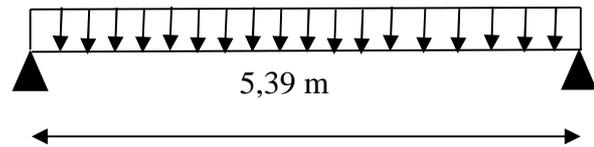


Figure II-36 : schéma statique de la poutre brisé

II-2-6 Ascenseur

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Cas d'un bâtiment (R+ 9+sous sol) à usage d'habitation on adopte pour un ascenseur de 8 personnes.

Caractéristiques d'ascenseur :

- L = 1,8 m (Longueur de l'ascenseur).
 - l = 1,75 m (Largeur de l'ascenseur).
 - H = 2,2m (Hauteur de l'ascenseur)
 - Vitesse de levage : V = 1 m/s. annexe 4
 - Course maximale : L = 32 m.
 - P_M = 15 KN (charge due à la salle machine).
 - D_M = 82 KN (charge due à l'ascenseur).
 - F_C = 102 KN (charge accidentelle due à la rupture du câble d'ascenseur).
 - P_{Personne} = 630 kg (La charge nominale).
 - G = P_M + D_M + P_{Personne} = 15 + 82 + 6,3 = 103,3 KN
- Les charges d'exploitation est : Q = 1KN/m²

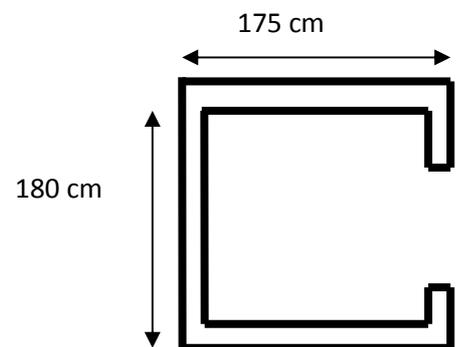


Figure II-37 : ascenseur

II-2-7 Evaluation des charges et surcharges

• Plancher terrasse inaccessible

N	Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique KN/ m ³	Poids (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	20	1
2	Multicouche d'étanchéité	0.020	6	0.12
3	Isolation thermique	0.040	4	0.16
4	Plancher à corps creux (16+5)	0.21	14	3,36
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6	Charge Permanente total	$G_{\text{terrasse inc}} = 4,42\text{KN/m}^2$		
7	Charge d'exploitation	$Q = 1\text{KN/m}^2$		

Tableau II.2 : évaluation des charge du plancher terrasse inaccessible

• Plancher terrasse accessible

N°	Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique KN/m ³	Poids (KN/m ²)
1	Revêtements en carrelage	0.02	20	0,4
2	Mortier de pose	0.020	20	0.4
3	Etanchéités multicouche	0,02	6	0,12
4	Isolation thermique	0,04	4	0,16
5	Plancher a corps creux (16+5)	0,21	14	2,94
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
7	Charge Permanente total	$G_{\text{terrasse acce}} = 4,22\text{KN/m}^2$		
8	Charge d'exploitation	$Q = 1,5\text{KN/m}^2$		

Tableau II.3 : évaluation des charge du plancher terrasse accessible

• Plancher étage courant

N°	Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique KN/m ³	Poids (KN/m ²)
1	Cloisons de séparation	0.1	10	1
2	Revêtements en carrelage	0.020	20	0.4
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Lit de sable	0.02	18	0,36
5	Plancher à corps creux	0.21	14	2,94
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
7	Charge Permanente total	$G = 5,3 \text{ KN/m}^2$		
8	Charge d'exploitation	$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$		

Tableau II.4 : évaluation des charge du plancher étage courant

• Plancher dalle pleine

N°	Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique KN/m ³	Poids (KN/m ²)
1	Revêtements en carrelage	0.015	10	0,4
2	Enduit de ciment	0.020	22	0.44
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Lit de sable	0.02	18	0,36
5	Poids de la dalle	0.14	25	3,5
	Charge permanente totale	$G = 4,85 \text{ KN/m}^2$		
	Charge d'exploitation	$Q_{\text{etage}} = 1,5 \text{ KN/m}^2$, $Q_{\text{balcon}} = 3,5 \text{ KN/m}^2$		

Tableau II.5 : évaluation de la charge du plancher en dalle pleine

- **Murs extérieur**

N°	Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique KN/m ³	Poids KN/m ²
1	Enduit extérieur en ciment	2	20	0,4
2	Brique creuse	15	9	1,35
3	Lame d'aire	5	/	/
4	Brique creuse	10	9	0,9
5	Enduit de plâtre intérieur	2	10	0,2
6	Charge permanente totale	$G = 2,85 \text{ KN/m}^2$		

Tableau II.6 : évaluation des charges des murs extérieurs

- **Les escaliers**

Palier

N°	Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique KN/m ³	Poids KN/m ²
1	Revêtement	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en béton armé	0,14	25	3,5
5	Enduit ciment	0,02	10	0,2
6	Charge permanente totale	$G = 4,86 \text{ KN/m}^2$		
7	Charge d'exploitation	$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$		

Tableau II.7: évaluation des charges du palier

Volée

N°	Désignations des éléments	e (m)	Poids volumique KN/m ³	Poids KN/m ²
1	carrelage horizontal	0,02	20	0,4
2	carrelage vertical	0,013	20	0,26
3	Mortier de pose	0,02	20	0,4
4	Lit de sable	0,02	18	0,36
5	Marches	0,17/2	22	1,87
6	Palliasse	0,14/cos 32,52	25	4,15
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
8	Charge permanente totale	$G = 7,64 \text{ KN/m}^2$		
9	Charge d'exploitation	$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$		

Tableau II.8 : évaluation des charges de la volée

II-2-7 Les Poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centré selon les règles de BEAL 91, on applique le critère de résistance et les critères de stabilité de forme et suivant les exigences de RPA99 / version 2003.

II-2-7-1- Le pré dimensionnement des poteaux

- **Stabilité de forme (flambement)**

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots(1)$$

Soit : $\frac{A}{B} = 1\%$ (RPA 99/version 2003 Art 7.4.2.1)

De (1) $B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \gamma_s} \right)}$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1+0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } 0 < \lambda \leq 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 & \text{Si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; \quad I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12} ; \quad B_r = (h - 2) \times (b - 2)$$

B_r : Section réduite du béton. , A_s :Section des armatures , I: Moment d’inertie

γ_b : Coefficient de sécurité de béton , γ_s : Coefficient de sécurité de l’acier.

α : Coefficient en fonction de l’élancement λ , λ : L’élancement, l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau. i : Rayon de giration, N_u : l’effort normal de compression à ELU

- **La résistance a la compression** $\frac{N_u}{B} \leq \frac{0,85}{1,5} f_{c28} = \overline{\sigma_{bc}}$

- **Les conditions de l’RPA :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b ; h) \geq 25\text{cm} \\ \min (b ; h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0,25 < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right. \quad \text{RPA 99a Art (7.4.1)}$$

Les sections des poteaux préalablement adopté sont :

Etages	sous sol, RDC	Etage service, etage1	Etage2, 3	Etage4, 5	Etage 6,7	Etage 08
Section(b× h)cm ²	60× 55	55×50	50×45	45×40	40×35	35×30

Tableau II- 9 : la section des poteaux préalables

II-2-7-2 La descente des charges

La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère..)

Le pré dimensionnement des poteaux sera effectuée selon 03 cr

-Critère de résistance.

-Critère de stabilité de forme.

• **La loi de dégression**

- Sous la terrasse: Q_0
- Sous le premier étage : $Q_0 + Q_1$
- Sous le deuxième étage: $Q_0 + 0,95 \cdot (Q_1 + Q_2)$.
- Sous le troisième étage: $Q_0 + 0,90 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

-Pour n étage $n \geq 5$ $Q_0 + \frac{3+n}{2 \times n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$

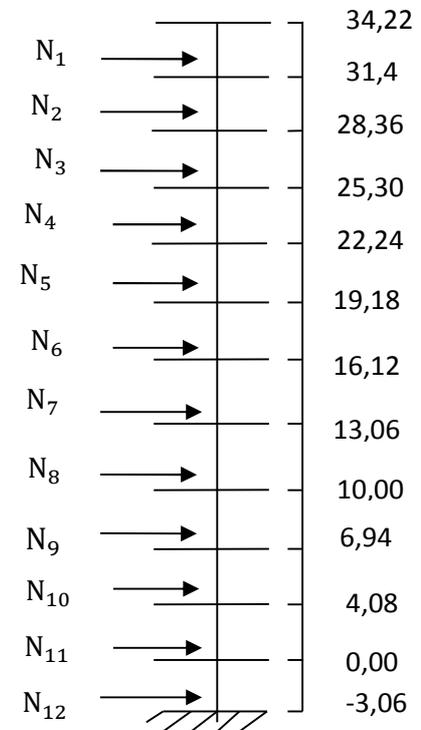


Figure II-38 : schéma de la descente de charge.

a) Poteaux (A 2) poteaux de rive

a.1. Calcule la surface afférente

$$S_G = (2,27 + 1,45) \times 2,35 = 8,74 \text{ m}^2$$

$$S_Q = 2,65 \times 4,07 = 10,78 \text{ m}^2$$

a.2. Les charges et surcharge

- **Plancher terrasse inaccessible**

$$\begin{cases} G = 4,42 \times 8,74 = 38,63 \text{ KN.} \\ Q = 1 \times 10,78 = 10,78 \text{ KN.} \end{cases}$$

- **L'acrotère** $\begin{cases} G = 3,43 \times (2,27 + 0,35 + 1,45) = 13,96 \text{ KN.} \\ Q = 1 \times (2,27 + 0,35 + 1,45) = 4,07 \text{ KN.} \end{cases}$

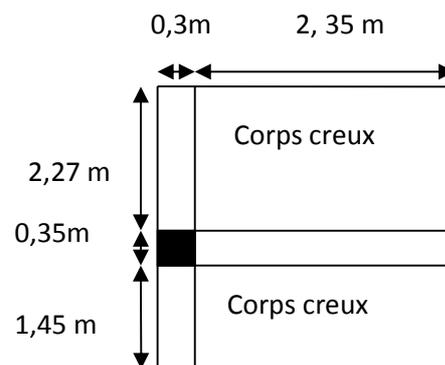


Figure II-39: surface afférente du poteau (A2)

- **Les murs**

$$\text{Étage 08 (niveau 2)} : G = 2,85 \times (2,27 + 1,45) \times 2,55 = 27,03 \text{ KN}$$

$$\text{étage 08 (niveau 1) , 1}^{\text{ere}}, 2, 3, 4, 5, 6 \text{ et } 7^{\text{eme}} \text{ étage} : G = 2,85 \times (2,27 + 1,45) \times 2,81 = 29,79 \text{ KN}$$

$$\text{Etage service} : G = 2,85 \times (2,27 + 1,45) \times 2,61 = 27,67 \text{ KN}$$

$$\text{RDC} : G = 2,85 \times (2,27 + 1,45) \times 4,08 = 43,25 \text{ KN}$$

- **Voile de Sous sol** : $G = 25 \times 0,2 \times (2,27 + 1,45) \times 3,06 = 56,92 \text{ KN}$

- **Les planchers**

$$\text{Étage 08 (niveau 01 et 02), 1}^{\text{ere}} \text{ à } 7^{\text{eme}} \text{ étage} \left\{ \begin{array}{l} G = 5,3 \times 8,74 = 46,32 \text{ KN} \\ Q = 1,5 \times 10,78 = 16,17 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Etage service} \left\{ \begin{array}{l} G = 5,3 \times 8,74 = 46,32 \text{ KN} \\ Q = 2,5 \times 10,78 = 26,95 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{RDC} \left\{ \begin{array}{l} G = 4,85 \times 8,74 = 42,39 \text{ KN} \\ Q = 2,5 \times 10,78 = 26,95 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Sous sol} \left\{ \begin{array}{l} G = 4,85 \times 8,74 = 42,39 \text{ KN} \\ Q = 3,5 \times 10,78 = 37,73 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- **les poutres principale et secondaire** : $\left\{ \begin{array}{l} G_{pp} = 25 \times 0,35 \times 0,4 \times 2,35 = 8,22 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times 3,72 = 9,72 \text{ KN} \end{array} \right.$

a.3. Le poids propre des poteaux :

$$G = 25 \times b \times h \times h_{\text{étage}}$$

les étages	Sous sol	RDC	Etage service	Etage 1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 Niveaux 1	Etage 8 Niveaux 2
Surface(m)	0,33	0,33	0,275	0,275	0,225	0,18	0,14	0,105	0,105
Poids(KN)	25,24	33,66	19,66	21,03	17,21	13,77	10,71	8,03	7,35

Tableau II -10 : évaluation de poids propre des poteaux

Donc la descente de charge sera comme suit :

$$N_1 : Q_0 = 10,78 \text{ KN}$$

$$N_2 : Q_0 + Q_1 = 10,78 + 16,17 = 26,95 \text{ KN}$$

$$N_3 : Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 10,78 + 0,95 (2 \times 16,17) = 41,5 \text{ KN}$$

$$N_4 : Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 10,78 + 0,9 (3 \times 16,17) = 54,44 \text{ KN}$$

$$N_5 : Q_0 + 0,85 (Q_1 + \dots + Q_4) = 10,78 + 0,85 (4 \times 16,17) = 65,75 \text{ KN}$$

$$N_6 : Q_0 + 0,8 (Q_1 + \dots + Q_5) = 10,78 + 0,8 (5 \times 16,17) = 75,46 \text{ KN}$$

$$N_7 : Q_0 + 0,75 (Q_1 + \dots + Q_6) = 10,78 + 0,75 (6 \times 16,17) = 83,54 \text{ KN}$$

$$N_8 : Q_0 + 0,714 (Q_1 + \dots + Q_7) = 10,78 + 0,714 (7 \times 16,17) = 91,60 \text{ KN}$$

$$N_9 : Q_0 + 0,69 (Q_1 + \dots + Q_8) = 10,78 + 0,69 (8 \times 16,17) = 100,04 \text{ KN}$$

$$N_{10} : Q_0 + 0,67 (Q_1 + \dots + Q_9) = 10,78 + 0,67 (8 \times 16,17 + 26,95) = 115,51 \text{ KN}$$

$$N_{11} : Q_0 + 0,65 (Q_1 + \dots + Q_{10}) = 10,78 + 0,65 (8 \times 16,17 + 26,95 + 26,95) = 129,90 \text{ KN}$$

$$N_{12} : Q_0 + 0,63 (Q_1 + \dots + Q_{11}) = 10,78 + 0,63 (8 \times 16,21 + 2 \times 26,95 + 37,73) = 150 \text{ KN}$$

La résultante de la descente de charge pour le poteau (A2) est représenté dans le tableau suivant :

Niveaux	Element	G (kn)	Q (kn)
N ₁	Plancher terrasse inaccessible	38,63	
	Acrotère	13,96	
	Poutre principale (35,40)	8,22	
	Poutre secondaire (30,35)	9,72	
	Mur	27,03	
	Poteau (35× 30)	7,35	
	Total	104,91	10,78
N ₂	Venant de Niveaux 1	104,91	
	Plancher d'étage (16 + 5)cm	46,32	
	Mur	27,03	
	Poutre principale (35,40)	8,22	
	Poutre secondaire (30,35)	9,72	
	Poteau (35× 30)	8,03	
	Total	204,23	26,95
N ₃	Venant de Niveaux 2	204,23	
	Plancher d'étage (16 + 5)cm	46,32	
	Mur	28,22	
	Poutre principale (35,40)	8,22	
	Poutre secondaire (30,35)	9,79	
	Poteau (40× 35)	10,71	
	Total	307,49	41,5

N_4	Venant de Niveaux 3	307,49	
	Plancher d'étage (16 + 5)cm	46,32	
	Mur	29,79	
	Poutre principale (35,40)	8,22	
	Poutre secondaire (30,35)	9,72	
	Poteau (40× 35)	10,71	
	Total	412,25	54,44
N_5	Venant de Niveaux 4	412,25	
	Plancher d'étage (16+ 5)cm	46,32	
	Mur	29,79	
	Poutre principale (35,40)	8,22	
	Poutre secondaire (30,35)	9,72	
	Poteau (40× 45)	13,77	
	Total	520,07	65,75
N_6	Venant de Niveaux 5	520,07	
	Plancher d'étage (16 + 5)cm	46,32	
	Mur	29,79	
	Poutre principale (35,40)	8,22	
	Poutre secondaire (30,35)	9,72	
	Poteau (40× 45)	13,77	
	Total	627,89	75,46
N_7	Venant de Niveaux 6	627,89	
	Plancher d'étage (16+ 5)cm	46,32	
	Mur	29,79	
	Poutre principale (35,40)	8,22	
	Poutre secondaire (30,35)	9,72	
	Poteau (45× 50)	17,21	
	Total	739,15	83,54
N_8	Venant de Niveaux 7	739,15	
	Plancher d'étage (16+ 5)cm	46,32	
	Mur	29,79	
	Poutre principale (35,40)	8,22	
	Poutre secondaire (30,35)	9,72	
	Poteau (45× 50)	17,21	
	Total	850,41	91,60
N_9	Venant de Niveaux 8	850,41	
	Plancher d'étage (16+ 5)cm	46,32	
	Mur	29,79	
	Poutre principale (35,40)	8,22	
	Poutre secondaire (30,35)	9,72	
	Poteau (50× 55)	21,03	
	Total	965,49	100,04

N ₁₀	Venant de Niveaux 9	965,49	
	Plancher d'étage(16 + 5)cm	46,32	
	Mur	27,67	
	Poutre principale (35,40)	8,22	
	Poutre secondaire (30,35)	9,72	
	Poteau (50× 55)	19,66	
	Total	1077,08	115,51
N ₁₁	Venant de Niveaux 10	1077,08	
	Dalle pleine(e=14 cm)	42,39	
	Mur	43,25	
	Poutre principale (35,40)	8,22	
	Poutre secondaire (30,35)	9,72	
	Poteau (55× 60)	33,66	
	Total	1214,32	129,90
N ₁₂	Venant de Niveaux 11	1214,32	
	Dalle pleine (e=14 cm)	42,39	
	voile	56,92	
	Poutre principale (35,40)	8,22	
	Poutre secondaire (30,35)	9,72	
	Poteau (55× 60)	25,24	
	Total	1356,81	150
On a : $G_t = 1356,81 \text{ KN}$; $Q_t = 150 \text{ KN}$; $N_u = 1,35 G_t + 1,5 Q_t$, $N_s = G_t + Q_t$ Donc : $N_u = 2056,7 \text{ KN}$; $N_s = 1506,81 \text{ KN}$,			

Tableau II-11 : descente de charge de poteau A2

b. Poteaux (B 3) poteaux de la cage d'escalier

b.1. Calcul des surfaces afférentes

- Pour les charges permanentes

$$S_{\text{corp creux}} = (2,35 + 2,32) \times 1,455 = 6,79 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{dalle pleine}} = 1,425 \times 2,35 = 3,35 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{escalier}} = 2,32 \times 1,425 = 3,30 \text{ m}^2$$

- pour les charges d'exploitations

$$S_{\text{corp creux}} = (1,455 + 0,175) \times (2,35 + 0,3 + 2,32) = 8,10 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{dalle pleine}} = (2,35 + 0,15) \times (1,425 + 0,175) = 4 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{escalier}} = (2,32 + 0,15) \times (1,425 + 0,175) = 3,95 \text{ m}^2.$$

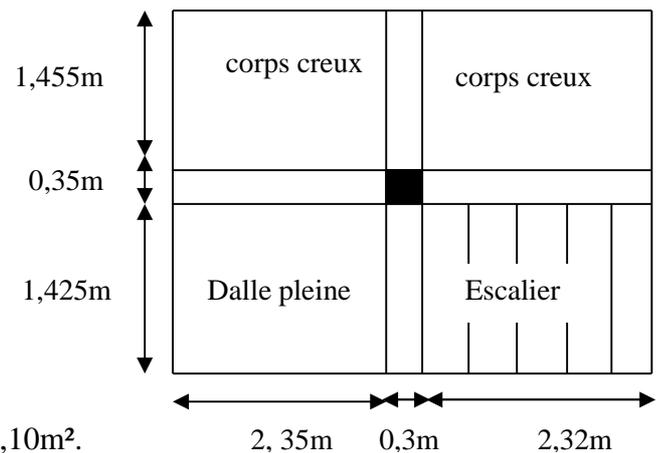


Figure 40 : surface afférente de poteau B3

b.2.Calcul de poids propre

- Pour plancher terrasse inaccessible: $G = 4,42 \times 6,79 = 30 \text{ KN}$.
- Plancher terrasse accessible: $G = 4,22 \times 6,79 = 28,65 \text{ KN}$.
- Poutre principale : $PP = 25 \times 0,35 \times 0,4 \times (2,35 + 2,32) = 16,34 \text{ KN}$.
- Poutre secondaire : $PS = 0,3 \times 0,35 \times 25 \times (1,455 + 1,425) = 7,56 \text{ KN}$
- plancher étages courantes : $G = 5,3 \times 6,79 = 35,98 \text{ KN}$.
- plancher dalle pleine : $G = 4,85 \times 3,35 = 16,2475 \text{ KN}$.
- escalier : $G = 7,64 \times 3,95 = 30,17 \text{ KN}$.

b.3.Calcul des charges d'exploitations

- plancher étages courantes : $Q = 1,5 \times 8,10 = 12,15 \text{ KN}$.
- plancher dalle pleine : $Q = 1,5 \times 4 = 6 \text{ KN}$.
- escalier : $Q = 2,5 \times 3,95 = 9,87 \text{ KN}$
- plancher terrasse accessible : $Q = 1,5 \times 8,10 = 12,15 \text{ KN}$.
- plancher terrasse inaccessible : $Q = 1 \times 8,10 = 8,10 \text{ KN}$.

D'après la lois de dégression on auras

$$N_1 : Q_1 = 8,10 \text{ KN}, \quad N_2 : Q_2 = 38,4 \text{ KN}, \quad N_3 : Q_3 = 63,50 \text{ KN}, \quad N_4 : Q_4 = 85,80 \text{ KN}.$$

$$N_5 : Q_5 = 105,30 \text{ KN}; \quad N_6 : Q_6 = 122 \text{ KN}; \quad N_7 : Q_7 = 135,90 \text{ KN}; \quad N_8 : Q_8 = 149,77 \text{ KN}.$$

$$N_9 : Q_9 = 164,34 \text{ KN}; \quad N_{10} : Q_{10} = 178,59 \text{ KN}, \quad N_{11} : Q_{11} = 185,30 \text{ KN}, \quad N_{12} : Q_{12} = 191,28 \text{ KN}.$$

niveaux	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N ₁	Terrasse inaccessible (16+5)	30	
	Poutre principale (35.40)	16,34	
	Poutre secondaire (30. 35)	7,56	
	Poteau(35× 30)	7,35	
	Total	61,25	8,10
N ₂	venant de N ₁	61,25	
	corps creux (16+5)	35,98	
	dalle pleine (e =14cm)	16,2475	
	poutre principale (35.40)	16,34	
	poutre secondaire (30. 35)	7,56	
	poteau (30× 35)	8,032	
	terrasse accessible (16+5)	28,65	
	Totale	174,06	38,4

N ₃	Venant de N ₂	174,06	
	Corps creux (16+5)	35,98	
	Dalle pleine (e =14cm)	16,2475	
	Poutre principale (35.40)	16,34	
	Poutre secondaire(30. 35)	7,56	
	Poteau(35× 40)	10,71	
	Palier + volée (e= 14cm)	30,17	
	Totale	291,06	63,50
N ₄	Venant de N ₃	291,06	
	Corps creux (16+5)	35,98	
	Dalle pleine (e =14cm)	16,2475	
	Poutre principale (35.40)	16,34	
	Poutre secondaire (30. 35)	7,56	
	Poteau (35× 40)	10,71	
	Palier+volée	30,17	
	Totale	408,07	85,80
N ₅	Venant de N ₄	408,07	
	Corps creux (16+5)	35,98	
	Dalle pleine (e =14cm)	16,2475	
	Poutre principale (35.40)	16,34	
	Poutre secondaire (30.34)	7,56	
	Poteau (40× 45)	13,77	
	Palier+volée (e =14cm)	30,17	
	Totale	528 ,14	105,30
N ₆	Venant de N ₅	528,14	
	Corps creux (16+5)	35,98	
	Dalle pleine (e =14cm)	16,2475	
	Poutre principale (35.40)	16,34	
	Poutre secondaire (30.34)	7,56	
	Poteau (40× 45)	13,77	
	Palier+volée (e =14cm)	30,17	
	Totale	648,20	122
N ₇	Venant de N ₆	648,20	
	Corps creux (16+5)	35,98	
	Dalle pleine (e =14cm)	16,2475	
	Poutre principale (35.40)	16,34	
	Poutre secondaire (30.34)	7,56	
	Poteau (45× 50)	17,21	
	Palier+volée (e =14cm)	30,17	
	Totale	755,37	135,9

N ₈	Venant de N ₇	755,37	
	Corps creux (16+5)	35,98	
	Dalle pleine (e =14cm)	16,2475	
	Poutre principale (35.40)	16,34	
	Poutre secondaire (30.34)	7,56	
	Poteau (45× 50)	17,21	
	Palier+volée (e =14cm)	30,17	
	Totale	878,88	149,77
N ₉	Venant de N ₈	878,88	
	Corps creux (16+5)	35,98	
	Dalle pleine (e =14cm)	16,2475	
	Poutre principale (35.40)	16,34	
	Poutre secondaire (30.34)	7,56	
	Poteau (50× 55)	21,03	
	Palier+volée (e =14cm)	30,17	
	Totale	1006,21	164,34
N ₁₀	Venant de N ₉	1006,21	
	Corps creux (16+5)	35,98	
	Dalle pleine (e =14cm)	16,2475	
	Poutre principale (35.40)	16,34	
	Poutre secondaire (30.34)	7,56	
	Poteau (50× 55)	19,66	
	Palier+volée (e =14cm)	30,17	
	Totale	1132,167	178,59
N ₁₁	Venant de N ₁₀	1132,167	
	Corps creux (16+5)	35,98	
	Dalle pleine (e=14cm)	16,2475	
	Poutre principale (35.40)	16,34	
	Poutre secondaire (30.35)	7,56	
	Poteau(55 × 60)	33,66	
	Totale	1241,95	185,30
	N ₁₂	Venant de N ₁₁	1241,95
Corps creux (16+5)		35,98	
Dalle pleine (e=14cm)		16,2475	
Poutre principale (35.40)		16,34	
Poutre secondaire (30.35)		7,56	
Poteau(55 × 60)		25,24	
Totale		1343,32	191,28
<p>On a : $G_t = 1343,32 \text{ KN}$, $Q_t = 191,28 \text{ KN}$ $N_u = 1,35 G_t + 1,5 Q_t$, $N_s = G_t + Q_t$ Donc : $N_u = 2100,40 \text{ KN}$, $N_s = 1534,6 \text{ KN}$</p>			

Tableau II-12 : descente de charge de poteau B3

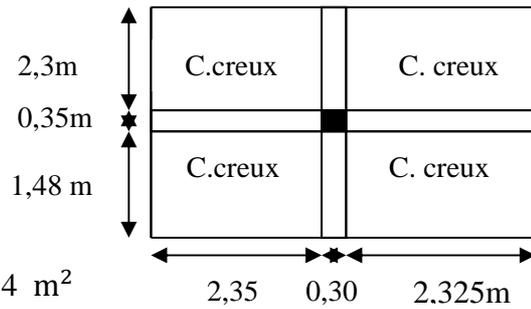
C. Le poteau B2:**C.1. Calcule de la surface afférente :**

- **Charge permanent :**

$$S_G = (2,3 + 1,48) \times (2,35 + 2,325) = 17,67 \text{ m}^2$$

- **Charge d'exploitation :**

$$S_Q = (1,48 + 0,35 + 2,3) \times (2,325 + 2,35 + 0,3) = 20,54 \text{ m}^2$$

**Figure II -41 :** surface afférente de poteau B2**C.2. Calcule de poids propre :**

$$\text{Terrasse inaccessible : } G = 4,42 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow P = G \times S_G \Rightarrow P = 78,10 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow P = Q \times S_Q \Rightarrow P = 20,54 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher étage courant : } G = 5,3 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow P = G \times S_G \Rightarrow p = 93,65 \text{ KN}$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow P = Q \times S_Q \Rightarrow P = 30,81 \text{ KN}$$

$$\text{RDC et sous sol : } G = 4,85 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow P = G \times S_G \Rightarrow p = 85,69 \text{ KN}$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow P = Q \times S_Q \Rightarrow P = 51,35 \text{ KN}$$

$$\text{Etage service : } G = 5,3 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow P = G \times S_G \Rightarrow p = 93,65 \text{ KN}$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow P = Q \times S_Q \Rightarrow P = 51,35 \text{ KN}$$

Les poutres :

$$\text{Poutres principales : } P = 25 \times (0,35 \times 0,4) \times (2,35 + 2,325) = 16,36 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres secondaires : } P = 25 \times (0,3 \times 0,35) \times (2,3 + 1,48) = 9,92 \text{ KN}$$

C.3. Surcharges différentes selon la loi de dégression :

Q_1 La surcharge d'exploitation sur la terrasse

$Q_2 = \dots\dots\dots = Q_9$ (charge d'exploitation pour plancher étage courant

Q_{10} La surcharge d'exploitation pour l'étage service.

Q_{11} La surcharge d'exploitation pour le RDC.

Q_{12} La surcharge d'exploitation pour le sous

$$N_1 : Q = Q_1 = 20,54 \text{ KN} ; N_2 : Q = Q_2 = 51,35 \text{ KN} ; N_3 : Q = Q_3 = 78,83 \text{ KN}$$

$$N_4 : Q = Q_4 = 103,72 \text{ KN} ; N_5 : Q = Q_5 = 125,29 \text{ KN} ; N_6 : Q = Q_6 = 143,78 \text{ KN}$$

$$N_7 : Q = Q_7 = 159,18 \text{ KN} ; N_8 : Q = Q_8 = 174,52 \text{ KN} ; N_9 : Q = Q_9 = 188,14 \text{ KN}$$

$$N_{10} : Q = Q_{10} = 220,08 \text{ KN} ; N_{11} : Q = Q_{11} = 247,50 \text{ KN} ; N_{12} : Q = Q_{12} = 250,37 \text{ KN}$$

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N ₁	Terrasse inaccessible	78,10	
	Plancher à corps creux(16+5)	93,65	
	Poutre principales(40× 35)	16,36	
	Poutres secondaires(30× 35)	9,92	
	Poteaux (30× 35)	7,35	
	Totale	205,38	20,54
N ₂	Venant de N ₁	205,38	
	Plancher a corps creux(16+5)	93,65	
	Poutres principale(40× 35)	16,36	
	Poutres secondaire(30× 35)	9,92	
	Poteaux(30×35)	8,03	
	Totale	333,34	51,35
N ₃	Venant de N ₂	333,34	
	Plancher à corps creux(16+5)	93,65	
	Poutres principale (40× 35)	16,36	
	Poutres secondaire(30× 35)	9,92	
	Poteaux (35× 40)	10,71	
	Totale	463,98	78,83
N ₄	Venant de N ₃	463,98	
	Plancher à corps creux(16+5)	93,65	
	Poutres principale (40× 35)	16,36	
	Poutres secondaire(30× 35)	9,92	
	Poteaux (35× 40)	10,71	
	Totale	594,62	103,72
N ₅	Venant de N ₄	594,62	
	Plancher à corps creux(16+5)	93,65	
	Poutres principale (40× 35)	16,36	
	Poutres secondaire(30× 35)	9,92	
	Poteaux (40× 45)	13,77	
	Totale	728,32	125,29
N ₆	Venant de N ₅	728,32	
	Plancher à corps creux(16+5)	93,65	
	Poutres principale (40× 35)	16,36	
	Poutres secondaire(30× 35)	9,92	
	Poteaux (40× 45)	13,77	
	Totale	862,02	143,78
N ₇	Venant de N ₆	858,96	
	Plancher à corps creux(16+5)	93,65	
	Poutres principale(40× 35)	16,36	
	Poutres secondaire(30× 35)	9,92	
	Poteaux (45× 50)	17,21	

	Totale	999,16	159,18
N_8	Venant de N_7	999,16	
	Plancher à corps creux(16+5)	93,65	
	Poutres principale (40× 35)	16,36	
	Poutres secondaire(30× 35)	9,92	
	Poteaux (45× 50)	17,21	
	Totale	1136,3	174,52
N_9	Venant de N_8	1136,3	
	Plancher à corps creux(16+5)	93,65	
	Poutres principale (40× 35)	16,36	
	Poutres secondaire(30× 35)	9,92	
	Poteaux (50× 55)	21,03	
	Totale	1277,26	188,14
N_{10}	Venant de N_9	1277,26	
	Plancher à corps creux(16+5)	93,65	
	Poutres principale (40× 35)	16,36	
	Poutres secondaire(30× 35)	9,92	
	Poteaux (50× 55)	19,66	
	Totale	1414,85	220,08
N_{11}	Venant de N_{10}	1414,85	
	Dalle pleine(e = 14cm)	51,35	
	Poutres principale (40× 35)	16,36	
	Poutres secondaire(30× 35)	9,92	
	Poteaux (55× 60)	33,66	
	Totale	1528,14	247,50
N_{12}	Venant de N_{10}	1528,14	
	Dalle pleine(e =14cm)	51,35	
	Poutres principale (40× 35)	16,36	
	Poutres secondaire(30× 35)	9,92	
	Poteaux (60× 55)	25,24	
	Totale	1631,01	250,37
On a : $G_t = 1631,01\text{KN}$; $Q_t = 250,37\text{ KN}$ Donc : $N_u = 2577,41\text{ KN}$, $N_s = 1881,38\text{ KN}$			

Tableau II-13 : descente de charge de poteau B3

d. poteau (B-7)**d.1. La descente des charges****d.1.1 Calcul de la surface afférente :**

- pour les charges permanentes

$$S_{\text{dalle pleine}} = (2,15 + 1,25) \times 0,975 = 3,145 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{palier}} = (2,15 + 1,25) \times 2,3 = 7,82 \text{ m}^2$$

- pour les charges d'exploitations

$$S_{\text{dalle pleine}} = (2,15 + 1,5 + 0,3) \times (0,975 + 0,15) = 4,1625 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{palier}} = (2,15 + 0,3 + 1,25) \times (2,3 + 0,15) = 9,065 \text{ m}^2$$

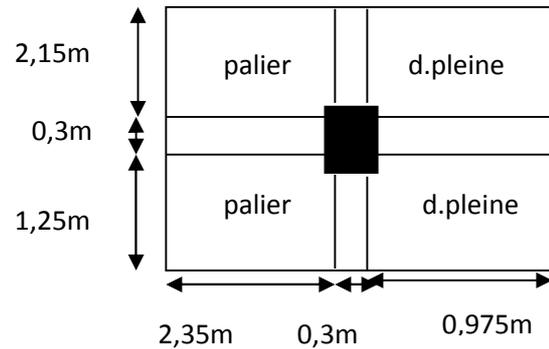


Figure II -42 : descente de charge pour le poteau de bloc 2

d.1.2. Calcul de poids propre

- Plancher terrasse accessible: $G = 4,22 \times 3,145 = 13,27 \text{ KN}$.
- Poutre principale : $PP = 25 \times 0,35 \times 0,4 \times (2,15 + 1,25) = 11,9 \text{ KN}$.
- Poutre secondaire : $PS = 0,3 \times 0,35 \times 25 \times (2,35 + 0,975) = 8,728 \text{ KN}$
- plancher dalle pleine : $G = 4,85 \times 3,145 = 15,25 \text{ KN}$.
- palier : $G = 4,86 \times 7,82 = 38 \text{ KN}$

d.1.3. Calcul des charges d'exploitations

- plancher dalle pleine : $Q = 1,5 \times 4,1625 = 6,24 \text{ KN}$.
- palier : $Q = 2,5 \times 9,065 = 22,66 \text{ KN}$
- plancher terrasse accessible : $Q = 1,5 \times 4,1625 = 6,24 \text{ KN}$.
- plancher terrasse inaccessible : $Q = 1 \times 8,10 = 8,10 \text{ KN}$.

D'après la lois de dégression on auras

$$N_1 : Q_1 = 6,24 \text{ KN}, \quad N_2 : Q_2 = 51,91 \text{ KN}.$$

Niveaux	Elément	G(KN)	Q(KN)
N1	Terrasse accessible	13,25	
	Poutre principale (35.40)	11,9	
	Poutre secondaire (30.35)	8,728	
	Poteau (40x45)	12,87	
	Total	46,748	6,24
N2	Revenant de N1	46,748	
	Poutre principale(35.40)	11,9	
	Poutre secondaire(30.35)	8,728	
	Poteau(40.45)	12,87	
	Total	80,246	58,15
Total	Gt=80,246KN ; Qt= 58,15KN ; Nu = 195,557KN ; Ns = 138,396KN.		

Tableau II-14 : descente de charge.

d.1.4. Les vérifications à faire

- **vérification à la compression simple**

$$\frac{N_u}{B} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow B \geq \frac{N_u}{0,6 \times f_{c28}} \quad \text{RPA99}$$

poteaux	Nu	B_{adp}	B_{cal}	observation
RDC	195,557	0,18	0,0130	vérifier
Etage service	72,518	0,18	0,0048	vérifier

Tableau II-15 : les efforts normaux revenant aux poteaux.

- **Vérification au flambement**

Selon le CBA93 (article B. 8.1.1), on doit majorer l'effort normale de compression de 10% pour le :

$$N_u = 1,1 \times N$$

Poteaux	Nu	λ	α	B_{rcal}	B_{radp}
RDC	215,1127	25,38	0,49	0,00977	0,1634
Etage service	79,7698	18,2	0,578	0,0036	0,1634

Tableau II-16 : résultat de vérification au flambement

- **Vérification de l'effort normale réduite**

Selon le RPA99/version 2003 (Article 7.4.3.1), dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme ,l'effort normale de compression de calcule est limité

par la condition suivante : $\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$, $N_d = N_u$, B_c : La section de poteau

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

poteau	Nd(KN)	B_c	ν	Observation
RDC	195,557	0,18	0,043	vérifier
Etage service	72,518	0,18	0,0161	vérifier

Tableau II-17 : efforts normale réduit

E. Récapitulation des résultats

Poteaux	G (KN)	Q (KN)	N _u (KN)	N _s (KN)
Poteau A2	1356,81	150	2056,7	1506,81
Poteau B3	1343,32	191,28	2100,40	1534,6
Poteau B2	1631,01	250,37	2577,41	1881,38

Tableau II-18 : récapitulation des résultats

II.2.8.3. Les vérifications à faire pour le poteau le plus sollicité (poteau B2)

- **Vérification à la compression simple**

$$\frac{N_u}{B} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow B \geq \frac{N_u}{0,6 \times f_{c28}} \quad B : \text{section du poteau} \quad \text{RPA99/version2003}$$

Poteaux	N _u	B _{adp}	B _{cal}
Sous sol	2577,418	0,33	0,171
RDC	2434,239	0,33	0,162
Etage service	2240,165	0,275	0,149
1 ^{ère} étage	2006,511	0,275	0,133
2 ^{ème} étage	1795,785	0,225	0,119
3 ^{ème} étage	1587,636	0,225	0,105
4 ^{ème} étage	1379,397	0,18	0,091
5 ^{ème} étage	1171,167	0,18	0,078
6 ^{ème} étage	958,317	0,14	0,063
7 ^{ème} étage	744,618	0,14	0,049
8 ^{ème} étage (niveau 1)	527,034	0,105	0,035
8 ^{ème} étage (niveau 2)	308,073	0,105	0,020

Tableau II-19 : Les efforts normaux revenant aux poteaux de chaque étage

- **Vérification au flambement**

Selon le CBA93 (article B. 8.1.1), on doit majorer l'effort normale de compression de 10% pour le

$$N_u = 1,1 \times N = 1,1 \times 2577,418 = 2835,159 \text{KN}$$

poteaux	N _u (KN)	B _{adp}	l ₀ (m)	l _f (m)	I(m ⁴)	i(m)	λ	α	B _{rca}	B _{radp}
Sous sol	2835,159	0,33	3,06	2,142	0,0099	0,173	12,38	0,829	0,1554	0,3074
RDC	2677,662	0,33	4,08	2,856	0,0099	0,173	16,50	0,813	0,1497	0,3074
Etage service	2464,181	0,275	2,86	2,002	0,0069	0,158	12,67	0,828	0,1352	0,2544
1 ^{ère} étage	2207,162	0,275	3,06	2,142	0,0069	0,158	13,55	0,825	0,1216	0,2544
2 ^{ème} étage	1975,363	0,225	3,06	2,142	0,0046	0,142	15,08	0,819	0,1096	0,2064
3 ^{ème} étage	1746,399	0,225	3,06	2,142	0,0046	0,142	15,08	0,819	0,0969	0,2064
4 ^{ème} étage	1517,336	0,18	3,06	2,142	0,0030	0,129	16,60	0,813	0,0848	0,1634
5 ^{ème} étage	1288,283	0,18	3,06	2,142	0,0030	0,129	16,60	0,813	0,0720	0,1634
6 ^{ème} étage	1054,148	0,14	3,06	2,142	0,0018	0,113	18,95	0,802	0,0597	0,1254
7 ^{ème} étage	819,079	0,14	3,06	2,142	0,0018	0,113	18,95	0,802	0,0464	0,1254
8 ^{ème} étage (niveau 1)	579,737	0,105	3,06	2,142	0,0010	0,097	22,08	0,787	0,0334	0,0924
8 ^{ème} étage (niveau 2)	338,88	0,105	2,8	1,96	0,0010	0,097	20,20	0,796	0,0193	0,0924

Tableau II-20 : résultats de vérification au flambement

La condition $B_{rcal} < B_{radp}$ est vérifiée donc le poteau ne risque pas de flamber.

- **Vérification au exigence de l’RPA**

Poteaux	Sous sol	RDC	Etage service	Etage 1	Etage 2,3	Etage 4,5	Etage 6,7	Etage8 (niveau1)	Etage8 (niveau 2)
$\min(b \times h) \geq 25\text{cm}$	55	55	50	50	45	40	35	30	30
$\min(b \times h) \geq \frac{h_e}{20}\text{cm}$	15,3	20,4	14,3	15,3	15,3	15,3	15,3	15,3	14
$0,25 < \frac{b}{h} < 4\text{cm}$	0,916	0,916	0,909	0,909	0,9	0,888	0,875	0,857	0,857
Observation	C'est Vérifier								

Tableau II-21 : résultats de vérification à l’exigence de l’RPA

- **Effort normale réduit :**

Selon le RPA99/version 2003 (Article 7.4.3.1), dans le but d’éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d’ensemble dues au séisme, l’effort normale de compression de calcule est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30, \quad N_d = N_u, \quad B_c : \text{La section de poteau}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	$N_d(\text{KN})$	$B_c (m^2)$	ν	observation
Sous sol	2577,418	0,33	0,3	vérifier
RDC	2434,239	0,33	0,29	vérifier
Etage service	2240,165	0,275	0,3	vérifier
1 ^{ere} etage	2006,516	0,275	0,29	vérifier
2 ^{eme} etage	1795,785	0,225	0,3	vérifier
3 ^{eme} etage	1587,636	0,225	0,28	vérifier
4 ^{eme} etage	1379,397	0,18	0,30	vérifier
5 ^{eme} etage	1171,167	0,18	0,26	vérifier
6 ^{eme} etage	958,317	0,14	0,27	vérifier
7 ^{eme} etage	744,618	0,14	0,21	vérifier
8 ^{eme} etage (niveau1)	527,034	0,105	0,20	vérifier
8 ^{eme} etage (niveau2)	308,073	0,105	0,11	Vérifier

Tableau II-22 : les efforts réduits

Donc la condition de l’effort normale réduit est vérifiée.

II.3. Conclusion

Le pré dimensionnement des sections optées pour tous les éléments sont les suivantes :

Poutres principales : $(40 \times 35) \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires : $(35 \times 30) \text{ cm}^2$.

Poteaux de sous sol et RDC : $(60 \times 55) \text{ cm}^2$.

Poteaux d'étage service et 1^{ere} étage : $(55 \times 50) \text{ cm}^2$.

Poteaux de 2^{eme}, 3^{eme} étage : $(50 \times 45) \text{ cm}^2$.

5^{eme}, 4^{eme} Étage : $(45 \times 40) \text{ cm}^2$.

6^{eme}, et 7^{eme}, étage : $(40 \times 35) \text{ cm}^2$.

8^{eme} etage $35 \times 30) \text{ cm}^2$.

RDC et étage service séparé par un joint de rupture (cage d'escalier): de poteau $(45 \times 40) \text{ cm}^2$.

III.1. Introduction

Les éléments secondaires à étudier dans ce chapitre sont : **les planchers, l'escalier, l'acrotère et ainsi que l'ascenseur.**

III .2. Les planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles.

III .2.1. Méthodes de calcul

1. La méthode forfaitaire
2. la méthode Caquot

annexe III-1

annexe III-2

III.2.2. dispositions des poutrelles :

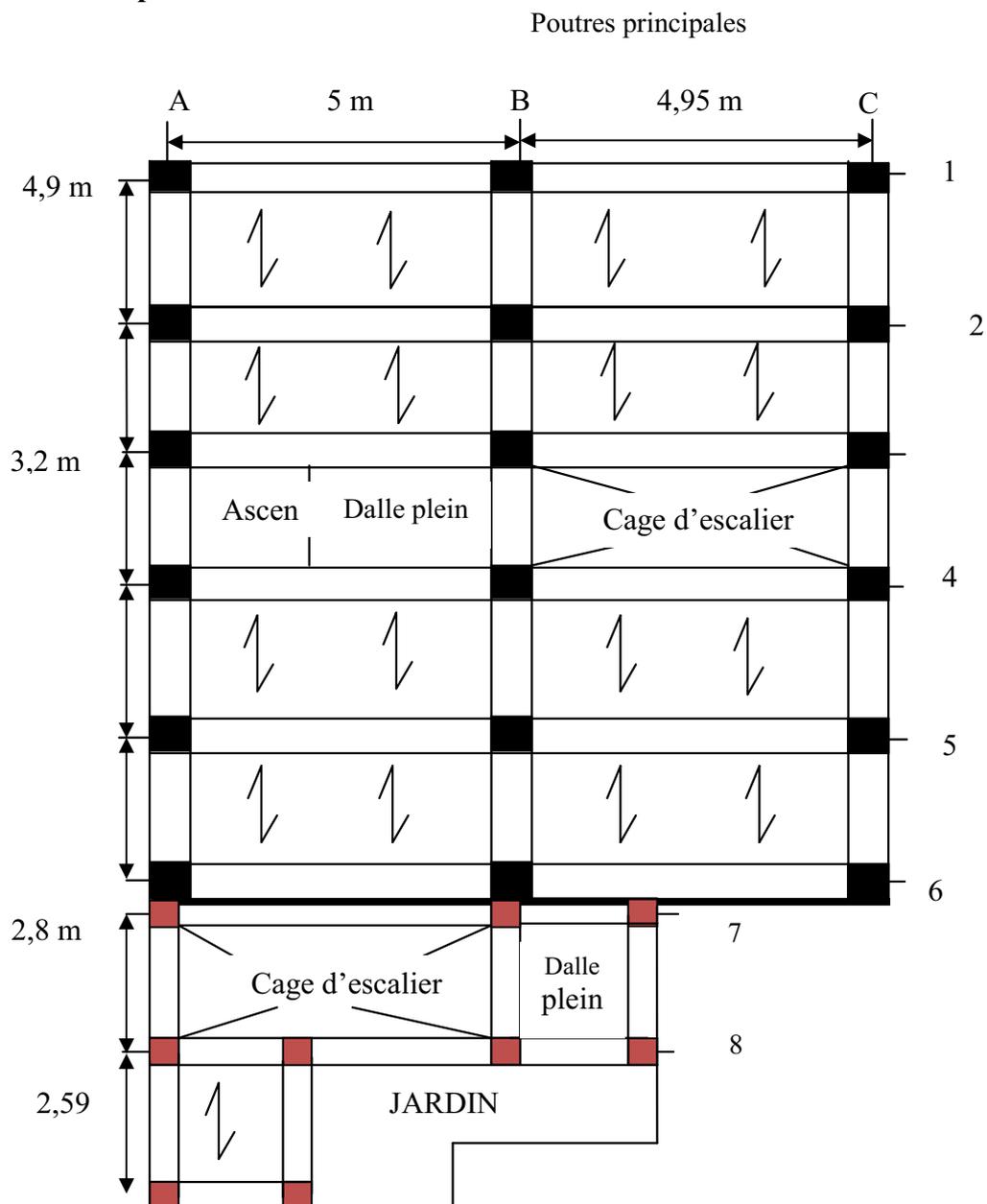


Figure III.1 : le plan de la structure

III.2.3. Les différents types des poutrelles :

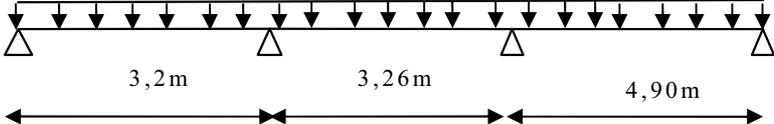
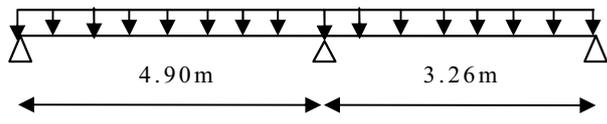
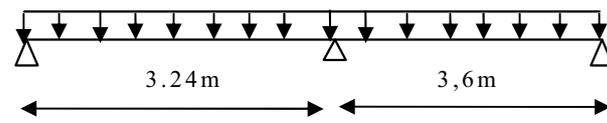
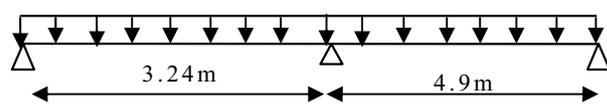
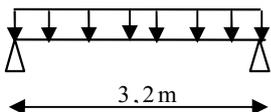
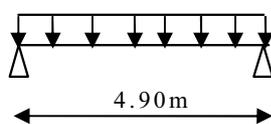
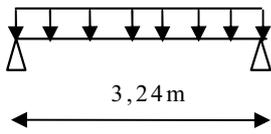
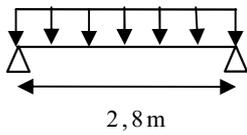
Types	Schéma statique
<p>Type 1 (étage 8 niveaux 2)</p>	
<p>Type 2 (étage service, 1, 2, 3, 4, 5, 6,7 et étage 8 niveaux 1)</p>	
<p>Type03 (étage 06)</p>	
<p>Type 4 (étage service 1,2 3,4 et 5^{eme} étage)</p>	
<p>Type 5 (étage 8 niveaux 2)</p>	
<p>Type 6 (étage 8 niveaux 2 et niveaux 1)</p>	
<p>Type 07 (étage7 et 8 niveaux 01)</p>	
<p>type 08 (étage 01)</p>	

Tableau.III.1 : Différent types de poutrelles

III.2.4. Calcul des charges revenant aux poutrelles :

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	l _x (m)	q _u = (1.35G+1.5Q) × l _x (KN/m)	q _s = (G+Q) l _x (KN/m)
Terrasse inaccessible	4,24	1	0,65	4,69	3,4
Etage courant	5,3	1,5	0,65	6,11	4,42
Plancher à usage bureau	5,3	2,5	0,65	7,08	5,07

Tableau.III.2.Chargement sur les poutrelles

Après vérification des conditions on a adopté que la méthode forfaitaire est applicable dans les types 05, 06,07, 08 et 03 et dans les autres types on applique la méthode Caquot minoré

III.2.5.Exemple illustratif :

- on exposera un exemple pour illustrer la méthode Caquot minoré type (01)
(Voir Annexe III-1)

1. Calcul des sollicitations

$$G' = 2/3 \times 5,3 = 3,53 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Les charges revenant aux poutrelles} \begin{cases} q'_u = (1,35 \times 3,53 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 4,56 \text{ KN/m} \\ q'_s = (3,53 + 1,5) \times 0,65 = 3,27 \text{ KN/m} \end{cases}$$

1.1.ELU

a. moment Aux appuis

-Les appuis de rive

$$m_0^U = \frac{4,56 \times 4,9^2}{8} = 13,68 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_A^U = M_D^U = -0,15 \times 13,68 = -2,05 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

-Les Appuis intermédiaire

$$l'_g = 3,2 \text{ m}; l'_d = 0,8 \times 3,26 = 2,608 \text{ m}$$

$$M_B^U = - \left[\frac{4,56 \times 3,2^3 + 4,56 \times 2,608^3}{8,5 (3,2 + 2,608)} \right] = -4,67 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$l'_g = 0,8 \times 3,26 = 2,608 \text{ m} \text{ et } l'_d = 4,9 \text{ m}$$

$$M_C^U = - \left[\frac{4,56 \times 2,608^3 + 4,56 \times 4,9^3}{8,5 (2,608 + 4,9)} \right] = -9,67 \text{ m}$$

b. Moment aux travées : le moment considéré isostatique avec

-Travée (AB)

$$x = \frac{3,2}{2} - \frac{4,67}{6,11 \times 3,2} = 1,36 \text{ m}$$

$$M_0 (1,36) = \frac{6,11 \times 1,36^2}{2} (3,2 - 1,36) = 7,64 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

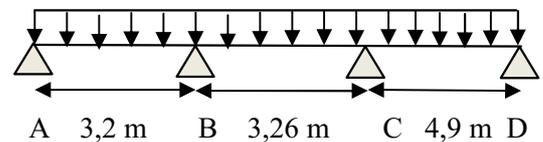


Figure III.2:schéma statique de la poutrelle (type 01)

$$M_t (AB) = 7,64 - 4,67 \times \frac{1,36}{3,2} = 5,65 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

-Travée (BC)

$$x = \frac{3,26}{2} + \frac{4,67-9,76}{6,11 \times 3,26} = 1,37 \text{ m}.$$

$$M_0 (1,37) = \frac{6,11 \times 1,37}{2} (3,26 - 1,37) = 7,91 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_t (BC) = 7,91 - \left(1 - \frac{1,37}{3,26}\right) \cdot 9,67 \times \frac{1,37}{3,26} = 1,14 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Travée (CD)

$$x = \frac{4,9}{2} + \frac{9,67}{6,11 \times 4,9} = 2,77 \text{ m}$$

$$M_0 (2,77) = \frac{6,11 \times 2,77}{2} (4,9 - 2,77) = 18,02 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_t (CD) = 18,02 - 9,67 \left(1 - \frac{2,77}{4,9}\right) = 13,82 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

1.2. ELS

a. Moment aux appuis

- Les appuis de rive

$$M_A^S = M_C^S = -0,15 \times 9,81 = -1,47 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Appuis intermédiaire

$$l'_g = 3,2 \text{ m} ; l'_d = 0,8 \times 3,26 = 2,608 \text{ m}$$

$$M_B^S = - \left[\frac{3,27 \times 3,2^3 + 3,27 \times 2,608^3}{8,5 (3,2 + 2,608)} \right] = -3,34 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$l'_g = 0,8 \times 3,26 = 2,608 \text{ m} \text{ et } l'_d = 4,9 \text{ m}$$

$$M_C^S = - \left[\frac{3,27 \times 2,608^3 + 3,27 \times 4,9^3}{8,5 (2,608 + 4,9)} \right] = -6,94 \text{ m}$$

b. moment aux travées

-Travée (AB)

$$x = 1,36 \text{ m}$$

$$M_0 (1,36) = \frac{4,42 \times 1,36}{2} (3,2 - 1,36) = 5,53 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_t (AB) = 5,53 - 3,34 \times \frac{1,36}{3,2} = 4,14 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Travée (BC)

$$x = 1,37 \text{ m}$$

$$M_0 (1,37) = \frac{4,42 \times 1,37}{2} (3,26 - 1,37) = 5,72 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_t (BC) = 5,72 - 3,34 \left(1 - \frac{1,37}{3,26}\right) - 6,94 \frac{1,37}{3,26} = 0,87 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Travée (CD)

$$x = 2,77\text{m}$$

$$M_0(2,77) = \frac{4,42 \times 2,77}{2} (4,9 - 2,77) = 13,04\text{KN}.$$

$$M_t(\text{CD}) = 13,04 - 6,94 \left(1 - \frac{2,77}{4,9} \right) = 10,02 \text{ KN} \cdot \text{M}$$

2. Evaluation de l'effort tranchant**-Travée (AB)**

$$V_A = \frac{6,11 \times 3,2}{2} - \frac{4,67}{3,2} = 8,32 \text{ KN}$$

$$V_B = - \frac{6,11 \times 3,2}{2} - \frac{4,67}{3,2} = - 11,23\text{KN}$$

- Travée (BC)

$$V_B = \frac{6,11 \times 3,26}{2} + \frac{-9,67+4,67}{3,26} = 8,43 \text{ KN}$$

$$V_C = - \frac{6,11 \times 3,26}{2} + \frac{-9,67+4,67}{3,26} = - 11,5 \text{ KN}$$

- Travée (CD)

$$V_C = \frac{6,11 \times 4,9}{2} + \frac{9,67}{4,9} = 16,94 \text{ KN}$$

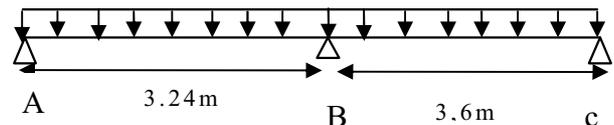
$$V_D = - \frac{6,11 \times 4,9}{2} + \frac{9,67}{4,9} = - 13 \text{ KN}$$

- on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire type (03)

1. Calcul des sollicitations**1.1 Calcul à L'ELU****a. Les moments isostatiques :**

$$M_{0AB} = \frac{6,11 \times 3,24^2}{8} = 8,02\text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{0BC} = \frac{6,11 \times 3,6^2}{8} = 9,9\text{KN} \cdot \text{m}$$

**Figure III.3 : Schéma statique de la poutrelle type(03)****b. Moments sur les appuis**

$$M_A = M_C = 0$$

Mais le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif

$$M_A = M_C = - 0,15 \times 9,9 = -1,48 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_B = -0,6 \times 9,9 = -5,94\text{KN} \cdot \text{m}$$

C. Les moments fléchissant en travées :

-Travée A-B : C'est une travée de rive les vérifications à faire les suivantes

$$\alpha = \frac{1,5}{1,5+5,3} = 0,22$$

$$M_{tAB} \geq -\frac{0+5,94}{2} + 1,066 \times 8,02 = 5,57 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1,266 \times 8,02}{2} = 5,07 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_{tAB} = \max(5,57; 5,07) = 5,57 \text{ KN.m}$$

-Travée B-C : C'est une travée de rive les vérifications à faire sont les suivantes :

$$M_{tBC} \geq -\frac{5,94+0}{2} + 1,066 \times 9,9 = 7,58 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1,266}{2} \times 9,9 = 6,26 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_{tBC} = \max(7,58; 6,26) = 7,58 \text{ KN.m}$$

d. Les efforts tranchants :

-Travée A-B

$$V_A = \frac{6,11 \times 3,24}{2} = 9,89 \text{ KN}$$

$$V_B = -1,15 \frac{6,11 \times 3,24}{2} = -11,38 \text{ KN}$$

- Travée B-C :

$$V_B = 1,15 \frac{6,11 \times 3,6}{2} = 12,64$$

$$V_C = -\frac{6,11 \times 3,6}{2} = -11 \text{ KN}$$

1.2. Calcul à L'ELS

a. Les moments isostatiques

$$M_{0AB} = \frac{4,42 \times 3,24^2}{8} = 5,8 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{4,42 \times 3,6^2}{8} = 7,16 \text{ KN.m}$$

b. Moments sur les appuis : $M_A = M_E = 0$

$$M_B = -0,6 \times \max(5,8; 7,16) = -7,16 \text{ KN.m}$$

c. Les moments fléchissant pour les travées :

-Travée A-B : C'est une travée de rive les vérifications à faire les suivantes :

$$M_{tAB} \geq -\frac{0+7,16}{2} + 1,066 \times 5,8 = 2,6 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_{tAB} \geq -\frac{1,266}{2} + 5,8 = 3,67 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_{tAB} = \max(2,6; 3,67) = 3,67 \text{ KN.m}$$

-Travée B-C : C'est une travée de rive les vérifications à faire les suivantes :

$$M_{IBC} \geq \frac{-7,16+0}{2} + 1,066 \times 7,16 = 4,05 \dots\dots\dots (1)$$

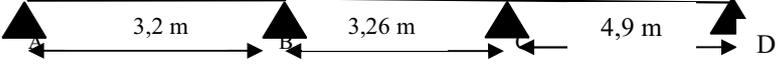
$$M_{IBC} \geq \frac{1,266}{2} \times 7,16 = 4,53 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_{IBC} = \max(4,05, 4,53) = 4,53 \text{ KN.m}$$

III.2. 7. Les sollicitations pour chaque type de poutrelles (voir les tableaux ci-dessous)

1.type 01

- ELU



Travée	L(m)	q _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3,2	6,11	7,64	-2,05	- 4,67	5,65	-11,23	8,43
B-C	3,26	6,11	7,91	- 4,67	-9,67	1,14	8,43	-11,5
C-D	4,9	6,11	18,02	-9,67	-2,05	13,82	16,94	-13

Tableau.III.3 : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 1

- ELS

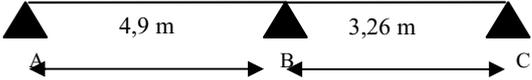
Travée	L(m)	q _s (KN/ m)	M ₀ KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	3,2	4,42	5,53	- 1,47	- 3,34	4,14
B-C	3,26	4,42	5,72	- 3,34	- 6,94	0,87
C-D	4,9	4,42	13,04	- 6,94	- 1,47	10,02

Tableau.III.4: Les sollicitations à ELS, poutrelle type 1

2. Type 02 :

-Étage courant

- ELU



Travée	L(m)	q _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4,9	4,56	13,69	-2,05	-10,02	13,68	12,93	-17,02
B-C	3,26	4,56	6,06	-10,02	-2,05	3,88	13,04	-6,89

Tableau.III.5 : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 2(étage 01 à 07 et étage 08 niveaux 01)

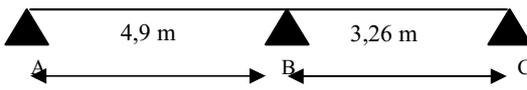
• ELS

Travée	L(m)	q _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	4,9	3,27	9,82	-1 ,47	-7,18	9,92
B-C	3,26	3,27	4,35	-7,18	-1 ,47	2,83

Tableau.III.6: Les sollicitations à ELS, poutrelle type 2(étage 01 à 07 et étage 08 niveaux 01)

- Etage service

• ELU



Travée	L(m)	q _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4,9	7,08	16,62	-2,49	-12,16	15,63	14,88	-19,85
B-C	3,26	7,08	7,36	-12,16	-2,49	4,32	15,28	-7,82

Tableau.III.7 : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 2(étage service)

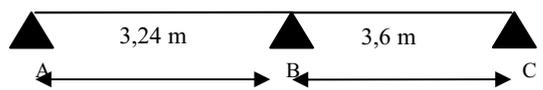
• ELS

Travée	L(m)	q _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	4,9	3,27	11,77	-1,77	-8,61	11,22
B-C	3,26	3,27	5,21	-8,61	-1,77	3,12

Tableau III-8: Les sollicitations à ELS, poutrelle type 2(étage service)

3. Type 3 :

• ELU



Travée	L(m)	q _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3,24	6,11	8,02	-1,48	-5,94	5,57	9,89	-11,38
B-C	3,6	6,11	9,9	-5,48	-1,48	7,58	12,64	-11

Tableau III 9 : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 3

• ELS

Travée	L(m)	q _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	3,24	4,24	5,8	-1,074	-7,16	11,22
B-C	3,6	4,24	7,16	-7,16	-1,074	3,12

Tableau III-10: Les sollicitations à ELS, poutrelle type 3

4. Type 04

- étage courant

- ELU



Travée	L(m)	q_u (KN/ m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3,24	6,11	5,99	-2,05	-10	3,80	6,82	-12,99
B-C	4,90	6,11	13,69	-10	-2,05	13,69	17,02	-12,94

Tableau III-11 : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 4 (étage 01 à 05)

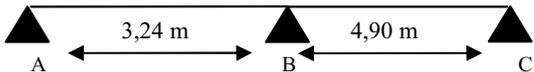
- ELS

Travée	L(m)	q_s (KN/ m)	M_0 KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	3,24	4,42	4,29	- 1,47	-7,17	2,77
B-C	4,90	4,42	9,82	-7,17	- 1,47	9,92

Tableau III-12: Les sollicitations à ELS, poutrelle type 4 (étage 01 à 05)

- étage service

- ELU



Travée	L(m)	q_u (KN/ m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3,24	7,09	7,27	-2,49	-12,14	4,22	7,74	-15,23
B-C	4,90	7,09	16,62	-12,14	-2,49	15,64	19,84	-14,89

Tableau III-13 : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 4 (étage service)

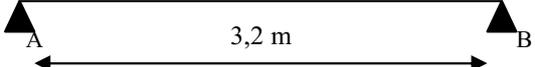
- ELS

Travée	L(m)	q_s (KN/ m)	M_0 KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	3,24	5,07	5,15	- 1,77	-8,6	3,05
B-C	4,90	5,07	11,77	-8,6	- 1,77	11,22

Tableau III-14: Les sollicitations à ELS, poutrelle type 4 (étage service)

5.Type 5 :

- ELU



Travée	L(m)	q_u (KN/ m)	M_0 KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3,2	6,11	7,82	-1,174	-1,174	8,34	9,78	-9,78

Tableau.III.15: Les sollicitations à ELU, poutrelle type 5(étage 08 niveaux 02)

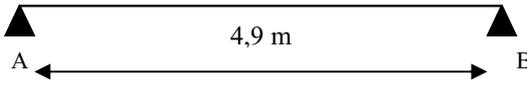
• ELS

Travée	L(m)	q_u (KN/ m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	3,2	4,42	5,66	-0,849	-0,849	6,03

Tableau III.16: Les sollicitations à ELS, poutrelle type 5(étage 08 niveaux 02)

6.Type 6

• ELU



Travée	L(m)	q_u (KN/ m)	M_0 KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	4,9	6,11	18,35	-2,752	-2,752	19,56	14,98	-14,98

Tableau.III.17 : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 6(étage 08 niveaux 02 et 6^{ème} étage)

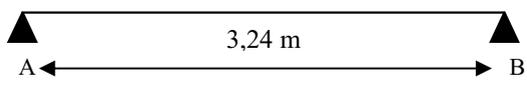
• ELS

Travée	L(m)	q_u (KN/ m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	4,9	4,42	13,27	-1,99	-1,99	14,14

Tableau III.18: Les sollicitations à ELS, poutrelle type 6 (étage 08 niveaux 02 et 6^{ème} étage)

7.Type 7 :

• ELU



Travée	L(m)	q_u (KN/ m)	M_0 KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3,24	6,11	8,02	-1,203	-1,203	8,55	9,90	-9,90

Tableau.III.19 : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 7(étage 08 niveaux 01 et 7^{ème} étage)

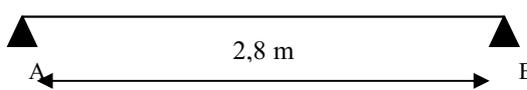
• ELS

Travée	L(m)	q_u (KN/ m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	3,24	4,42	5,80	-1,203	-1,203	6,18

Tableau III.20: Les sollicitations à ELS, poutrelle type 7(étage 08 niveaux 01 et 7^{ème} étage)

8. type 08

• ELU



Travée	L(m)	q_u (KN/ m)	M_0 KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	2,8	6,11	5,99	-0,899	-0,899	6,39	8,58	-8,58

Tableau.III.21: Les sollicitations à ELU, poutrelle type 8 (étage 01)

- ELS

Travée	L(m)	q_U (KN/ m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	2,8	4,42	4,33	-0,65	-0,65	4,62

Tableau III.22: Les sollicitations à ELS, poutrelle type 8 (étage 01)

III.2. 8 Ferrailage des poutrelles : Les poutrelles se calculent à la flexion simple.

1. Calcul de la section d'armatures longitudinales

- Plancher d'étage courant (type 01) : $M_{trav}^{max} = 13,82$ KN. m

Calcul de moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 0.6 \times 0.05 \times 14.2 \times \left(0.19 - \frac{0.05}{2} \right) \times 10^3 \Rightarrow M_{tu} = 70.29 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_{trav}^{max} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression \Rightarrow étude d'une section rectangulaire $b \times h$.

- En travée : $\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{13,82 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.19^2 \times 14.2} = 0.045$

$$\mu_1 = 0,8 \alpha_1 (1 - 0,4 \alpha_1) ; \alpha_1 = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_l} ; \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1,15 \times 200000} = 0,00173 ;$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \times 0,001739} = 0,668 \Rightarrow \mu_1 = 0,39$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} .$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.057 ; d = 0,9h ;$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.19(1 - 0.4 \times 0.057) = 0.185 \text{ m}$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_t = \frac{13,82 \times 10^{-3}}{348 \times 0.185} \Rightarrow A_{tr} = 2.14 \text{ cm}^2$$

-En appuis

Appuis intermédiaires

$$M_{appui}^{max} = -9,67 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{9,67 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.19^2 \times 14.2} = 0.189 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.264 ; \quad Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.169 \text{ m}.$$

$$A_a = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{9,67 \times 10^{-3}}{348 \times 0.164} \Rightarrow A_a = 1,69 \text{ cm}^2 ;$$

On opte: $A_a = 2HA12 = 2.26\text{cm}$

$$\text{Appui de rive : } M_a^{rive} = -2,05\text{KN.m} ; \mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.05 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.19^2 \times 14.2} = 0.0399$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.186 \Rightarrow \text{pas d'acier comprimée (A' = 0)}.$$

$$\text{Pivot A (}\xi_s = 10\% \text{)} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{Mpa}$$

$$z = 0.19 (1 - 0.4 \times 0.051) = 0.186\text{m}, \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,051$$

$$A_{rive} = \frac{M_a}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{2.05 \times 10^{-3}}{0.186 \times 348} = 0.316\text{cm}^2$$

On opte une section: $A_{rive} = 1HA12 = 1,13\text{cm}^2$

2. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.60 \times 0.19 \times 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 1.37\text{cm}^2) < A_t$$

On opte pour : $A_{tr} = 1 HA12 + 2HA10 = 2,7\text{cm}^2$.

III.2.9 les vérifications :

1. Vérification à l'ELU

a. Cisaillement

$$V^{\max} = 19,82\text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{16,94 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.19} \Rightarrow \tau_u = 0,89\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

b. Calcul des armatures transversales

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \Phi ; \frac{b_0}{10} \right) = 0,6\text{mm}$$

On adopte un épingle avec $A_t = 2HA8 = 1.01\text{cm}^2$ (étrier Φ_8)

c. L'espacement

$$\bullet \quad St \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 17,1 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f'_{ij} K)} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \quad (\text{CBA93. Art A.5.1.2.3}) \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 90^\circ \text{ (Flexion simple, cadres droites.)}$$

$$f'_{ij} = \min (f_{ij} ; 3.3\text{Mpa})$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{1.01 \times 0.8 \times 400}{10(0.89 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 124,3\text{cm}$$

$$\bullet S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1.01 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 101 \text{ cm}$$

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

Donc on utilise $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$ (2étrier Φ_8) de chaque $S_t = 15 \text{ cm}$

d. Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u)

• L'appui intermédiaire

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(16,94 - \frac{9,67}{0.9 \times 0.19} \right) \times 10^{-3} \frac{1.15}{400} = -1.14 \text{ cm}^2 < 0$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u (pas d'influence sur les A_l)

• Au niveau de l'appui de rive

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1,15 \times 16,94 \times 10^{-3}}{400} = 4,87 \times 10^{-5} \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l \geq 5,89 \times 10^{-6} \text{ cm}^2 \text{ c'est vérifier}$$

e. Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{V_u \times \left(\frac{b - b_0}{2} \right)}{0.9 \times b \times d \times h_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{16,94 \times 10^{-3} \left(\frac{0.6 - 0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.6 \times 0.19 \times 0.05}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.825 \text{ MPa} < \tau'_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

f. Vérification de la bielle

$$\sigma'_{bc} = \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \leq \sigma_{bc} = \frac{2 \times V'_u}{a b_0}$$

$$a = \min(0,9 d ; b_{\text{poutre}} - 4 \text{ cm}) = 0,171 \text{ cm}$$

$$V'_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0,267 \times 0,171 \times 0,1 \times 25 = 0,114 \text{ MN}$$

$$V_u = 0,01694 \text{ MN} \leq V'_u = 0,114 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

g. vérification de l'adhérence :

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0,9 d \sum U_i} \leq \tau_{ad}$$

τ_{ad} : Contrainte limite d'adhérence

$\sum U_i$: La somme des périmètres des barres ψ

$$V^{\max} = 16,94 \text{ kN} ; \sum U_i = \pi \times (2 \times \Phi_{10} + \Phi_{12} + 2 \times \Phi_{12} + \Phi_{12}) = 6,09 \text{ m}$$

$$\tau_{su} = \frac{16,82 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,19 \times 6,09} = 0,016 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ad} = 0,6 \psi^2 f_{t23} ; \text{ avec } \psi = 1,5 \text{ pour HA} \Rightarrow \tau_{ad} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = 0,016 \text{ MPa} \leq \tau_{ad} = 2,835 \text{ MPa.}$$

2. Vérification à l'ELS

2.1. États limite d'ouverture des fissures : F.P.N pas de vérification

BAEL 91 (Art B.6.3)

2.2 Etat limite de compression du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$

–En travée : $M_t^{\max} = 10,02 \text{ KN.m}$

$$\text{Position de l'axe neutre } H = 0.6 \times \frac{0.05^2}{2} - 15 \times 2,7 \times 10^{-4} \times (0.19 - 0.05) \Rightarrow H = 1,84 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow calcul d'une section rectangulaire)

Position de l'axe neutre y :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 A y - 15 A d = 0 \Rightarrow \frac{60}{2} \times y^2 + 15 \times 2,7 \times y - 15 \times 2,7 \times 19 = 0$$

$$30y^2 + 40,5 y - 769,5 = 0 \dots\dots\dots(1) \text{ Solution d'équation : } y = 4.43 \text{ cm}$$

2.3 Calcul de l'inertie I

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow I = \frac{60 \times 4.67^3}{3} + 15 \times 3.05 \times (19 - 4.43)^2 \Rightarrow I = 11748,98 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{10,02 \times 10^{-3}}{11748,98 \times 10^{-8}} \times 0.0443 \Rightarrow \sigma_{bc} = 3,77 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ C'est vérifié

–En appuis intermédiaires

$$M_{ser} = -6,94 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section $b_0 \times h$

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0 \Rightarrow \frac{10}{2} y^2 + 15 \times 2.26 y - 15 \times 2.26 \times 19 = 0 \dots\dots(2)$$

Après résolution de l'équation (2) : $y = 8,455 \text{ cm}$

$$I = \frac{b_0}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{10}{3} \times (8.455)^3 + 15 \times 2.26 \times (19 - 8.455)^2 \Rightarrow I = 5784.32 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6,94 \times 10^{-3}}{5784.32 \times 10^{-8}} \times 0.08455 = 10,14 \text{ MPa} \quad (\text{CBA Art A.5.3.3})$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ C'est vérifié.

2.4 Etat limite de déformation

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de limiter les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

- **Evaluation de la flèche :**
- **Propriété de la section**

voir Annexe III-3

Position de l'axe neutre : $y = 4.43 \text{ cm}$.

Calcul de moment d'inertie de la section homogène:

$$I_0 = \frac{60}{12} \times 21^3 + 15 \cdot 2,7 \left(\frac{21}{2} - 2 \right)^2 = 49231,125 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow I_0 = 49231,125 \text{ m}^4 \quad (I_0 \text{ c'est le moment d'inertie de la section totale})$$

$$E_i = 32164,2 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,4 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

$$q_{jser} = 0,65 \times 2,94 = 1,91 \text{ KN/m} ;$$

$$q_{gser} = 0,65 \times 5,3 = 3,445 \text{ KN/m} \quad q_{pser} = 0,65 \times (5,3 + 1,5) \Rightarrow q_{pser} = 4,42 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0,75 \times \frac{1,91 \times 4,9^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 4,299 \text{ KN.m} ;$$

$$M_{gser} = 0,75 \times \frac{3,445 \times 4,9^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 7,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0,75 \times \frac{4,42 \times 4,9^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 9,95 \text{ KN.m}$$

$$y = 4,43 \text{ cm} ; I_0 = 49231,125 \text{ cm}^4 ; I = 11748,98 ; A_s = 2,7 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{2,7}{10 \times 19} \equiv 0,014 ; \lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{0,1}{0,6}) \times 0,014} \Rightarrow \lambda_i = 3 ; \lambda_v = 0,4 \times 3 \Rightarrow \lambda_v = 1,2$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{4,299 \times (0,19 - 0,0443) \times 10^{-3}}{11748,98 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sj} = 80,16 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{7,75 \times 10^{-3} \times (0,19 - 0,0443)}{11748,98 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sg} = 144,16 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{9,95 \times 10^{-3} \times (0,19 - 0,0443)}{11748,98 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sp} = 185,09 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,014 \times 80 + 2,1} \Rightarrow \mu_j = 0,441$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,014 \times 144,16 + 2,1} \Rightarrow \mu_g = 0,638$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,014 \times 185,09 + 2,1} \Rightarrow \mu_p = 0,705$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 49231,125}{1 + (3 \times 0.441)} \Rightarrow I_{f_{ij}} = 23312,198 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 49231,125}{1 + (3 \times 0.638)} \Rightarrow I_{f_{ig}} = 18584,158 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 49231,125}{1 + (3 \times 0.705)} \Rightarrow I_{f_{ip}} = 17384,987 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 49231,125}{1 + (1.05 \times 0.678)} \Rightarrow I_{f_{vg}} = 31877.72 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{4.299 \times 10^{-3} \times 4.9^2}{10 \times 32164.2 \times 23312,198 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.00137 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{7.75 \times 10^{-3} \times 4.9^2}{10 \times 32164.2 \times 18584,158 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.0031 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{9.95 \times 10^{-3} \times 4.9^2}{10 \times 32164.2 \times 17384,987 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.00427 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{9.95 \times 10^{-3} \times 4.9^2}{10 \times 10721.4 \times 31877.72 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 0.0069 \text{ m}$$

$$\Delta f_i = 0.0069 - 0.00137 + 0.00427 - 0.0031 \Rightarrow \Delta f_i = 0.0067 \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.67 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.98 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

III.2 .10 .Récapitulatifs des sollicitations les plus défavorables

1. Plancher courant (16+5)

Types	ELU				ELS		
	<i>rive</i> M_{appui} (KN.m)	<i>inter</i> M_{appui} (KN.m)	<i>max</i> M_{trav} (KN.m)	V^{max} (KN)	<i>rive</i> M_{appui} (KN.m)	<i>inter</i> M_{appui} (KN.m)	<i>max</i> M_{trav} (KN.m)
Type1	-2,05	-9,67	13,82	16,94	-1,47	-6,94	10,02
Type 2et 4 étage courant	-2 ,05	-10,02	13,68	-17,02	-1,47	-7,18	9,92
Type2 et4 étage service	-2,49	-12,16	15,63	19,85	-8,61	-1,77	11,22
Type3	-1,486	-5,942	7,59	11,39	-1,07	-4,3	5,487
Type5	-1,174	/	8,34	9,78	-0,849	/	6,03
Type6	-2,752	/	19,56	14,98	-1,99	/	14,14
Type7	-1,203	/	8,55	9,9	-1,203	/	6,18
Type8	-0,899	/	6,39	8,58	-0,65	/	4,62

Tableau III.23: sollicitations les plus défavorables des poutrelles (plancher étage).

2. Sollicitation maximales

poutrelles	ELU	ELS
Etage service	$M_a^{rive} = -2,49 \text{ KN m}$ $M_a^{inter} = -12,16 \text{ KN m}$ $M_t^{max} = 15,63 \text{ KN m}$ $V_u^{max} = 19,85 \text{ KN}$	$M_a^{rive} = -1,77 \text{ KN m}$ $M_a^{inter} = -8,61 \text{ KN m}$ $M_t^{max} = 11,22 \text{ KN m}$
Etage courant (type 1,2,4)	$M_a^{rive} = -2,05 \text{ KN m}$ $M_a^{inter} = -9,67 \text{ KN m}$ $M_t^{max} = 13,82 \text{ KN m}$ $V_u^{max} = 16,94 \text{ KN}$	$M_a^{rive} = -1,47 \text{ KN m}$ $M_a^{inter} = -6,94 \text{ KN m}$ $M_t^{max} = 10,02 \text{ KN m}$
Etage courant (type 5,7,8)	$M_a^{rive} = -1,203 \text{ KN m}$ $M_t^{max} = 8,55 \text{ KN m}$ $V_u^{max} = 9,9 \text{ KN}$	$M_a^{rive} = 1,203 \text{ KN m}$ $M_t^{max} = 6,18 \text{ KN m}$
Etage 6(type 03)	$M_a^{rive} = -1,48 \text{ KN m}$ $M_a^{inter} = -5,942 \text{ KN m}$ $M_t^{max} = 7,59 \text{ KN m}$ $V_u^{max} = 11,39 \text{ KN}$	$M_a^{rive} = -1,07 \text{ KN m}$ $M_a^{inter} = -4,3 \text{ KN m}$ $M_t^{max} = 5,487 \text{ KN m}$
Etage 8 N1 et N2 (type 7)	$M_a^{rive} = -2,752 \text{ KN m}$ $M_t^{max} = 19,56 \text{ KN m}$ $V_u^{max} = 14,98 \text{ KN}$	$M_a^{rive} = 1,99 \text{ KN m}$ $M_t^{max} = 14,14 \text{ KN m}$

Tableau.III.24: Les sollicitations maximales des poutrelles

III.2.11 Ferrailage des poutrelles

		M (KN m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
Etage service	travée	15,63	0,5094	0,0642	0,185	2,38	1,37	3 HA 12= 3,39
	Appui inter	-12,16	0,237	0,345	0,163	2,13	0,229	2 HA 12 = 2,26
	Appui de rive	-2,49	0,0487	0,0624	0,185	0,386	0,229	1 HA 12 =1,13
Etage courant (type1, 2, 4)	travée	13,82	0,0452	0,0578	0,185	2,14	1,37	2 HA10+1HA12 = 2,7
	Appui inter	-9,67	0,189	0,264	0,169	1,69	0,229	2 HA 12 = 2,26
	Appui de rive	-2,05	0,0399	0,051	0,186	0,316	0,229	1 HA 12= 1,13
Etage courant (type 5,7,8)	travée	8,55	0,0279	0,0353	0,1873	1,31	1,37	3 HA 10 = 2,36
	Appui de rive	-1,203	0,0397	0,0506	0,186	0,31	0,22	1 HA 10 = 0,79
Etage 6 (type3)	travée	7,59	0,0247	0,0313	0,1876	1,16	1,37	3 HA 10 = 2,36
	Appui inter	-5,942	0,116	0,1548	0,178	0,95	0,229	2HA10 = 1,57
	Appuis de rive	-1,48	0,0289	0,0367	0,187	0,227	0,229	1HA10 = 0,79
Etage 8 N1 et N2 (Type 7)	travée	19,56	0,0637	0,0824	0,183	3,06	1,37	3HA12 = 3,39
	Appuis de rive	-2,752	0,0448	0,0573	0,185	0,354	0,229	1HA12 = 1,13

Tableau III.25: calcul des sections d'armatures des poutrelles.

III.2.1.2. Les vérifications

1. Vérifications des contraintes à ELU

- Vérification de l'effort tranchant en travée : on a $\tau_{adm} = 3,3$ Mpa

Les planchers	V_u (KN)	τ_u (Mpa)	observation
Etage service	19,85	1,04	vérifier
Etage courant (type1, 2, 4)	16,94	0,89	vérifier
Etage courant (type5,7,8)	9,9	0,52	vérifier
Etage 6 (type 03)	11,39	0,59	vérifier
Etage 8 N1 et N2 (type 7)	14,98	0,788	vérifier

Tableau III.26: vérification de l'effort tranchant (cisaillement)

- Vérification des armatures longitudinale A_l à l'effort tranchant

-appuis de rive : on a $A_{l\ ado} = A_{travée} + A_{l\ appuis}$

Les planchers	V_u (KN)	$A_{l\ ado}$ (cm ²)	A_l (cm ²)	observation
Etage service	19,85	4,52	0,57	vérifier
Etage courant (type 1, 2,4)	16,94	3,83	0,487	vérifier
Etage courant (5, 7,8)	9,9	3,15	0,284	vérifier
Etage 6 (type03)	11,39	3,15	0,327	vérifier
Etage 8 N1 et N2 (type 7)	14,98	4,18	0,5706	vérifier

Tableau III.27: vérification de l'effort tranchant en appuis de rive

-appuis intermédiaire : $A_{l\ ado} = A_{travée} + A_{l\ interm}$

Les planchers	V_u KN	$A_{l\ ado}(\text{cm}^2)$	M_{interm}^a	$A_l(\text{cm}^2)$	observation
Etage service	19,85	5,65	-12,16	1,47	vérifier
Etage (type 1,2,4)	16,94	4,96	-9,67	-1,14	vérifier
Etage 6(type 03)	11,39	3,93	-5,94	-0,67	vérifier

Tableau III.28: vérification de l'effort tranchant en appuis intermédiaire

- **Vérification de la jonction de table nervure:** on a $\tau_{adm} = 3,3$ MPa

Les planchers	$V_u(\text{KN})$	$\tau_u(\text{Mpa})$	observation
Etage service	19,85	0,967	vérifier
Etage courant (1, 2, 4)	16,94	0,825	vérifier
Etage courant (5,7,8)	9,9	0,482	vérifier
Etage 6(type 03)	11,39	0,555	vérifier
Etage 8 N1 et N2(type 7)	14,98	0,874	vérifier

Tableau III.29: vérification de la jonction de table nervure

2. Vérifications des contraintes à ELS

- **Etat limite de compression de béton** on a $\sigma_{adm} = 15$ Mpa

Plancher	En travée				En appui intermédiaire				Observation
	M_t KN.m	Y cm	I cm^4	σ Mpa	M_t KN.m	y cm	I cm^4	σ Mpa	
Etage service	11,22	4,89	12462,34	4,4	-8,61	8,455	5784,32	12,58	vérifier
Etage courant (type1, 2,4)	10,02	4,43	10336,30	4,29	-6,94	8,455	5784,32	10,14	vérifier
Etage courant (type5, 7,8)	6,18	4,18	9235,67	2,79	/	/	/	/	vérifier
Etage6 (type 3)	5,487	4,18	9235,67	1,06	-4,3	7,393	4519,30	7,03	vérifier
Etage 8 N1 et N2 (type 7)	14,14	4,89	12462,34	5,55	/	/	/	/	vérifier

Tableau III.30. : Vérification des états limites de compression du béton.

• **Etat limite de déformation : $\Delta f \leq f_{adm}$**

Planchers	Etage service	Etage courant (type 1, 2,4)	Etage courant Type (5, 7,8)	Etage 6 (type 3)	Etage 8 N1 et N2 (type 7)
q_{jser} (KN/m)	1,91	1,91	1,91	1,91	1,91
q_{gser} (KN/m)	3,445	3,445	3,445	3,445	3,445
q_{pser} (KN/m)	5,07	4,42	4,42	4,42	5,07
M_{jser} (KN.m)	4,299	4,299	4,299	4,299	4,299
M_{gser} (KN.m)	7,75	7,75	7,75	7,75	7,75
M_{pser} (KN.m)	11,41	9,95	9,95	9,95	9,95
I_0 (Cm ⁴)	49978,91	49231,125	48862,65	48862,65	49978,91
ρ	0,017	0,014	0,012	0,012	0,017
λ_v	0,988	1,2	1,4	1,4	0,988
λ_i	2,47	3	3,5	3,5	2,47
σ_{sj} (Mpa)	73,01	80	103,47	103,47	73,01
σ_{sg} (Mpa)	131,62	144,16	186,54	186,54	131,62
σ_{sp} (Mpa)	193,77	185,09	274,63	274,63	168,98
μ_j	0,48	0,441	0,479	0,479	0,48
μ_g	0,667	0,638	0,667	0,667	0,667
μ_p	0,76	0,705	0,759	0,759	0,729
If_{ij} (Cm ⁴)	25154,10	23312,198	20081,79	20081,79	25154,10
If_{ig} (Cm ⁴)	20765,63	18584,158	16119,03	16119,03	20765,63
If_{ip} (Cm ⁴)	19107,74	17384,987	14699,55	14699,55	19630,15
If_{vg} (Cm ⁴)	33138,59	31877,72	27794,45	27794,45	33138,59
f_{ji} (m)	0,00127	0,00137	0,00069	0,00086	0,00127
f_{gi} (m)	0,00154	0,0031	0,0015	0,00193	0,00154
f_{pi} (m)	0,00445	0,0069	0,0022	0,0027	0,00378
f_{gv} (m)	0,0077	0,0069	0,0035	0,0043	0,0067
Δf (cm)	0,93	0,67	0,351	0,42	0,00767
f_{adm} (cm)	0,98	0,98	0,648	0,72	0,98
$\Delta f \leq f_{adm}$	donc la condition de la flèche est vérifiée				

Tableau III.31 : Vérification des états limites de déformation

III.2.13. Le schéma de ferrailage des poutrelles

type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Etage service	<p>1H12 $\phi 8; S_t = 15cm$ 3HA12</p>	<p>2H12 $\phi 8; S_t = 15cm$ 3HA12</p>	<p>1HA12 $\phi 6; S_t = 15cm$ 3HA12</p>
Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Etage courant (type 1,2 ,4)	<p>1H12 $\phi 8; S_t = 15cm$ 2HA10 1HA12</p>	<p>2H12 $\phi 8; S_t = 15cm$ 2HA10 1HA12</p>	<p>1HA12 $\phi 6; S_t = 15cm$ 3HA10 1HA12</p>
Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Etage 8 Niveaux 1 et 2(type 7)	<p>1H12 $\phi 8; S_t = 15cm$ 3HA12</p>	Pas appui intermédiaire	<p>1HA12 $\phi 6; S_t = 15cm$ 3HA12</p>
type	travée	Appuis intermédiaire	Appuis de rive
Etage courant type (5,7,8)	<p>1H10 $\phi 8; S_t = 15cm$ 3HA10</p>	Pas appui intermédiaire	<p>1HA10 $\phi 6; S_t = 15cm$ 3HA10</p>
type	travée	Appuis intermédiaire	Appuis de rive
Etage 6 (type 3)	<p>1H10 $\phi 8; S_t = 15cm$ 3HA10</p>	<p>2H10 $\phi 8; S_t = 15cm$ 3HA10</p>	<p>1H10 $\phi 8; S_t = 15cm$ 3HA10</p>

figure.III.4 : Le schéma de ferrailage des poutrelles

• **Ferraillage de la dalle de compression**

On utilise un treillis soude T de nuance $f_e = 325\text{MPa}$

-**Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_x}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1,1(\text{cm}^2/\text{ml})$$

CBA93 (B.6.8.4.2.3)

-**Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55\text{cm}^2/\text{ml}$$

On utilise un treillis soudé \emptyset_6 (150 × 150)

$$\text{Soit } 5 \emptyset_6 = 1,41 \text{ cm}^2$$

-**Espacement**

L'espace perpendiculaires aux poutrelles → $S_t = 20\text{cm} \leq 20\text{cm} \dots$ Vérifiée.

L'espace parallèles aux poutrelles → $S_t = 20\text{cm} < 30\text{cm} \dots$ Vérifiée.

-**Schémas de ferraillage**

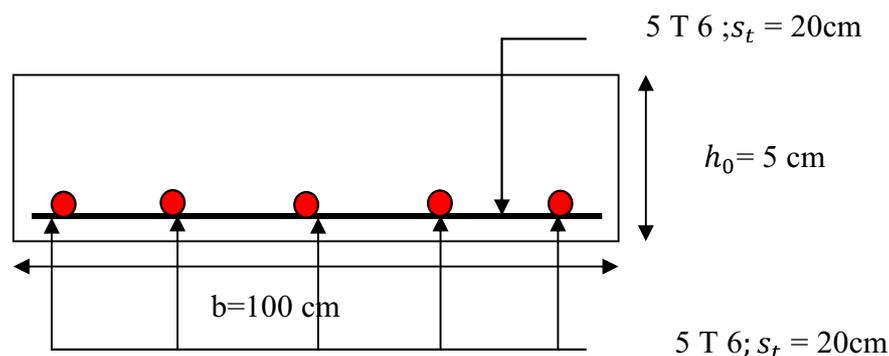


Figure III.5 : Le schéma de ferraillage de la dalle de compression

III-3 Etude des dalles pleines

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

III-3-1 Dalle pleine sur quatre appuis (Type01)

1. Evaluation des charges

$$G = 4,85 \text{ KN/m}^2, Q = 1,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q.$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + Q.$$

$$q_u = 8,79 \text{ KN/m}; q_s = 6,35 \text{ KN/m}.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,96}{4,7} = 0,63 \Rightarrow \rho > 0,4. \text{ Donc La dalle travail selon deux sens } L_x \text{ et } L_y$$

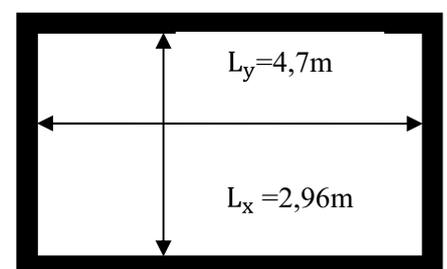


Figure III-6: dalle sur 04 appuis

2 .Calcul à l'ELU : $v = 0$ et $\rho = 0,63$.

a. Calcul de moment : de tableau on tire les valeurs de μ_x et de μ_y qui correspondent à $v = 0$, $\rho = 0,63$.

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0779 \\ \mu_y = 0,3338 \end{cases} \quad \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 6 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 2 \text{ KN.m} \end{cases} \quad (\text{Annex 1})$$

- Moment en travée $\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 5,1 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 1,7 \text{ KN.m} \end{cases}$

- Moment au appuis $\begin{cases} M_a^x = -0,3 \times M_0^x = -1,8 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0,3 \times M_0^y = -0,6 \text{ KN.m} \end{cases}$

b. Calcul de la section d'armature

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section $(b \times h) = (1 \times 0,14) \text{ m}^2$.

Le diamètre des barres utilisées doit être : $\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{14}{10} \Leftrightarrow \phi \leq 1,4 \text{ cm}$

• **En travée**

Sens xx

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{5,10 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times (0,12)^2} = 0,0249 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,031 ; z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,1185 \text{ m.}$$

$$A = \frac{M_t^x}{f_{st} \times z} = \frac{5,1 \times 10^{-3}}{0,1185 \times 348} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Sens yy

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1,7 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times (0,12)^2} = 0,0083 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,010 ; z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,1195 \text{ m.}$$

$$A = \frac{M_t^y}{f_{st} \times z} = \frac{1,7 \times 10^{-3}}{0,1195 \times 348} = 0,408 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

• **aux appuis**

Sens xx : $\mu_{bu} = \frac{M_a^x}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1,8 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times (0,12)^2} = 0,0088 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,011.$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,1194 \text{ m.}$$

$$A = \frac{M_a^x}{f_{st} \times z} = \frac{1,8 \times 10^{-3}}{0,1194 \times 348} = 0,433 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Sens yy : $\mu_{bu} = \frac{M_a^y}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,6 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times (0,12)^2} = 0,0029 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,0036.$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,119$$

$$A = \frac{M_a^y}{f_{st} \times z} = \frac{0,6 \times 10^{-3}}{0,1198 \times 348} = 0,144 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

3. Les vérifications:

a. Vérification de la condition de non fragilité

Pour $h > 12 \text{ cm}$ et $\rho > 0,4$, avec $f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$

Sens xx

$$A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times e \Rightarrow A_x^{\min} = 0,0008 \left(\frac{3-0,63}{2}\right) \times 1 \times 0,14 \Rightarrow A_x^{\min} = 1,327 \text{ cm}^2 / \text{ml} .$$

Sens y-y :

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{\min} = 0,0008 \times 1 \times 0,14 \Rightarrow A_y^{\min} = 1,21 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm ²)	A_a^{cal} (cm ²)	A_t^{min} (cm ²)	A_a^{min} (cm ²)	A_t^{adop} (cm ²)	A_a^{adop} (cm ²)
Sens xx	5,10	1,8	1,23	0,433	1,327	1,327	4T10=3,14	4T10=3,14
Sens yy	1,7	0,6	0,408	0,144	1,21	1,21	4T8=2,01	4T8=2,01

Tableau III-32 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis

b. Espacement des armatures

- **Armatures // L_x :** $S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

- **Armatures // L_y :** $S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$, On opte: $S_t = 25 \text{ cm}$ pour les deux sens.

e. Vérification à l'ELU

- **cisaillement**

$$V_{\max} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{8,79 \times 4,70}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,63}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 15,70 \text{ KN} .$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{15,7 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} \Rightarrow \tau_u = 0,13 \text{ MPa} < 0,13 f_{c28} = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifier}$$

f. Vérification à l'ELS

• **État limite de compression du béton :** on doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y, \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,06 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$v = 0,2 \begin{cases} \mu_x = 0,0831 \\ \mu_y = 0,5004 \end{cases} \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 4,62 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 2,31 \text{ KN.m} \end{cases} \quad (\text{Annex 1})$$

$$\text{Moment en travée} \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 3,927 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 1,96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment aux appuis} \begin{cases} M_a^x = -0,3 \times M_0^x = -1,386 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0,3 \times M_0^y = -0,693 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Vérification des contraintes**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \quad ; \quad I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 .$$

Sens		M _{ser} (KN.m)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	observation
travée	x-x	3,927	2,92	4713,1283	2,43	15	Vérifier
	y-y	2,31	2,4	3239,424	1,71	15	Vérifier
appui	x-x	1,386	2,92	4713,1283	0,86	15	Vérifier
	y-y	0,693	2,4	3239,424	0,513	15	Vérifier

Tableau III-33 : vérification des contraintes.

- **Etat limite d'ouverture des fissures** : on a une fissuration peu nuisible donc aucune vérification à faire.
- **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t^y}{10 \times M_0^y} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91 (Art.4.10)}$$

Sens x-x :

$$\frac{h}{L} = \frac{0,14}{2,96} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,047 \leq 0,0625 \dots\dots\dots \text{ la condition n'est pas vérifiée}$$

Donc on doit vérifier la flèche.

$$q_{jser} = 0,65 \times G = 0,65 \times 3,5 = 2,275 \text{ KN/m}; q_{gser} = 0,65 \times 4,85 = 3,15 \text{ KN/m};$$

$$q_{Pser} = 0,65 \times (4,85 + 1,5) = 4,1275 \text{ KN/m}.$$

$$\begin{array}{l} M_{0j} = \frac{2,275 \times 2,96^2}{8} = 2,49 \text{ KN.m} \\ M_{0g} = \frac{3,15 \times 2,96^2}{8} = 3,45 \text{ KN.m} \\ M_{0p} = \frac{4,1275 \times 2,96^2}{8} = 4,517 \text{ KN.m} \end{array} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{tj} = 0,75 \times 2,49 = 1,867 \text{ KN.m} \\ M_{tg} = 0,75 \times 3,45 = 2,587 \text{ KN.m} \\ M_{tp} = 0,75 \times 4,517 = 3,38 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$y = 2,92 \text{ cm}, \quad I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \Rightarrow I_0 = 24044,167 \text{ cm}^4 ; \rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14}{100 \times 12} \Rightarrow \rho = 0,0026.$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2+3 \times \frac{b}{d}) \times \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2+3) \times 0,0028} \Rightarrow \lambda_i = 8,07 ; \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 3,23.$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_t^x \times (d-y)}{I_0} = 15 \times \frac{5,10 \times 10^{-3} \times (12 - 2,92) \times 10^{-2}}{24044,167 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{st} = 28,88 \text{ MPa}.$$

$$\mu = \max \left\{ \begin{array}{l} 0 \\ 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_{st} + f_{t28}} < 0 \end{array} \right. \Rightarrow \mu = 0$$

$$I_i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu} \Rightarrow I_i = 26448,583 \text{ cm}^4; E_v = 3700 \times f_{c28}^{\frac{1}{3}} = 10807,26 \text{ MPa}; E_i = 3 \times E_v = 32421,8 \text{ MPa}.$$

$$f_{gv} = \frac{M_t^g \times L_x^2}{10 \times E_v \times I_v} = 0,00079 \text{ m}; f_{ji} = \frac{M_t^j \times L_x^2}{10 \times E_i \times I_i} = 0,00019 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_t^g \times L_x^2}{10 \times E_i \times I_i} = 0,00026 \text{ m}; f_{pi} = \frac{M_t^p \times L_x^2}{10 \times E_i \times I_i} = 0,00034 \text{ m}.$$

la flèche totale est définie d'après le RPA comme suite : $\Delta f = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} - f_{ji}$

$$\left. \begin{array}{l} \Delta f = 0,68 \text{ mm.} \\ \bar{f} = \frac{L_x}{500} = \frac{2960}{500} \Rightarrow \bar{f} = 5,92 \text{ mm.} \end{array} \right\} \Delta f < \bar{f} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

• **Sens y-y**

$$\frac{h}{L} = \frac{0,14}{4,65} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,030 \leq 0,0625 \dots\dots\dots \text{ la condition n'est pas vérifiée}$$

Donc on doit vérifier la flèche.

$$\left. \begin{array}{l} M_{0j} = \frac{2,275 \times 4,7^2}{8} = 6,28 \text{ KN.m} \\ M_{0g} = \frac{3,15 \times 4,7^2}{8} = 8,69 \text{ KN.m} \\ M_{0p} = \frac{4,125 \times 4,7^2}{8} = 11,39 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{tj} = 0,75 \times 6,28 = 4,71 \text{ KN.m} \\ M_{tg} = 0,75 \times 8,69 = 6,517 \text{ KN.m} \\ M_{tp} = 0,75 \times 11,39 = 8,54 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$y = 2,4 \text{ cm}; I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 \Rightarrow I_0 = 23620,41 \text{ cm}^4.$$

$$\rho = 0,00167; \lambda_i = 12, \lambda_v = 5,01; \mu = 0; I_i = 25982,45 \text{ cm}^4.$$

$$E_v = 3700 \times f_{c28}^{\frac{1}{3}} = 10807,26 \text{ MPa}; E_i = 3 \times E_v = 32421,8 \text{ MPa}.$$

$$f_{gv} = \frac{M_t^g \times L_x^2}{10 \times E_v \times I_v} = 0,00509 \text{ m}; f_{ji} = \frac{M_t^j \times L_x^2}{10 \times E_i \times I_i} = 0,00122 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_t^g \times L_x^2}{10 \times E_i \times I_i} = 0,0017 \text{ m}; f_{pi} = \frac{M_t^p \times L_x^2}{10 \times E_i \times I_i} = 0,0022 \text{ m}.$$

$$\left. \begin{array}{l} \Delta f = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} - f_{ji} = 4,37 \text{ mm.} \\ \bar{f} = \frac{L_x}{500} = \frac{4700}{500} \Rightarrow \bar{f} = 9,4 \text{ mm.} \end{array} \right\} \Delta f < \bar{f} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

4. schémas de ferrailage pour la dalle sur 04 appuis

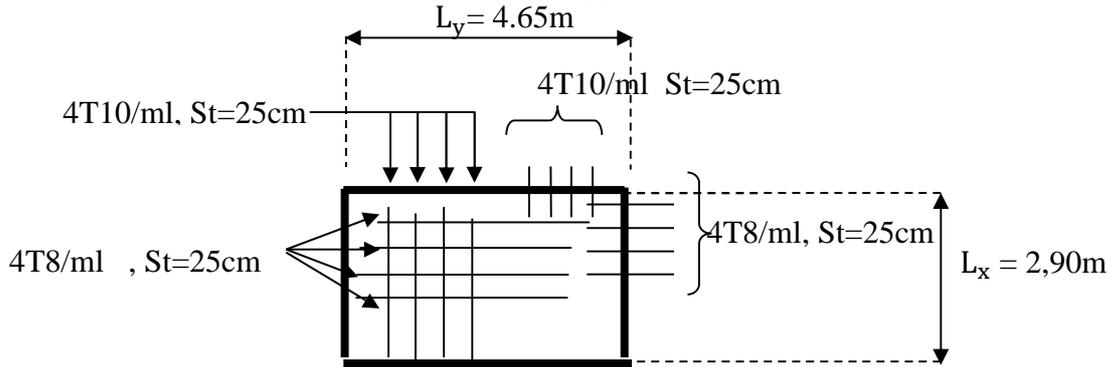


Figure. III-7: Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis

III.3.2) Dalle pleine sur un seul appui (console)

1. Evaluation des charges

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1,5 = 8,8 \text{ KN/m}^2 .$$

$$p_u = 1,35 \times 2,85 = 3,85 \text{ KN/m}^2 .$$

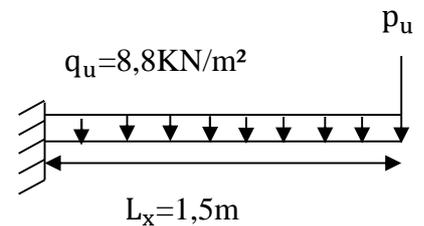


Figure III-11 : dalle sur un seul appui

2. Calcul des sollicitations à l'ELU

$$M_u = -q_u \times \frac{L_x^2}{2} - p_u \times L_x = -8,8 \times \frac{1,5^2}{2} - 3,85 \times 1,5 = -15,67 \text{ KN.m}$$

$$V_u = p_u + q_u \times L_x = 17,05 \text{ KN} .$$

3. Ferrailage

a. Les aciers longitudinaux

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{15,67 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times (0,12)^2} = 0,076 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,099 .$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,1152 \text{ m} .$$

$$A_s = \frac{M_u}{f_{st} \times z} = \frac{15,67 \times 10^{-3}}{0,1152 \times 348} = 3,91 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

• Vérification de la condition de non fragilité

$$e > 12 \text{ cm} \Rightarrow A_{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \cdot 100 \cdot 14 = 1,12 \text{ cm}^2 / \text{ml} .$$

$A_s > A_{\min}$condition vérifier.

• choix des barres : $A_s = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

b. Les aciers transversaux : il faut mettre les armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,8475 \text{ cm}^2 .$$

$$A_r = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} .$$

c. Vérification des espacements

- dans le sens principal : $S_t \leq \min(3 \times e ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \Rightarrow S_t = 20\text{cm}$.
- dans le sens secondaire : $S_t \leq \min(4 \times e ; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm} \Rightarrow S_t = 20\text{cm}$.

4) Vérification à l'ELU

- **cisaillement** : on doit vérifier $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{17,05 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} \Rightarrow \tau_u = 0,142 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u = 0,13 f_{c28} = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifier il n'est pas nécessaire de mettre les armatures transversales.

5) Vérification à l'ELS

- **état limite de compression de béton** on doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$

$$q_s = G + Q = 6,35 \text{ KN/m}^2, p_u = 2,85 \text{ KN/m}^2, M_{ser} = - (2,85 \times 1,5) - 6,35 \times \frac{1,5^2}{2} \Rightarrow M_{ser} = - 11,42 \text{ KN.m}$$

$$y = 3,23 \text{ cm}, I = 5657,3 \text{ cm}^4, \sigma_{bc} = \frac{11,42 \times 10^{-3}}{5657,3 \times 10^{-8}} \times 3,23 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 6,52 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} . \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

- **état limite d'ouverture des fissures**: on a une fissuration peu nuisible, donc pas de vérification.
- **état limite de déformation**

$$\frac{h}{L} = \frac{0,14}{1,5} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,093 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\frac{M_u}{10 \times M_0^y} = 0,64 \geq \frac{h}{L} \dots\dots\dots \text{condition non vérifier Donc on doit vérifier la flèche}$$

La flèche dans le cas d'une console est définie comme suite : $f = \frac{M_t \times L^2}{4 \times E \times I} \leq \bar{f}$ avec : $\bar{f} = \frac{L_x}{250}$

$$M_{jser} = 1,92 \text{ KN.m}, M_{gser} = 2,66 \text{ KN.m}, M_{gser} = 3,48 \text{ KN.m}$$

$$I_f = 2,6774462 \times 10^{-4} \text{ m}^4, E = 32456,596 \text{ MPa}.$$

$$f = \frac{M_t \times L^2}{4 \times E \times I} \Rightarrow f = \frac{3,48 \times 10^{-3} \times 1,5^2}{4 \times 32456,596 \times 2,6774462 \times 10^{-8}} \Rightarrow f = 2,25 \text{ mm}.$$

$$\left. \begin{aligned} f &= 2,25 \text{ mm}. \\ \bar{f} &= \frac{L_x}{250} = \frac{1500}{250} \Rightarrow \bar{f} = 6 \text{ mm}. \end{aligned} \right\} \Delta f < \bar{f} \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

6. Schémas de ferrailage pour une dalle en console

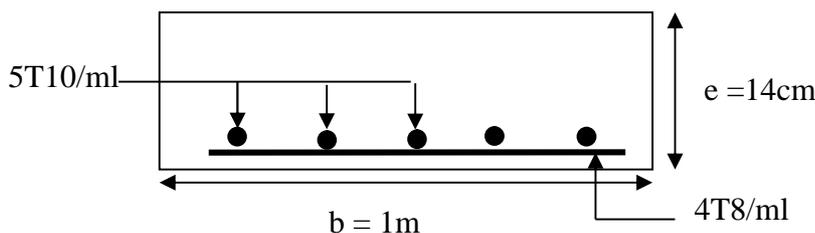


Figure. III-12: Schéma de ferrailage d'une dalle en console

II.3.3. une dalle pleine sur trois appuis

Dans le cas d'une dalle sur 03 appuis on doit vérifier ace que :

$$L_x < L_y \text{ ou } L_x \geq L_y .$$

$$L_x \geq \frac{L_y}{2} : M_{0x} = \frac{q \times L_y^3}{24} ; M_{0y} = \frac{q \times L_y^2}{8} \left(L_x - \frac{L_y}{2} \right) + \frac{q \times L_y^3}{48} \dots\dots 1.$$

$$L_x < \frac{L_y}{2} : M_{0x} = \frac{q \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times q \times L_x^3}{3} ; M_{0y} = \frac{q \times L_x^3}{6} \dots\dots 2$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{2,5}{2} \Rightarrow \frac{L_y}{2} = 1,25m \Rightarrow L_x \geq \frac{L_y}{2} , \text{ donc on doit appliquée la première relation}$$

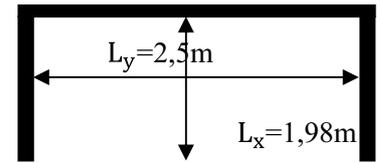


Figure III -10: dalle sur 03 appuis

1. Calcul des sollicitations

$$G = 4,85 \text{ KN/m}^2, Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 .$$

$$\text{à l'ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q.$$

$$\text{à l'ELS: } q_s = G + Q .$$

$$q_u = 8,79 \text{ KN/m}; q_s = 6,35 \text{ KN/m}; \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,98}{2,5} = 0,79 \Rightarrow \rho > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens.}$$

2. Calcul à l'ELU

$$M_{0x} = \frac{q \times L_y^3}{24} \Rightarrow M_{0x} = \frac{8,79 \times 2,5^3}{24} \Rightarrow M_{0x} = 5,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \frac{q \times L_y^2}{8} \left(L_x - \frac{L_y}{2} \right) + \frac{q \times L_y^3}{48} \Rightarrow M_{0y} = \frac{8,79 \times 2,5^2}{8} \left(1,98 - \frac{2,5}{2} \right) + \frac{8,79 \times 2,5^3}{48} = 7,87 \text{ KN}$$

En travée

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = 4,86 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = 6,69 \text{ KN.m}$$

aux appuis

$$M_{ax} = -0,3 \times M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = 1,71 \text{ KN} ; M_{ay} = -0,3 \times M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = 2,36 \text{ KN.m}$$

3. Ferrailage

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

Le diamètre des armatures : $\phi \leq \frac{h}{10} \rightarrow \phi \leq 14 \text{ mm.} \rightarrow \phi = 12 \text{ mm.}$

Sens		Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	A_{min}	$A_{choisit}(\text{cm}^2/\text{ml})$
travée	x-x	4,86	0,023	0,030	0,1185	1,17	1,23	4T10=3,14
	y-y	6,69	0,032	0,041	0,1180	1,63	1,21	4T10=3,14
appui	x-x	1,71	0,0083	0,0105	0,1195	0,41	1,23	4T8=2,01
	y-y	2,36	0,0115	0,0145	0,1193	0,568	1,21	4T8=2,01

Tableau III-34 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 02 appuis

4. Les vérifications :

a. Espacement des armatures

- Armatures // L_x : $S_t \leq \min (3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$

- Armatures // L_y : $S_t \leq \min (4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm,}$ On opte: $S_t = 25 \text{ cm}$ pour les deux

b. Vérification à l'ELU

- **Cisaillement**

$$V_{max} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{max} = 7,87 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{7,87 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} \Rightarrow \tau_u = 0,0656 \text{ MPa} < 0,13 f_{c28} = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition est vérifiée}$$

.C. Vérification à l'ELS

-État limite de compression du béton : on doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$

Sens		M _{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	observation
travée	x-x	3,51	2,92	4713,128	2,17	15	Vérifier
	y-y	4,83	2,92	4713,128	2,99	15	Vérifier
appui	x-x	1,24	2,4	3239,424	0,918	15	Vérifier
	y-y	1,70	2,4	3239,424	1,26	15	Vérifier

Tableau III-35 : vérification des contraintes

-Etat limite d'ouverture des fissures : on a une fissuration peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

-Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \qquad \qquad \qquad \text{BAEL91 (Art.4.10)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t^y}{10 \times M_0^y} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Sens x-x : $\frac{h}{L} = \frac{0,14}{1,98} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,0707 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

$$\frac{M_t^x}{10 \times M_0^x} = \frac{3,51}{10 \times 5,68} = 0,0618 \leq \frac{h}{L} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14}{100 \times 12} = 0,0026 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,105 \end{array} \right\} \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Sens y-y: $\frac{h}{L} = \frac{0,14}{2,5} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,056 \leq 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$

⇒ donc on doit vérifier la flèche.

$$y = 2,92 \text{ cm} ; I_0 = 4713,128 \text{ cm}^4 ; \rho = 0,0026 ; \lambda_i = 8,07 ; \lambda_v = 3,23.$$

q _j (KN/ml)	M _{jser} (KN.m)	If _j (cm) ⁴	σ _j (Mpa)	μ _j	f _{ji} (mm)
2,275	1,33	5184,44	35,696	0	0,31
q _g (KN/ml)	M _{gser} (KN.m)	If _s (cm) ⁴	σ _g (Mpa)	μ _g	f _{gi} (mm)
3,15	1,85	5184,44	49,65	0	0,43
q _p (KN/ml)	M _{pser} (KN.m)	If _p (cm) ⁴	σ _p (Mpa)	μ _p	f _{pi} (mm)
4,125	2,42	5184,44	64,95	0	0,564
q _g (KN/ml)	M _{gser} (KN.m)	If _{gv} (cm) ⁴	σ _{gv} (Mpa)	μ _g	f _{gv} (mm)
3,15	1,85	5184,44	49,65	0	1,29

Tableau III-36 : Vérification de la flèche dans le sens y.

$$\Delta f = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} - f_{ji} = 1,11 \text{ mm.}$$

$$\bar{f} = \frac{L_x}{500} = \frac{2500}{500} \Rightarrow \bar{f} = 5 \text{ mm.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \Delta f = 1,11 \text{ mm.} \\ \bar{f} = 5 \text{ mm.} \end{array} \right\} \Delta f < \bar{f} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

5. Schémas de ferrailage pour la dalle sur 02 appuis

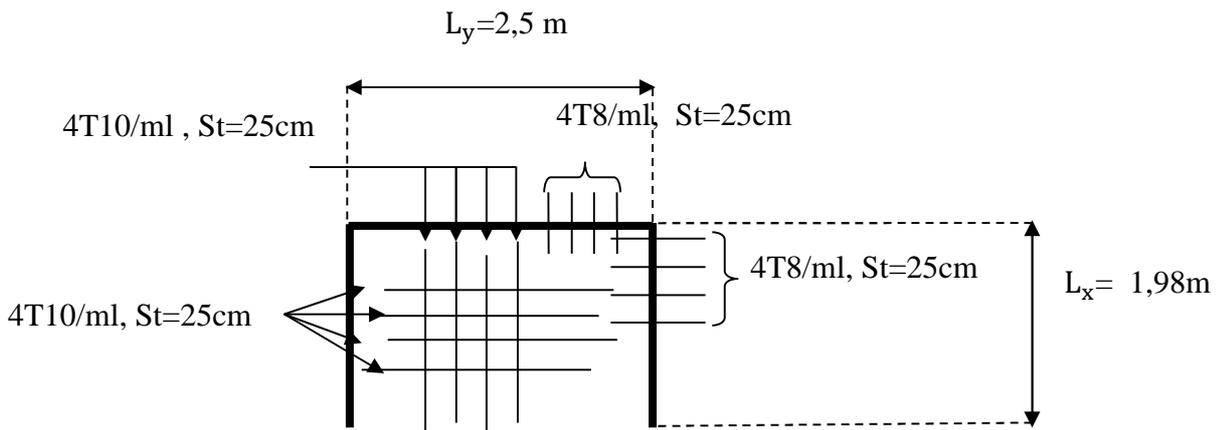


Figure III-9 : Schéma de ferrailage de la dalle Type 02

III-3-3) Poutre de chaînage : D’après le RPA version 2003(art9.3.3) la largeur de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à $\frac{2}{3}$ de l’épaisseur de l’élément supporté.

dans projet la poutre sert d’appuie pour la dalle pleine d’épaisseur 14cm.

1) Dimensionnement de la poutre

$$\frac{L_x}{15} \leq h \leq \frac{L_x}{10} \Rightarrow \frac{198}{15} \leq h \leq \frac{198}{10}$$

$$13,2\text{cm} \leq h \leq 19,8\text{cm} \Rightarrow h \geq 15\text{cm} .$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30\text{cm} \Rightarrow b \geq 20\text{cm}.$$

donc on opte : (b×h) = (30×30)cm² .

2 . Calcul des sollicitations

Poids propre : $G = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{KN/m}$.

Poids de mur : $G_{mur} = 2,85 \times (2,86 - 0,35) = 7,15 \text{KN/m}$.

La réaction de la dalle sur la poutre : $q_m = \frac{2}{3} \times p \times L_x = \frac{2}{3} \times 8,79 \times 2,13 \Rightarrow q_m = 12,48 \text{KN/m}$

$q_u = 1,35(2,25 + 7,15) + 12,48 = 25,17 \text{KN/m}$; $q_s = 2,25 + 7,15 + 12,48 = 21,88 \text{KN}$

3) Calcul à l'ELU

La poutre est calculée à la flexion simple comme une console.

$$M_{au} = \frac{-q_u \times L^2}{2} = -57,09 \text{KN.m}; V_u = 53,61 \text{KN}.$$

Calcul à l'ELS

$$M_{as} = -49,63 \text{KN.m}, V_{ser} = 46,60 \text{KN}.$$

• Ferrailage:

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$).

Avec : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; $d = 27 \text{ cm}$;

Sens	$M_{au}(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
Appuis	57,09	0,055	0,0709	0,262	6,25	4,5	6T12=6,79

Tableau III-37 : Le ferrailage de la poutre de chaînage

a) Vérification à l'ELU

• L'effort tranchant

$$\bar{\tau}_u = 0,13 f_{c28} = 3,25 \text{ MPa}, \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{53,61 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} \Rightarrow \tau_u = 0,198 \text{MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ condition vérifier .

• Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = (53,61 \times 10^{-3} - \frac{57,09 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,27}) \times \frac{1,15}{400} \Rightarrow A > -5,21 \text{cm}^2 \dots \text{verifier.}$$

• Calcul des armatures de transversales

$$\text{En appui : } A_a \geq \frac{A_a}{4} \Rightarrow A_a \geq \frac{6,79}{4} \Rightarrow A_a \geq 1,69 \text{cm}^2, \text{ on choisit : } 3T12 = 3,39 \text{cm}^2.$$

• Espacement des barres

-Armatures longitudinales : $S_l \leq (3 \times e; 33) \text{cm} = 33 \text{cm}$.

-Armatures transversales : $S_t \leq (4 \times e; 45) \text{cm} = 45 \text{cm}$ On opte : $S_t = 25 \text{ cm}$

b. Vérification à l'ELS

Vérification de l'état limite de compression du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$

$$y = 10,56 \text{cm}, I = 39303,20 \text{cm}^4, \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{49,63 \times 10^{-3} \times 10,56 \times 10^{-2}}{39303,20 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{bc} = 13,33 \text{MPa}.$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$. $\Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ condition vérifier.

- **Vérification de l'état limite de déformation** : on doit vérifier la condition suivante :

$$f = \frac{M_t \times L^2}{4 \times E \times I} \leq \bar{f} \quad \text{avec : } \bar{f} = \frac{L_x}{250}$$

$$M_{jser} = 5,16 \text{ KN.m}, \quad M_{gser} = 7,14 \text{ KN.m}, \quad M_{gser} = 9,36 \text{ KN.m}$$

$$I = 39303,20 \text{ cm}^4, \quad E = 32456,596 \text{ MPa.}$$

$$f = \frac{M_t \times L^2}{4 \times E \times I} \Rightarrow f = \frac{9,36 \times 10^{-3} \times 2,13^2}{4 \times 32456,596 \times 39303,20 \times 10^{-8}} \Rightarrow f = 0,832 \text{ mm.}$$

$$f = 0,832 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L_x}{250} = \frac{2130}{250} \Rightarrow \bar{f} = 8,52 \text{ mm.}$$

$\Delta f < \bar{f} \Rightarrow$ condition vérifier .

c) Schémas de ferrailage de la poutre de chaînage

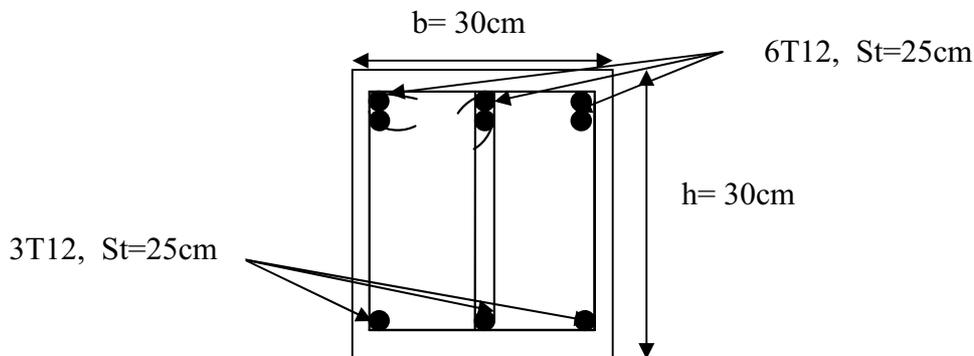


Figure III-12: schémas de ferrailage

III.4. Etude des escaliers :

III.4.1. Escalier droite à 02 volées

- **Volée 1 :**

1. Combinaison de charges

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 14,064 \text{ KN/m}$$

Par la méthode d'RDM, on trouve :

$$R_A = R_B = 32,34 \text{ KN}, \quad M_0^{\max} = 37,20 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \times M_0^{\max} = 27,90 \text{ KN.m} \quad M_a = 0,5 \times M_0^{\max} = 18,60 \text{ KN.m}$$

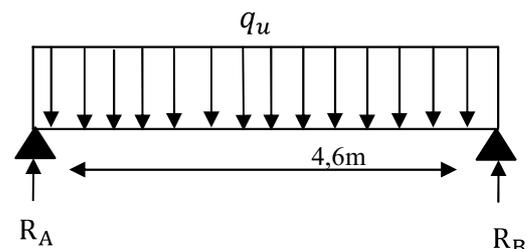


Figure III-13 : schéma statique de volée 1

2. Ferrailage:

	Moment(KN.m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{opt}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	St (cm)
En travée	27,90	5,21	5HA12 = 5,65	1,932	25
En appuis	18,60	3,43	5HA10 = 3,93	1,932	25

Tableau III-38 : tableau de ferrailage

ELS :

$$q_s = G + Q = 10,14 \text{ KN} / \text{m} , \quad M_0^{\max} = 26,82 \text{ KN} \cdot \text{m} ,$$

$$M_t = 0,75 \times M_0^{\max} = 20,11 \text{ KN} \cdot \text{m} , \quad M_a = 0,5 \times M_0^{\max} = 13,41 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

3. Vérification à l'E.L.U

- **vérification de l'effort tranchant :**

$$V^{\max} = 32,20 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{32,20 \times 10^{-3}}{1 \times 0,16} \Rightarrow \tau_u = 0,201 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,325 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(32,20 \times 10^3 - \frac{27,90 \times 10^3}{0,9 \times 0,16} \right) \times \frac{1,15}{400} = -0,556 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée}$$

Donc aucune vérification à faire

- **Calcul de la section des armatures de répartition :**

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,412 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisie : 5HA8} = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,982 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisie : 5HA8} = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement des barres**

$$\text{Armatures longitudinales : } S_t \leq (3 \times h; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Armature transversales : } S_t \leq (4 \times h; 45) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

4. Vérification à l'ELS

a. travée

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- **Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :**

Pas de vérification à faire car les fissurations est peu nuisible.

- **Vérification de l'état limite de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} y^2 + 15 \times 5,65 y - 15 \times 5,65 \times 16 = 0$$

$$50y^2 + 84,75y - 1356 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Après résolution de l'équation (2) : $y = 4,42\text{cm}$

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

$$I = \frac{100}{3} \times (4,42)^3 + 15 \times 5,65 \times (16 - 4,42)^2 \Rightarrow I = 14243,03\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{20,11 \times 10^{-3}}{14243,03 \times 10^{-8}} \times 0,0442 = 6,24\text{MPa} \quad (\text{CBA 93 Art A.5.3.3})$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

b. Appuis

- **Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :**

Pas de vérification à faire car les fissurations est peu nuisible

- **Vérification de l'état limite de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} y^2 + 15 \times 3,93 y - 15 \times 3,93 \times 16 = 0$$

$$y^2 + 67,8 y - 1017 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Après résolution de l'équation (2) : $y = 3,79\text{cm}$

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

$$I = \frac{100}{3} \times (3,79)^3 + 15 \times 3,93 \times (15 - 3,79)^2 \Rightarrow I = 9222,56\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{13,41 \times 10^{-3}}{9222,56 \times 10^{-8}} \times 0,0379 = 5,51\text{MPa} \quad (\text{CBA Art A.5.3.3})$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

- **Etat limite de déformation**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de limiter les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service

- **Evaluation de la flèche**

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_c}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{18}{460} = 0,039 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$ non vérifier donc on doit faire une vérification de la flèche selon la méthode exposé à l'article.6 .5.2 de BAEL 91.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} ; \quad \rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{5,65}{100 \times 16} \Rightarrow \rho = 0,0035$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 6, \lambda_v = 0,4 \times \lambda_i = 2,4$$

$$E_i = 32164,2 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,4 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

- **Calcul des contraintes**

$$q_{jser} = 0,65 \times 4,15 = 2,697 \text{ KN/m}; \quad q_{gser} = 0,65 \times 7,64 = 4,966 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0,65 \times (7,64 + 2,5) \Rightarrow q_{pser} = 6,59 \text{ KN/m}$$

$$M_{gser} = 0,75 \times \frac{4,966 \times 4,6^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 9,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0,75 \times \frac{6,591 \times 4,6^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 13,07 \text{ KN.m}$$

$$I_0 = \frac{1}{12} \times b \times h^3 + 15 \times A \times \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$I = \frac{1}{3} \times b \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

Calcul de I, I₀, y :

$$y = 4,42 \text{ cm}, I = 14243,03 \text{ cm}^4; \quad I_0 = \frac{1}{12} \times 100 \times 18^3 + 15 \times 5,65 \times \left(\frac{18}{2} - 2\right)^2 = 52752,75 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{5,350 \times 10^{-3} \times (0,16 - 0,0442)}{14243,03 \times 10^{-8}} = 65,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{9,85 \times 10^{-3} \times (0,16 - 0,0442)}{14243,03 \times 10^{-8}} = 120,12 \text{ MPa}$$

- **Les inerties fictives**

$$\mu_j = -0,219 \quad \mu_g = 0,028 \quad \mu_p = 0,151$$

$$\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$I_{f_{ij}} = 58028,025; \quad I_{f_{ig}} = 49681,52 \text{ cm}^4; \quad I_{f_{ip}} = 30444,92 \text{ cm}^4; \quad I_{f_{vg}} = 54374,08 \text{ cm}^4$$

• **Evaluation de la flèche**

$$f_{ji} = 0,0006m \quad f_{gi} = 0,0013m; \quad f_{pi} = 0,0028m; \quad f_{gv} = 0,0047m; \quad f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{460}{500} = 0,92cm$$

$$\Delta f = 5,6mm \leq f_{adm} = 9,2mm$$

5. Schéma de ferrailage :

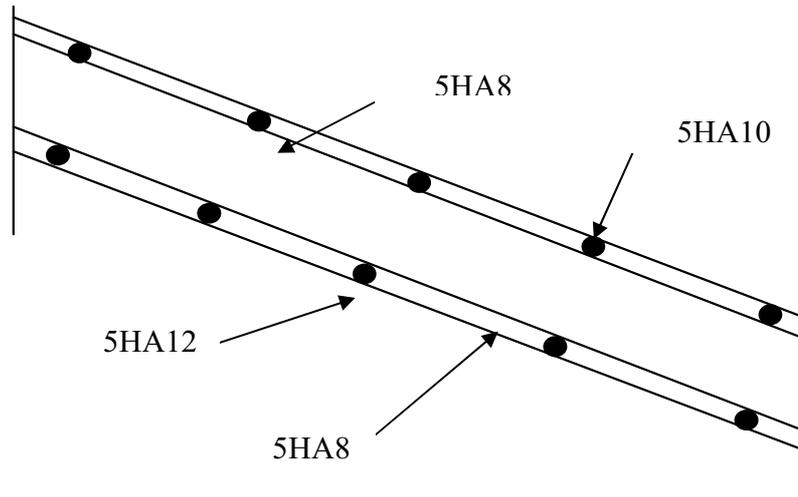


Figure III-14: schéma de ferrailage de la volée 01

• **Volée 02 :**

$$G_v = 7,64KN/m^2; \quad G_p = 4,86 KN/m^2, \quad Q = 2,5KN/m^2$$

1. Calcul les sollicitations:

$$ELU : q_v = 1.35G + 1.5Q = 14,064KN / m$$

$$q_p = 1.35G + 1.5Q = 10,311KN / m$$

Par la méthode d'RDM, on trouve :

$$R_A = 31,30KN \quad R_B = 27,38 KN$$

2. Calcul des moments:

• **tronçon1: $0 \leq x \leq 3,00 m$**

$$T_y = -R_A + q_v x \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T_y = -31,30 KN \\ x = 3,00 \Rightarrow T_y = 10,89 KN \end{cases}$$

$$M = R_A x - q_v \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M = 0 KN \cdot m \\ x = 3,00 \Rightarrow M = 30,612 KN \cdot m \end{cases}$$

$$\text{On a : } T_y = 0 \Rightarrow x = 2,22m$$

$$\text{Et pour } x = 2,22m \Rightarrow M = 34,82 KN \cdot m$$

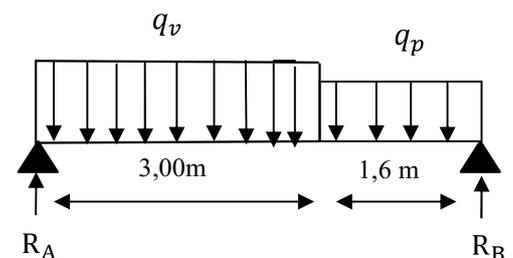
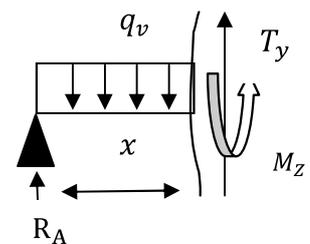


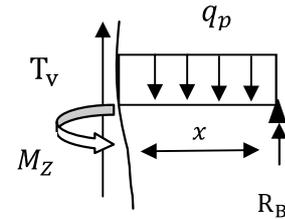
Figure III-15 : schéma statique de volée 2



• **Tronçon 2: : $0 \leq x \leq 1,6\text{m}$**

$$T_y = -R_B + q_p \times x \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T_y = -27,38\text{KN} \\ x = 1,6\text{ m} \Rightarrow T_y = -10,88\text{ KN} \end{cases}$$

$$M = R_B \times x - q_p \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M = 0\text{ KN.m} \\ x = 1,6 \Rightarrow M = 30,60\text{ KN.m} \end{cases}$$



Donc on trouve : $M_0^{\max} = 34,82\text{KN.m}$, $M_t^{\max} = 0,75 \times 34,82 = 26,11\text{ KN.m}$,
 $M_a = -0,5 \times 34,82 = -17,41\text{ KN.m}$, $T_{\max} = -31,30\text{ KN}$

ELS:

Pour la volée : $q_s = G + Q = 10,14\text{KN/m}$, Pour le palier : $q_s = G + Q = 7,36\text{KN/m}$

Par la méthode d’RDM, on trouve :

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A = 22,54\text{ KN} , \quad \sum M/A = 0 \Rightarrow R_B = 19,64\text{ KN}$$

On procède de même façon par la RDM: $M_0^{\max} = 25,05\text{ KN.m}$; $M_t^{\max} = 0,85 \times 25,05 = 21,29\text{ KN.m}$

$$M_a = -0,4 \times 25,05 = -10,02\text{ KN.m} ; T_{\max} = -22,54\text{ KN}$$

3. Calcul de ferrailage

Le calcul se fait a la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$)

Avec : En travée $M_t^{\max} = 26,11\text{ KN.m}$, En appuis $M_a = -17,41\text{ KN.m}$

$$b = 100\text{cm} , \quad h = 18\text{cm} , \quad d = 16\text{cm}$$

	Moment(KN.m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{opt}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	St (cm)
En travée	26,11	4,87	5HA12= 5,65	1,932	25
En appuis	17,41	3,20	5HA10 = 3,93	1,932	25

Tableau III-39 : tableau de ferrailage

4. Vérification à l’ELU

• **vérification de l’effort tranchant :**

$$V^{\max} = 31,30\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{31,30 \times 10^{-3}}{1 \times 0,16} \Rightarrow \tau_u = 0,195\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5\text{ MPa} \right] = 3,325\text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(31,30 \times 10^3 - \frac{21,29 \times 10^3}{0,9 \times 0,16} \right) \times \frac{1,15}{400} = -0,424\text{cm}^2 \dots \text{vérifiée}$$

Donc aucun vérification a faire.

• **Calcul de la section des armatures de répartition :**

En travée : $A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisie : 5HA8 = 2,51 cm²/m

En appuis : $A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,982 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisie : 5H8 = 2,51 cm²/ml

• **Espacement des barres**

Armatures longitudinales : $S_t \leq (3 \times h; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$ vérifier

Armature transversales : $S_t \leq (4 \times h; 45) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$ vérifier

• **Vérification a l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	21,29	14243,03	4,42	6,606	15
appui	10,02	9222,56	3,79	4,117	15
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots$ Vérifiée.					

Tableau III-40 : Tableau de vérification de la contrainte

• **Etat limite de déformation**

• **Evaluation de la flèche**

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{17}{5} = 0,06 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$ condition non vérifiée d'où il faut procéder au calcul de la

flèche de même manière que précédent.

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

La flèche admissible pour une poutre supérieur à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{300}{500} = 0,6 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 5,6 \text{ mm} \leq f_{adm} = 6 \text{ mm}$$

5 .Schéma de ferrailage

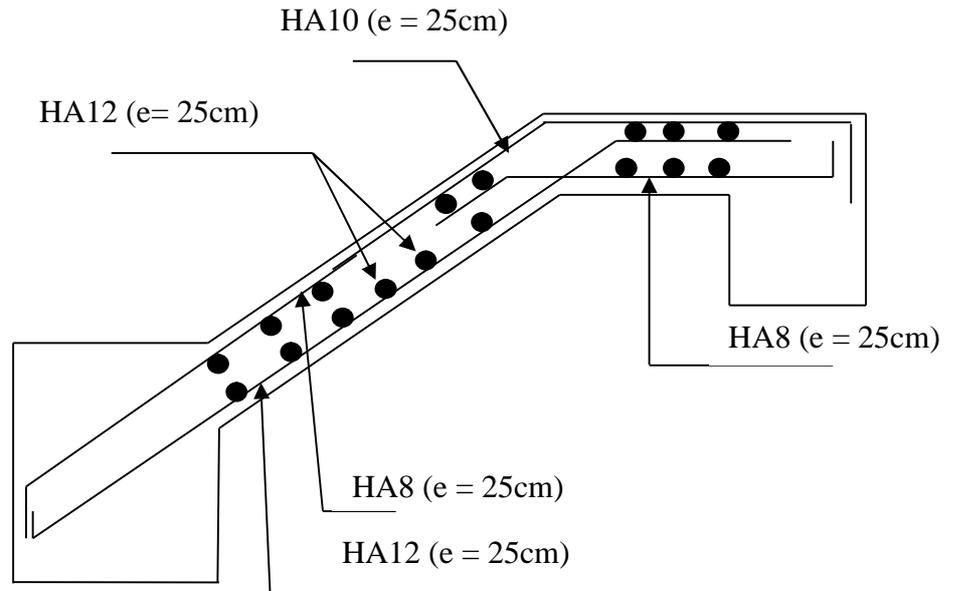


Figure III-16 : schéma de ferrailage de la volée 02

III.4.2. Escalier droite a deux volées identiques (type 01)

III.4.2.1. Volée

1. Evaluation des charges et surcharges

$$G_{paillasse} = 7,64 \text{ KN} / \text{m}^2 ; Q_{escalier} = 2,5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

2.Calcul des sollicitations

$$\text{a) l'ELU : } q_p = (1,35 \times 7,64) + (1,5 \times 2,5) \Rightarrow q_p = 14,064 \text{ KN} / \text{ml}$$

Par la méthode RDM, on trouve :

$$R_A = 14,064 \text{ KN} ; M_a = 7,032 \text{ KN.m} ; V_U = 14,064 \text{ KN}$$

$$\text{b) l'ELS : } q_p = 7,64 + 2,50 \Rightarrow q_p = 10,14 \text{ KN} / \text{m}$$

$$R_A = 10,14 \text{ KN} ; V_{ser} = 10,14 \text{ KN} ; M_a = 5,07 \text{ KN.m}$$

3. Calcul à l'ELU

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$).

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 14 \text{ cm}$; $d = 12 \text{ cm}$.

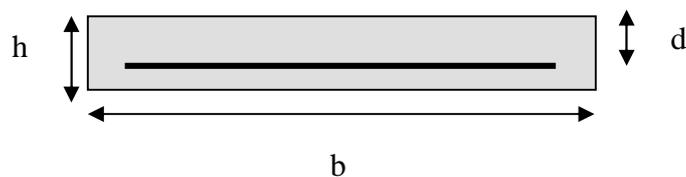


Figure II-17: schéma statique d'une console

	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{CAL} (cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{Adobté} (cm^2/ml)$
En appuis	7,032	0,034	0,0432	0,117	1,72	1,44	4HA10= 3,14

Tableau III-41: ferrailage d'escalier type1.

3. Vérification à l'ELU

- **L'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times f_{c28}; 4MPa) = 3,25MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{14,064 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,1172 MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = (14,064 \times 10^{-3} - \frac{7,032 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0,12}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A > -1,46 cm^2 \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Calcul des armatures de transversale**

$$\text{En appui : } A_a \geq \frac{A_a}{4} \Rightarrow A_a \geq \frac{3.14}{4} \Rightarrow A_a \geq 0.785 cm^2 / m, \text{ on choisit : } 4HA8 = 2.01 cm^2 / m$$

- **Espacement des barres**

$$\text{-Armatures longitudinales : } S_l \leq (3 \times e; 33) cm = 33 cm$$

$$\text{-Armatures transversales : } S_t \leq (4 \times e; 45) cm = 45 cm \text{ On opte : } S_t = 25 cm$$

4. Vérification à l'ELS

- **Vérification de la contrainte d'adhérence : $\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser}$**

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} \Rightarrow \bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 \Rightarrow \bar{\tau}_{ser} = 2,835 MPa$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9.d \cdot \sum U_i \text{ Avec : } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = n \times \phi \times \pi \Rightarrow \sum U_i = 4 \times 1 \times 3.14 \Rightarrow \sum U_i = 12,56 cm.$$

$$\tau_{ser} = \frac{5,07 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0,12 \times 12,56 \times 10^{-2}} = 0,373 MPa \Rightarrow \tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'état limite de compression du béton**

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

En appuis

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$50 \times y^2 + 47,1 \times y - 565,2 = 0 \Rightarrow y = 2,92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4713,128 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5,07 \times 10^{-3}}{4713,128 \times 10^{-8}} \times 0,0292 \Rightarrow \sigma_{bc} = 3,14 \text{ MPa} < \overline{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'état limite de déformation**

$$f = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E \cdot I} = \frac{5,07 \times 10^{-3} \times 4,6^2}{10 \times 32164,2 \times 4713,128 \times 10^8} = 0,0007 \text{ m}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{460}{250} = 1,84 \text{ cm} = 0,0184 \text{ m}$$

$$f < f_{adm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

5. Schéma de ferrailage

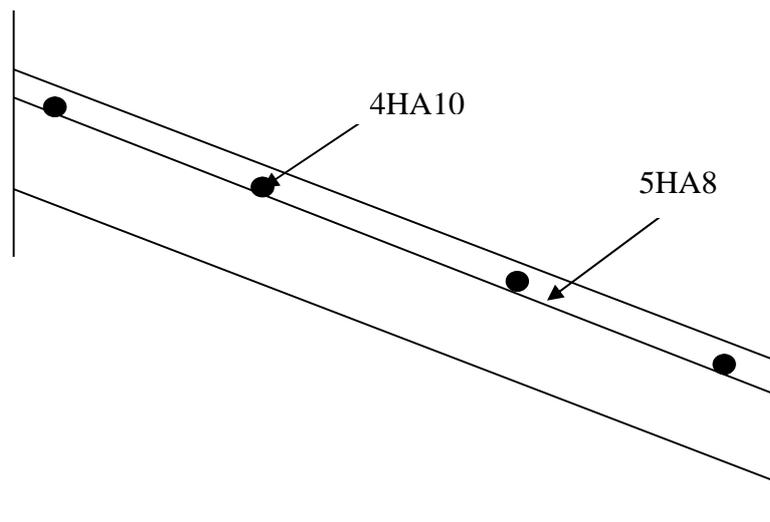


Figure III -18: schéma de ferrailage de la volée d'escalier (type 1)

III.4.2.2. Etude de la poutre brisée (type 1)

La poutre inclinée se calcule à la flexion simple et à la torsion.

1. Calcul à la flexion simple

a. Calcul des sollicitations

La poutre est soumise à son :

$$\text{Poids propre : } G_p = 0,35 \times 0,3 \times 25 = 2,625 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids du mur extérieur : } P_m = 2,85 \times 1,53 \Rightarrow P_m = 4,360 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids total : } P_t = 6,985 \text{ KN/ml}$$

La charge transmise par la volée est une réaction :

$$\text{- A l'ELU : } V = 14,064 \text{ KN/m}$$

$$P_u = (1,35 \times 6,985) + 14,064 \Rightarrow P_u = 23,493 \text{ KN/m}$$

$$\text{- A l'ELS : } V = 10,14 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 6,984 + 10,14 \Rightarrow P_s = 17,124 \text{ KN/m}$$

$$M_u = \frac{23,493 \times 5,44^2}{8} \Rightarrow M_u = 86,90 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{17,124 \times 5,44^2}{8} \Rightarrow M_s = 63,34 \text{ KN/m}$$

b. Les moments sollicitant

$$\text{A l'ELU : } M_t = 0,75 \times M_u \Rightarrow M_t = 65,175 \text{ KNm}$$

$$M_a = 0,5 \times M_u \Rightarrow M_a = 43,45 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } M_t = 0,75 \times M_s \Rightarrow M_t = 47,505 \text{ KNm}$$

$$M_a = 0,5 \times M_s \Rightarrow M_a = 31,67 \text{ KNm}$$

2. Ferrailage :

	M KN.m	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{CAL} cm ² /ml	A min cm ² /ml	A_{adp} (cm ² /ml)	A_{minadp} cm ² /ml
En travée	65,175	0,0908	0,119	0,361	5,18	7	4HA14 =6,16	4HA12+4HA10=766
En appui	43,45	0,0605	0,078	0,368	3,39	7	3HA12= 3,39	4HA12+4HA10=7,66

Tableau III-42 : Ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple.

- **Exigence du RPA Art7.5.2.1 :** $A_{\min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{\min} = 7\text{cm}^2$

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{6,16}{4} = 1,52\text{cm}^2/\text{ml} \text{ on choisie : } 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13\text{cm}^2/\text{ml} \text{ on choisie : } 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}$$

3. Vérification à l'E.L.U

- **Effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{14,064 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,38} = 0,105\text{MPa} < \bar{\tau}_u. \quad \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (14,064 \times 10^{-3} - \frac{65,175 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0,38}) \times \frac{1.15}{400} = -5,07\text{cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Calcul de l'espacement St**

$$St \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 34,2$$

On opte: St= 20cm en travée et St=15cm en appui

- **Les armatures transversales :**

$$\text{-Appui : } A_t = \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 0,35 \times 0,15}{400} = 0,525 \text{ cm}$$

$$\text{-Travée : } A_t = \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 0,35 \times 0,2}{400} = 0,7\text{cm}$$

3. Calcul de la section d'armature a la torsion

3.1. Moment de torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui de l'escalier $M^{torsion} = 7,032\text{KN.m}$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section .

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer a mi hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_1 : section d'acier

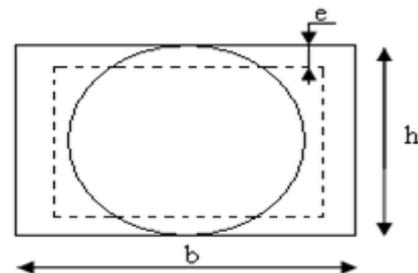


Figure III-20 : section creuse équivalente

$$e = b/6 = 5,83\text{cm} \quad , \quad \Omega = [b-e] \times [h-e] = 0,0996 \text{ m}^2 \quad , \quad U = 2 \times [(h-e)+(b-e)] = 1,26\text{m}$$

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times u \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times fe} \Rightarrow A_{tor} = 1,27 \text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité : $A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 7,00 \text{cm}^2$.

3.2. Section d'armatures longitudinale

● **En travée :** Soit : $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 5,18 + \frac{1,27}{2} \Rightarrow A^t = 5,815 \text{cm}^2 < A_{min} = 7,00 \text{cm}^2$

On ferraille avec A_{min} , Soit : $A^t = 4\text{HA}10 + 4\text{HA}12 = 7,66 \text{cm}^2$

● **En appui :** $A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 3,39 + \frac{1,27}{2} \Rightarrow A^a = 4,025 \text{cm}^2 < A_{min} = 7,00 \text{cm}^2$.

On ferraille avec A_{min} , Soit : $A^a = 4\text{HA}10 + 4\text{HA}12 = 7,66 \text{cm}^2$

4. Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$, On a $V_{max} = 14,064 \text{KN}$; $\tau_{flexion} = 0,105 \text{MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{7,032 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0996 \times 0,0583} = 0,605 \text{MPa}$$

D'où $\tau_u = 0,614 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{Mpa}) = 3.25 \text{Mpa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

5. Calcul des armatures transversales a la torsion

Soit $St = 20 \text{cm}$ en travée et 15cm en appuis

$$A_{tor}^t = \frac{M_{tor} \times st \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times fe} \Rightarrow \begin{matrix} A_{tor}^t = 0,202 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{travée} \\ A_{tor}^t = 0,152 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{appuis} \end{matrix}$$

D'ou : $A_{tra}^t = 0,202 + 0,7 = 0,902 \text{cm}^2$, $A_{tra}^a = 0,152 + 0,525 = 0,677 \text{cm}^2$

On choisit : un cadre et un étrier de $\phi 8$

6. Vérification à ELS

● **Etat limite de compression de béton**

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

Appuis ($M_a = 31,67 \text{KN.m}$) ; $y = 13,08 \text{cm}$; $I = 100721,70 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{31,67 \times 10^6}{100721,70 \times 10^4} \times 13,08 \times 10 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4,11 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots$$
 Condition vérifié

Travée : $M_t = 47,505$; $y = 13,08 \text{cm}$; $I = 100721,70 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{47,505 \times 10^6}{100721,70 \times 10^4} \times 13,08 \times 10 \Rightarrow \sigma_{bc} = 6,16 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots$$
 Condition vérifié

7. Evaluation de la flèche : Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,0735 > 0,0625$$

$$\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 1,142 > 0,054$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0,0057 < 0,0105$$

Les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

7) Schéma de ferrailage :

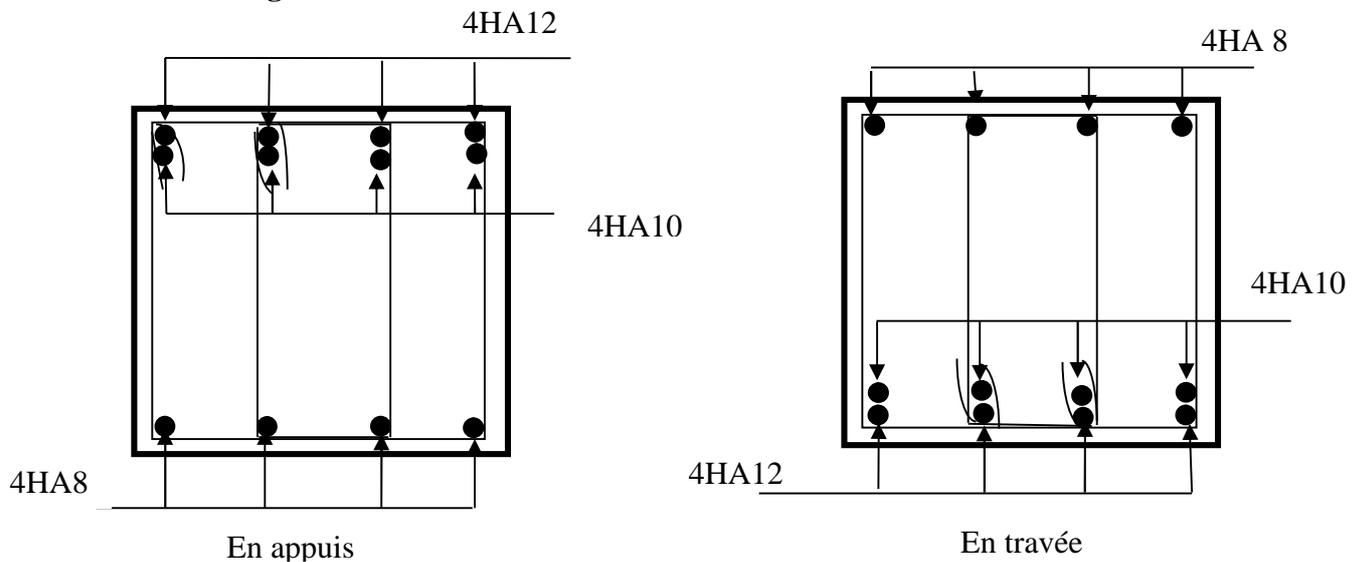


Schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.4.3. Etude d'escalier à 03 volées (type3)

III.4.3.1. Volée01

1. Evaluation des charges et surcharges

$$Q_{escalier} = 2.50 \text{ KN/m}^2 ; G_{paillese} = 7,64 \text{ KN/m}^2$$

2. Calcul des sollicitations

a) l'ELU : $q_p = (1.35 \times 7.64) + (1.5 \times 2.5) \Rightarrow q_p = 14,064 \text{ KN/ml}$

Par la méthode RDM, on trouve :

$$R_A = 23,2 \text{ KN} ; M_a = 19,14 \text{ KN.m} ; V_u = 23,20 \text{ KN}$$

b) l'ELS : $q_p = 7.64 + 2.50 \Rightarrow q_p = 10,14 \text{ KN/m}$

$$R_A = 16,73 \text{ KN} ; V_{ser} = 16,73 \text{ KN} ; M_a = 13,8 \text{ KN.m}$$

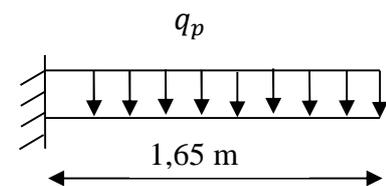


Figure III 22: schéma statique de volée01

3. Calcul des armatures longitudinales :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b × h).

Avec : b = 100 cm ; h = 14 cm ; d = 12cm

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{CAL} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A _{Adobté} (cm ² /ml)
En appuis	19,14	0.0938	0.123	0.114	4,82	1.12	5T12=5,65

Tableau III-43: ferrailage d'escalier type3 volée (01)

4. Vérification à l'ELU

- l'effort tranchant : $\tau_u \leq \tau'_u$

$$\tau'_u = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{23,20 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0,19 \text{ MPa} < \tau_u^- \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- Espacement des barres

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures longitudinales : } S_l = 20 \text{ cm} \leq (3 \times e; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm} \\ \text{Armatures transversales : } S_t = 25 \text{ cm} \leq (4 \times e; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = (23,20 \times 10^{-3} - \frac{19,14 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -4,43 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification de la contrainte d'adhérence : $\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser}$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} \Rightarrow \bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times (1,5^2) \times 2.1 \Rightarrow \bar{\tau}_{ser} = 2,83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0,9.d \cdot \sum U_i, \text{ Avec : } \psi = 1.5 \text{ pour les HA, } \sum U_i : \text{ Somme des périmètres des barres}$$

$$\tau_{ser} = \frac{23,20 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12 \times 18,84 \times 10^{-2}} = 1,14 \text{ MPa.} \Rightarrow \tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Calcul des armatures de transversales

En appui : $A_a \geq \frac{A_a}{4} \Rightarrow A_a \geq \frac{5,65}{4} \Rightarrow A_a \geq 1,41 \text{ cm}^2 / m$, on choisit : 4T8 = 2.01 cm²/ml

5. Vérification à l'ELS

- Vérification de l'état limite de compression du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$50 \times y^2 + 84.75 \times y - 1017 = 0 \Rightarrow y = 3.74 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 7526.07 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{13,8 \times 10^{-3}}{7526.07 \times 10^{-8}} \times 0,0374 = 6,85 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'état limite de déformation**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.084 > 0.0625$$

$$\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.14 > 0.1 \quad (\text{BAEL91 et CBA93})$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0047 < 0.0105$$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

6. Schéma de ferrailage

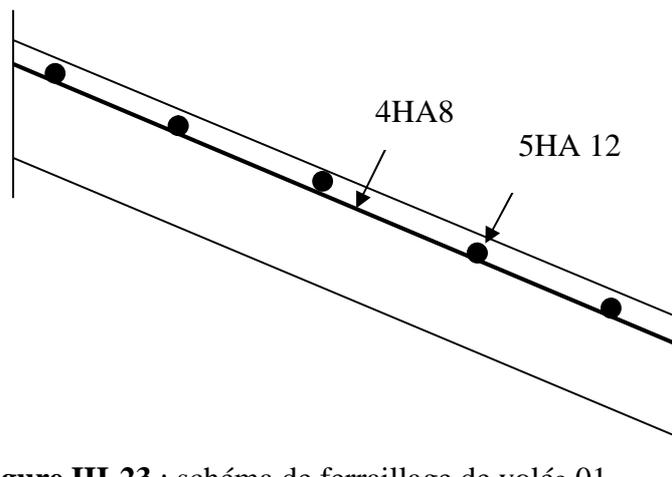


Figure III-23 : schéma de ferrailage de volée 01

III-4-5) Etude de la poutre brisée

La poutre inclinée se calcule à la flexion simple et à la torsion.

1) Calcul à la flexion simple

a) Calcul des sollicitations

La poutre est soumise à son :

$$\text{Poids propre : } G_p = 0.35 \times 0.3 \times 25 = 2.625 \text{ KN/m}$$

La charge transmise par la 1^{ère} volée est une réaction

- **A l'ELU:** $V = 23,20 \text{ KN/m}$

$$P_u = (1.35 \times 2,625) + 23,2 \Rightarrow P_u = 26,74 \text{ KN/m}$$

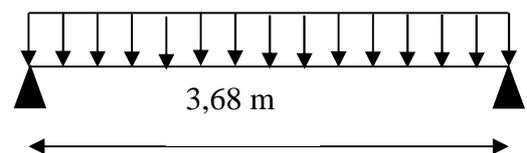


Figure III-24 : schéma statique de la poutre brisée

- A P'ELS : $V = 16,73\text{KN/m}$

$$P_s = 16,73 + 2,625 \Rightarrow P_s = 19,355\text{KN/m}$$

$$M_u = \frac{26,74 \times 3,68^2}{8} \Rightarrow M_u = 45,26\text{KN.m}$$

$$M_s = \frac{19,35 \times 3,68^2}{8} \Rightarrow M_s = 32,75\text{KN/m}$$

b. Calcul les moments

$$M_t = 0,75 \times M_u \Rightarrow M_t = 33,94\text{KNm}$$

-A P'ELU :

$$M_a = 0,5 \times M_u \Rightarrow M = 22,63\text{KN}$$

$$M_t = 0,75 \times M_s \Rightarrow M_t = 24,56\text{KNm}$$

-A P'ELS:

$$M_a = 0,5 \times M_s \Rightarrow M_a = 16,37\text{KNm}$$

2. Ferrallaige

	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{CAL} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min} (\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	33.94	0.0733	0.0953	0.3174	3.074	1,19
En appui	22.63	0.0489	0.0627	0.3217	2.022	1,19

Tableaux III-44 : ferrallaige de la poutre brisé à la flexion simple

3. Vérification à l'E.L.U

- Effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{23,2 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,33} = 0,234\text{MPa} < \bar{\tau}_u. \quad \dots \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (23,2 \times 10^{-3} - \frac{33,94 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,33}) \times \frac{1,15}{400} = -2,62\text{cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

- Calcul les armatures transversales en flexion simple :

- 1) $St \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 29,7$. On opte: $St = 25\text{cm}$ en travée et $St = 25\text{cm}$ en appui.

- 2) $A_t \geq \frac{0,4 b st}{f_e} = \frac{0,4 \times 0,3 \times 0,25}{400} = 0,75\text{cm}^2$

- 3) $A_t \geq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{t28}) b st}{0,8 f_e} = \frac{(0,234 - 0,3 \times 2,1) 0,3 \times 0,25}{0,8 \times 400} = -0,928\text{cm}^2 \Rightarrow A_t = 0,75\text{cm}^2$

4. Calcul à la torsion

Le moment de torsion à prendre est le moment aux appuis de la volée donc : $M_{tor} = 19,14 \text{ KN.m}$

a. Les armatures longitudinales : $e = (30/6) e = 5 \text{ cm}$, $\Omega = 750 \text{ cm}^2$,

$$U = 110 \text{ cm}$$

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times u \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{tor} = 4,03 \text{ cm}^2$$

b. Les armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{st \times \gamma_s} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega} \Rightarrow A_t = \frac{M_{tor} \times st \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{19,14 \times 10^{-3} \times 0,25 \times 1,15}{2 \times 0,075 \times 400} = 0,197 \text{ cm}^2.$$

C. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{total} = \sqrt{\tau_{tor}^2 + \tau_{flexion}^2} ; \tau_{flexion} = 0,234 \text{ MPa}, \tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} \Rightarrow \tau_{tor} = 2,55 \text{ MPa}$$

$$\tau_{total} = \sqrt{2,55^2 + 0,234^2} = 2,56 \text{ MPa} \leq \tau_{ad} = 3,25 \text{ MPa}.$$

d. Ferrailage de la poutre brisé

- **Armature transversales (flexion + torsion)**

$$A_t = 0,75 + 0,197 = 0,947 \text{ cm}^2 \text{ on adopte (1 étrier } \emptyset_8 + 1 \text{ cadre } \emptyset_8) = 1,01 \text{ cm}^2$$

- **La condition de non fragilité :** $A_{min} = 1,19 \text{ cm}^2$

- **Armature longitudinale (flexion + torsion)**

$$\text{En travée : } A_t = 3,074 + \frac{4,03}{2} = 5,089 \text{ cm}^2 > A_{min} \text{ on adopte 6HA12} = 6,79 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_t = 2,022 + \frac{4,03}{2} = 4,037 \text{ cm}^2 > A_{min} \text{ on adopte 6HA 10} = 4,71 \text{ cm}^2$$

e. Vérification à l'ELS

- **l'état limite de compression de béton :** $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma_{bc}}$

$$\text{Avec : } 0,5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0; \quad I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$\text{Au appuis : } M_a = 24,56 \text{ KN.m ; } y = 10,16 \text{ cm ; } I = 45856,64 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{16,37 \times 10^{-3}}{45856,64 \times 10^{-8}} \times 10,16 \times 10^{-2} = 3,62 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{vérifié}$$

$$\text{En travée : } M_t = 24,56 \text{ KN.m ; } y = 10,16 \text{ cm ; } I = 45856,64 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 5,44 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

- **Vérification de l'état limite de déformation**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,095 > 0,0625$$

$$\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 1,16 > 0,075$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0062 < 0,0105$$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

f) Schéma de ferrailage

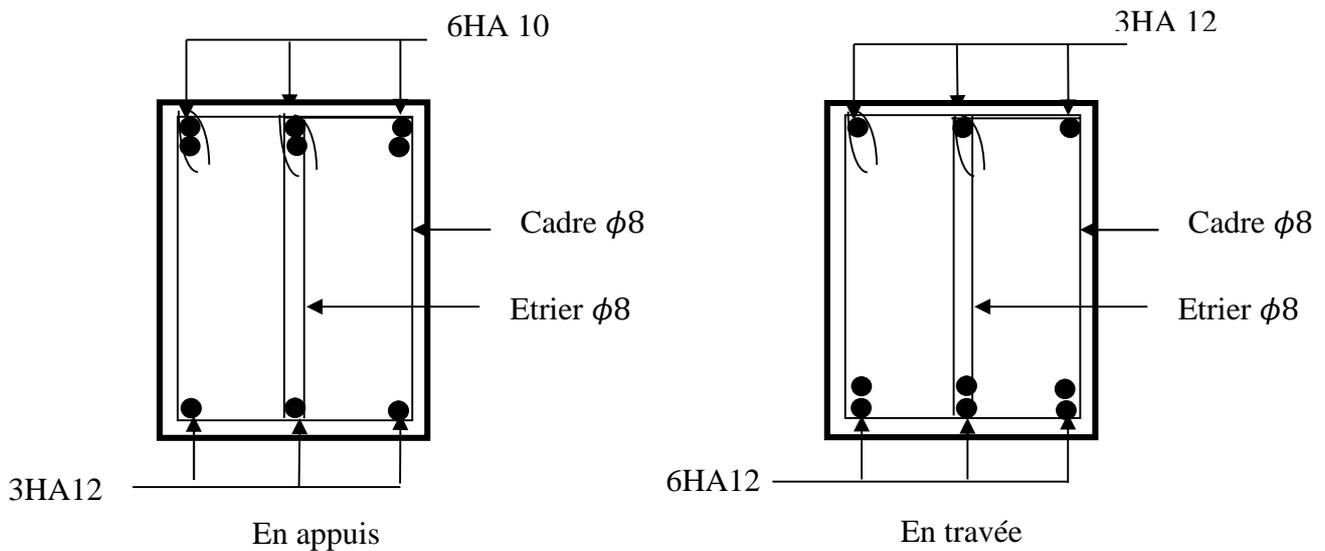


Figure III.25 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.4.3.3. Volée 02 et 03

1. Evaluation des charges et surcharges

$$G_{\text{paillasse}} = 7,64 \text{ KN/m}^2 ; Q_{\text{escalier}} = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

2. Calcul des sollicitations

a) l'ELU :

$$q_p = (1,35 \times 7,64) + (1,5 \times 2,5) \Rightarrow q_p = 14,064 \text{ KN/ml}$$

Par la méthode RDM, on trouve :

$$R_A = 18,28 \text{ KN} ; M_a = 11,88 \text{ KN.m} ; V_u = 18,28 \text{ KN}$$

b) l'ELS : $q_p = 7,64 + 2,50 \Rightarrow q_p = 10,14 \text{ KN/m}$

$$R_A = 13,18 \text{ KN} ; V_{\text{ser}} = 13,18 \text{ KN} ; M_a = 8,56 \text{ KN.m}$$

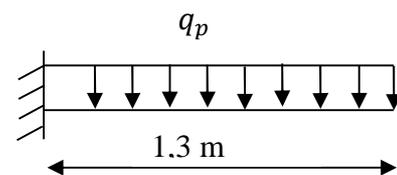


Figure III-26 : schéma statique de volée 2 et volée 3

3. Calcul à l'E.L.U

- **Calcul des armatures longitudinales :**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b × h).

Avec : b = 100 cm ; h = 14 cm ; d = 12cm

	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{CAL} (cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{Adobié} (cm^2/ml)$
En appuis	11,88	0,0428	0.0547	0.1369	2,49	1.12	4T10=3,14

Tableau III-45: ferrailage d'escalier type3 volée (01)

4. Vérification à l'ELU

- **l'effort tranchant :** $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau'_u = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} , \quad \tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{18,28 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0,152 \text{ MPa} < \tau_u^- \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = (18,28 \times 10^{-3} - \frac{11,88 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -2,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :** $\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser}$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} \Rightarrow \bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times (1,5^2) \times 2.1 \Rightarrow \bar{\tau}_{ser} = 2,83 \text{ MPa} , \quad \tau_{ser} = V_{ser} / 0,9.d. \sum U_i$$

Avec : $\psi = 1.5$ pour les HA , $\sum U_i$: Somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = n \times \phi \times \pi \Rightarrow \sum U_i = 4 \times 1 \times 3.14 \Rightarrow \sum U_i = 12,56 \text{ cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{18,28 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12 \times 12,56 \times 10^{-2}} = 1,14 \text{ MPa.} \Rightarrow \tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Calcul des armatures de transversales**

En appui : $A_a \geq \frac{A_a}{4} \Rightarrow A_a \geq \frac{3,14}{4} \Rightarrow A_a \geq 0,78 \text{ cm}^2 / m$, on choisit : 3T8 = 1,51 cm²/m

- **Espacement des barres**

Armatures longitudinales : $S_l = 25 \text{ cm} \leq (3 \times e; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$

Armatures transversales : $S_t = 33 \text{ cm} \leq (4 \times e; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$

b) Vérification à l'ELS

- **Vérification de l'état limite de compression du béton :** $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$

En appuis

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$50 \times y^2 + 47,1 \times y - 565,2 = 0 \Rightarrow y = 2,92cm$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4713,12cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8,56 \times 10^{-3}}{4713,12 \times 10^{-8}} \times 0,0292 = 5,3 MPa \leq \sigma_{bc} = 15 MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'état limite de déformation**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,1 > 0,0625$$

$$\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0,4 > 0,1$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0022 < 0,0105$$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

c) Schéma de ferrailage

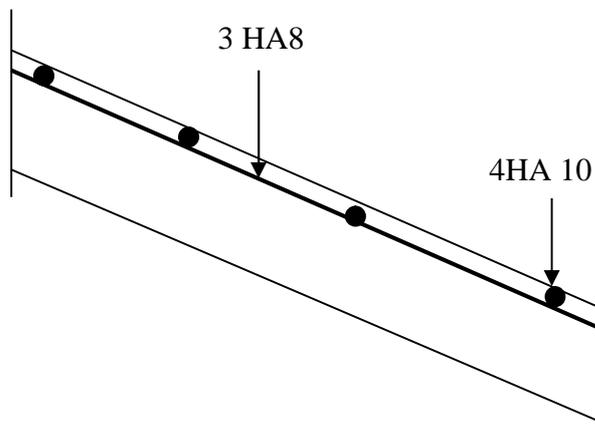


Figure III-26: schéma de ferrailage de volées 02

III-4-5) Etude de la poutre brisée de volée 02 :

La poutre inclinée se calcule à la flexion simple et à la torsion.

1) Calcul à la flexion simple

a) Calcul des sollicitations

La poutre est soumise à son :

Poids propre : $G_p = 0,35 \times 0,4 \times 25 = 3,5KN/m$

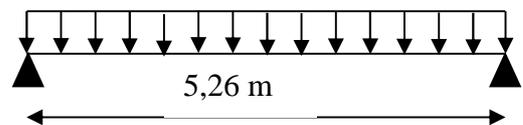


Figure III-27 : schéma statique de la poutre brisée

La charge transmise par la 1^{ème} volée est une réaction :

- A l'ELU: $V = 18,28 \text{ KN/m}$

$$P_u = (1.35 \times 3,5) + 18,28 \Rightarrow P_u = 23 \text{ KN/m}$$

- A l'ELS : $V = 13,18 \text{ KN/m}$

$$P_s = 3,5 + 13,18 \Rightarrow P_s = 16,68 \text{ KN/m}$$

$$M_u = \frac{23 \times 5,26^2}{8} \Rightarrow M_u = 79,54 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{16,68 \times 5,26^2}{8} \Rightarrow M_s = 57,68 \text{ KN/m}$$

b. Les moments sollicitant

A l'ELU : $M_t = 0.75 \times M_u \Rightarrow M_t = 59,65 \text{ KNm}$

$$M_a = 0.5 \times M_u \Rightarrow M_a = 39,77 \text{ KN}$$

A l'ELS: $M_t = 0.75 \times M_s \Rightarrow M_t = 43,26 \text{ KNm}$

$$M_a = 0.5 \times M_s \Rightarrow M_a = 28,84 \text{ KNm}$$

	$M \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	$Z \text{ (m)}$	$A_{CAL} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$
En travée	59,65	0.0833	0.1089	0.3634	4,718	1,6
En appui	39,77	0.0555	0.0715	0.3691	3,097	1,6

Tableaux III-46 : ferrillage de la poutre brisé à la flexion simple

c. Vérification à l'ELU

- Effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{18,28 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,38} = 0,137 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u. \quad \dots \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (18,28 \times 10^{-3} - \frac{39,77 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0,38}) \times \frac{1.15}{400} = -2.81 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

d. Calcul les armatures transversales en flexion simple :

1) $St \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 34,2$ On opte: $St=20 \text{ cm}$ en travée et $St=20 \text{ cm}$ en appui.

2) $A_t \geq \frac{0,4 b st}{f_e} = \frac{0,4 \times 0,35 \times 0,20}{400} = 0,7 \text{ cm}^2$

3) $A_t \geq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{t28}) b st}{0,8 f_e} = \frac{(0,137 - 0,3 \times 2,1) 0,35 \times 0,2}{0,8 \times 400} = -1,61 \text{ cm}^2, A_t = 0,7 \text{ cm}^2$

2. Calcul à la torsion

Le moment de torsion à prendre est le moment aux appuis de la volée donc : $M_{tor} = 11,88 \text{ KN.m}$

a. Les armatures longitudinales : $e = (35/6) e = 5,83 \text{ cm}$, $\Omega = 996,73 \text{ cm}^2$,

$U = 126,68 \text{ cm}$.

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times u \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{tor} = 2,17 \text{ cm}^2$$

b. Les armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{st \times \gamma_s} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega} \Rightarrow A_t = \frac{M_{tor} \times st \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{11,88 \times 10^{-3} \times 0,3 \times 1,15}{2 \times 996,73 \times 10^{-4} \times 400} = 0,514 \text{ cm}^2.$$

c. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{total} = \sqrt{\tau_{tor}^2 + \tau_{flexion}^2} ; \tau_{flexion} = 0,137 \text{ MPa}, \tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} \Rightarrow \tau_{tor} = 1,022 \text{ MPa}$$

$$\tau_{total} = \sqrt{0,514^2 + 0,137^2} = 0,53 \text{ MPa} \text{ vérifier}$$

d. Ferrailage de la poutre brisé

- **la condition de non fragilité** $A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 1,6 \text{ cm}^2$

Armature transversales (flexion +torsion) :

$$A_t = 0,7 + 0,514 = 0,91 \text{ cm}^2 \text{ on adopte (1etrier } \phi_8 + 1 \text{ cadre } \phi_8) = 1,01 \text{ cm}^2$$

Armature longitudinale (flexion +torsion) :

$$\text{En travée : } A_t = 4,718 + \frac{2,17}{2} = 5,8 \text{ cm}^2 > A_{min} \text{ on adopte } 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_t = 3,097 + \frac{2,17}{2} = 4,18 \text{ cm}^2 > A_{min} \text{ on adopte } 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

e. Vérification à l'ELS

- **l'état limite de compression de béton :** $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

$$\text{Aux appuis : } M_a = 28,84 \text{ KN.m ; } y = 13,08 \text{ cm ; } I = 100721,70 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{28,84 \times 10^{-3}}{100721,7 \times 10^{-8}} \times 13,08 \times 10^{-2} = 3,74 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \text{ vérifié.}$$

$$\text{En travée : } M_t = 43,26 \text{ KN.m ; } y = 13,08 \text{ cm ; } I = 100721,70 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 5,61 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{ vérifier}$$

- **Vérification de l'état limite de déformation**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.076 > 0.0625$$

$$\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 1,14 > 0.073$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.006 < 0.0105$$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

f. Schéma de ferrailage

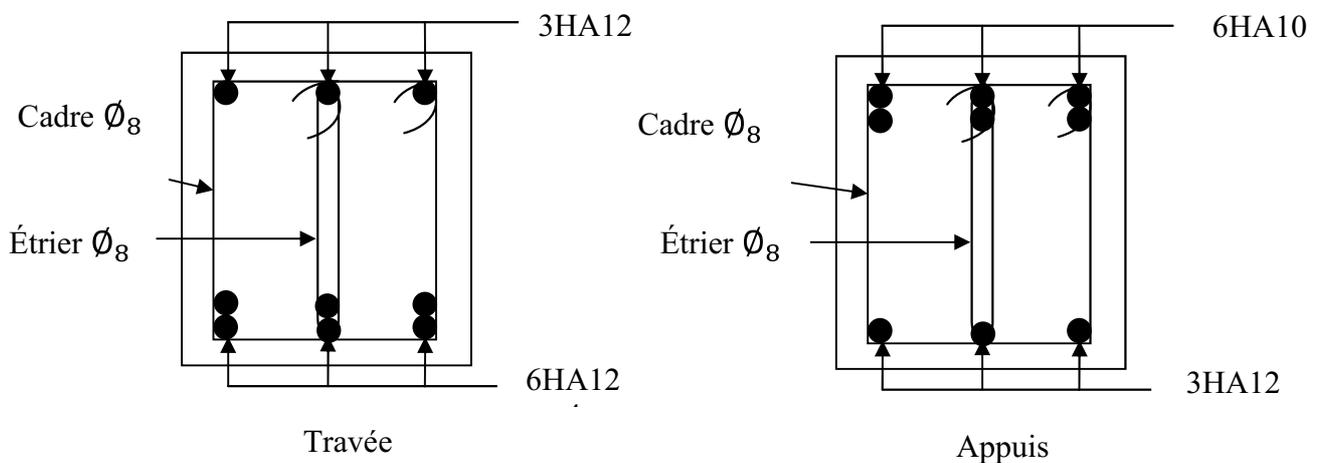


Figure III-29 : schémas statique de la poutre

III.4.3.5. Etude de la poutre brisée de volée 03

La poutre inclinée se calcule à la flexion simple et à la torsion.

1. Calcul à la flexion simple

a. Calcul des sollicitations

La poutre est soumise à son :

Poids propre : $G_p = 0.35 \times 0.4 \times 25 = 3,5 \text{ KN/m}$

La charge transmise par la 1^{ème} volée est une réaction :

- A l'ELU: $V = 18,28 \text{ KN/m}$

$$P_u = (1.35 \times 3,5) + 18,28 \Rightarrow P_u = 23 \text{ KN/m}$$

- A l'ELS : $V = 13,18 \text{ KN/m}$

$$P_s = 13,18 + 3,5 \Rightarrow P_s = 16,68 \text{ KN/m}$$

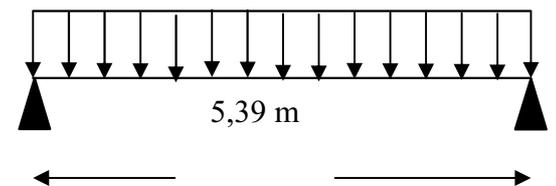


Figure III-30 : schéma statique de la poutre brisée

$$M_u = \frac{23 \times 5,39^2}{8} \Rightarrow M_u = 83,52 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{16,68 \times 5,39^2}{8} \Rightarrow M_s = 60,57 \text{ KN/m}$$

b. Les moments sollicitant

A l'ELU : $M_t = 0,75 \times M_u \Rightarrow M_t = 62,64 \text{ KNm}$

$$M_a = 0,5 \times M_u \Rightarrow M_a = 41,76 \text{ KN}$$

A l'ELS : $M_t = 0,75 \times M_s \Rightarrow M_t = 45,42 \text{ KNm}$

$$M_a = 0,5 \times M_s \Rightarrow M_a = 30,28 \text{ KNm}$$

	$M \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	$Z \text{ (m)}$	$A_{CAL} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$
En travée	62,64	0,0875	0,1146	0,362	4,96	1,16
En appui	41,76	0,0583	0,0752	0,3686	3,25	1,16

Tableaux III-47: ferrailage de la poutre brisé à la flexion simple

c. Vérification à l'ELU

- Effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{18,28 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,38} = 0,137 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u. \quad \dots \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (18,28 \times 10^{-3} - \frac{62,64 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,38}) \times \frac{1,15}{400} = -4,74 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

d. Calcul les armatures transversales en flexion simple :

1. $St \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 34,2$. On opte: $St=20 \text{ cm}$ en travée et $St=20 \text{ cm}$ en appui.

2) $A_t \geq \frac{0,4 b st}{f_e} = \frac{0,4 \times 0,35 \times 0,2}{400} = 0,7 \text{ cm}^2$

3) $A_t \geq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{t28}) b st}{0,8 f_e} = \frac{(0,137 - 0,3 \times 2,1) 0,35 \times 0,2}{0,8 \times 400} = -1,07 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 0,7 \text{ cm}^2$

2. Calcul à la torsion

Le moment de torsion à prendre est le moment aux appuis de la volée donc : $M_{tor} = 11,88 \text{ KN.m}$

a. Les armatures longitudinales : $e = (30/6) e = 5,83 \text{ cm}$, $\Omega = 996,73 \text{ cm}^2$,

$U = 126,68 \text{ cm}$.

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times u \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{tor} = 2,17 \text{ cm}^2$$

b. Les armatures transversale :

$$\frac{A_t \times f_e}{st \times \gamma_s} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega} \Rightarrow A_t = \frac{M_{tor} \times st \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{11,88 \times 10^{-3} \times 0,2 \times 1,15}{2 \times 996,73 \times 10^{-4} \times 400} = 0,342 \text{ cm}^2.$$

c. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{total} = \sqrt{\tau_{tor}^2 + \tau_{flexion}^2} \quad ; \quad \tau_{flexion} = 0,137 \text{ MPa}, \tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} \Rightarrow \tau_{tor} = 1,022 \text{ MPa}$$

$$\tau_{total} = \sqrt{1,022^2 + 0,137^2} = 1,03 \text{ MPa} \leq \tau_{ad} = 3,25 \text{ MPa}$$

d. Ferrailage de la poutre brisée

- **Armature transversales (flexion +torsion) :**

$$A_t = 0,7 + 0,342 = 1,04 \text{ cm}^2 \text{ on adopte (1 épingle } \emptyset_8 + 1 \text{ cadre } \emptyset_8) = 1,01 \text{ cm}^2$$

- **la condition de non fragilité**

$$\text{Armature longitudinale } A_{min} = 1,6 \text{ cm}^2$$

- **Armature longitudinale (flexion +torsion) :**

$$\text{En travée : } A_t = 4,96 + \frac{2,17}{2} = 6,045 \text{ cm}^2 > A_{min} \text{ on adopte } 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_t = 3,25 + \frac{2,17}{2} = 4,33 \text{ cm}^2 > A_{min} \text{ on adopte } 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

e. Vérification à l'E.L.S

- **l'état limite de compression de béton :** $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

$$\text{En travée : } M_a = 45,42 \text{ KN.m} ; \quad ; \quad y = 13,08 \text{ cm} ; \quad I = 100721,70 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{45,42 \times 10^{-3}}{100721,70 \times 10^{-8}} \times 13,08 \times 10^{-2} = 5,89 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{vérifié.}$$

$$\text{Aux appuis : } M_t = 30,28 \text{ KN.m} ; \quad y = 13,08 \text{ cm} ; \quad I = 100721,70 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3,93 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

• **Vérification de l'état limite de déformation**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.074 > 0.0625$$

$$\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 1,14 > 0.07$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0022 < 0.006$$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

f. Schéma de ferrailage

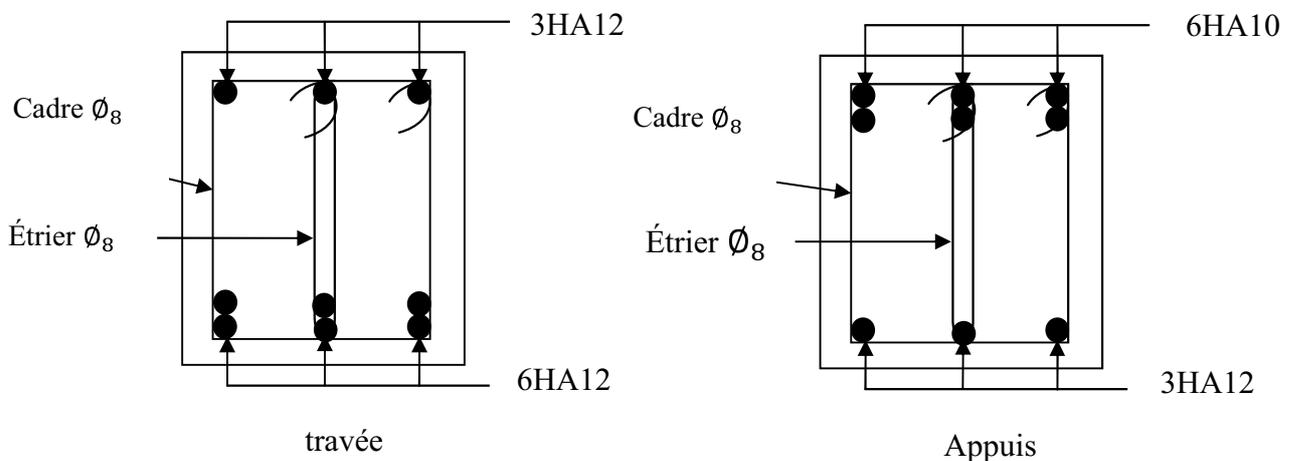


Figure III-31 : schémas statique de la poutre palière

III.4.3.7. Escalier droite a deux volé identique (Type 04)

$$G_v = 7,64 \text{ KN/m}^2 \quad , \quad Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 .$$

à l'ELU $q_{vu} = 14,06 \text{ KN/ml} \quad , \quad R_A = 18,278 \text{ KN}$

$$M_{au} = 11,88 \text{ KN.m} \quad , \quad V_u = 18,278 \text{ KN}.$$

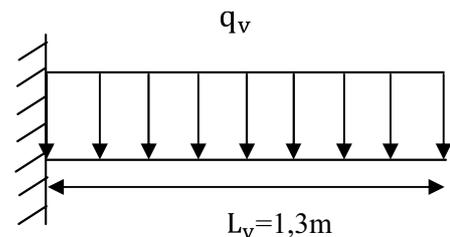


Figure III-32 : schémas statique de l'escalier

à l'EL

$$q_{vs} = 10,14 \text{ KN/ml} \quad , \quad R_A = 13,18 \text{ KN} \quad , \quad M_{as} = 8,56 \text{ KN.m} \quad , \quad V_{ser} = 13,18 \text{ KN}.$$

1. Ferrailage:

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$).

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 14 \text{ cm}$; $d = 12 \text{ cm}$;

sens	$M_{au}(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{m})$	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{adp}(\text{cm}^2/\text{ml})$
appuis	11,88	0,058	0,0748	0,1164	2,93	4HA10=3,14

Tableau III.48 : Le ferrailage des escalier

2. Vérification à l'ELU

- **L'effort tranchant**

$$\bar{\tau}_u = 0,13 f_{c28} = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{18,278 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} \Rightarrow \tau_u = 0,152 \text{ MPa}, \tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \text{condition vérifier}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}) \times \frac{Y_s}{f_e} \Rightarrow A = (18,278 \times 10^{-3} - \frac{11,88 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,12}) \times \frac{1,15}{400} \Rightarrow A > -2,63 \dots \text{verifier}$$

- **Calcul des armatures de transversales**

En appui : $A_a \geq \frac{A_a}{4} \Rightarrow A_a \geq \frac{3,14}{4} \Rightarrow A_a \geq 0,785 \text{ cm}^2 / \text{m}$, on choisit : 4HA8 = 2.01 cm²/m

- **Espacement des barres**

Armatures longitudinales : $S_l \leq (3 \times e; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm.}$

Armatures transversales : $S_t \leq (4 \times e; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$ On opte : $S_t = 25 \text{ cm}$

3. Vérification à l'ELS

- a. Vérification de la contrainte d'adhérence :** $\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser}$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\tau}_{ser} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 \Rightarrow \bar{\tau}_{ser} = 2,835 \text{ MPa}, \tau_{ser} = \frac{V_{ser}}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec : $\Psi = 1.5$ pour les HA, $\sum U_i$: Somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = n \times \phi \times \pi \Rightarrow \sum U_i = 4 \times 1 \times 3,14 \Rightarrow \sum U_i = 12,56 \text{ cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{13,18 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,12 \times 12,56 \times 10^{-2}} \Rightarrow \tau_{ser} = 0,97 \text{ MPa}, \tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser} \dots \text{Vérifier.}$$

- b. Vérification de l'état limite de compression du béton :** $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$

En appuis : $y = 2,92 \text{ cm}$, $I = 4713,128 \text{ m}^4$.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{8,56 \times 10^{-3} \times 2,92 \times 10^{-2}}{4713,128 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{bc} = 5,30 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \text{condition vérifier.}$$

- C. Vérification de l'état limite de déformation :** on doit vérifier la condition suivante :

$$f = \frac{M_{tx} L^2}{4 \times E \times I} \leq \bar{f} \quad \text{avec : } \bar{f} = \frac{L_x}{250}, M_{jser} = 4,57 \text{ KN.m}, M_{gser} = 8,45 \text{ KN.m}, M_{gser} = 9,71 \text{ KN.m}$$

$$I = 4713,128 \text{ cm}^2, E = 32456,596 \text{ MPa},$$

$$f = \frac{M_{tx} L^2}{4 \times E \times I} \Rightarrow f = \frac{9,71 \times 10^{-3} \times 1,3^2}{4 \times 32456,596 \times 4713,128 \times 10^{-8}} \Rightarrow f = 2,68 \text{ mm}, \bar{f} = \frac{L_x}{250} = \frac{1300}{250} = 5,2 \text{ mm.}$$

On a $f < \bar{f} \dots \dots \dots$ Condition vérifié.

d. Schémas de ferrailage de l'escalier

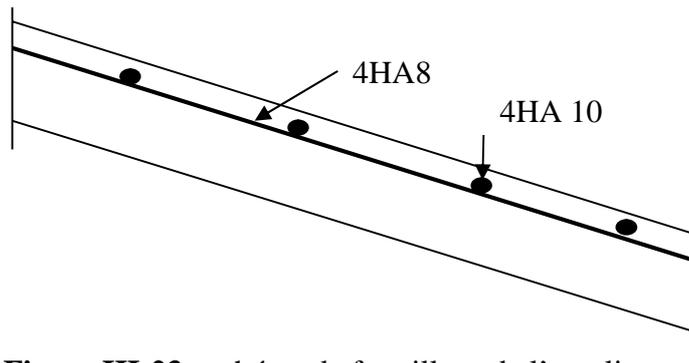


Figure III-23 : schéma de ferrailage de l'escalier

III.4.3.7. Etude de la Poutre brisée

1) Calcul à la flexion simple

a) Calcul des sollicitations

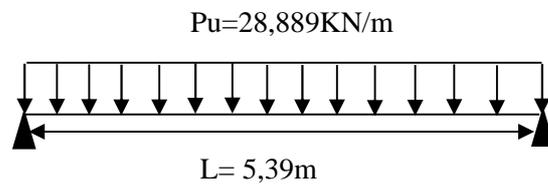


Figure III-33: schémas statique de la poutre brisée

La poutre est soumise à son :

Poids propre : $G_p = 0.35 \times 0.4 \times 25 = 3,5 \text{ kN/m}$

Poids du mur extérieur : $P_m = 2.85 \times 1.53 \Rightarrow P_m = 4,36 \text{ kN/ml}$; Poids total: $P_t = 7,86 \text{ kN/ml}$

La charge transmise par la 2^{ème} volée est une réaction

à l'ELU : $R_A = 18,278 \text{ kN/ml}$; $P_u = (1.35 \times 7,86) + 18,278 \Rightarrow P_u = 28,889 \text{ kN/m}$

à l'ELS: $R_A = 13,18 \text{ kN}$; $P_s = 7,86 + 13,18 \Rightarrow P_s = 21,04 \text{ kN/m}$

$$M_u = \frac{28,889 \times 5,39^2}{8} \Rightarrow M_u = 104,92 \text{ kN.m}$$

$$M_s = \frac{21,04 \times 5,39^2}{8} \Rightarrow M_s = 76,40 \text{ kN / m}$$

b) Les moments sollicitant

{	à l'ELU :	$M_t = 0.75 \times M_u \Rightarrow M_t = 78,69 \text{ kN.m}$
	$M_a = 0.5 \times M_u \Rightarrow M = 52,46 \text{ kN}$	
{	à l'ELS:	$M_t = 0.75 \times M_s \Rightarrow M_t = 57,3 \text{ kN.m}$
	$M_a = 0.5 \times M_s \Rightarrow M_a = 38,20 \text{ kNm}$	

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{flex} (cm ² /ml)
En travée	78,69	0,109	0,144	0,358	6,31
En appui	52,46	0,073	0,0948	0,365	4,12

Tableau III.49: Ferrailage de la poutre brisé à la flexion simple.

c. Vérification à l'ELU• **Effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 3,25MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{13,18 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,38} = 0,099MPa < \bar{\tau}_u. \quad \dots \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (13,18 \times 10^{-3} - \frac{78,69 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,38}) \times \frac{1,15}{400} = -6,23cm^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Calcul des armatures transversales**

$$A \geq \frac{0,4 \times b \times s_t}{f_e} \Rightarrow \begin{cases} A \geq 0,7cm^2 \dots\dots \text{en travée.} \\ A \geq 0,525cm^2 \dots\dots \text{au appuis.} \end{cases}$$

• **Calcul de l'espacement St**

$$St \leq \min(0,9d, 40cm) \Rightarrow St \leq 34,2 \text{ On opte: } St=20cm \text{ en travée et } St=15cm \text{ en appui.}$$

2. Calcul à la torsion :

$$e = \emptyset / 6 = b/6 = 5,83 \text{ cm}, \quad \Omega = [b-e] \times [h-e] = 0,0996m^2, \quad U = 2 \times [(h-e)+(b-e)] = 1,26m$$

a. Ferrailage à la torsion

Le moment de torsion à prendre est le moment aux appuis de la volée donc : $M_{tor} = 11,88KN.m$

• **Les armatures longitudinales**

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{tor} = \frac{11,88 \times 10^{-3} \times 1,26 \times 1,15}{2 \times 0,0996 \times 400} \Rightarrow A_{tor} = 2,16cm^2.$$

b. Vérification de la condition de non fragilité : $A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 7cm^2$.• **Section d'armature longitudinale à prendre : $A_{flex} + \frac{A_{tor}}{2}$.**

$$\text{En travée : } A_s = 6,31 + 1,08 \Rightarrow A = 7,39cm^2 > A_{min}.$$

$$\text{En appui : } A_s = 4,12 + 1,08 \Rightarrow A = 5,20cm^2 < A_{min} \text{ donc on ferraille avec } A_{min}.$$

$$\text{on choisit } \begin{cases} A_s = 3HA12 + 3HA14 = 8,01cm^2 \dots\dots \text{en travée} \\ A_s = 3HA12 + 3HA14 = 8,01cm^2 \dots\dots \text{au appuis} \end{cases}$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{flex} = 0,099MPa, \quad \tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} \Rightarrow \tau_{tor} = 0,585MPa, \quad \bar{\tau}_{adm} = 3,25MPa.$$

$$\sqrt{\tau_{flex}^2 + \tau_{tor}^2} \leq \bar{\tau}_{adm} \Rightarrow \sqrt{0,099^2 + 0,585^2} = 0,593$$

$$\Rightarrow \sqrt{\tau_{flex}^2 + \tau_{tor}^2} \leq \bar{\tau}_{adm} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Armatures transversales : On opte $St = 20\text{cm}$ en travée et $St = 15\text{cm}$ en appui

$$A_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\text{tor}} = 0,34\text{cm}^2 \dots \text{en travée.} \\ A_{\text{tor}} = 0,257\text{cm}^2 \dots \text{au appuis.} \end{array} \right.$$

Section d'armature transversale à prendre

$$\left. \begin{array}{l} \text{En travée : } A_s = 0,7 + 0,34 \Rightarrow A = 1,04\text{cm}^2. \\ \text{En appui : } A = 0,525 + 0,257 \Rightarrow A = 0,782\text{cm}^2 \end{array} \right\} \text{ On choisit : un cadre et un étrier de T8 .}$$

b. Vérification à l'ELS

- **L'état limite de compression de béton :** $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

Avec : $0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$; $I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$

Au appuis : $M_a = 38,20\text{KN.m}$; $y = 13,08\text{cm}$; $I = 100721,70\text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{38,2 \times 10^{-3}}{100721,70 \times 10^{-8}} \times 13,08 \times 10^{-2} = 4,96 \leq \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

En travée : $M_t = 57,30\text{KNm}$; $y = 13,08\text{cm}$; $I = 100721,70\text{cm}^4$.

$$\sigma_{bc} = 7,44 < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

- **Vérification de l'état limite de déformation**

en travée

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,074 > 0,0625 \\ \frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 1,14 > 0,054 \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0047 < 0,0105 \end{array} \right\} \text{ Condition vérifier, n'est pas nécessaire de vérifier la flèche}$$

au appuis

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,074 > 0,0625 \\ \frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 1,14 > 0,05 \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,00309 < 0,0105 \end{array} \right\} \text{ Condition vérifier, n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.}$$

C. Schéma de ferrailage de la poutre brisée

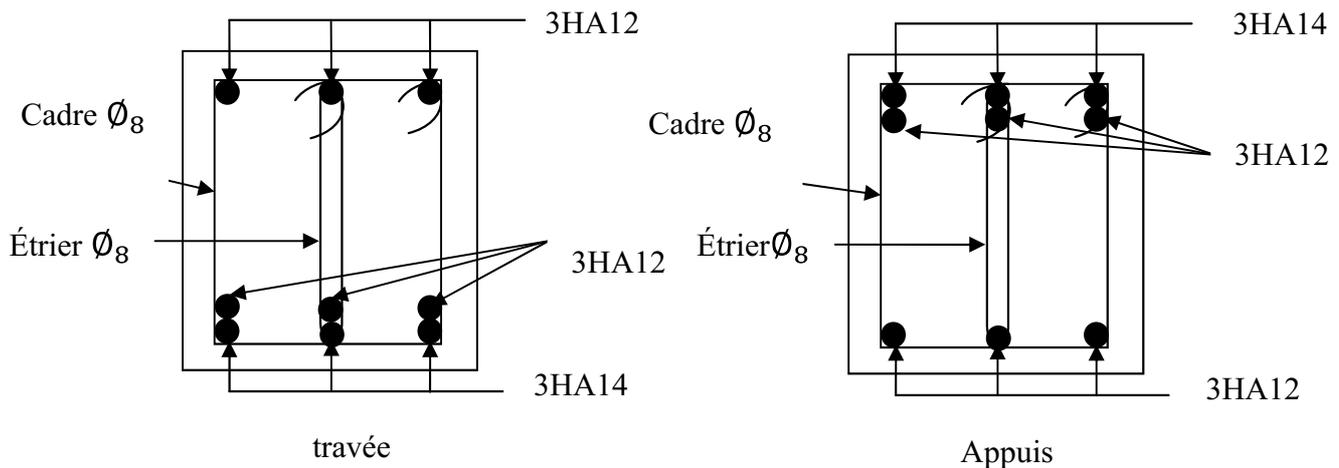


Figure III-35: schémas statique de la poutre brisée

III.5. Etude de la dalle de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a $l_x = 175 \text{ cm}$; $l_y = 180 \text{ cm}$; $S = 1,75 \times 1,8 = 3,15 \text{ m}^2$

1. Evaluation des charges et surcharges

$G_1 = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN} / \text{m}^2$ Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 22 \times 0,05 = 1,1 \text{ KN} / \text{m}^2$ Poids du revêtement en béton

($e = 5 \text{ cm}$).

$G' = G_1 + G_2 = 4,85 \text{ KN} / \text{m}^2$.

$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{102}{3,15} = 32,38 \text{ KN} / \text{m}^2$. Poids de la machine.

$G_{totale} = G' + G'' = 37,23 \text{ KN} / \text{m}^2$. $Q = 1 \text{ KN} / \text{m}^2$.

2. Cas d'une charge répartie

a. Calcul des sollicitations

A l'ELU

$q_u = 1,35 \times G_{totale} + 1,5 \times Q = 1,35 \times 37,23 + 1,5 \times 1 \Rightarrow q_u = 51,76 \text{ KN} / \text{m}^2$.

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,75}{1,8} = 0,97 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$\rho = 0,97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0392 \\ \mu_y = 0,9322 \end{cases}$

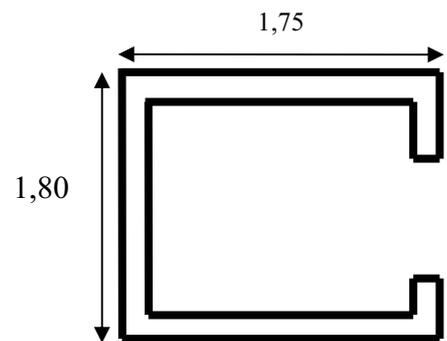


Figure III-36 : ascenseur

Annexe1

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0,0392 \times 51,76 \times 1,75^2 \Rightarrow M_0^x = 6,21KNm$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5,788KNm$

b. Calcul des moments réels

En travée : $\begin{cases} \text{Sens x-x} : M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 5,278KNm \\ \text{Sens y-y} : M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 4,919KNm \end{cases}$

En appui : $\begin{cases} \text{Sens x-x} : M_a^x = 0,3 \times M_0^x = 1,863KNm \\ \text{Sens y-y} : M_a^y = 0,3 \times M_0^y = 1,736KNm \end{cases}$

c. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple avec ($d_x = 13cm, d_y = 12cm$)

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{adpt} (cm ² /ml)	A_{min} cm ² /ml
Travée	x-x	5,278	0,021	0,027	0,128	1,17	4HA8=2,01	1,242
	y-y	4,919	0,024	0,030	0,118	1,19	4HA8=2,01	1,2
Appui	x-x	1,863	0,0070	0,009	0,129	0,41	4HA8=2,01	1,242
	y-y	1,736	0,0084	0,0105	0,119	0,294	4HA8=2,01	1,2

Tableau .III-50 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

d. Vérification à l'ELU

• **Condition de non fragilité**

On calcule A_{min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 ; e = 15cm ; b = 100cm ; \rho = 0,93$

$$e > 12cm \left. \begin{matrix} \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1,242cm^2 / ml \\ A_{min}^y = 1,2cm^2 / ml \end{cases}$$

$A_t^y > \frac{A_x^t}{4}$ Condition Vérifiée.

• **Calcul des espacements**

Sens x-x: $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$ on adopte $S_t = 25cm$

Sens y-y: $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$ on adopte $S_t = 25cm$

• **Vérification de l'effort tranchant**

$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$

$\rho = 0,93 > 0,4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens.

Sens x - x : $V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 30,19 KN$

Sens y - y : $V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 30,49 KN$

$\tau_u = \frac{30,49 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,179 MPa < 1,25 MPa \dots \dots \dots$ Vérifié.

e. Vérification à l'ELS : $\nu = 0,2$, $q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 37,23 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 38,23 KN / m^2$

$\rho = 0,97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0465 \\ \mu_y = 0,9543 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 5,44 KNm \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5,19 KNm \end{cases}$

Sens x-x' : $M_{tser}^x = 0,85 \times M_0^x = 4,624 KNm$, Sens y-y' : $M_{tser}^y = 0,85 \times M_0^y = 4,411 KNm$

• **Vérification des contraintes**

• **Etat limite de compression de béton :** $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

Travée

Sens x-x : $A_x = 3,14 cm^2$, $b = 100 cm$, $d = 13 cm$; $y = 3,67 cm$; $I = 11319,62 cm^4$

$\sigma_{bc} = 1,71 MPa \leq \overline{\sigma} = 15 MPa \dots \dots \dots$ c'est vérifier.

Sens y-y : $A_y = 3,14 cm^4$; $b = 100 cm$; $d = 12 cm$; $y = 3,55 cm$; $I = 10011,80 cm^4$

$\sigma_{bc} = 1,74 \leq 15 MPa \dots \dots \dots$ c'est vérifier.

Appuis

Sens x-x : $A_x = 3,14 cm^2$, $b = 100 cm$, $d = 13 cm$; $y = 3,67 cm$; $I = 11319,62 cm^4$

$\sigma_{bc} = 0,604 MPa \leq \overline{\sigma} = 15 MPa \dots \dots \dots$ c'est vérifier.

Sens y-y : $A_y = 3,14 cm^4$; $b = 100 cm$; $d = 12 cm$; $y = 3,55 cm$; $I = 10011,80 cm^4$

$\sigma_{bc} = 0,625 \leq 15 MPa \dots \dots \dots$ c'est vérifier.

3. Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit Uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

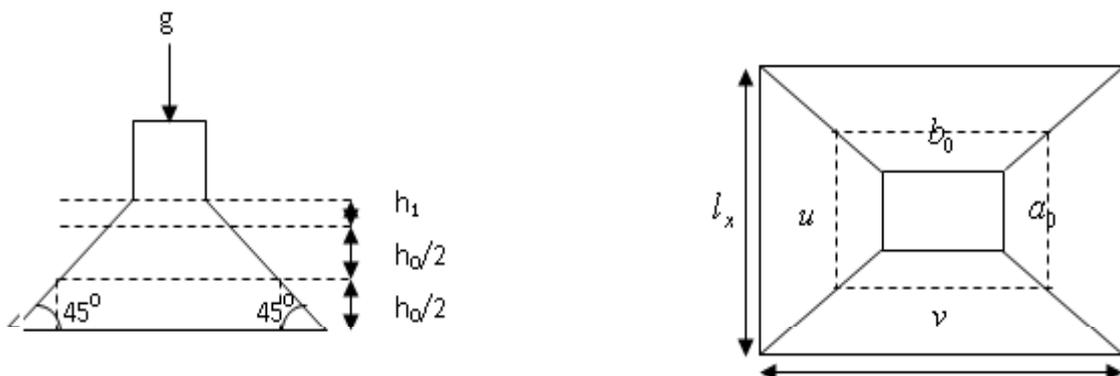


Figure III-37: schéma représentant de la surface d'impacte

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impacte, a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x',

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y',

On a une vitesse $V = 1m/s \Rightarrow a_0 = 69cm ; b_0 = 69cm$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1$.

$$\text{Donc : } \begin{cases} u = 69 + 15 + 2 \times 1 \times 5 \Rightarrow u = 94cm. \\ v = 69 + 15 + 2 \times 1 \times 5 \Rightarrow v = 94cm. \end{cases}$$

a. Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

On a : $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 82 + 15 + 6,3 = 103,3KN$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103,3 \Rightarrow P_u = 149,45KN$$

M_1 et M_2 En fonction de $\frac{u}{l_x}$; $\frac{v}{l_y}$ et $\rho = 0,97$ Annexe 2

$$\left\{ \frac{u}{l_x} = \frac{94}{175} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0,537 \Rightarrow M_1 = 0,100KN.m ; \right. \left. \frac{v}{l_y} = \frac{92}{180} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0,073 \Rightarrow M_2 = 0,080KN.m \right.$$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 149,45 \times 0,100 = 14,94KNm \\ M_{y1} = 149,45 \times 0,080 = 11,956KNm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 14,94KNm \\ M_{y1} = 11,956KNm \end{cases}$$

- Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 0,97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0392 \\ \mu_y = 0,9322 \end{cases} \quad \text{Annexe 1.}$$

$$q_u = 1.35 \times 4,85 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 8,04KN ,$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0,965KNm , \quad M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0,899KNm$$

• **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 15,905 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12,855 \text{KNm} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement

en travée :

$$\begin{cases} M_t^y = 0,85 \times 12,855 = 10,926 \text{KNm} \\ M_t^x = 0,85 \times 15,905 = 13,519 \text{KNm} \end{cases}$$

En appuis : $M_x^a = 0,3 \times 15,905 = 4,771$, $M_y^a = 0,3 \times 12,855 = 3,856 \text{KN.m}$

b. Ferrailage : Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et ($d_x = 13\text{cm}$, $d_y = 12\text{cm}$)

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_t^{min} (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_a^{min} (cm ² /ml)	A_t adopté (cm ² /ml)	A_a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x'	10,926	4,771	2,47	1,242	1,06	1,242	4T10=3,14	4T10=3.14
Sens y-y'	13,519	3,856	3,35	1,2	0,92	1,2	4T12=4,52	4T10=3.14

Tableau III-51: ferrailage de la dalle de la salle des machines

c. Vérification à l'ELU

• **Vérification au poinçonnement :** $p_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec : p_u : Charge de calcul à l'état limite, h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (94 + 94) \Rightarrow U_c = 376 \text{cm}$; $p_u = 423 \text{KN}$

Or $p_u = 149,45 \text{KN} \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 423 \text{KN}$. Pas de risque de poinçonnement.

• **Vérification de l'effort tranchant :** $b=100\text{cm}$; $d=13\text{cm}$

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

On a $v = u \Rightarrow V_u = \frac{p_u}{3 \times U_c} = 13,24 \text{KN} \Rightarrow \tau_u = 0,101 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,25 \text{MPa}$ C'est vérifié.

d. Vérification à l'ELS

Les moments engendrés par le système de levage : $q_{ser} = g = 103,3 \text{KN}$.

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 103,3 \times (0,100 + 0,2 \times 0,080) = 11,98 \text{KNm} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 103,3 \times (0,080 + 0,2 \times 0,100) = 10,33 \text{KNm} \end{cases}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0,833 \text{ KNm} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0,795 \text{ KNm} \end{cases}$$

Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11,98 + 0,833 = 12,813 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10,33 + 0,795 = 11,125 \text{ KNm} \end{cases}$$

- **Calcul des moments**

$$M_t^x = 0,85 \times 12,813 = 10,89 \text{ KNm}, M_t^y = 0,85 \times 11,125 = 9,456 \text{ KNm}$$

$$M_a^x = 0,3 \times 12,813 = 3,843 \text{ KNm}, M_a^y = 0,3 \times 11,125 = 3,337 \text{ KNm}$$

- **Vérification des contraintes**

- **État limite de compression de béton** : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

Sens x-x : $y = 3,67 \text{ cm}$; $I = 11319,62 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 3,53 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

Sens y-y : $y = 3,57 \text{ m}$ et $I = 9107,28 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 3,7 \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié.}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures** : La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

- **Vérification de la flèche**

Sens x-x :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,085 > 0,0625$$

$$\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0,15 > 0,084$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0,00174 < 0,0105$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens y-y

Les conditions à vérifier sont les suivants :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,083 > 0,0625$$

$$\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0,15 > 0,084$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0,00184 < 0,0105$$

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche .

d. Schéma de ferrailage

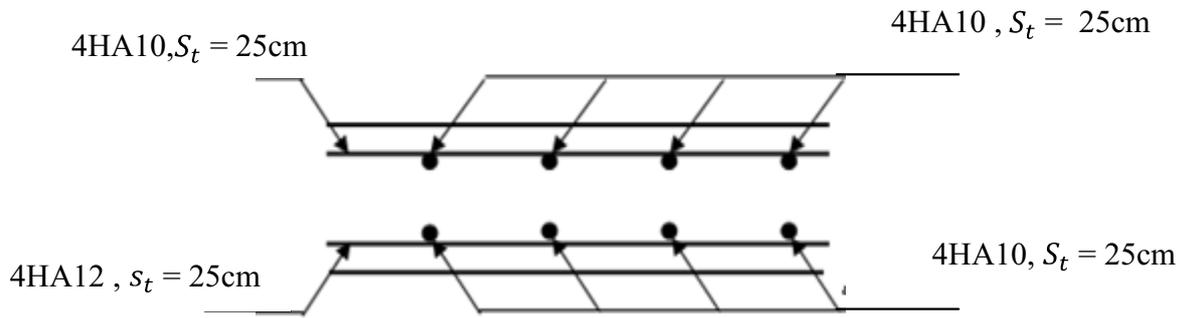


Figure III-38 : vue en coupe du ferrailage de la dalle de l'ascenseur

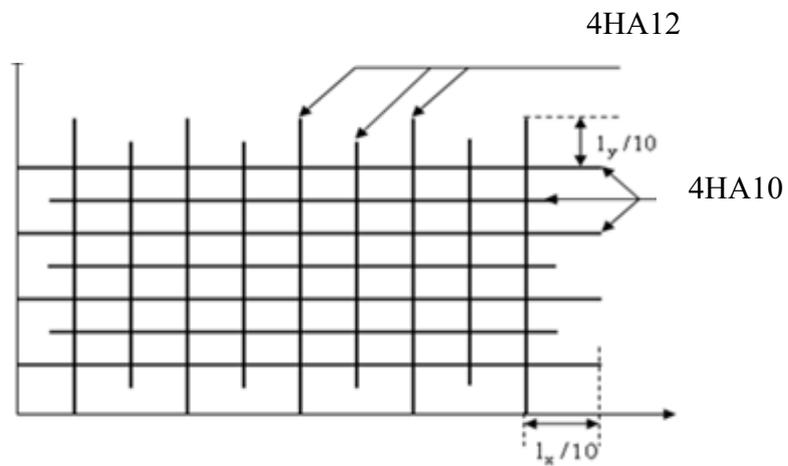


Figure III-39: schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur

III.6 Etude de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumis à son Poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur, La fissuration est considéré nuisible.

1. Charge et surcharge

a) Charge permanent et charge d'exploitation

$$G = 3,43 \text{ KN/m}, \quad Q = 1 \text{ KN/m.}$$

b) Charge horizontale due au séisme

$$F_p = 4 \times A \times c_p \times w_p$$

A : coefficient d'accélération de la zone

(Zone IIa groupe 2) $\Rightarrow A = 0,15$.

c_p : Facteur de force horizontale, w_p : Poids de l'acrotère $\Rightarrow w_p = 3,43 \text{ KN/m}$.

$$c_p = 0,8, \quad F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 3,43 \Rightarrow F_p = 1,646 \text{ KN/m.}$$

2. Calcul de centre de gravité de la section

$$X_G = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_G = \frac{(70 \times 15 \times 7,5) + (10 \times 8 \times 20) + \left(\frac{10 \times 2}{2}\right) \times 16,67}{(17 \times 15) + (10 \times 8) + \left(\frac{10 \times 2}{2}\right)}$$

$$\Rightarrow X_G = 8,45 \text{ cm.}$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_G = \frac{(70 \times 15 \times 35) + (10 \times 8 \times 64) + \left(\frac{10 \times 2}{2}\right) \times 68,67}{(17 \times 15) + (10 \times 8) + \left(\frac{10 \times 2}{2}\right)} \Rightarrow Y_G = 37,33 \text{ cm.}$$

3. Calcul des sollicitations

$$\text{L'acrotère est soumis à : } \begin{cases} N_G = 3,43 \text{ KN}, \quad M_G = 0 \text{ KN.} \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,7 \Rightarrow M_Q = 0,7 \text{ KN.m} \\ M_{F_p} = F_p \times Y_G \Rightarrow M_{F_p} = 1,646 \times 0,3733 \Rightarrow M_{F_p} = 0,61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

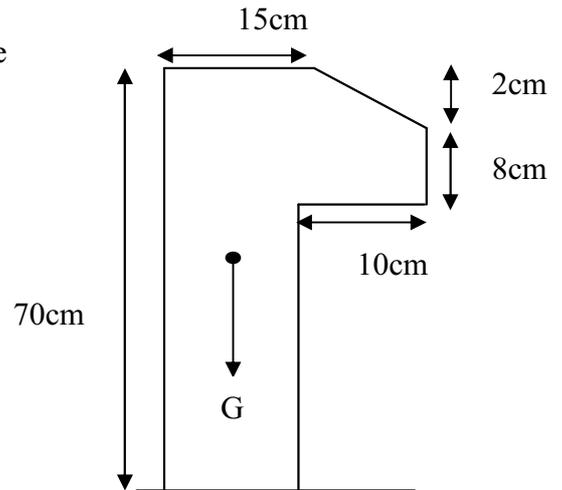


Figure III-40 : vue en plan de l'acrotère

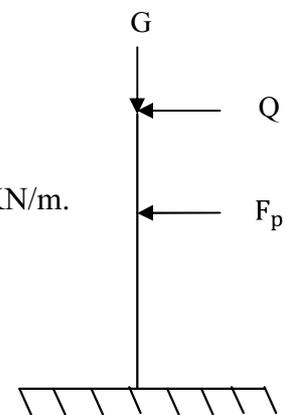


Figure III-41: schéma statique de l'acrotère

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	3,43	4,63	3,43
(M KN.m)	1,31	1,05	0,7

Tableau III-52 : Combinaison d'action de l'acrotère

4. Ferrailage

le ferrailage se fait à la flexion composée.

a. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

On a : $M_u = 1,05 \text{KN.m}$, $N_u = 4,63 \text{KN}$ donc $e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = 0,226 \text{m}$, $\frac{h}{6} = 0,116 \text{m}$.

$e_1 > \frac{h}{6}$ la section est partiellement comprimée, donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2

Telle que :

e_a : Excentricité additionnelle, telle que $e_a = \max(2\text{cm}, \frac{h}{250}) \Rightarrow e_a = \max(2\text{cm}, \frac{70}{250}) \Rightarrow e_a = 2\text{cm}$.

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

$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$; $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$ avec $M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0$.

\emptyset : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

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

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1,4 \text{m}$.

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

Donc :
$$\begin{cases} e_2 = 0,01176 \text{m}. \\ e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0,257 \text{m}. \end{cases}$$

b. Calcul à l'ELU

$N_u = 4,63 \text{KN}$; $M_u = N_u \times e = 4,63 \times 0,257 \Rightarrow M_u = 1,1899 \text{KN.m}$; $f_{bu} = 14,2 \text{MPa}$; $\sigma_{st} = 348 \text{MPa}$

$h = 15 \text{cm}$; $d = 13 \text{cm}$; $b = 100 \text{cm}$

Calcul de moment fictif : $M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1,1899 + 4,63 \times \left(0,13 - \frac{0,15}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1,444 \text{KN.m}$

M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1,444 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0,0060) < (\mu_1 = 0,3916) \Rightarrow A' = 0$

$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0,0075$; $Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,1296 \text{m}$

$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1,44 \times 10^{-3}}{0,1296 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0,320 \text{cm}^2$

$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,320 \times 10^{-4} - \frac{4,63 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0,187 \text{cm}^2$

c. Vérification à l'ELU

- **La condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 1 \times 0,13 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,569 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2,01}{4} \Rightarrow A_r = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA}6 = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement**

1. Armatures principale : $S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm}$ donc on opte $S_t = 30 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{70}{3} = 23,33 \text{ cm}$ donc on adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Vérification au cisaillement** : L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = Q + F_p \Rightarrow V_u = 1 + 1,646 \Rightarrow V_u = 2,646 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2,646 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} \Rightarrow \tau_u = 0,020 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \text{ Vérifié}$$

- **Vérification de l'adhérence** : on doit vérifier

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \sum \mu_i)$$

RPA (Article. A.6.1, 3)

$\sum \mu_i$: la somme des périmètres des barres, $\sum \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \sum \mu_i = 4 \times 3,14 = 10,043 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = 2,646 \times 10^{-3} / (0,9 \times 0,13 \times 10,0074) \Rightarrow \tau_{se} = 0,224 \text{ MPa},$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

(RPA Article. A.6.1, 21)

avec : Ψ_s est le coefficient de scellement.

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

d. Vérification à l'ELS

$d = 0,13 \text{ m}$; $N_{ser} = 3,43 \text{ KN}$; $M_{ser} = 0,7 \text{ KN.m}$; $\eta = 1,6$ pour les HR

- **Vérification des contraintes** : on a une fissuration nuisible donc on doit vérifier les contraintes dans le béton et dans les aciers.

$$\text{-Acier : } \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t \leq \bar{\sigma}_s, \text{ avec : } \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

$$\text{-Béton : } \sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t \leq \bar{\sigma}_{bc}, \text{ avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}.$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$C = d - e_1$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

Avec : $\begin{cases} y_{ser} : \text{distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section.} \\ y_c : \text{Distance entre l'axe neutre et le centre de pression.} \end{cases}$

e_1 : Distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = \left(\frac{0,7}{3,43}\right) + \left(0,13 - \frac{0,15}{2}\right) \Rightarrow e_1 = 0,259 \text{ m.}$$

$e_1 > d \Rightarrow$ "c" à l'extérieur de section

$$c = 0,13 - 0,259 \Rightarrow c = -0,129 \text{ m.}$$

$$c = -0,129 \text{ m; } y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots\dots\dots (*)$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b; \quad q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$P = -3 \times (-0,129)^2 + 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \times \frac{0,13 + 0,129}{1} \Rightarrow P = -0,045 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0,129)^3 + 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \times \frac{(0,13 + 0,129)^2}{1} \Rightarrow q = 0,0055 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = 0,194 \text{ m} \Rightarrow y_{ser} = 0,065 \text{ m.}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 19,16 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3,43 \times 10^{-3}}{19,16 \times 10^{-4}} \times 0,065 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,116 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{3,43 \times 10^{-3}}{19,16 \times 10^{-4}} \times (0,13 - 0,065) \Rightarrow \sigma_s = 1,74 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}}$$

e) Schémas de ferrailage

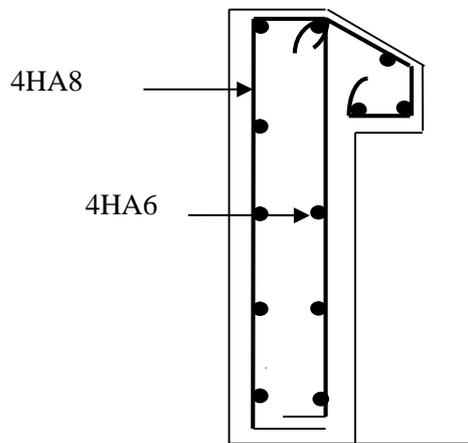


Figure III-67 : schémas de ferrailage de l'acrotère

IV.1.Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'éléments finis qui permet de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utilisé est le **SAP2000.V.14**

- **Choix de la méthode de calcul**

- Méthodes utilisées : (D'après le RPA99/2003)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

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

IV.2.Méthode statique équivalente

IV.2.1 Principe de la méthode : selon RPA version 2003 (Art 4.2 .1) les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de force statique fictive dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

IV.2.2 Condition d'application

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

-Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.

- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le RPA99 version 2003(article 4.1.2).

IV.2.3 Calcul de la force sismique totale

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA 99.Art (4.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de la zone. Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du Bâtiment est donné par le tableaux 4.1 (RPA 99)

- Groupe d'usage : groupe 02.
 - Zone sismique : zone IIa.
- } ⇒ A = 0,15.

D : facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{RPA(Art4.2)} \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site ; donnée par le tableaux 4.7

La structure à étudier est située dans un site meuble (S_3).

D'où : $T_1 = 0,15 \text{ sec}$.

$T_2 = 0,5 \text{ sec}$.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$.

ξ (%) : pourcentage de l'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

Construction auto stable → $\xi = 7 \%$. RPA (Art 4.2.3)

Contreventement par voiles → $\xi = 10 \%$.

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement. On a un contreventement mixte (portique -voile) ; donc R = 5.

Q : facteur de qualité sa valeur est déterminée par la formule suivante: $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$ RPA99(Art4.4)

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q "est satisfait ou non".

W : poids total de la structure tirés à partir de logiciel SAP

Critère	Q_x	Q_y
Conditions minimales sur les fils de contreventement	0,05	0,05
Redondance en plan	0,05	0,05
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0,05	0,05
Contrôle de qualité de matériaux	0	0
Contrôle de qualité de d'exécution	0	0
Total	1,2	1,2

Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités P_q

$Q_x = Q_y = 1,2$

IV.2.4 Estimation de la période fondamentale de la structure

La période empirique peut être calculée de deux manières :

$$1- \quad T_1 = C_T \times (h_N)^{3/4} \quad \text{RPA 99 (Art .4.2.4).}$$

$$2- \quad T_2 = 0.09 \times \frac{h_N}{D'} \quad \text{RPA (Formule 4-7)}$$

$$\text{Avec : } T = 1.3 \times \min(T_1; T_2)$$

$h_N = 37,28$ m: La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

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

$$\Rightarrow C_T = 0,05 \quad \text{RPA (tableau 4.6)}$$

D' : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T.

$$\text{D'où : } T_1 = 0,75 \text{ s.}$$

$$\text{Sens(x) : } D' = 9,95 \text{ m} \Rightarrow T_2 = 1,06 \text{ s}$$

$$\text{Sens(y) : } D' = 19,5 \text{ m} \Rightarrow T_2 = 0,759 \text{ s}$$

$$\text{Donc la période fondamentale statique majorée de 30 \% est : } \begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times \min(0.75; 1.06) = 0,98 \text{ s} \\ T_{Sy} = 1.3 \times \min(0.75; 0,759) = 0,98 \text{ s} \end{cases}$$

Valeur de T_1 et T_2

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA 99 tableau 4-7)

$$\text{Sol meuble} \Rightarrow \text{Site (S3)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,5 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_2 < T_x < 3,0 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3}$$

RPA (Art 4.3.3)

$$T_2 < T_y < 3,0 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3}$$

$$\text{Tel que : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \rightarrow \text{facteur de correction d'amortissement.}$$

Avec : D : facteur d'amplification dynamique moyen selon la direction considéré

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (RPA Tableau 4-2)

$$\text{Construction auto stable} \rightarrow \xi = 7 \%. \quad \text{RPA (Art 4.2.3)}$$

$$\text{Contreventement par voiles} \rightarrow \xi = 10 \%. \quad \text{RPA (Art 4.2.3)}$$

$$\text{Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne} \Rightarrow \begin{cases} \xi = 8.5\% \\ \eta = 0.816 \end{cases}$$

D'ou : $D_x = 1,3$; $D_y = 1,3$

$$\text{Sens(x)} : V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.3 \times 1.2}{5} \times 29645,527 \Rightarrow V_{st,x} = 1387,41 \text{KN}$$

$$\text{Sens(y)} : V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.3 \times 1.2}{5} \times 29645,527 \Rightarrow V_{st,y} = 1387,41 \text{KN}$$

IV.3. Les méthodes dynamiques

IV.3.1 Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

a. principe

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées a la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

Le spectre de réponse est donné par le logiciel (**spectre**).

b. les hypothèses

1. les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
2. seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
4. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

- **Description du logiciel SAP 2000**

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

1 . Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, On a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

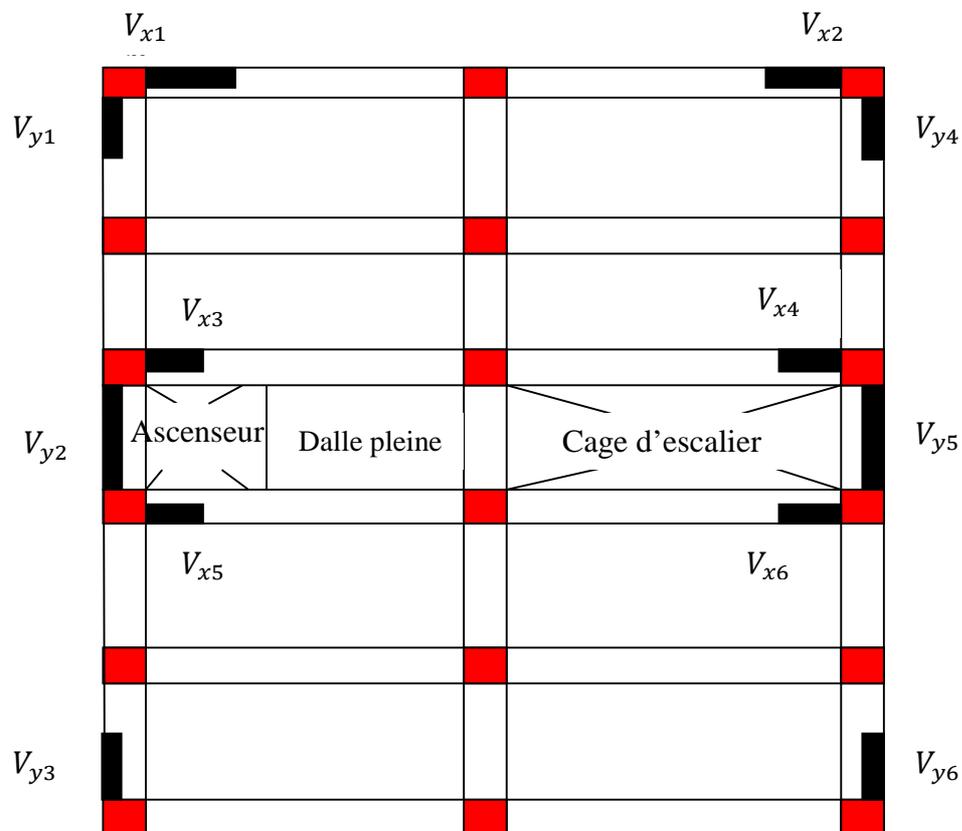


Figure IV.1 : Disposition des voiles

2. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000V11

a . Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Output Case	StepType	StepNum	Period					
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,86678	0,7085	0,00011	1,038E-08	0,7085	0,00011
MODAL	Mode	2	0,730682	0,00047	0,64293	0,00001217	0,70898	0,64304
MODAL	Mode	3	0,679072	0,01967	0,00481	3,496E-07	0,72864	0,64784
MODAL	Mode	4	0,286286	0,11598	5,155E-08	1,409E-07	0,84463	0,64784
MODAL	Mode	5	0,211043	0,00014	0,000002104	2,437E-07	0,84477	0,64784
MODAL	Mode	6	0,207334	9,567E-07	0,16529	0,00016	0,84477	0,81314
MODAL	Mode	7	0,162565	0,04497	0,000001153	0,000001887	0,88974	0,81314
MODAL	Mode	8	0,143313	0,00001485	6,678E-08	5,354E-07	0,88975	0,81314
MODAL	Mode	9	0,141576	0,000009404	1,722E-09	0,00000001	0,88976	0,81314
MODAL	Mode	10	0,141408	0,00005582	1,777E-08	4,121E-07	0,88982	0,81314
MODAL	Mode	11	0,141037	0,00003294	2,284E-08	1,772E-07	0,88985	0,81314
MODAL	Mode	20	0,122011	3,348E-10	0,00048	0,01814	0,89033	0,81425
MODAL	Mode	25	0,109478	0,00949	0,00002137	0,00033	0,89988	0,81624
MODAL	Mode	26	0,10539	0,00002253	0,00192	0,0072	0,8999	0,81816
MODAL	Mode	27	0,102557	0,01398	0,00008806	0,00022	0,91388	0,81824
MODAL	Mode	28	0,098587	0,00073	0,0433	0,00583	0,91461	0,86155
MODAL	Mode	29	0,060463	0,00002017	0,0124	0,01993	0,93424	0,90448

Tableau IV-2 : période et taux d'amortissement

- Mode 1 - T = 0,86678; f = 1,15370 Mode 2 - T = 0,73068; f = 1,36858

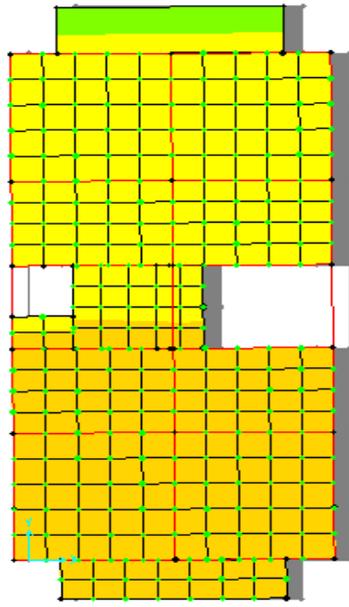


Figure IV-2 : 1^{er} mode de déformation
(Translation selon X-X)

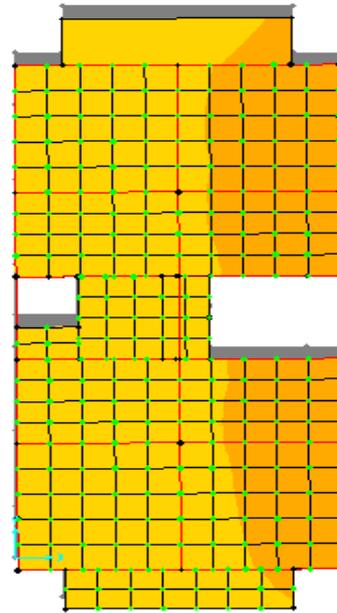


Figure IV-3 : 2^{eme} mode de déformation
(Translation selon Y-Y)

- Mode 3 - T = 0,67907; f = 1,47260

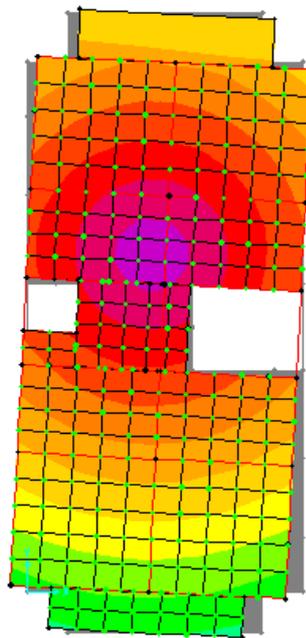


Figure IV-4 : 3^{eme} mode de déformation
(Rotation selon Z-Z)

- **Analyse des résultats**

La participation modale du premier mode suivant la direction x est prépondérante (U_{x70} , 85%), ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montre sur la figure précédente, la même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction y ($U=64,293\%$).

On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure a celle calcule par les formule empirique du RPA 99 majeure de 30 %

$$(T_x=0,866s \leq T_{sx}=0,98s); (T_y=0,7306s \leq T_{sy}=0,98s).$$

b. Justification de l'interaction voiles portiques

1. Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel SAP2000 sont :

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
Sous sol	23804,499	2074,704	91,983123	8,01687749
RDC	20674,576	2583,646	88,891472	11,1085276
Etage service	17964,483	2051,564	89,750404	10,2495962
1 ^{ère} étage	13468,47	1935,025	87,437754	12,5622464
2 ^{ème} étage	12959,848	1851,265	87,500838	12,4991619
3 ^{ème} étage	11384,485	1582,224	87,797798	12,2022018
4 ^{ème} étage	7804,854	1358,32	85,176316	14,8236845
5 ^{ème} étage	5943,594	538,178	91,697054	8,30294555
6 ^{ème} étage	4773,259	820,196	85,336505	14,6634951
7 ^{ème} étage	3075,272	506,09	85,868784	14,131216
8 ^{ème} étageN1	1292,865	323,567	80	20
7 ^{ème} étageN2	565,147	140,489	80,090443	19,9095568

Tableau IV.3. Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

- **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages

2. Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel SAP2000 sont :

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portique (%)	Voile (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portique (%)	Voile (%)
Suos sol	950,539	17,127	98,230	1,769	360,795	257,443	58,358	41,641
RDC	1017,88	26,354	97,476	2,523	230,536	283,901	44,813	55,186
Etage service	1071,92	18,279	98,323	1,676	382,947	238,661	61,605	38,394
1 ^{ère} étage	808,81	15,76	98,088	1,911	320,315	230,91	58,109	41,890
2 ^{ème} étage	814,911	17,91	97,849	2,150	310,724	224,878	58,013	41,986
3 ^{ème} étage	821,906	12,464	98,506	1,493	346,219	199,912	63,394	36,605
4 ^{ème} étage	640,737	12,525	98,082	1,917	237,231	199,339	54,339	45,660
5 ^{ème} étage	483,482	5,592	98,856	1,143	254,431	84,129	75,150	24,849
6 ^{ème} étage	431,645	10,687	97,583	2,416	205,749	156,106	56,859	43,140
7 ^{ème} étage	308,994	4,64	98,520	1,479	175,895	73,476	70,535	29,464
8 ^{ème} étage N1	196,723	4,415	97,804	2,195	132,191	54,108	70,956	29,043
8 ^{ème} étage N2	121,768	3,095	97,521	2,478	122,552	45,631	72,868	27,131

Tableau IV.4. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles

- **Analyse des résultats :** On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

c. Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante : $v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \dots\dots$ RPA 99 (Article 7.1.3.3)

N_d : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

B_c : L'aire brute du poteau.

TYPE	Nd(KN)	A(m ²)	v	remarque
Sous sol	2924,397	4550	0,2570898	vérifiée
RDC	2526,955	4550	0,2221499	vérifiée
Etage service	2131,053	3900	0,2185695	vérifiée
1 ^{ère} étage	1883,934	3900	0,193224	vérifiée
2 ^{ème} étage	1640,593	3300	0,1988598	vérifiée
3 ^{ème} étage	1408,111	3300	0,1706801	vérifiée
4 ^{ème} étage	1181,737	2750	0,171889	vérifiée
5 ^{ème} étage	959,334	2750	0,1395395	vérifiée
6 ^{ème} étage	745,704	2250	0,1325696	vérifiée
7 ^{ème} étage	540,182	2250	0,0960324	vérifiée
8 ^{ème} étage N1	338,701	2250	0,0602135	vérifiée
8 ^{ème} étage N2	130,866	1800	0,0290813	vérifiée

Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

d. Vérification vis à vis des déformations

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

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

R : Coefficient de comportement.

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots\dots\dots \text{RPA(Formule 4 - 19)}$$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e \dots\dots\dots$ RPA99(Art.5.10)

h_k : Étant la hauteur de l'étage

Les etages	Sens xx							Sens yy				
	Nivea ux(m)	h_k (m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)
Etage8 niveau 2	34,22	2,8	0,028	0,140	0,135	0,005	0,0019	0,0136	0,068	0,063	0,005	0,0017
Etage8 niveau 1	31,42	3,06	0,027	0,135	0,127	0,007	0,0024	0,0126	0,063	0,057	0,006	0,0019
Etage 7	28,36	3,06	0,025	0,127	0,118	0,009	0,0031	0,0114	0,057	0,0506	0,0063	0,0020
Etage 6	25,3	3,06	0,023	0,118	0,107	0,010	0,0034	0,0101	0,050	0,04	0,0106	0,0034
Etage 5	22,24	3,06	0,021	0,107	0,095	0,012	0,0040	0,008	0,04	0,0371	0,0029	0,0009
Etage 4	19,18	3,06	0,019	0,095	0,081	0,013	0,0044	0,0074	0,037	0,0301	0,0069	0,0022
Etage 3	16,12	3,06	0,016	0,081	0,067	0,014	0,0047	0,0060	0,0301	0,0232	0,0069	0,0022
Etage 2	13,06	3,06	0,013	0,067	0,052	0,015	0,0049	0,0046	0,0232	0,0167	0,0065	0,0021
Etage 1	10	3,06	0,010	0,052	0,036	0,015	0,005	0,0033	0,016	0,0107	0,0059	0,0019
Etage service	6,94	2,86	0,007	0,0367	0,022	0,013	0,0048	0,0021	0,01	0,0061	0,0046	0,0016
RDC	4,08	4,08	0,004	0,022	0,005	0,017	0,0042	0,0012	0,006	0,0014	0,0046	0,0011
Sous sol	-3,06	-3,06	0,001	0,005	0	0,005	0,0018	0,0002	0,001	0	0,0014	0,0004

Tableau IV.6. Vérification des déplacements de différents niveaux de bâtiments

• **Analyse des résultats**

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\text{Sens}(x) : \Delta_{k \max} = 1.7 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 4,08 \text{ cm}$$

$$\text{Sens}(y) : \Delta_{k \max} = 0,69 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.06 \text{ cm}$$

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

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » ;

$$\text{avec : } p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}) \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

-Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

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

Niveau	h_k (m)	p_k (KN)	Sens xx				Sens y y			
			v_k (KN)	δ_{ek} (m)	Δ_k (m)	θ_k (m)	v_k (t)	δ_{ek} (m)	Δ_k (m)	θ_k (m)
Etage8 N2	2,8	641,906	124,863	0,0281	0,0055	0,010098	168,18	0,0136	0,005	0,006815
Etage8 N1	3,06	1458,413	201,138	0,027	0,0075	0,017771	186,29	0,0126	0,006	0,015349
Etage 7	3,06	3221,698	313,634	0,0255	0,0095	0,031890	249,37	0,0114	0,00635	0,026809
Etage 6	3,06	5034,732	442,332	0,0236	0,0105	0,039056	361,85	0,0101	0,01065	0,048425
Etage 5	3,06	5836,502	489,074	0,0215	0,0125	0,048749	338,56	0,008	0,0029	0,016337
Etage 4	3,06	8233,767	653,262	0,019	0,0135	0,055606	436,57	0,0074	0,00695	0,042835
Etage 3	3,06	11672,3	834,37	0,0163	0,0145	0,066289	546,13	0,0060	0,0069	0,048193
Etage 2	3,06	13320,03	832,821	0,0134	0,015	0,078401	535,60	0,0046	0,00655	0,053233
Etage 1	3,06	13873,23	824,57	0,0104	0,0153	0,084124	551,22	0,0033	0,00595	0,048937
Etage service	2,86	18033,85	1090,204	0,00734	0,0139	0,080395	621,60	0,0021	0,00465	0,047169
RDC	4,08	20925,55	1044,24	0,00456	0,01715	0,0842326	514,43	0,00122	0,00465	0,0463593
Sous sol	-3,06	23256,02	967,666	0,00113	0,00565	0,0443748	618,23	0,00029	0,00145	0,0178248

Tableau IV.7. Vérification a L'effet P- Δ .

- **Analyse des résultats**

On remarque d'après les résultat obtenue ($\theta_k < 0.1$) dans tous les niveaux d'où les effets du second ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés.

f. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

	V_{st} (KN)	V_{dyn} (KN)	$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}}$
Sens xx	1387,41	1110,905	0,8
Sens yy	1387,41	1192,954	0,859

Tableau IV.8 : vérification de la résultante des forces sismiques

- **Analyse des résultats**

$$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} \geq 0,8$$

V_{dyn} : Effort tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000

IV.3.2 Calcul du joint sismique

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur satisfait la condition suivante : $d_{nim} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2)\text{mm} \geq 40\text{mm}$ RPA99.Art5.8

δ_1 et δ_2 Sont les déplacements maximum des deux blocs.

Dans notre structure on a deux blocs qui ne sont pas identiques mais on prend : $\delta_1 = \delta_2 = 13,6$ mm

Alors $d_{min} = 15 + (2 \times 13,6) = 42,2\text{mm} \geq 40\text{mm}$. En prend un joint de 5 à 6 cm.

IV.3.Conclusion

La modélisation de notre structure , en utilisant le logiciel sap 2000 qui vérifie toutes les conditions du RPA99/version 2003 , nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs , et avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure .

On a une section des voiles de 20cm de sous sol et RDC et de 15cm pour les autres étages, ainsi que, les dimensions des poteaux sont augmentées de (5×5) cm², pour avoir des translations dans les deux premiers modes, la satisfaction de l'interaction voiles-portiques et le taux de participation massique.

V.1. Introduction

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

On trouve: Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

V.2 Etude des poteaux

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

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du Moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

$$1.35G+1.5Q ; G+Q ; G+Q+E ; G+Q-E ; 0,8G+E ; 0,8G-E \quad (\text{RPA99version 2003})$$

Le ferrailage est calculé selon les sollicitations suivant :

$$1. (N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}) ; 2. (N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}) ; 3. (M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$$

V.2.1 Recommandations du RPA99 (version 2003)

a- Armatures longitudinales

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

– $A_{\min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone II_a),

– $A_{\max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante),

– $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement),

– $\phi_{\min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)

– La longueur minimale de recouvrement (L_{\min}) est de 40ϕ en zone II_a La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II_a)

les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone Critique).

La zone nodale est définie par l' et h' avec : $l' = 2 h'$

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

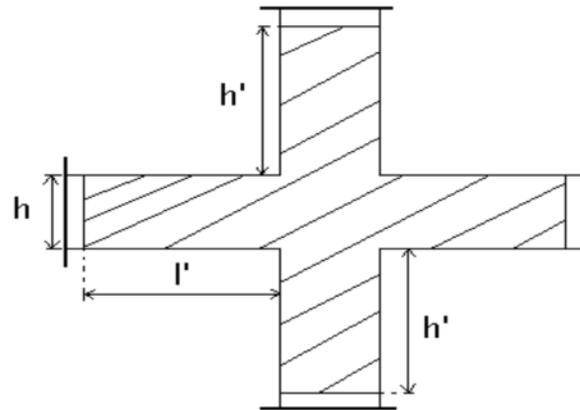


Figure V.1 : zone nodale

h_e : est la hauteur de l'étage , $b;h$: Dimensions de la section transversale du poteau

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

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
sous sol, RDC	70×65	36,4	182	273
Etage service, étage 1	65×60	31,2	156	234
Etage 2,3	60×55	26,4	132	198
Etage 4,5	55×50	22	110	165
Etage 6,7 , étage 8(niveau 1)	50×45	18	90	135
Etage 8(niveau 2)	45×40	14,4	72	108

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

b- Armatures transversales :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{Avec : } V_u : \text{L'effort tranchant de calcul.}$$

h_1 : Hauteur totale de la section brute, f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

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

- **Dans la zone nodale** $t \leq \text{Min}(10\phi, 15 \text{ cm})$ en zone II_a
- **Dans la zone courante** $t' \leq 15\phi$ en zone II_b et III

Où : ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **La quantité d'armatures transversales minimales**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ En % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5, \quad A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

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

$$\lambda_g : \text{est l'elancement géométrique du poteau, } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2 sollicitation de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000 les résultats sont résumés dans les tableaux ci après :

Niveau	Section du poteau	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	
		N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)
sous sol ,RDC	70×65	-2924,39	16,40	-29,232	65,03	-2334,26	-272,08
Etage service, étage 1	65×60	-2131,05	20,65	-30,86	30,09	-1933,85	-329,65
Etage2,3	60×55	-1934,61	-93,27	-15,57	112,86	-1041,10	-284,88
Etage 4,5	55×50	-1181,73	9,52	-39,91	-16,87	-650,33	-220,34
Etage 6,7 ,étage8(niv1)	50×45	-745,70	-7,83	-0,739	2,75	-362,77	-170,45
Etage 8(niveau2)	45×40	-130,86	-11,33	-0,659	5,67	-49,92	74,83

Tableau V.2 : les sollicitations dans les poteaux

V.2.3 Ferrailage des poteaux :

a- Les armatures longitudinales :

Le calcul de ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux :

1-Exemple de calcul :

Soit a calculé les poteaux rectangulaire le plus sollicité du sous sol, avec les sollicitations suivantes :

$$N_{\max} = 2924,39\text{KN} \rightarrow M_{\text{corr}} = 16,4\text{KN.m} \dots\dots\dots\text{ELU}$$

$$N_{\min} = 29,32\text{KN} \rightarrow M_{\text{corr}} = 65,03\text{KN.m} \dots\dots\dots 0,8\text{G-E}_y$$

$$M_{\max} = 272,08\text{KN} \rightarrow N_{\text{corr}} = 2334,26\text{KN.m} \dots\dots\dots \text{G} + \text{Q} + \text{E}_x$$

- Calcul sous N_{\max} et M_{corr} :

$$d = 0,65\text{m} ; d_0 = 0,05\text{m}$$

$$N = 2924,39\text{KN} \text{ (de compression)}$$

$$M = 16,4\text{KN.m} \Rightarrow e_G = \frac{M}{N} = \frac{16,4}{2924,39} = 0,0056\text{m}$$

$$e_G < \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 0,35\text{m} \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures(AA')}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - M_A \geq (0,337 \times h - 0,81 \times d_0) \times b \times h \times f_{bu} \dots\dots\dots\text{(I)}$$

$$M_A = M_G + N_G(d - \frac{h}{2}) = 16,4 + 2924,39(0,65 - \frac{0,7}{2}) = 893,71\text{KN.m}$$

$$N(d-d_0) - M_A = (2924,39(0,65-0,05) - 893,71) \times 10^{-3} = 0,86$$

$$(0,337 \times h - 0,81 \times d_0) \times b \times h \times f_{bu} = (0,337 \times 0,7 - 0,81 \times 0,05) \times 0,65 \times 0,7 \times 14,2 = 1,26$$

$$\text{(I)} \Rightarrow 0,86 < 1,26 \text{ donc la relation (I) non vérifié}$$

Donc la section est partiellement comprimée, La méthode de calcul se fait par assimilation à la Flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{893,71 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,65^2 \times 14,2} = 0,229$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0,329$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,65(1 - 0,4 \times 0,329) = 0,564\text{m}$$

$$A_1 = \frac{M_A}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_1 = \frac{893,71 \times 10^{-3}}{348 \times 0,564} \Rightarrow A_1 = 45,53\text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_{st}} \Rightarrow A = A_1 - \frac{2924,39 \times 10^3}{348 \times 10^2} \Rightarrow A = -38,5\text{cm}^2 < 0 \Rightarrow A = 0\text{cm}^2$$

- Calcul sou N_{\min} et M_{corr} :

$$N = 29,232 \text{ KN}, M = 65,03 \text{ KN.m} \Rightarrow e_G = 2,22 \text{ m} > 0,35 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures

$$(I) \quad -56,26 < 1,26 \text{ non vérifiée} \Rightarrow \text{calcul d'une section partiellement comprimée}$$

$$M_A = 73,79 \text{ KN.m} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,018 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,023 \rightarrow z = 0,644 \text{ m} \rightarrow A_1 = 3,29 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 2,45 \text{ cm}^2$$

- Calcul sou M_{\max} et N_{corr} :

$$N = 2334,26 \text{ KN}, M = 272,08 \text{ KN.m} \Rightarrow e_G = 0,116 \text{ m} < 0,35 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$(I) \Rightarrow -0,056 < 1,26 \text{ non vérifiée} \Rightarrow \text{calcul d'une section partiellement comprimée}$$

$$M_A = 972,35 \text{ KN.m} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,249 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,364 \rightarrow z = 0,555 \text{ m} \rightarrow A_1 = 50,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = -16,76 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

Le tableau V.3 résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents

Niveaux a l'aide de logiciel « socotec »

Niveaux	Section	M_{\max} (KN. m)	N_{corr} (KN)	A_{cal} (cm^2)	A_{RPA} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Barres
Sous sol, RDC	70 × 65	16,4	2924,39	0	36,4	36,7	12HA16+4HA20
Etage service,1	65 × 60	20,65	2131,05	0	31,2	32,17	16HA16
Etage2,3	60 × 55	93,27	1934,61	0	26,4	26,51	12HA14+4HA16
Etage4,5	55 × 50	9,521	1181,73	0	22	24,13	12HA16
Etage6,7,8(niv1)	50 × 45	7,83	745,70	0	18	18,47	12HA14
Etage8(niveau2)	45 × 40	11,33	130,86	0	14,4	18,47	12HA14

Tableau V.3 : les armatures longitudinales

Exemple illustratif

$$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2.142 \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0,202 \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2.142}{0,202} \Rightarrow \lambda = 10,60 \Rightarrow \alpha = 0,834$$

La section réduite :

$$B_r = (h - d) \times (b - d) = (0,7 - 0,02) \times (0,65 - 0,02) = 0,4284 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } N_u = 0,834 \times \left(\frac{0,4284 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 36,7 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) = 7681,01 \text{ MN}$$

Selon le CBA93 (article B. 8.1.1), on doit majorer l'effort normal de compression de 10% pour le

$$N_u = 1,1 \times N = 1,1 \times 7681,01 = 8449,121 \text{ KN}$$

On a $N_u = 8449,121 \text{ KN} > N_{max} = 2924,39 \Rightarrow$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	l_0 (m)	l_f (m)	i (m)	λ	α	As (cm ²)	B_r (m ²)	N_{max} (KN)	N_u (KN)
RDC	4,08	2,586	0,202	12,8	0,827	36,7	0,4284	2924,39	8378,205
Etage service	2,86	2,002	0,187	10,70	0,834	32,17	0,3654	2131,05	7234,27
etage1	3,06	2,142	0,187	11,45	0,832	32,17	0,3654	2131,05	7216,92
Etage2 ,3	3,06	2,142	0,173	12,38	0,829	26,51	0,3074	1934,61	6031,92
Etages4,5	3,06	2,142	0,158	13,556	0,825	24,13	0,2544	1181,73	6105,45
Etage6,7,8 (niv1)	3,06	2,142	0,144	14,875	0,820	18,47	0,2064	745,70	4078,57
Etage8 (niv2)	2,80	1,96	0,129	15,19	0,819	18,47	0,1634	130,86	3208,31

Tableau V.5 : justification de l'effort normal réduit.

Du tableau ci-dessus on constate que : $N_u > N_{max} \Rightarrow$ pas risque de flambement

b-Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte

de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq (\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}) ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \left(\frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v \right)$$

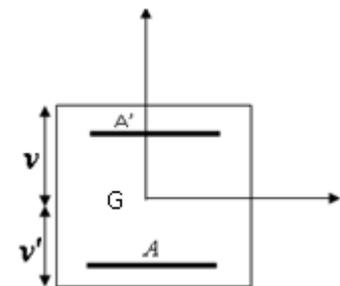


Figure V.2 : section du poteau

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}, I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + [15 \times A \times (d - v)^2] + [15 \times A' \times (v - d')^2]$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h ,$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 \text{ et } v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Niveau	d cm	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KNm)	σ_{bc} (MPa)	Observ
Sous sol, RDC	63	36,7	38,02	31,98	0,0224	2128,67	11,72	4,87	Vérifier
Etage service,1	58,5	32,17	35,36	29,64	0,0178	1552,30	14,94	4,27	Vérifier
Etage 2,3	54	26,51	32,58	27,42	0,0128	1194,99	8,34	3,83	Vérifier
Etage 4,5	49,5	24,13	30,05	24,95	0,0091	860,73	6,88	3,35	vérifier
Etage 6,7,8(niv1)	45	18,47	27,36	22,64	0,0057	543,19	5,70	2,68	vérifier
Etage 8 (niv2)	40,5	18,47	24,54	20,46	0,0037	95,31	8,27	1,078	vérifier

Tableau V.6 : justification des contraintes

c .Vérification aux sollicitations tangentes : Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Niveau	section	lf(m)	λ_g	ρ_d	d(cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	observ
Sous sol	70×65	2,142	3,29	0.04	63	230,601	0,563	1	Vérifier
RDC	70×65	2,856	4,39	0.04	63	230,601	0,563	1	Vérifier
Etage srevice	65×60	2,002	3,33	0.04	58,5	286,229	0,815	1	Vérifier
Etage1	65×60	2,142	3,57	0.04	58,5	286,229	0,815	1	Vérifier
Etage2,3	60×55	2,142	3,89	0,04	54	296,285	0,997	1	Vérifier
Etage 4,5	55×50	2,142	4,284	0,04	49,5	228,782	0,924	1	Vérifier
Etage6,7,8(ni v1)	50×45	2,142	4,76	0,04	45	166,917	0,824	1	Vérifier
Etage 8(niv2)	45×40	1,96	4,9	0,04	40,5	47,13	0,290	1	Vérifier

Tableau V.7 : Vérification des contraintes tangentielles

V.2.5. Disposition constructive des poteaux

a. Longueurs de recouvrement

Selon le **RPA99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale des recouvrements est de :

$L_r > 40 \cdot \Phi$ en zone II

$\Phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 20 = 80\text{cm} \rightarrow$ on adopte $L_r = 85\text{cm}$

b. Les zones nodales

La zone nodale est définie par h' et $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$

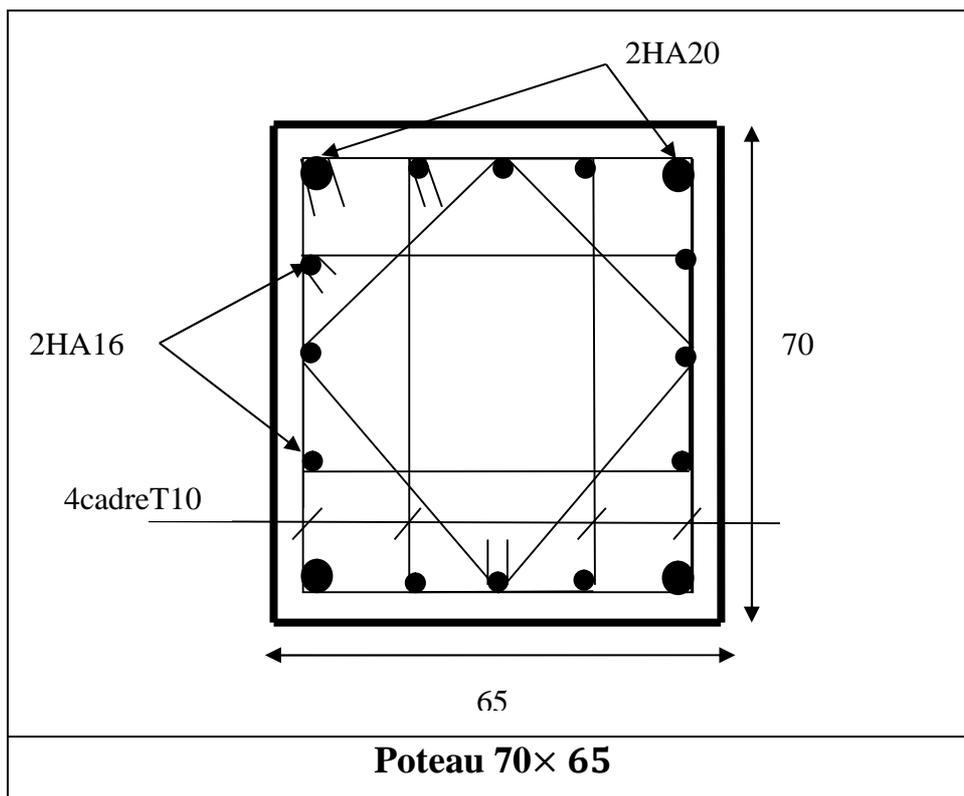
$(h_1 \times b_1)$: section de poteau.

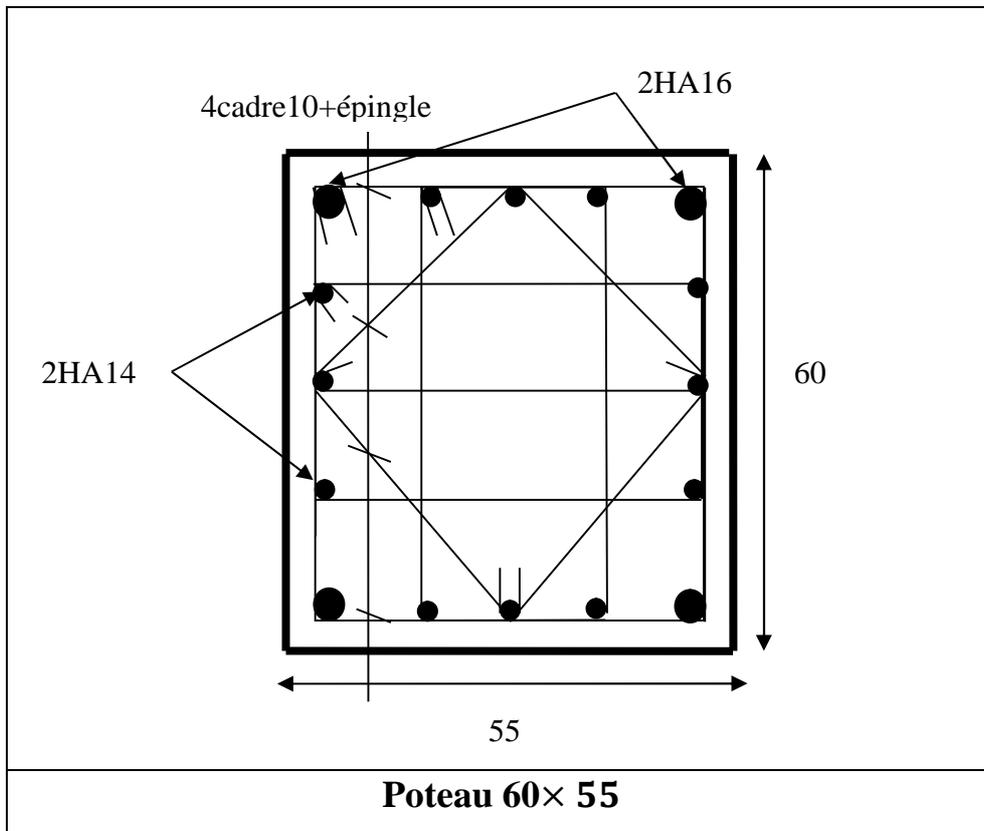
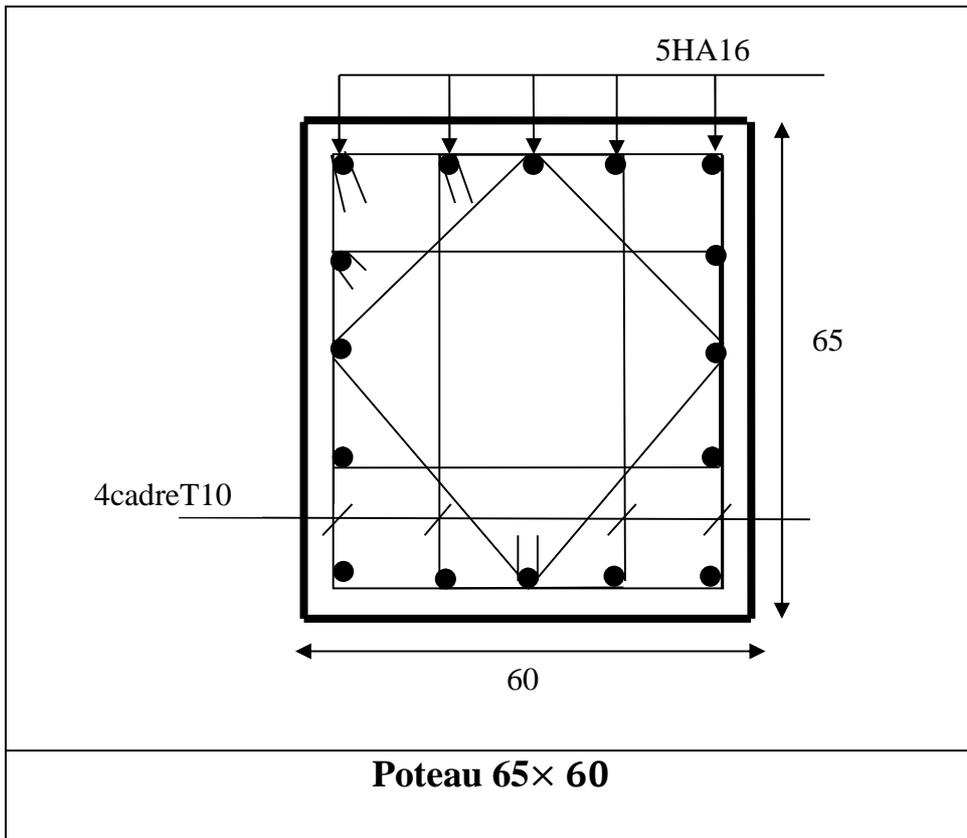
h_e : hauteur d'étage.

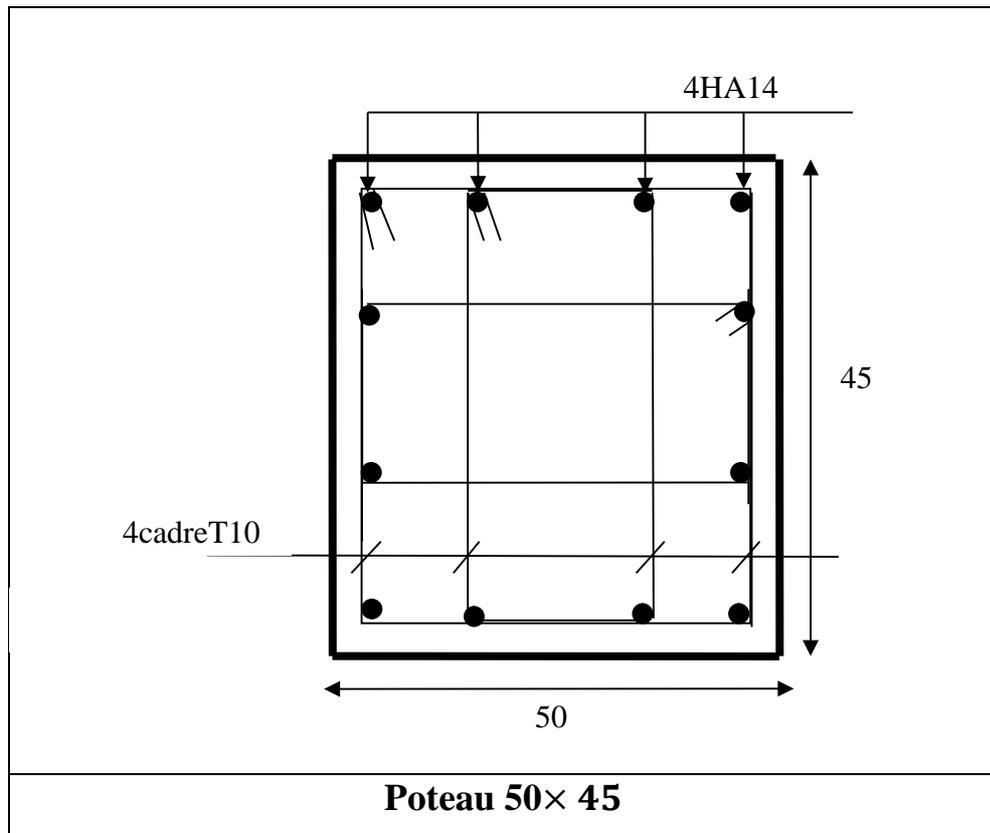
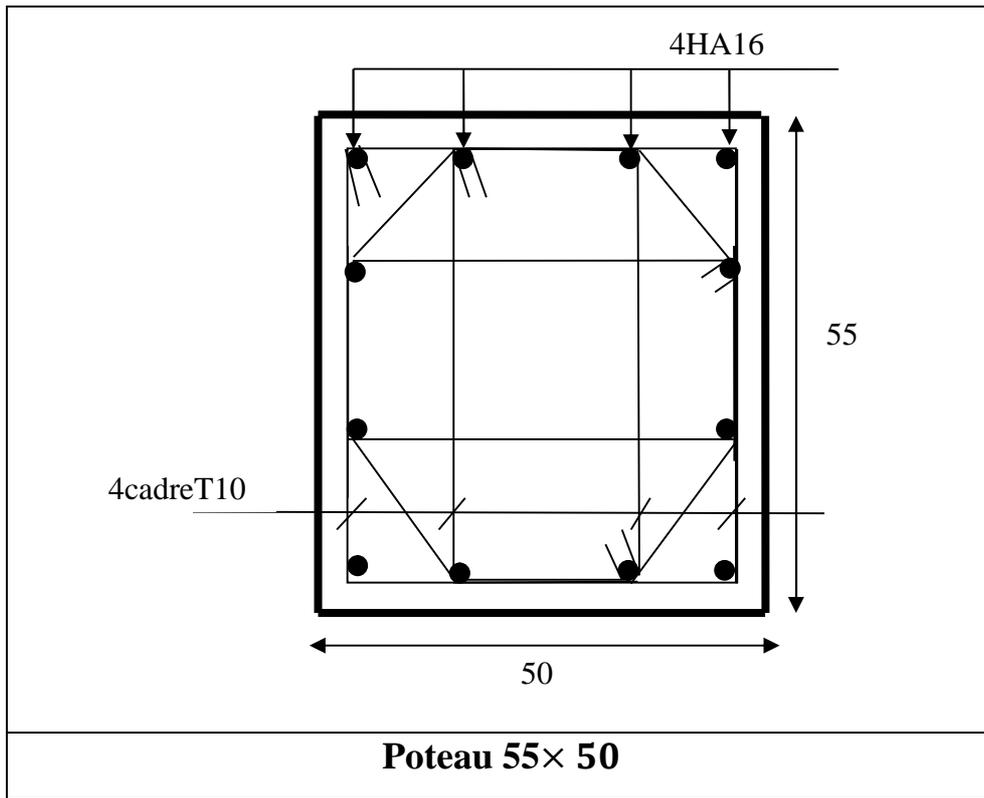
- On opte pour : le sous sol : $h' = 70\text{ cm}$, Le RDC : $h' = 70\text{cm}$, Etage service ,1 $h' = 65\text{ cm}$,

Pour les autres étages : $h' = 60\text{cm}$

V.2.7 Schéma de ferrailage







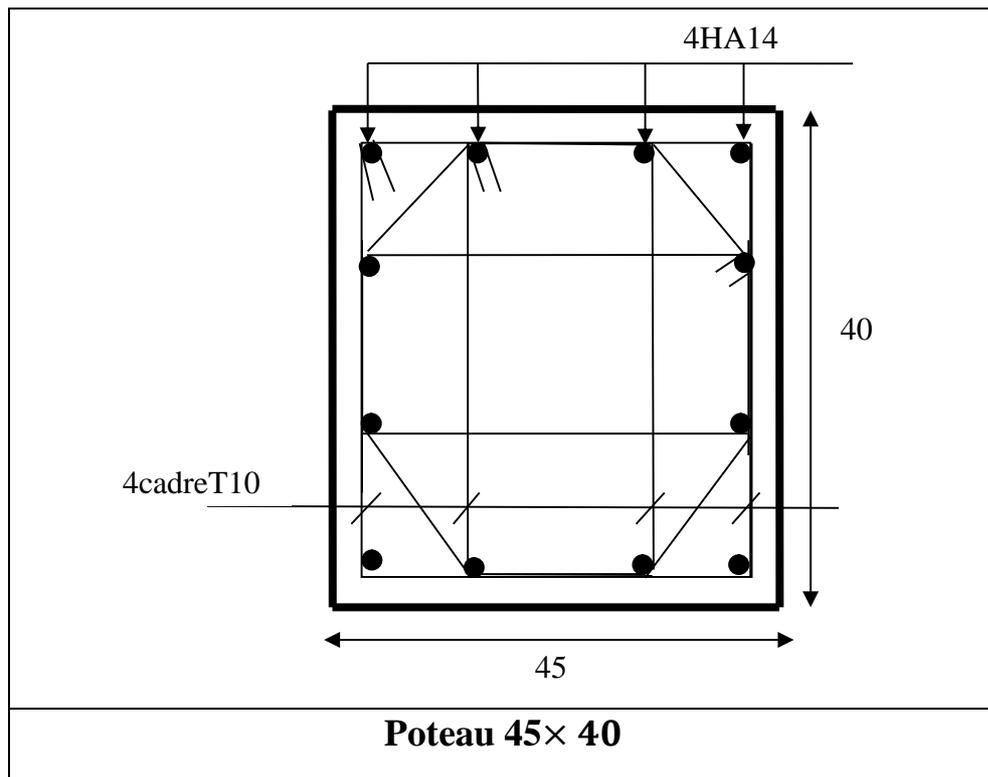


Figure .V.3 : Schémas de ferrailage des poteaux

V.3 Etudes des poutres

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

Après détermination des sollicitations internes (M , V donnée par le SAP 2000), on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'acier données par le **RPA** en zone **II.a**.

V.3.1. Recommandation du RPA 99

Ferrailage

a. Les armatures longitudinales : RPA 99 (art 7.5.2.1)

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de

- $4\% b \times h$ En zone courante.

- $6\% b \times h$ En zone de recouvrement.

-La longueur minimale des recouvrements est de :

- $40 \varnothing$: En zone IIa.

-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.4, avec des crochets à 90° . Cette figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

• Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5)

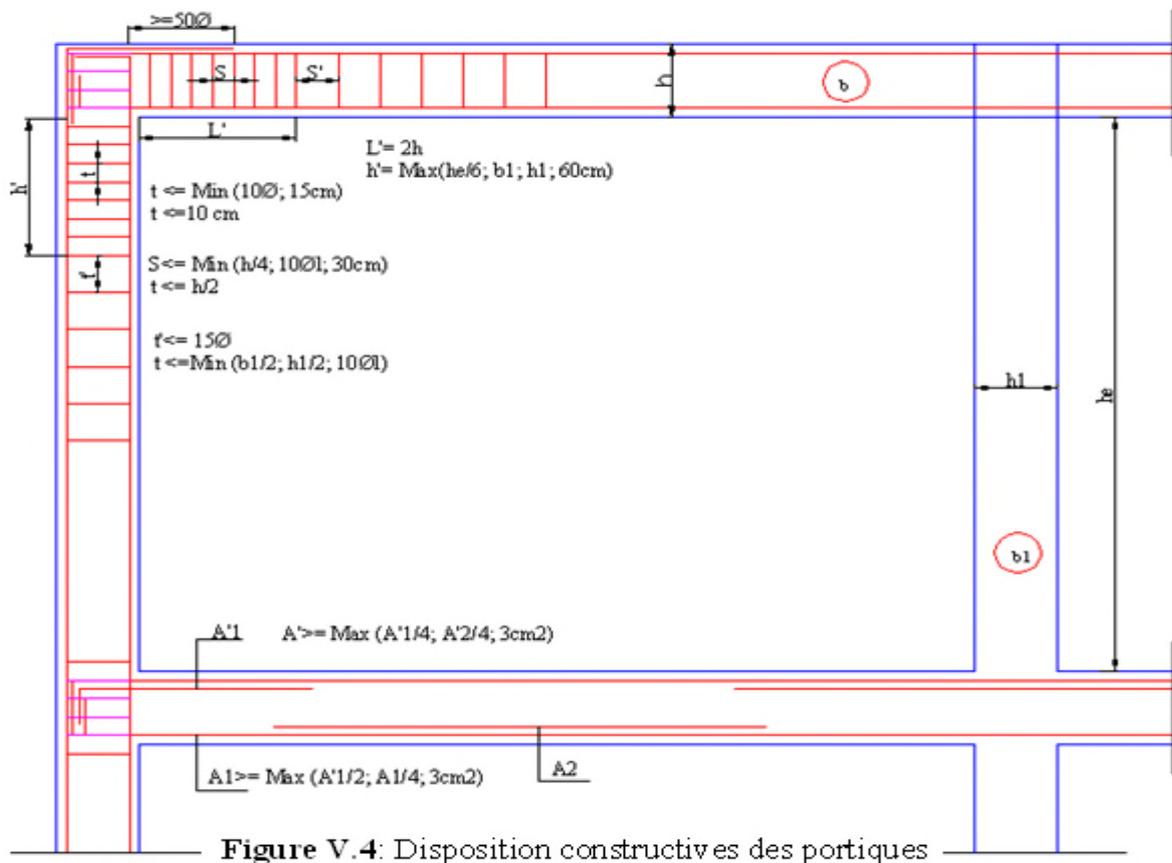


Figure V.4: Disposition constructive des portiques

b. Détail d'un cours d'armature transversale de la zone nodale

2U superposés (avec alternance dans l'orientation)



Figure V.5: 2U superposés

V.3.3 Recommandation de BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min}=0,5\% \times b \times h \text{ (condition de non fragilité.)}$$

V.3.4 Ferrailages des poutres

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du **RPA**.

1. Sollicitations de calculs à l'ELU

Niveaux	Poutres principales			Poutres secondaires		
	M_{trav} KN.m	M_{appuis} KN.m	V(KN)	M_{trav} KN.m	M_{appuis} KN.m	V(KN)
Sous sol+RDC	125,17	178,98	271,39	59,33	72,01	236,22
Etage 1+service	121,87	151,20	190,45	40,87	72,01	99,14
Etage 2,3	118,65	150,49	238,66	46,28	77,08	103,71
Etage 4,5	109,37	142,56	151,65	46,77	77,98	104,55
Etage 6,7	79,13	123,52	133,78	44,07	62,29	55,13
Etage 8	69,24	105,72	102,24	42,71	62,29	55,13

Tableau V.8: les sollicitations les plus défavorables.

a. Ferrailage longitudinal

Le ferrailage longitudinal de calcul est celui obtenu par le logiciel **SAP2000**.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

1. poutre principale

niveaux	Type de poutre	Section	sens	A_{\min} RPA (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	A_{choi} (cm ²)
Sous sol + RDC	PP	35x40	Appuis	7	10,65	6HA16=12,06
			travée	7	9,79	6HA16=12,06
étage service+1	PP	35 x40	Appuis	7	9,09	6HA14=9,24
			travée	7	8,85	6HA14=9,24
étage 2+3	PP	35x40	Appuis	7	8,3	6HA14=9,24
			travée	7	8,09	6HA14=9,24
étage 4+5	PP	35x40	Appuis	7	7,5	3HA12+3HA14=8,01
			travée	7	7,24	3HA12+3HA14=8,01
étage 6 + 7 +8(niv1)	PP	35x40	Appuis	7	6,5	3HA12+3HA14=8,01
			travée	7	6,6	3HA12+3HA14=8,01
étage 8(niveau2)	PP	35x40	Appuis	7	4,5	3HA12+3HA14=8,01
			travée	7	4,35	3HA12+3HA14=8,01

Tableau V.9: Ferrailage longitudinal des poutres principales

2. poutre secondaire

Niveaux	Type de poutre	Section	sens	A_{\min} RPA (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	A_{choi} (cm ²)
Sous sol + RDC	PS	30x35	Appuis	5,25	9,20	6HA14=9,24
			travée	5,25	7,25	6HA14=9,24
Etage service+1	PS	30x35	Appuis	5,25	9,12	6HA14= 9,24
			travée	5,25	8,5	6HA14=9,24
Etage 2+3	PS	30x35	Appuis	5,25	6,7	6T12=6,79
			travée	5,25	5,13	6T12=6,79
Etage 4+5	PS	30x35	Appuis	5,25	5,3	6T12=6,79
			travée	5,25	5,19	6T12=6,79
Etage 6+7	PS	30x35	Appuis	5,25	7,13	6T14=9,24
			travée	5,25	4,87	6T12=6,79
Etage 8	PS	30x35	Appuis	5,25	7,13	6T14=9,24
			travée	5,25	4,70	6T12=6,79

Tableau V.10: Ferrailage longitudinal des poutres.

- **Vérification des armatures longitudinales maximales**

pour les poutres principales

$$\left. \begin{aligned} A_1^{\max} &= 6\% \times b \times h = 6\% \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2 \dots \text{ en zone nodale.} \\ A_1^{\max} &= 4\% \times b \times h = 4\% \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2 \dots \text{ en zone courante.} \end{aligned} \right\} \text{vérifier}$$

pour les poutres secondaires

$$\left. \begin{aligned} A_1^{\max} &= 6\% \times b \times h = 6\% \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \dots \text{ en zone nodale.} \\ A_1^{\max} &= 4\% \times b \times h = 4\% \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \dots \text{ en zone courante.} \end{aligned} \right\} \text{vérifier}$$

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r > 40\varnothing_L$$

$$-\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm, on adopte } L_r = 70 \text{ cm.}$$

$$-\varnothing = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm, on adopte } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$-\varnothing = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm, on adopte } L_r = 50 \text{ cm.}$$

b . Armatures transversales

La quantité d'armature transversale doit être inférieure : $A_t = 0,003 \times b \times S_t$

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL : $\varnothing_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varnothing_l\right)$

- **Poutres principales**

$$\phi_t \leq \min(11,43 ; 35 ; 12) \text{ mm, donc on prend } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\phi 10$ d'où $A_t = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$.

- **Poutres secondaires**

$$\phi_t \leq \min(10 ; 30 ; 12) \text{ mm, donc on prend } \phi_t < 10 \text{ mm}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\phi 8$ d'où $A_t = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$.

- **Espacement S_t d'armatures transversales**

selon le BAEL91

$$S_t \leq \min(S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3})$$

$$\text{avec : } \begin{cases} S_{t1} = \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) & \Rightarrow S_{t1} = 28,8 \text{ cm.} \\ S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} & \Rightarrow S_{t2} \leq 67,43 \text{ cm.} \\ S_{t3} \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} & \Rightarrow S_{t3} \leq 48,93 \text{ cm.} \end{cases} \quad \text{donc on opte un } S_t = 25 \text{ cm.}$$

selon le RPA99

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_1\right) \text{ en zone nodale} \quad \Rightarrow S_t \leq 10 \text{ cm, donc } S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courant} \quad \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm, donc } S_t = 15 \text{ cm.}$$

la 1^{ère} armature transversale doivent être disposée à 5 cm au plus du nu de l'appuis ou de l'encastrement.

- **Vérification des sections d'armatures transversales**

poutre principale

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b, \quad A_t (2,36 \text{ cm}^2) > 0,003 \times S_t \times b = 1,57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

2. Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

b. Contrainte tangentielle maximale

1. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa.}$$

Pour les poutres principales

Poutres	V _u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Sous sol +RDC	277,39	2,11	3,25	Vérifiée
Etage 1+service	190,45	1,70	3,25	Vérifiée
Etage 2 ,3	238,66	2,13	3,25	Vérifiée
Etage 4,5	151,65	1,35	3,25	Vérifiée
Etage 6 ,7,8(niv1)	133,78	1,19	3,25	Vérifiée
Etage 8(niv2)	102,24	0,91	3,25	Vérifiée

Tableau V .11: Vérification des contraintes tangentielles.**Pour les poutres secondaires**

Poutres	V _u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Sous sol +RDC	236,22	2,18	3,25	Vérifiée
Etage 1+service	99,14	1,18	3,25	Vérifiée
Etage 2 ,3	103,71	1,23	3,25	Vérifiée
Etage 4,5	104,55	1,24	3,25	Vérifiée
Etage 6 ,7,8(niv1)	55,13	0,65	3,25	Vérifiée
Etage 8(niv2)	55,13	0,65	3,25	Vérifiée

Tableau V.12: Vérification des contraintes tangentielles.**2. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$\text{-Appuis de rives : } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1) .$$

$$\text{-Appuis intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 * d}) \dots\dots\dots(2)$$

les vérifications sont résumées dans le tableau suivant :

Poutres	A _l (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Observation
Principale	12,06	271,39	178,98	7,80	-10,06	Vérifiée
Secondaires	9,24	236,22	77,98	6,79	-2,10	Vérifiée

Tableau V.13 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

3. Vérification à l'ELS

a. Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après

Poutre principale

Poutres	Localisation	Mser(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Sous sol+ RDC	Appuis	54,27	13,74	90579,70	8,23	vérifier
	Travées	53,50	13,74	90579,70	8,11	vérifier
Etage 1, service	Appuis	58,79	12,44	75244,71	7,86	vérifier
	Travée	28,57	12,44	75244,71	4,75	vérifier
Etage 2,3	Appuis	60,95	12,44	75244,71	10,07	vérifier
	Travée	26,99	12,44	75244,71	4,46	vérifier
Etage 4,5	Appuis	63,93	12,44	75244,71	10,57	vérifier
	Travée	31,76	12,44	75244,71	5,25	vérifier
Etage 6 , 7, 8 (niv1)	Appuis	63,83	11,04	60427,09	11,66	vérifier
	Travée	33,30	11,04	60427,09	6,08	vérifier
Etage 8(niv2)	Appuis	63,17	11,04	60427,09	11,54	vérifier
	Travée	24,23	11,04	60427,09	4,42	vérifier

Tableau V.14: Vérification de l'état limite de compression

Poutre secondaire

Poutres	Localisation	Mser(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Sous sol+ RDC	Appuis	41,30	12,11	52754,97	9,48	vérifier
	Travées	22,75	12,11	52754,97	5,22	vérifier
Etage 1, service	Appuis	55,87	12,11	52754,97	12,82	vérifier
	Travée	24,15	12,11	52754,97	5,54	vérifier
Etage 2,3	Appuis	57,68	10,80	41888,6	14,07	vérifier
	Travée	24,28	10,80	41888,6	6,26	vérifier
Etage 4,5	Appuis	51,53	10,80	41888,6	13,28	vérifier
	Travée	24,71	10,80	41888,6	6,37	vérifier
Etage 6,7,8(niv1)	Appuis	37,27	12,11	52754,97	8,55	vérifier
	Travée	18,82	10,80	41888,6	4,85	vérifier
Etage 8	Appuis	17,62	12,11	52754,97	4,04	vérifier
	Travée	13,08	10,80	41888,6	3,37	vérifier

Tableau V.15: Vérification de l'état limite de compression

b) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est donnée par

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots \text{d'après le BAEL 91} \\ \frac{A_s}{d \times b_0} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Pour les poutres principales

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{500} = 0,08 > 0,0625 \dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{54,27}{10 \times 72,36} = 0,075 ; \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\frac{A_s}{d \times b_0} = \frac{15,45}{32 \times 35} = 0,00975 ; \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots \text{condition vérifier.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Pour les poutres secondaires

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{495} = 0,0707 > 0,0625 \dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{41,30}{10 \times 55} = 0,075 ; \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\frac{A_s}{d \times b_0} = \frac{9,24}{28 \times 30} = 0,0102 ; \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots \text{condition vérifier.}$$

donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

V.3.5 Schémas de ferrailage

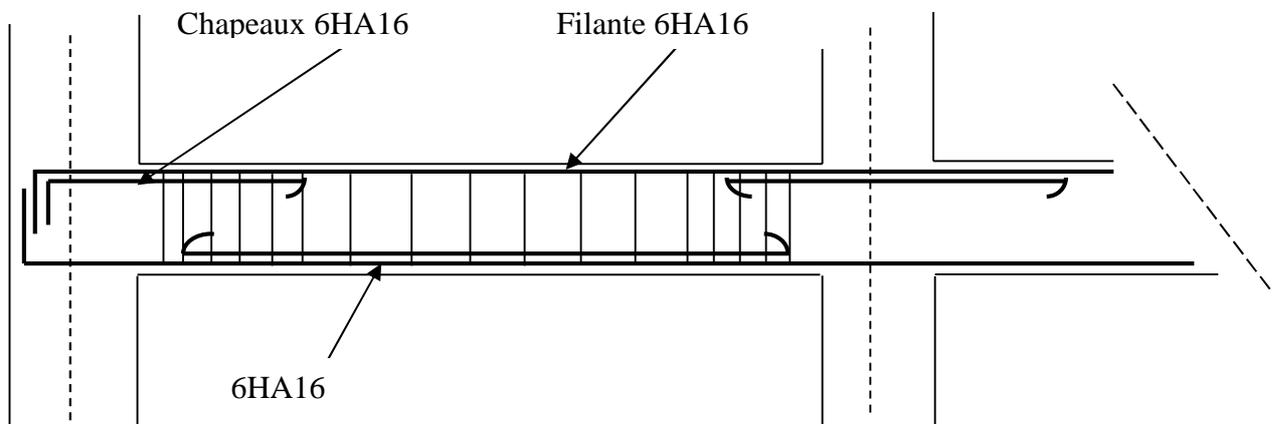
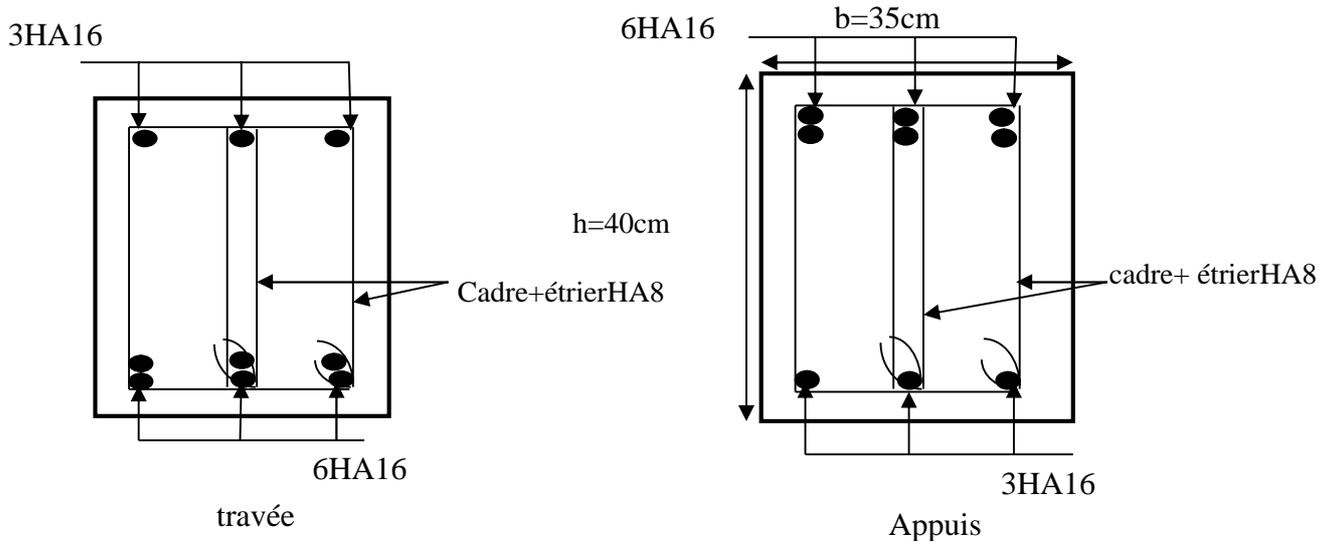
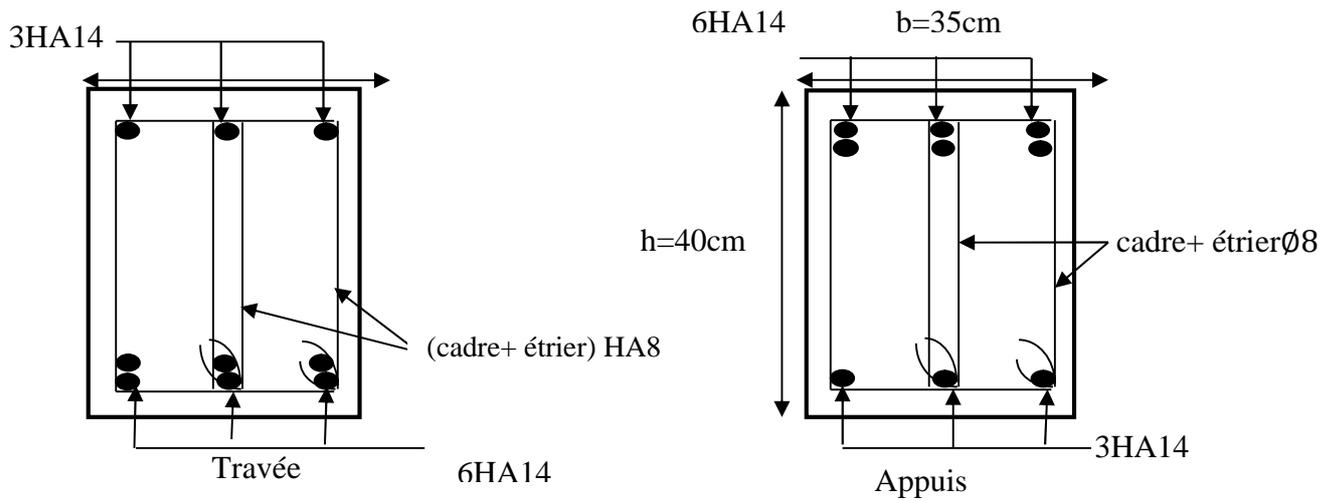


Figure V.6: schémas de ferrailage des poutres principales (sous sol ; RDC)

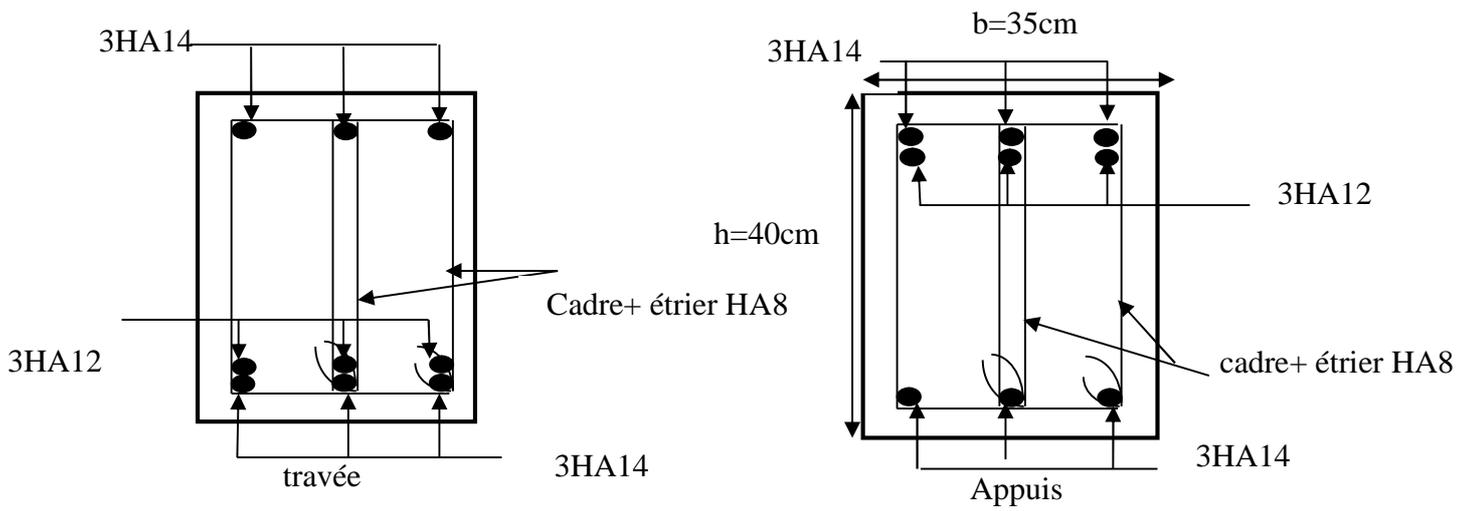
1. Poutre principale



FigV.7 : schémas de ferrailage des poutres principales (RDC+sous sol)



FigV.8 : schémas de ferrailage des poutres principales (étage service 1, 2, 3)



FigV.9 : schémas de ferrailage des poutres principales (4,5, 6, 7,8)

2. Poutres secondaires

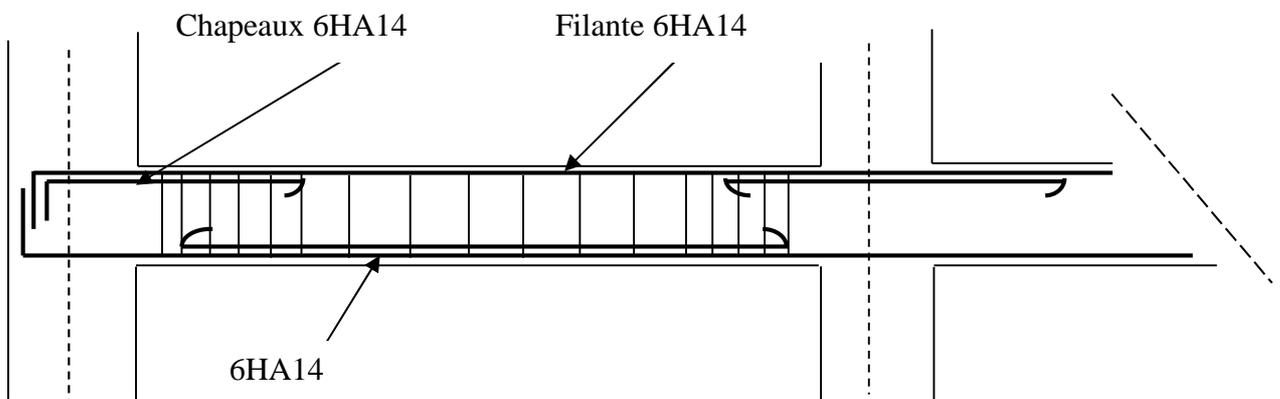


Figure V.10: schémas de ferrailage des poutres secondaires (sous sol ,RDC ,étage service,1étage)

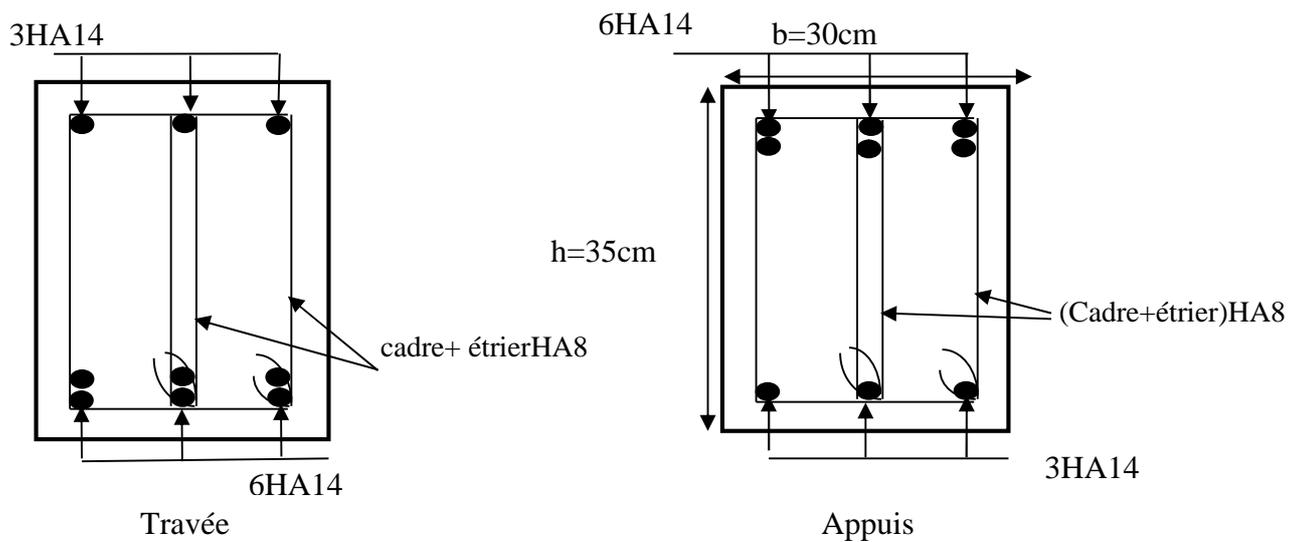


Figure V.11: schémas de ferrailage des poutres secondaires (RDC, étage service, 1étage)

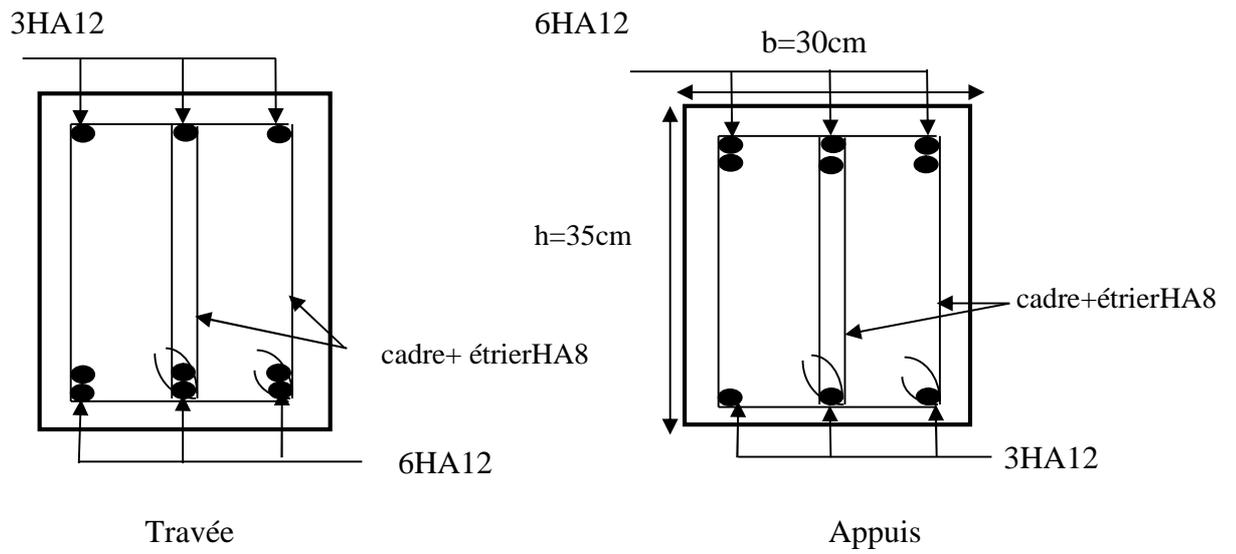


Figure V.12: schémas de ferrailage des poutres secondaires étage (2,3,4,5)

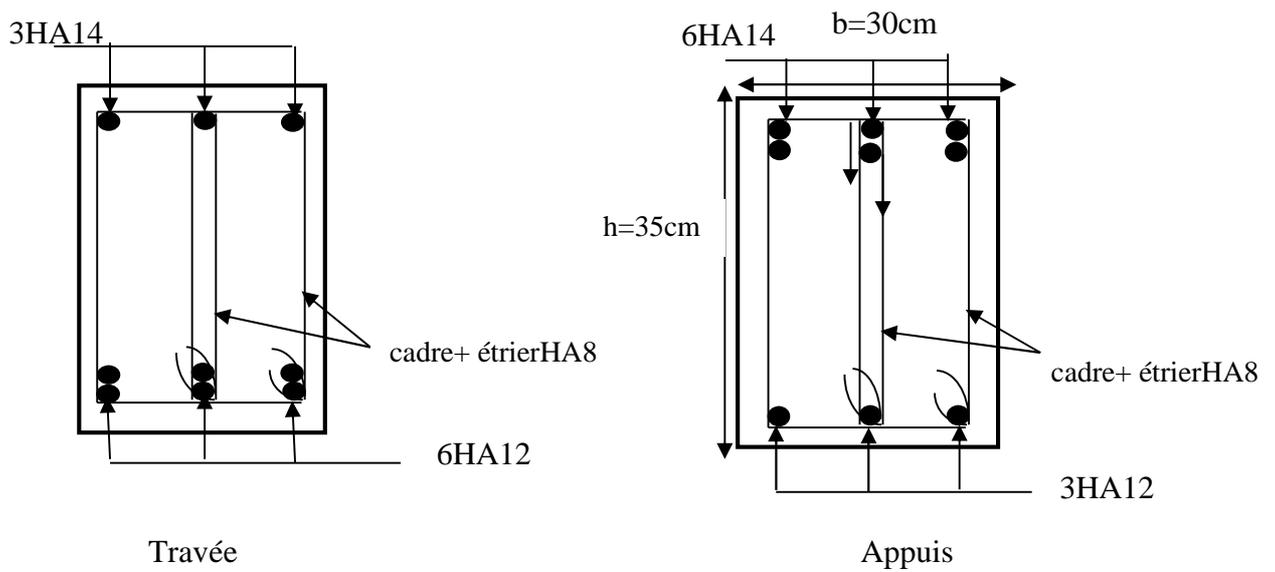


Figure V.13: schémas de ferrailage des poutres secondaires étage (6,7,8)

V.3.6 Vérification de la zone nodale

1. Vérification des zones nodales

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœuds est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de : 1.25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25(M_w + M_e) \quad \text{RPA99(Article 7.6.2)} .$$

Tel que :

M_n , M_s : moments résistants dans les poteaux Sud (bas), et Nord (haut) du nœud respectivement.

M_w , M_e : moments résistants dans les poutres gauches et droites du nœud respectivement.

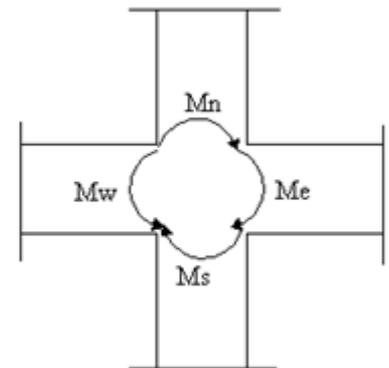


Figure V.14: différent moment

a. Détermination des moments résistants

Le moment résistant « M_r » d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section ;
- De la quantité d'armatures dans la section ;
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_r = Z \times A_s \times (f_e / \gamma_s) ; \text{ avec: } z = 0,9 \times h$$

1. Poutre

Niveau	Type	Z(m)	A_s (cm ²)	M_r (KNm)
Sous sol+RDC	PP	0,36	24,15	302,4
Etage service + 1	PP	0,36	19,35	242,29
Etage 2,3	PP	0,36	19,35	242,29
Etage 4,5	PP	0,36	15,45	193,46
Etage 6,7,8 (niveau1)	PP	0,36	14,04	175,80
Etage 8 (niveau2)	PP	0,36	14,04	175,80

Tableau V.16 : les moments résistants dans les poutres principales

Niveau	Type	Z(m)	A_s (cm ²)	M_r (KNm)
Sous sol+RDC	PS	0,315	9,24	116,424
Etage service + 1	PS	0,315	9,24	116,424
Etage 2,3	PS	0,315	9,24	116,424
Etage 4,5	PS	0,315	12,06	132,13
Etage 6 ,7 ,8 (niveau1)	PS	0,315	9,24	116,424
Etage 8 (niveau 2)	PS	0,315	9,24	116,424

Tableau V.17: les moments résistant dans les poutres secondaires**2. Les poteaux**

Niveau	Section (cm ²)	Plan	Z(m)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
Sous sol,RDC	70 × 65	X-X	0,585	36,7	654,589
		Y-Y	0,63		804,21
Etage service,1	65×60	X-X	0,54	32,17	497,92
		Y-Y	0,585		654,589
Etage 2 , 3	60×55	X-X	0,495	26 ,51	415,45
		Y-Y	0,54		497,92
Etage 4,5	55×50	X-X	0,45	24,13	289,09
		Y-Y	0,495		415,45
Etage 6 , 7, 8(niveau 1)	50×45	X-X	0,405	18,47	260,18
		Y-Y	0,45		289,09
Etage 8(niveau2)	45×40	X-X	0,36	18,47	231,27
		Y-Y	0,405		260,18

Tableau V.18 : les moments résistant dans les poteaux.**Vérification des zones nodales**

Niveau	Plan	$M_w = M_e$ (KN.m)	$M_n = M_s$ KN.m	$1,25(M_w+M_e)$ KN.m	$M_n + M_s$ (KN.m)	Obsrv
Sous sol,RDC	PP	302,4	654,589	604,8	1309,178	Vérifié
	PS	116,424	804,21	232,848	1608,42	Vérifié
Etage service,1	PP	242,29	497,92	484,58	995,84	Vérifié
	PS	116,424	654,589	232,848	1309,178	Vérifié
Etage 2,3	PP	242,29	415,45	484,58	830,90	Vérifié
	PS	116,424	497,92	232,848	995,84	Vérifié
Etage4,5	PP	193,46	289,09	386,92	578,18	Vérifié
	PS	132,13	415,45	264,26	830,90	Vérifié

Etage 6,7 , 8(niveau1)	PP	175,80	260,18	351,6	520,36	Vérifié
	PS	116,424	289,09	232,848	578,18	Vérifié
Etage 8(niveau2)	PP	175,80	231,27	351,6	462,54	Vérifié
	PS	116,424	260,18	232,848	520,36	Vérifié

Tableau V.19 : Vérification de la zone nodale dans différent étage

V. 4 Étude des voiles

V.4.1 Introduction

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque Structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone II_a Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion,
- Rupture en flexion par effort tranchant,
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations

Issues des combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5 \\ G+Q\pm E \\ 0.8G\pm E \end{array} \right.$$

V.4.2.Recommandation du RPA99

a- Armatures verticales

Sont destinés à reprendre les effets de la flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de 0.20%.

les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés par des cadres horizontaux dont l'espacement S est inférieur à l'épaisseur du voile (e).

L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de L/10 dans les zones extrêmes

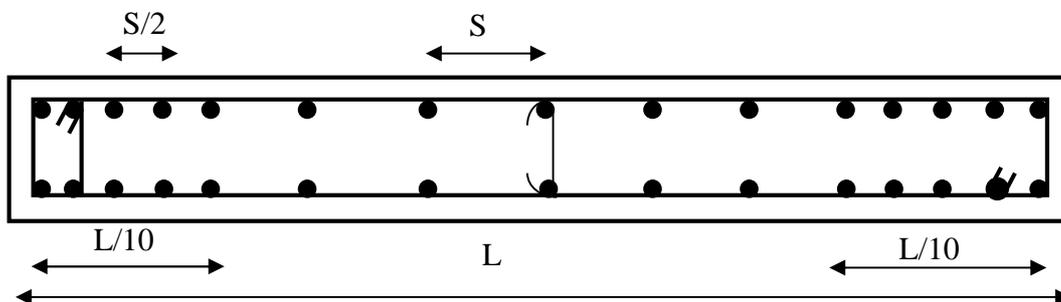


Figure V.15 : disposition des armatures verticales (vue en plan)

b- Armatures horizontales

Sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposés en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de longueur 10Ø.

c- Armatures transversales

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de 4 épingles par 1m² au moins.

d- armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajoutée à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

e- Règles communes

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales :

$A_{min} = 0.15\%$ Section globale du voile.

$A_{min} = 0.10\%$ Zone courante.

L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min (1.5a, 30\text{cm})$.

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\varnothing < a/10$ en zone courante.

f-Longueur de recouvrement

$L_r = 40\varnothing$ en zone qui peut être tendue.

$L_r = 20\varnothing$ en zone comprimé sous toutes les combinaisons.

- **Disposition des voiles :** V_{x3} V_{x4}

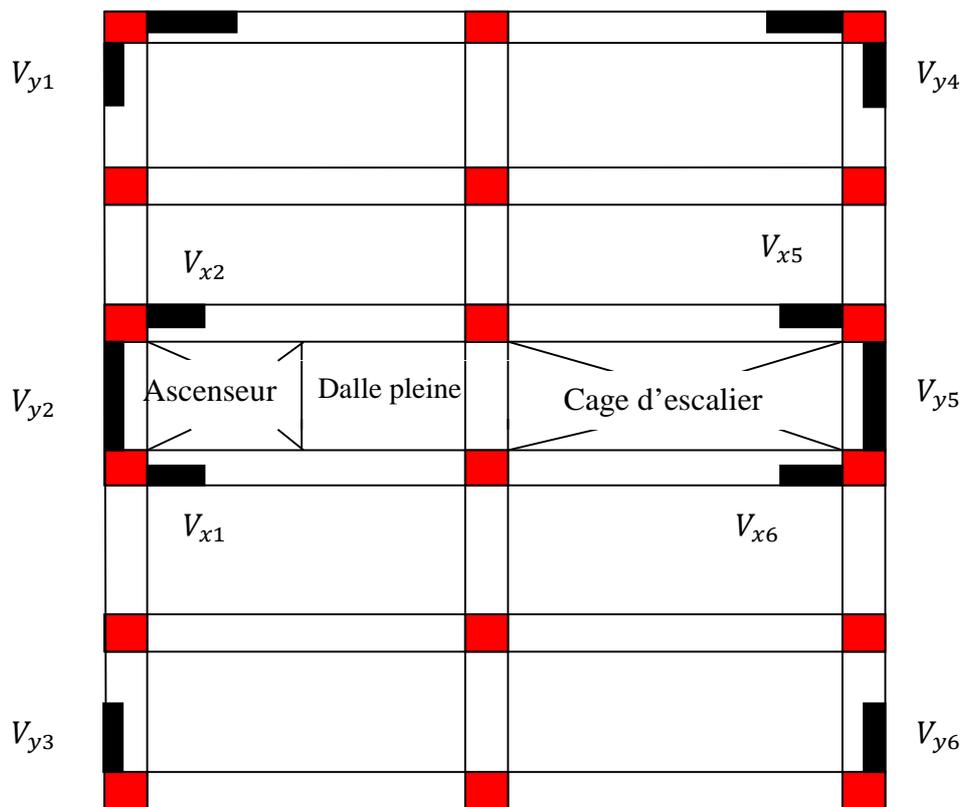


Figure V.16: Disposition des voiles

V.4.3 Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont Résumés dans le tableau suivant :

- Les voiles suivant X-X'

		N _{min} → M correspondant.		N _{max} → M correspondant		M _{max} → N correspondant.	
V _{x1} = V _{x6}	RDC, sous sol	-123,258	6,0233	811,432	47,3312	348,552	804,268
	Etage service, etage1	-11,821	2,56	493,919	82,332	193,75	445,253
	Etage 2,3	-1,66	-119,303	395,39	238,119	238,119	395,39
	Etage 4,5	-6,975	- 95,885	324,552	228,095	228,095	324,552
	Etage 6,7 ,8(niv1)	-16,496	-42,781	240,066	181,963	181,963	240,066
	Etage 8(niv2)	-29,747	27,55	76,9	100,199	105,606	36,154
V _{x2} = V _{x5}	RDC, sous sol	-162,314	-356,69	1733,39	-226,782	2043,07	808,064
	Etage service, etage1	13,825	5,353	521,717	73,68	195,727	400,85
	Etage 2,3	77,794	19,01	374,794	85,756	236,953	357,413
	Etage 4,5	50,752	114,771	315,112	229,125	229,125	315,112
	Etage6,7 ,8(niv1)	-4,293	-63,1041	253,945	184,105	184,105	253,945
	Etage 8(niv2)	-9,014	18,977	123,916	115,525	115,525	123,916
V _{x3} = V _{x4}	RDC, sous sol	-337,419	-821,544	1557,032	822,48	822,48	1557,032
	Etageservice, etage1	229,828	1,506	715,736	39,433	250,306	603,98
	Etage 2,3	184,205	-143,9075	610,027	130,251	301,989	577,77
	Etage 4,5	78,969	-104,021	535,865	252,592	252,592	535,865
	Etage 6,7 ,8(niv1)	-12,028	-33,482	449,908	202,3518	202,351	449,908
	Etage 8(niv2)	-22,313	42,659	185,708	122,891	137,291	130,97

Tableau V.20: Récapitulation des efforts dans les voiles parallèle à X-X'

• Les voiles suivant Y-Y'

		N _{min} → M correspondant.		N _{max} → M correspondant		M _{max} → N correspondant.	
V _{y1} = V _{y4}	RDC, sous sol	-114,098	183,523	1121,619	-43,411	390,15	352,746
	Etage service, etage1	-11,821	2,56	493,919	82,332	193,75	445,253
	Etage 2,3	-1,66	-119,30	395,39	238,119	238,119	395,39
	Etage 4,5	211,724	23,797	336,19	-21,22	-91,87	527,827
	Etage 6,7,8(niv1)	-16,496	-42,78	240,06	181,963	181,963	240,06
	Etage 8(niv2)	7,726	-3,0829	113,267	-14,224	-31,769	108,814
V _{y2} = V _{y5}	RDC, sous sol	-98,153	290,93	2328,804	19,854	1178,327	921,85
	Etage service, etage1	231,549	197,37	1402,035	-251,62	-838,551	956,355
	Etage 2,3	77,794	19,01	374,794	85,75	236,953	357,794
	Etage 4,5	50,752	-114,77	315,112	229,125	229,125	315,112
	Etage 6,7,8(niv1)	235,148	35,827	639,045	-76,712	-274,27	480,389
	Etage 8(niv2)	24,279	16,279	113,841	-70,994	-118,918	88,766
V _{y3} = V _{y6}	RDC, sous sol	-337,419	-821,54	1557,032	822,480	822,480	1557,032
	Etage service, etage1	229,828	1,506	715,736	39,433	250,3066	603,98
	Etage 2,3	178,076	32,269	493,028	2,467	106,816	223,246
	Etage 4,5	105,241	90,618	298,758	34,827	99,6051	166,659
	Etage 6	20,645	56,5977	128,946	-48,39	57,83	45,87

Tableau V.21 : Récapitulation des efforts dans les voiles parallèle à Y-Y'

V.4.4. Calcul du ferrailage

On va exposer un seul exemple de calcul (RDC, sous sol avec la sollicitation le plus défavorable selon le voile V_{y1} = V_{y4} = 2 m) et les autres seront résumés dans les tableaux.

a. Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée

Sous (M et N) pour une section (e x L) comme indiquée

Selon la sollicitation la plus défavorable des sollicitations

Suivantes :

N_{max} → M correspondant, N_{min} → M correspondant.

M_{max} → N correspondant

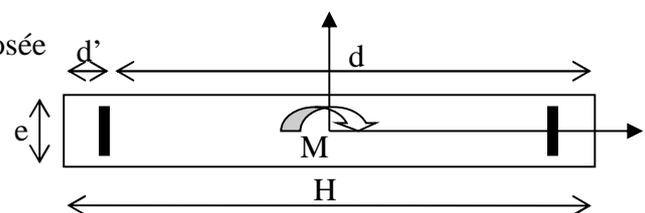


Figure V.17 : Schéma d'un voile plein

La section trouvée (A) sera répartie sur une face en respectant toujours les recommandations de RPA 99/V2003.

$$L = 2\text{m}, \quad d = L - d' = 2 - 0,05 = 1,95 \text{ m}, \quad e = 0,2\text{m},$$

$$N = 1121,619\text{KN}, \quad M = -43,411 \text{ KN.m}; V = -99,97\text{Kn}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{43,411}{1121,619} = 0,038 < \frac{L}{2} = 1 \text{ m} \rightarrow C \text{ se trouve entre les armatures } A_1 \text{ et } A_2$$

On a : $-N$ est un effort de traction
 $-C$ se trouve entre les armatures A_1 et A_2 } \Rightarrow La section est entièrement tendue

$$\text{On a : } e_2 = d - \left(e_G + \frac{L}{2} \right) = 0,912 \text{ m}$$

$$e_1 = (d - e_2 - d') = 0,988\text{m}$$

- **Calcule la section d'armature verticale**

$$\text{On a : } A_1 = \frac{N_u \times e_2}{(d - d') \times f_{st}} \Rightarrow A_1 = 15,45\text{cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u \times e_1}{(d - d') \times f_{st}} \Rightarrow A_2 = 16,75\text{cm}^2$$

Comme $A_1 < A_2 \Rightarrow$ on utilise un ferrailage symétrique

$$A_1 = A_2 = A_V = 16,75\text{cm}^2$$

La quantité d'armature minimale dans la zone tendue est :

$$A_V^{min} = 0,2\% \times e \times l = 0,2\% \times 0,2 \times 2 = 8\text{cm}^2 < A_1 = A_2 = 16,75\text{cm}^2$$

On adopte pour : $A_V = 5\text{HA}16 + 5\text{HA}14 = 17,75\text{cm}^2$; avec (st = 30cm)

- **Les armatures horizontales**

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante : $\frac{A_h}{e \times s_h} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e}$

$$St \leq \min(1,5e; 30 \text{ cm}) \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

$$\tau = 1,4 \frac{V}{b_0 \cdot d}, \quad \tau = 1,4 \times \frac{99,97 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,95} = 0,358 \text{ MPa}$$

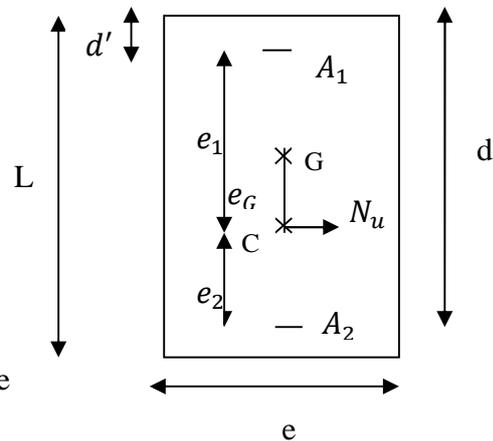
$$1) A_h^1 \geq \frac{0,4 \times st \times e}{f_e} = \frac{0,4 \times 25 \times 20}{400} = 0,5 \text{ cm}^2,$$

$$2) A_h^2 = \frac{(\tau_u - 0,3ft28) \times e \times st}{0,8 \times f_e} = \frac{(0,358 - 0,3 \times 2,1) \times 20 \times 25}{0,8 \times 400} = -0,425 < 0$$

$$A_h = \max(A_h^1; A_h^2) = 0,5\text{cm}^2$$

D'après le RPA : $A_h^{min} = 0,15\% \times e \times s_h = 0,15\% \times 20 \times 25 = 0,75\text{cm}^2$

On adopte pour : $A_h = 2\text{HA}8 = 1,01\text{cm}^2$



Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de tous les Voile

2. Armatures horizontales : Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times s_h} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA 99.

A_v^{\min}/voile : Section d'armatures minimales dans le voile complet.

$$A_v^{\min} = 0.15\% \times e \times L.$$

RPA99V2003

$A_v^{\text{calculé}}/\text{face}$: Section d'armature calculée pour une seule face du voile.

$A_v^{\text{adopté}}/\text{face}$: Section d'armatures adoptée pour une seule face du voile.

$N^{\text{bre}}/\text{face}$: Nombre de barres adoptées par face.

S_t : Espacement.

A_h^{\min}/face : section d'armatures horizontales dans le voile complet.

$$A_h^{\min} = 0.15 \times e \times S_h$$

RPA99V2003

$A_h^{\text{calculé}}/\text{face}$: section d'armatures horizontales calculées. ($A_{\text{adopté}}/4$).

$A_h^{\text{adopté}}/\text{face}$: section d'armatures adoptées par un mètre linéaire.

$N^{\text{bre}}/\text{face}$: nombre des barres adoptées par un mètre linéaire.

- **Voiles parallèles à xx'**

Voile $V_{x1} = V_{x6} = 1\text{m}$

Niveau	Sous sol ,RDC	Etage service , 1	Etage 2,3	Etage 4,5	Etage 6, 7,8(niv1)	Etage 8(niv2)
Section (m ²)	0,2× 1	0,15× 1	0,15× 1	0,15× 1	0,15× 1	0,15× 1
M(KN.m)	47,3312	82,332	238,119	228,0954	181,963	100,199
N(KN)	811,432	493,919	395,39	324,552	240,066	76,9
V(KN)	154,428	134,369	157,614	153,493	124,931	79,602
τ (Mpa)	0,812	0,942	1,106	1,07	0,876	0,558
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (Mpa)	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
A_v^{cal} (cm ²)/face	10,145	6,17	5,745	5,15	3,99	3,67
A_v^{min} (cm ²)	3	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
A_v^{adp} (cm ²)	12,32	6,28	6,28	5,5	5,5	5,5
N^{bre} /par face	8HA14	8HA10	8HA10	7HA10	7HA10	7HA10
S_t (cm)	14	14	14	17	17	17
A_h^{cal} (cm ²)	0,5	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
A_h^{min} (cm ²)	0,75	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adp} (cm ²)	1,01	1,01	1,01	1,57	1,01	1,01
N^{bre} /par face	2HA8	2HA8	2HA8	2HA10	2HA8	2HA8
S_h (cm)	25	20	20	20	20	20

Tableau V.22 : Ferrailage de voile V_{x1}, V_{x6}

- **Voile $V_{x2} = V_{x5} = 1\text{m}$**

Niveau	Sous sol,RDC	Etage service , 1	Etage 2,3	Etage 4,5	Etage6,7,8(niv1)	Etage8(niv2)
Section (m ²)	0,2× 1	0,15× 1	0,15× 1	0,15× 1	0,15× 1	0,15× 1
M(KN.m)	-226,7824	73,6804	85,7567	229,125	184,1056	115,525
N(KN)	1733,393	521,717	374,794	315,112	253,945	123,916
V(KN)	253,079	133,844	156,154	154,499	127,144	95,418
τ (Mpa)	1,33	0,939	1,095	1,08	0,892	0,6696
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)/face	21,67	6,52	6,39	5,83	4,10	2,34
A_v^{min} (cm ²)	3	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
A_v^{adp} (cm ²)	21,99	7,92	7,92	7,92	5,5	5,5
N^{bre} /par face	7HA20	7HA12	7HA12	7HA12	7HA10	7HA10
S_t (cm)	17	17	17	17	17	17
A_h^{cal} (cm ²)	0,5	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
A_h^{min} (cm ²)	0,75	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adp} (cm ²)	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
N^{bre} /par face	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_h (cm)	25	20	20	20	20	20

Tableau V.23: Ferrailage des voiles V_{x2}, V_{x5}

- Voile $V_{x3} = V_{x4} = 1,5 \text{ m}$

Niveau	Sous sol et RDC	Etage service ,1	Etage 2,3	Etage 4,5	Etage 6,7,8(niv1)	Etage 8(niv2)
Section (m ²)	0,2× 1,5	0,15× 1,5	0,15× 1,5	0,15× 1,5	0,15× 1,5	0,15× 1,5
M(KN.m)	822,48	39,433	130,251	252,592	202,3518	202,3518
N(KN)	1557,032	715,736	610,027	535,865	449,908	185,708
V(KN)	296,483	148,371	192,058	176,698	156,009	110,054
τ (Mpa)	1,02	0,68	0,88	0,81	0,717	0,16
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (Mpa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)/face	19,46	10,29	8,765	6,7	5,62	2,325
A_v^{min} (cm ²)	4,5	3,37	3,37	3,37	3,37	3,37
A_v^{adp} (cm ²)	20,11	11,31	12,06	11,12	6,16	6,16
N^{bre} /par face	10HA16	10HA12	6HA16	4HA16+2HA14	4HA16	4HA16
S_t (cm)	15	15	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0,5	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
A_h^{min} (cm ²)	0,75	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adp} (cm ²)	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
N^{bre} /par face	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_h (cm)	25	20	20	20	20	20

Tableau V.24 : Ferrailage de voile V_{x3}, V_{x4}

- Voiles parallèles à yy
Voiles $V_{y1} = V_{y4} = 2\text{m}$

Niveau	RDC et sous sol	1 ^{ère} étage , Etage service	2,3 ^{ème} étage	4,5 ^{ème} étage	6, 7,8 ^{ème} Etage(niv1)	8 ^{ème} Etage(niv2)
Section(m)	0,2×2	0,15×2	0,15×2	0,15×2	0,15×2	0,15×2
M (KN.m)	-43,411	82,332	238,119	-21,22	181,963	-14,224
N(KN)	1121,619	493,919	395,39	336,19	240,06	113,267
V(KN)	-99,97	134,69	157,614	51,379	124,931	23,667
$\tau' = 0,2f_{c28}$ MPa	5	5	5	5	5	5
τ (MPa)	0,256	0,45	0,53	0,17	0,42	0,08
A_v^{cal} / face cm ²	16,75	6,17	5,685	4,83	4,5	2,12
A_v^{min} (cm ²)	8	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5
A_v^{adp} / face	17,75	7,85	7,85	7,85	7,85	7,85
N^{barre}	5HA16+5HA14	10HA10	10HA10	10HA10	10H110	10HA10
S_t (cm)	30	30	30	30	30	30
A_h^{cal} / face cm ²	0,5	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
A_h^{min} (cm ²)	0,75	0,45	0,45	0,45	0,65	0,65

$A_h^{adp} / face \text{ cm}^2$	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
N^{barre}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t \text{ (cm)}$	25	20	20	20	20	20

Tableau V.25 ferrailage des voiles V_{y1}, V_{y4} Voiles $V_{y2} = V_{y5}$

Niveau	Sous sol, RDC	1 ^{ère} étage , Etage service	2,3 ^{ème} étage	4,5 ^{ème} étage	6, 7,8 ^{ème} EtageN1	8 ^{ème} EtageN2
Section(m)	0,2× 3,2	0,15×3,2	0,15×3,2	0,15×3,2	0,15×3,2	0,15×3,2
M (KN.m)	19,854	-251,62	85,75	229,125	-76,712	-70,994
N(KN)	2328,804	1402,035	374,794	315,112	639,045	113,841
V(KN)	322,849	-327,63	156,254	154,499	-166,138	-61,402
$\tau' = 0,2f_{c28} \text{ MPa}$	5	5	5	5	5	5
$\tau \text{ (MPa)}$	0,505	0,74	0,35	0,34	0,375	0,138
$A_v^{cal} / face \text{ (cm}^2\text{)}$	29,11	17,525	4,685	3,94	6,99	1,42
$A_v^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	9,6	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2
$A_v^{adp} / face \text{ (cm}^2\text{)}$	30	30	30	30	30	30
N^{barres}	15HA16	13HA16	13HA10	13HA10	13HA10	13HA10
$S_t \text{ (cm)}$	20	20	20	25	25	25
$A_h^{cal} / face \text{ (cm}^2\text{)}$	0,4	0,4	0,4	0,375	0,375	0,375
$A_h^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	0,6	0,45	0,45	0,56	0,56	0,56
$A_h^{adp} / face \text{ (cm}^2\text{)}$	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
N^{barre}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t \text{ (cm)}$	25	20	20	20	20	20

Tableau V26 : ferrailage des voiles V_{y2}, V_{y5}

Voiles $V_{y3} = V_{y6}$

Niveau	Sous sol, RDC	1 ^{re} étage , Etage service	2,3 ^{ème} étage	4,5 ^{ème} étage	Etage 6
Section(m)	0,2× 2	0,15× 2	0,15× 2	0,15× 2	0,15× 2
M (KN.m)	822,480	39,433	2,467	34,827	-48,39
N(KN)	1557,032	715,736	493,028	298,758	128,946
V(KN)	296,483	148,371	61,95	69,581	66,906
$\tau' = 0,2f_{c28}$ MPa	5	5	5	5	5
τ (MPa)	0,76	0,507	0,211	0,237	0,228
$A_v^{cal} / face$ (cm ²)	19,465	10,29	7,085	4,295	1,855
A_v^{min} (cm ²)	6	4,5	4,5	4,5	4,5
$A_v^{adp} / face$ (cm ²)	20,11	11,31	7,85	7,85	7,85
N barre	10HA16	10HA12	10HA10	10HA10	10HA10
S _t (cm)	30	30	30	30	30
$A_h^{cal} / face$ (cm ²)	0,4	0,3	0,3	0,3	0,3
A_h^{min} (cm ²)	0,75	0,6	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adp} / face$ (cm ²)	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
N barre	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S _t (cm)	25	20	20	20	20

Tableau V27: ferrailage des voiles V_{y3}, v_{y6}

V.4.5. Vérification à l'effort tranchant : selon l'article 7.7.2. du RPA 99

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}.$$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b_0 \cdot d}; \text{ Avec } b_0 : \text{ épaisseur du voile et } d : \text{ hauteur utile.}$$

- Les vérifications suivant X-X' :

Voile		$V_{x1} = V_{x6}$	$V_{x2} = V_{x5}$	$V_{y3} = V_{y6}$	Observations
RDC, sous sol	V (KN)	154,428	253,079	296,483	Vérifier
	τ (MPa)	0,812	1,33	1,02	
	τ_{adm} (MPa)	5	5	5	
Etage service , etage1	V (KN)	134,369	133,844	148,371	Vérifier
	τ (MPa)	0,942	0,939	0,68	
	τ_{adm} (MPa)	5	5	5	
Etage 2,3	V (KN)	157,614	156,154	192,058	Vérifier
	τ (MPa)	1,53493	1,095	0,88	
	τ_{adm} (MPa)	5	5	5	
Etage 4,5	V (KN)	1,07	154,499	176,698	Vérifier
	τ (MPa)	1,106	1,08	0,81	
	τ_{adm} (MPa)	5	5	5	
Etage 6,7,8(niv1)	V (KN)	124,931	127,144	156,009	Vérifier
	τ (MPa)	0,876	0,892	0,717	
	τ_{adm} (MPa)	5	5	5	
Etage 8(niv2)	V (KN)	79,602	95,418	110,054	Vérifier
	τ (MPa)	0,558	0,6696	0,16	
	τ_{adm} (MPa)	5	5	5	

Tableau V.28: vérification à l'effort tranchant pour les voiles selon X-X'

• Vérifications suivant Y-Y'

Voile		$V_{y1} = V_{y4}$	$V_{y2} = V_{y5}$	$V_{y3} = V_{y6}$	Observations
RDC, sous sol	V (KN)	-99,97	322,849	296,483	Vérifier
	τ (MPa)	0,256	0,505	0,76	
	τ_{adn} (MPa)	5,00	5,00	5,00	
Etage service ,etage1	V (KN)	134,69	-327,63	148,371	Vérifier
	τ (MPa)	0,53	0,74	0,507	
	τ_{adn} (MPa)	5,00	5,00	5,00	
Etage 2,3	V (KN)	157,614	156,254	61,95	Vérifier
	τ (MPa)	0,45	0,35	0,211	
	τ_{adn} (MPa)	5,00	5,00	5,00	
Etage 4,5	V (KN)	51,379	154,499	69,581	Vérifier
	τ (MPa)	0,17	0,34	0,237	
	τ_{adn} (MPa)	5,00	5,00	5,00	
Etage 6,7,8(niv1)	V (KN)	124,931	-166,138	66,906	Vérifier
	τ (MPa)	0,42	0,375	0,228	
	τ_{adn} (MPa)	5,00	5,00	5,00	
Etage 8(niv2)	V (KN)	23,667	-61,402	Vérifier	
	τ (MPa)	0,08	0,138		
	τ_{adn} (MPa)	5,00	5,00		

Tableau V.29: vérification à l'effort tranchant pour les voiles selon yy

On voit bien à travers ces tableaux que la contrainte de cisaillement dans le béton est vérifiée, donc Pas de risque de cisaillement.

V.4.6.Exemples de schémas de ferrailage (Voile V_{Y3}) :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC, sous sol comme exemple, et se sera idem pour les

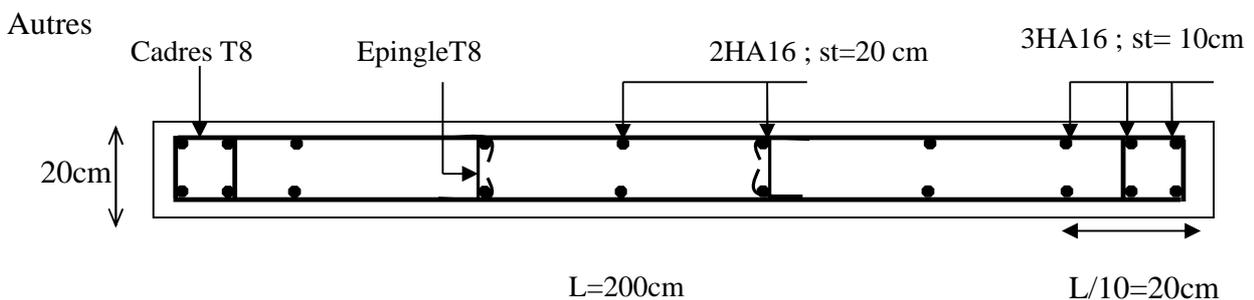


Figure V.18 : Schéma de ferrailage du voile Y_3 au niveau du Sous sol et RDC

- RDC et étage service séparée par la joint de rupture

1. Poteaux

a. Les armatures longitudinales :

niveau	Section	A _{min} RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC, étage service	40× 45	14,4cm ²	72	108

Tableau V.30 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

b. Sollicitation de calcul

Niveau	Section du poteau	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	
		N(KN)	M(KN .m)	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)
RDC, étage service	40×45	-234,983	-2,0719	-0,596	11,5583	35,0901	-57,558

Tableau V.31 : les sollicitations dans les poteaux

c. Ferrailage des poteaux :

niveau	section	M _{max}	N _{corr}	A _{cal}	A _{RPA}	A _{adop}	Barres
Etage service, RDC	40×45	-2,0719	2 34,983	0	14,4	18,47	12HA14

Tableau V.32: les armatures longitudinales

- Section des armatures transversales

niveau	RDC	étage service
Section (cm ²)	40× 45	40× 45
ϕ_t^{max} (cm)	1,4	1,4
ϕ_t^{min} (cm)	1,4	1,4
l_0 (cm)	408	286
l_f (cm)	285,6	200,2
λ_g	7,14	5,005
V _u (KN.m)	43,35	43,35
l_r (cm)	56	56
S _i zone nodale (cm)	10	10
S _i zone courante (cm)	15	15
A _r (cm ²)	0,4	0,4
A _t ^{min} zone courante (cm ²)	1,8	1,8
A _t ^{min} zone nodale (cm ²)	1,2	1,2
A _t adopté (cm ²)	3,02	3,02
Nbre de cadres	4HA8	4HA8

Tableau V.33: armature transversales

d. Vérifications

1. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	l_0	l_f	i	λ	α	A_s	B_r	N_{max}	N_u
RDC	4,08	2,586	0,129	20,04	0,797	18,47	0,163	221,88	3216,05
Etage service	2,86	2,002	0,129	15,51	0,817	18,47	0,163	221,88	2997,05

Tableau V.34: justification de l'effort normal réduit.

Du tableau ci-dessus on constate que : $N_u > N_{max} \Rightarrow$ pas risque de flambement

2. Vérification des contraintes

Niveau	d cm	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KNm)	σ_{bc} (MPa)	Observation
RDC, etage service	40,5	18,47	24,9	20,1	0,0038	162,5	6,012	1,22	verifier

Tableau V.35 : justification des contraintes

Vérification aux sollicitations tangentés

Niveau	section	lf(m)	λ_g	ρ_d	d(cm)	Vu(KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	observation
RDC	40× 45	2,856	7,14	0,075	40,5	43,35	0,267	1,875	Vérifier
Etage service	40× 45	2,002	5,005	0,075	40,5	43,35	0,267	1,875	Vérifier

Tableau V.36 : justification des contraintes

Schéma de ferrailage :

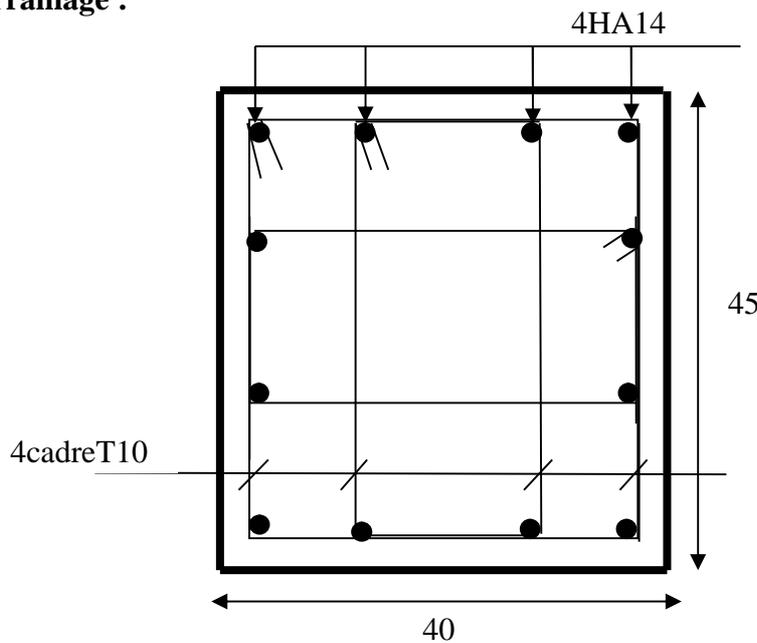


Figure V.19 : schémas de ferrailage des poteaux

2. Les poutres

1-Sollicitations de calculs à l'ELU

Niveaux	Poutres principale (40*35)			Poutres secondaires (35*30)		
	M _{trav} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V(KN)	M _{trav} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V(KN)
RDC, étage service	19,42	34,13	40,799	13,198	20,84	37,58

Tableau V.37: les sollicitations les plus défavorables.

2-Ferrailage longitudinal : Le ferrailage longitudinal de calcul est dan le tableau suivant

Niveaux	Type de poutre	Section	sens	A _{cal} SAP 2000(cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{choi} (cm ²)
RDC, étage service	principal	35×40	Appuis	3,689	7	3,175	6T14=9,24
			travée	3,689	7	1,77	6T14=9,24
	secondaire	30×35	Appuis	2,697	5,25	2,21	3T14+3T12=8,01
			travée	2,697	5,25	1,38	3T14+3T12=8,01

Tableau V.38 : les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

- **Vérification des armatures longitudinales maximales pour les poutres principales**

$$A_1^{\max} = 6\% \times b \times h = 6\% \times 40 \times 35 = 108 \text{ cm}^2 \dots \text{ en zone nodale.}$$

$$A_1^{\max} = 4\% \times b \times h = 4\% \times 30 \times 35 = 72 \text{ cm}^2 \dots \text{ en zone courante.}$$

pour les poutres secondaires

$$A_1^{\max} = 6\% \times b \times h = 6\% \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2 \dots \text{ en zone nodale.}$$

$$A_1^{\max} = 4\% \times b \times h = 4\% \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \dots \text{ en zone courante}$$

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r > 40\varnothing_L$$

$$-\varnothing = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm, on adopte } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$-\varnothing = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm, on adopte } L_r = 50 \text{ cm.}$$

Armatures transversales

La quantité d'armature transversale doit être inférieure : $A_t = 0,003 \times b \times S_t$

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL : $\varnothing_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_l\right)$

3.1. Poutres principales

$$\varnothing_t \leq \min(11,42; 35; 14) \text{ mm, donc on prend } \varnothing_t = 10 \text{ mm}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\varnothing 10$ d'où $A_t = 3T8 = 2,36 \text{ cm}^2$.

3.2. Poutres secondaires

$\emptyset_t \leq \min(10; 30 ;14)$ mm, donc on prend $\emptyset_t < 10$ mm

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\emptyset 8$ d'où $A_t = 3T8 = 2,36\text{cm}^2$.

- **Espacement S_t d'armatures transversales**

Selon le BAEL91

$$S_t \leq \min(S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3})$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} S_{t1} = \min(0,9 \times d ; 40\text{cm}) & \Rightarrow S_{t1} = 38,7\text{cm.} \\ S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} & \Rightarrow S_{t2} \leq 78,5\text{cm.} \\ S_{t3} \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} & \Rightarrow S_{t3} \leq 68,26\text{cm.} \end{cases}$$

Donc on opte un $S_t = 25\text{cm}$.

Selon le RPA99

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset_t\right) \text{ en zone nodale} \Rightarrow S_t \leq 1,25\text{cm, donc } S_t = 10\text{cm.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courant} \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm, donc } S_t = 15\text{cm.}$$

- **Vérification des sections d'armatures transversales**

1. Poutre principale

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b.$$

$$A_t (3,14\text{cm}^2) > 0.003 \times S_t \times b = 3\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Verifie}$$

- **Vérification à l'ELU**

1-Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 2,07\text{cm}^2$$

- **Contrainte tangentielle maximale**

1.Vérification de l'effort tranchant : $\tau_u = \frac{V}{b \times d}$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa.}$$

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	40,799	0,36	3,25	Vérifiée
Poutres secondaires	37,58	0,44	3,25	Vérifiée

Tableau V .39: Vérification des contraintes tangentielles.

2. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$\text{-Appuis de rives : } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots (1).$$

$$\text{-Appuis intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0,9 * d} \right) \dots\dots\dots (2)$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau suivant :

Poutres	A _l (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Observation
Principale	9,24	40,799	34,13	1,17	-2,23	Vérifiée
Secondaires	8,01	37,58	20,84	1,08	-1,29	Vérifiée

Tableau V.40: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

• **Vérification à l'ELS**

1) Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Observation
principale	Appuis	10,06	12,44	75487,37	1,65	vérifier
	Travées	13,46	12,44	75487,37	2,218	vérifier
secondaire	Appuis	18,20	11,5	46905,67	4,46	vérifier
	Travées	11,31	11,5	46905,67	2,75	vérifier

Tableau V.41: Vérification de l'état limite de compression

2) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est donnée par

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots \text{D'après le BAEL 91} \\ \frac{A_s}{d \times b_0} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Pour les poutres principales

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{289} = 0,138 > 0,0625 \dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{13,46}{10 \times 17,947} = 0,075; \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\frac{A_s}{d \times b_0} = \frac{9,24}{32 \times 35} = 0,0053; \quad \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Pour les poutres secondaires

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{500} = 0,07 > 0,0625 \dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{11,31}{10 \times 15,08} = 0,075 ; \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\frac{A_s}{d \times b_0} = \frac{8,01}{30 \times 28} = 0,0095 ; \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Schéma de ferrailage

1. poutre principale

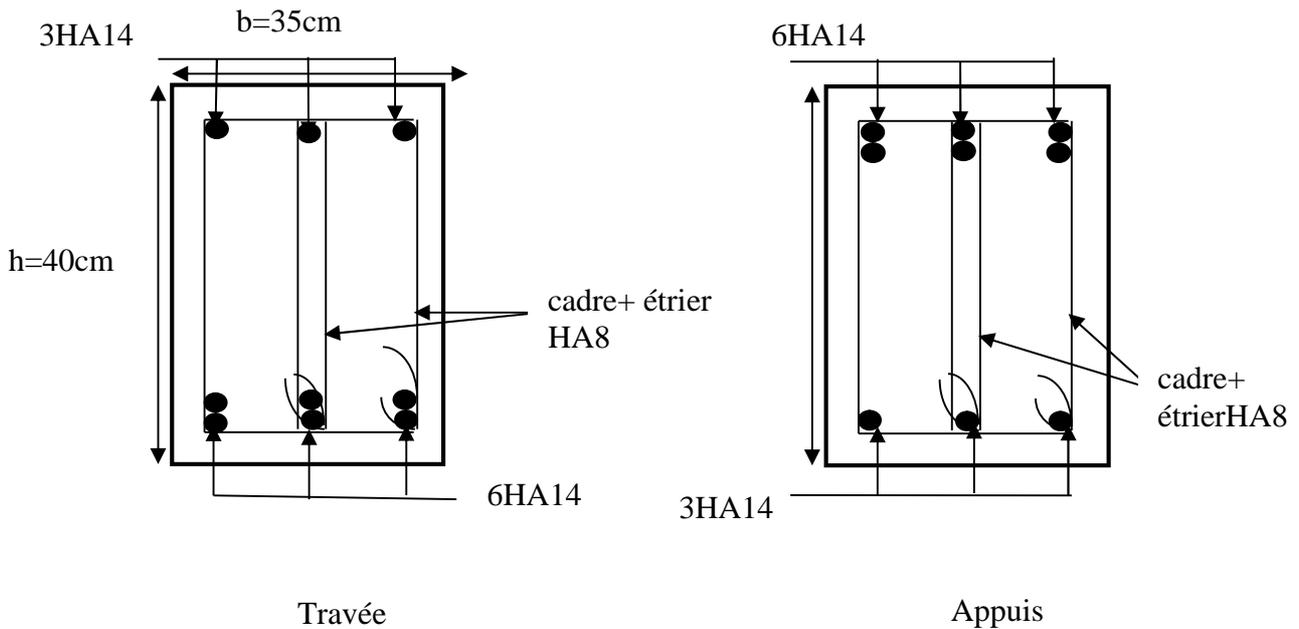


Figure V.14 : schémas de ferrailage des poutres principales de RDC+ l'étage

2. poutres secondaires

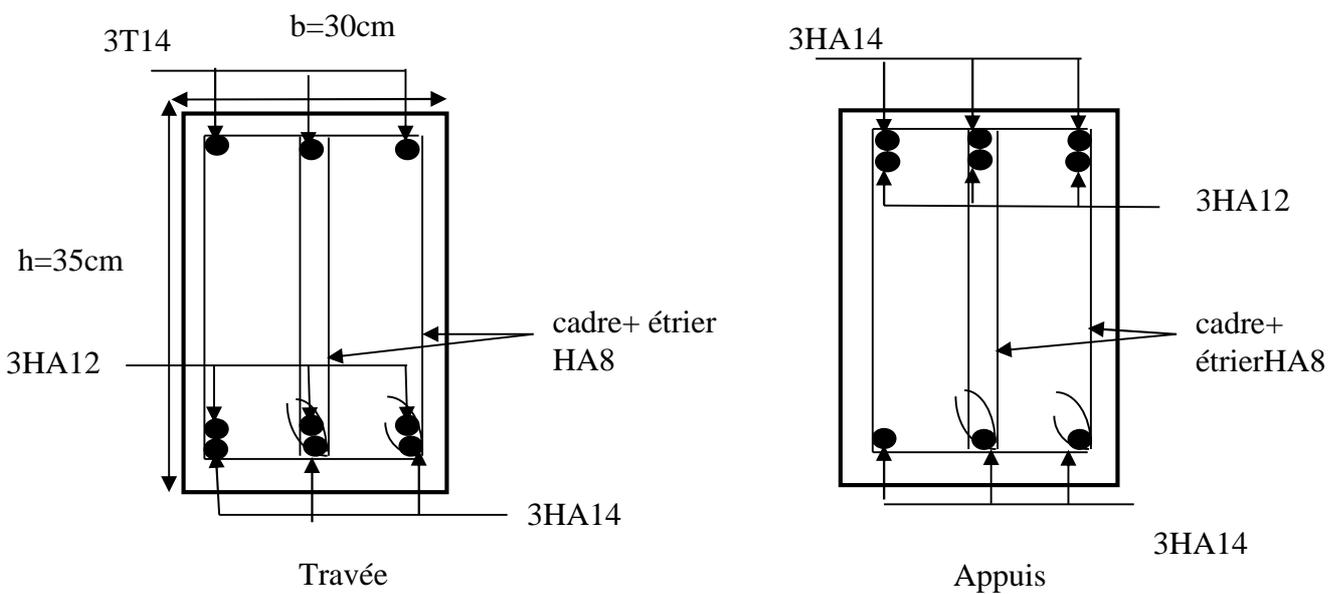


Figure V.15 : schémas de ferrailage des poutres secondaires de RDC+ l'étage

V.5 Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Dans la détermination des ferraillements des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferraillements obtenus par deux logiciels de calcul (SAP2000 et Socotec) ainsi que le ferraillement minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.

VI.1.Introduction

L'infrastructure est un élément qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette transmission se fait soit directement au sol (Fondations superficielles : semelles isolée et filante ou des radiers), soit indirectement (Fondations profondes : pieux par exemple). Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charge et évite les tassements différentiels.

VI.2.Etude des fondations

VI.2.1.Choix de type de fondations

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants : La capacité portante du sol d'assise, la portance de l'ouvrage, La distance entre axes des poteaux, la profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol, le type de fondation suggéré est superficiel, ancrées à 3,6 m, du niveau de base, et la contrainte admissible est de 1,2 bars.

le type de fondations à étudier est situé au niveau $Z = - 3,06$ m. On vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et on opte pour le choix qui convient.

VI.2.2. Combinaisons d'actions à considérer

D'après **RPA 99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes : 1) $G + Q \pm E$; 2) $0.8 \times G \pm E$

1. Vérification des semelles isolées : La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

- N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le **SAP 2000V14**.
- S : surface d'appui de la semelle.
- $\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

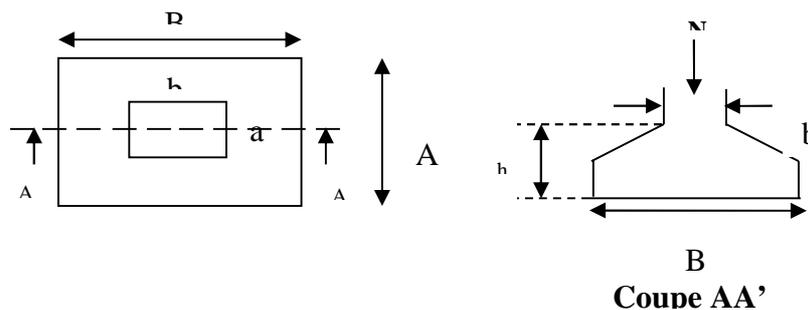


Figure VI .1. Semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire ($a \times b$), $S = A \times B$, $N=2128,670$ KN

La semelle et le poteau sont homothétiques

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}, \text{ on a : } \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \overline{\sigma}_{sol}}} \quad B = 4,05 \text{ m}$$

La distance entre axes des poteaux dans le sens xx varie entre 5 et 4,95 m

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

2. Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 3 poteaux.

$$N_1=1289,257\text{KN} \quad N_2=2128,670\text{KN} \quad N_3=1275,644\text{KN}$$

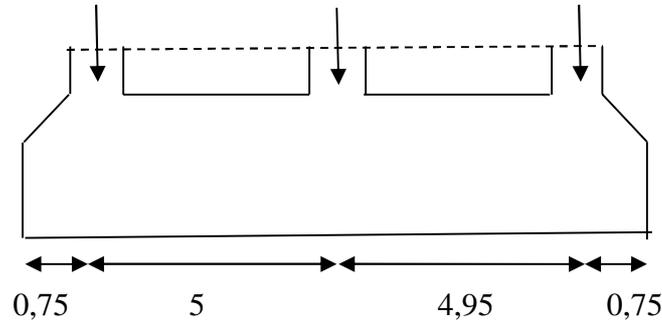


Figure VI.2 : Semelle filante de fondation

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

N_s : poids estimé de la semelle.

$$N_1 = 1289,257\text{KN}, \quad N_2 = 2128,670\text{KN}, \quad N_3 = 1275,644 \text{ KN} ;$$

$$\sum N_i = 4693,571\text{KN}.$$

$$N_s = 3 \times 200 \Rightarrow N_s = 600\text{KN}$$

$$N = N_s + \sum N_i = 5293,571\text{KN}.$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{5293,571}{120 \times 9,95} = 4,43\text{m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Se choix ne convient pas.

3. Radier général

3.1. Définition : Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

3.2. Pré dimensionnement

- **La Condition de coffrage**

L_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments de contreventement

$$L_{\max} = 5 \text{ m}$$

$$\text{Nervure : } h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{500}{10} \Rightarrow h_t \geq 50\text{cm}; \text{ Soit } h_t = 80\text{cm}$$

$$\text{Dalle : } h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{500}{20} \Rightarrow h_0 \geq 25\text{cm}; \text{ On prend } h_0 = 40\text{cm}.$$

• **Vérification de condition de rigidité**

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 3.216 \times 10^7 \text{KN/m}^2$

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$.

K : module de résistance du sol.(on un sol moyen donc $K=4 \times 10^4 \text{KN/m}^3$).

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

On a $\begin{cases} ht = 80\text{cm} \\ I = 0,042\text{m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Le = 3,73\text{m} \\ L_{\max} = 5\text{m} < \frac{\pi}{2} \times Le = 4,31\text{m} \end{cases}$ C'est vérifier

Donc opte pour $ht = 80\text{cm}$.

• **La surface du radier**

$$\frac{N}{S_{rad}} \leq \sigma_s \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_s} = \frac{31538,624}{120} \Rightarrow S_{rad} \geq 262,82\text{m}^2$$

Avec : N est charge totale transmise par la superstructure tirer a partir de **SAP2000V14**.

La surface du bâtiment : $S_{bat} = L_x \times L_y \Rightarrow S_{bat} = 9,95 \times 19,5 \Rightarrow S_{bat} = 194,025\text{m}^2$

$S_{rad} > S_{batim}$ (Le radier comporte de débord)

$D \geq (\frac{h}{2} ; 30)$, on prend $D=150\text{cm}$ et $P = 58,9\text{m}$

$$S_{rad} = S_{batim} + D \times P = 194,025 + 1,5 \times 58,9 = 282,375\text{m}^2.$$

3.3. Vérifications nécessaires

1. Vérification au poinçonnement

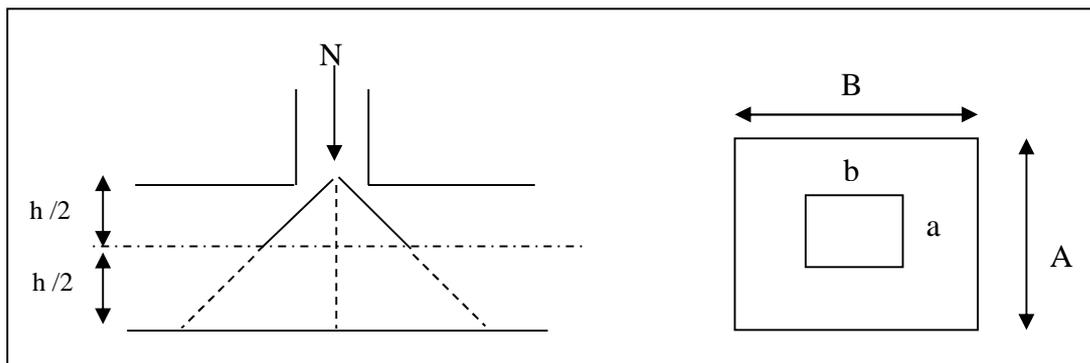


Figure VI.3 : Zone de contact poteau radier

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}. \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

Avec : μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de nervure ; $h = 80\text{cm}$.

$$\mu c = (a + b + 2h) \times 2 \Rightarrow \mu c = 2 \times (0,65 + 0,7 + 2 \times 0,8) \Rightarrow \mu c = 4,3\text{ m.}$$

$$N_u = 2,924\text{MN} < 0,045 \times 4,3 \times 0,8 \times (25/1,5) = 3,54\text{MN} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.}$$

2. Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

A partir du programme « formes » de la suite **Socotec** on a les nouvelles caractéristiques:

$$I_x = 6148,167\text{ m}^4, X_G = 4,97\text{m}; I_y = 1600,7467\text{ m}^4, Y_G = 9,75\text{ m}; S_{bat} = 194,025\text{m}^2$$

A partir de programme **SAP2000V14** on a : $N = 31538,624\text{KN}$.

Avec σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

- **sens x-x** : $N = 31538,624\text{KN}$ et $M_x = 45575,89\text{KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S_{bat}} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0,234\text{MPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S_{bat}} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0,090\text{MPa.}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0,19\text{MPa} \geq \overline{\sigma_s} = 0,12\text{MPa.}$$

La contrainte n'est pas vérifiée dans le sens x-x.

- **sens y-y** : $N = 31538,624\text{KN}$; $M_y = 27133,09\text{KN.m}$.

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0,179\text{MPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0,078\text{MPa.}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0,153\text{MPa} \geq \overline{\sigma_s} = 0,12\text{MPa.}$$

La contrainte n'est pas vérifiée dans le sens y-y. D'où la nécessité d'un débord

$$P = \gamma_b \times h_0 \times S = 25 \times 0,4 \times 282,375 = 2823,75\text{KN} \quad \text{c'est le poids propre de radier.}$$

$$N' = N + P = 31538,624\text{KN} + 2823,75$$

$$\Rightarrow N' = 34362,37\text{KN}$$

- **sens x-x** : $N' = N' = 34362,37\text{KN}$, et $M_x = 27133,09\text{m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0,136\text{MPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0,032\text{MPa.}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0,109\text{MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 0,12\text{MPa.}$$

La contrainte est vérifiée dans le sens x-x.

- **Sens y-y** : $N' = 34362,37 \text{KN}$; $M_y = 45575 \text{KN.m}$.

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0,194 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0,088 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0,119 \text{MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 0,12 \text{MPa}.$$

La contrainte est vérifiée dans le sens y-y

3. Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RPA99**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Dans le sens x-x : $e = \frac{27133,09}{34362,37} \Rightarrow e = 0,78 \text{m} < \frac{11,95}{4} = 2,9875 \text{m} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$

Dans le sens y-y : $e = \frac{45575}{34362,37} \Rightarrow e = 1,326 \text{m} < \frac{21,5}{4} = 5,625 \text{m} \dots\dots \text{Vérifier}$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

4. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}; 3 \text{MPa}) = 2,5 \text{MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{m}$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2S} \quad V_u = \frac{2924,397 \times 5 \times 1}{2 \times 282,375} = 25,89 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{25,89 \times 10^{-3}}{1 \times 0,36} = 0,071 \text{MPa} < 2,5 \text{MPa}$$

La condition est vérifiée \Rightarrow pas risque de cisaillement

5. Vérification de la poussé hydrostatique

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1,5$).

H : la hauteur d'ancrage du radier ($H = 3,6 \text{m}$).

S_{rad} : Surface totale du radier ($S_{rad} = 282,375 \text{m}^2$).

$$N = 31538,62 \text{KN} \geq 1,5 \times 3,6 \times 282,375 \times 10 = 15248,25 \text{KN} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

3.4. Ferrailage

1. La dalle du radier

La radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension $L_x = 4,90m$; $L_y = 5m$ $G_0 =$

$$\rho \times e = 25 \times 0,4 = 10KN/m^2$$

G_0 : poids propre de radier

1.1. Calcul des sollicitations

- Calcul a l'É.L.U

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1,35 \times G_0 \Rightarrow q_u = \frac{43165,613}{282,375} + 1,35 \times 10 = 166,36 \Rightarrow q_u = 166,36KN$$

- Calcul a l'É.L.S

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{31538,624}{282,375} + 10 = 121,7 \Rightarrow q_s = 121,7KN$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0,98 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0384 \\ \mu_y = 0,9545 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 153,38KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 146,40KNm$$

- En travée

$$M_t^x = 0,75 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 115,03KNm$$

$$M_t^y = 0,75 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 109,8KNm$$

- En appui

$$M_a^x = 0,5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 76,69KNm$$

$$M_a^y = 0,5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 73,2KNm$$

Le ferrailage se fera pour une section $(b \times h_r) = (1 \times 0,4)m^2$.

Condition de non fragilité

On calcule A_{min} : On a des Fe 400 donc $\rho_0=0,0008$, $h_r=0,4m$, $\rho = 0,98$.

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \Rightarrow A_{min}^x = 3,23cm^2 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \Rightarrow A_{min}^y = 3,2cm^2 \end{cases}$$

		M (KNm)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens x-x	Travée	115,03	8,95	3,23	6T14=9,24	20
	Appui	76,69	5,91	3,23	6T12=6,79	20
Sens y-y	Travée	109,8	8,53	3,2	6T14= 9,24	20
	Appui	73,2	5,63	3,2	6T12=6,79	20

Tableau VI.1. Résumé des résultats de ferrailage de radier

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 9,24 > 2,31 \text{cm}^2 \dots\dots\dots$ c'est vérifié

1.2. Les vérifications

• **Vérification de l'effort tranchant**

Sens xx: $V_u = q \frac{l_x}{2} \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 212,39 \text{KN}$.

$\tau_x = \frac{V}{b \times d} = 0,558 \text{MPa} < \bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

Sens yy: $V_u = q \frac{l_y}{2} \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 199,90 \text{KN}$.

$\tau_y = 0,526 \text{MPa} < 1,25 \text{MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

\Rightarrow Pas de risque de cisaillement.

• **Vérification à l'E.L.S**

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A_s') \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A_s') = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$.

$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times \eta) = 240 \text{MPa}$.

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	A _{adop} (cm ² /ml)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
x-x	M _t	100,3	6T14=9,24	8,97	119485,9	7,52	365,52
	M _a	66,87	6T12=6,79	7,83	94750,44	5,52	319,38
y-y	M _t	97,24	6T14= 9,24	8,97	119485,9	7,29	354,37
	M _a	64,83	6T12=6,79	7,83	94750,44	5,35	309,64

Tableau VI.2 : vérification des contraintes de radier

On remarque que la condition $\sigma_b < \bar{\sigma}_{adm}$ est vérifiée, mais par contre la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ dans le deux sens n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section des aciers.

Le ferrailage final est résumé dans le tableau suivant

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	A _{adop} (cm ² /ml)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
x-x	M _t	100,3	7T16=14,07	5,42	207,15
	M _a	66,87	6T16= 12,06	3,83	160,01
y-y	M _t	97,24	7T16= 14,07	5,26	200,83
	M _a	64,83	6T16= 12,06	3,71	155,17

Tableau VI.3 : vérification des contraintes de radier

1.3. Espacement des armatures

- **Armatures // L_x** : S_t ≤ min (3e, 33 cm) = 33 cm
- **Armatures // L_y** : S_t ≤ min (4e, 45 cm) = 45 cm

1.4. Schéma de ferrailage de radier

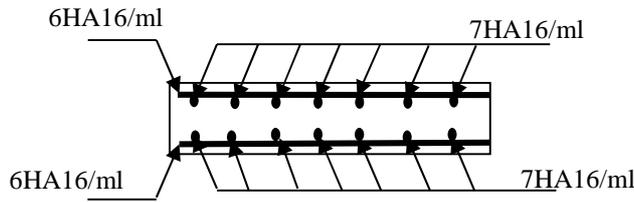


Figure VI.5 Schéma de ferrailage des panneaux du radier

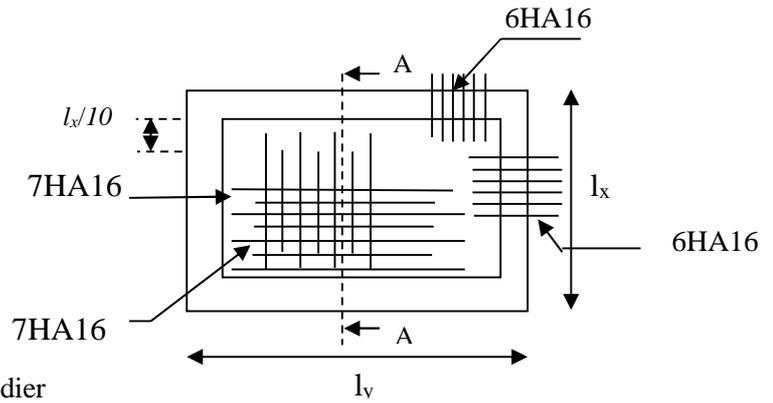


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de la dalle de radier

2. Le débord de radier

2.1. Les sollicitations : Le débord est assimilé à une console de 1,5m de longueur soumise à la flexion simple.

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 166,36 \times \frac{1,5^2}{2} \Rightarrow M_u = 187,15 \text{ KN.m}$$

$$M_s = q_s \times \frac{l^2}{2} = 121,7 \times \frac{1,5^2}{2} \Rightarrow M_s = 136,91 \text{ KN.m}$$

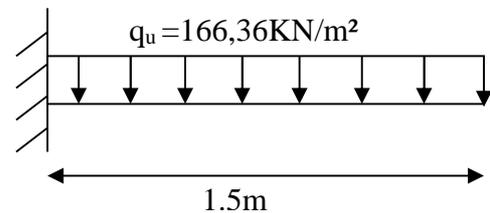


Figure. VI.6 : Schéma statique du débord

Le calcul du ferrailage et les vérifications sont récapitulés dans le tableau suivant :

q_u (KN.m)	M_u (KNm)	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	$s_t(cm)$
166,36	187,15	14,89	4,58	8T20=25,13	0,82	222,86	15	240	20

Tableau VI.4 : Résumé des résultats.

- **Condition de non fragilité :** $A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 4,58 \text{ cm}^2$

2.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Sachant que : $V_u = q \times l = 249,54 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,65 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

2.3. Schéma de ferrailage :

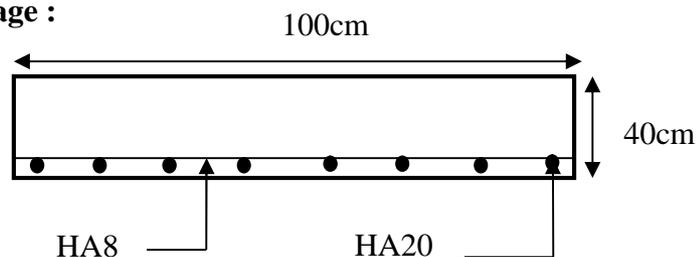


Figure VI.7 : schéma de ferrailage du débord

3. Les nervures

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est; selon les lignes de ruptures ; trapézoïdales et triangulaires.

3.1. Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On à $\rho = 0.98 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- **Charge triangulaire**

$$P_M = P_V = \frac{q_u}{2} \left[\frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}} \right], \text{ (P) : la charge équivalente a le même moment que la charge triangulaire}$$

- **Charge trapézoïdale**

$$P_M = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times l_{xd} \right], P_V = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{3}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{3}\right) \times l_{xd} \right]$$

P : charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$q_u = 166,36 \text{ KN/m}^2 ; q_s = 121,7 \text{ KN/m}^2$$

- **Moments aux appuis :** $M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$

Les longueurs fictives : $l' = [l \text{ (travée de rive)} ; 0.8 \times l \text{ (travée intermédiaire)}]$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

- **Moment en travée**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right); M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1-x); x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l};$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

- **Sens longitudinal (x-x)**

On a juste des nervures de rives donc $L_x = L'_x$

Les résultats des calculs des sollicitations sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d		
A-B	5	5	510,96	239,51	1482,7	1,92	941,45
B-C	4,95	4,95	507,37	1482,7	239,51	3,065	901,047

Tableau VI.5 : les Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal

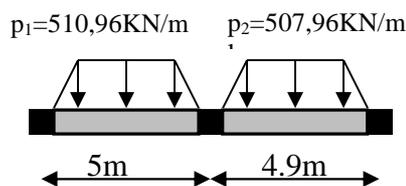


Figure.VI.8. Charges transmises aux nervures

• **Sens transversale (y-y)**

On prend les nervures de rives et intermédiaires

Les résultats des calculs des sollicitations sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	P (KN/m)	M _a (KNm)		X (m)	M _i (KNm)
				M _g	M _d		
A-B	4,9	4,9	408,29	183,808	75	2,48	1187,23
B-C	3,26	2,608	269,97	75	201,85	1,46	214,58
C-D	3,2	0,16	266,64	201,85	328,39	1,46	92,65
D-E	3,24	2,592	271,64	328,39	828,19	1,065	172,15
E-F	4,9	4,9	408,29	828,19	183,808	2,86	846,26

Tableau VI.6 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal

$p_1=408,29\text{KN/ml}$ $p_2=269,97\text{KN/ml}$ $q_3=266,64\text{KN/m}$ $q_4=271,64\text{KN/m}$ $q_5=408,29\text{KN/m}$

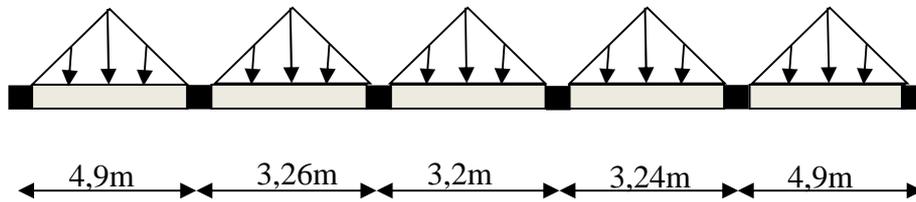


Figure.VI.9.Charges transmises aux nervures

3.2. Ferrailage des nervures

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=80\text{cm}$; $h_0=40\text{cm}$; $b_0=65\text{cm}$; $d=75\text{cm}$.

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{490}{10}; \frac{500}{2})$

$b_1 \leq \min(49;250)$

Soit : $b_1 = 50\text{cm}$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 165\text{cm}$

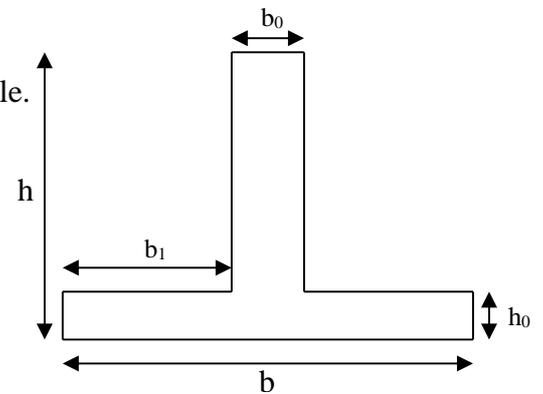


Figure.VI.10 : Section à ferrailier

sens		M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
X-X	Travée	941,45	32,78	16,93	8HA25=39,27
	appuis	1482,7	57,47	6,67	12HA25=58,91
Y-Y	Travée	1187,23	41,16	16,93	4HA25+8HA20=44,77
	appuis	828,19	30,01	6,67	8HA20+4HA16=33,17

Tableau VI.7 : Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier

3.3 Les vérifications nécessaires

1. Vérification de l'effort tranchant

$$V_{\max} = 1526,038 \text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 1,23 \text{MPa} < 2,5 \text{MPa.}$$

- **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(2.5; 6.5; 2.5) = 25 \text{mm} \quad \text{Soit } \phi_t = 10 \text{mm.}$$

- **Espacement des aciers transversaux**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_{l\min}\right) \Rightarrow St \leq \min(20, 25; 12; 20) = 12 \text{cm}$$

On prend $St=10\text{cm}$ en zone nodale et 15cm en travée.

2. Vérification des contraintes

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{MPa.}$$

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	M_t	731,33	20,13	2191150,38	6,71	77,42	vérifiée
	M_a	895,75	18,18	4075608,67	3,95	220,88	vérifiée
y-y	M_t	880,1	10,88	3467733,004	2,76	278	Non vérifier
	M_a	193,38	14,29	2419679,79	1,14	84,76	vérifiée

Tableau VI.8 : vérification des contraintes des nervures de radier

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ dans le sens y-y n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier tendus A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible

Sens	Moment KN.m	A_{adopte} (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
y-y	$M_t = 880,1$	6HA25+6HA20	11,72	4042710,092	2,59	239,29	vérifier

Tableau VI.9 : vérification des contraintes des nervures de radier

3.4. Schémas de ferrailage

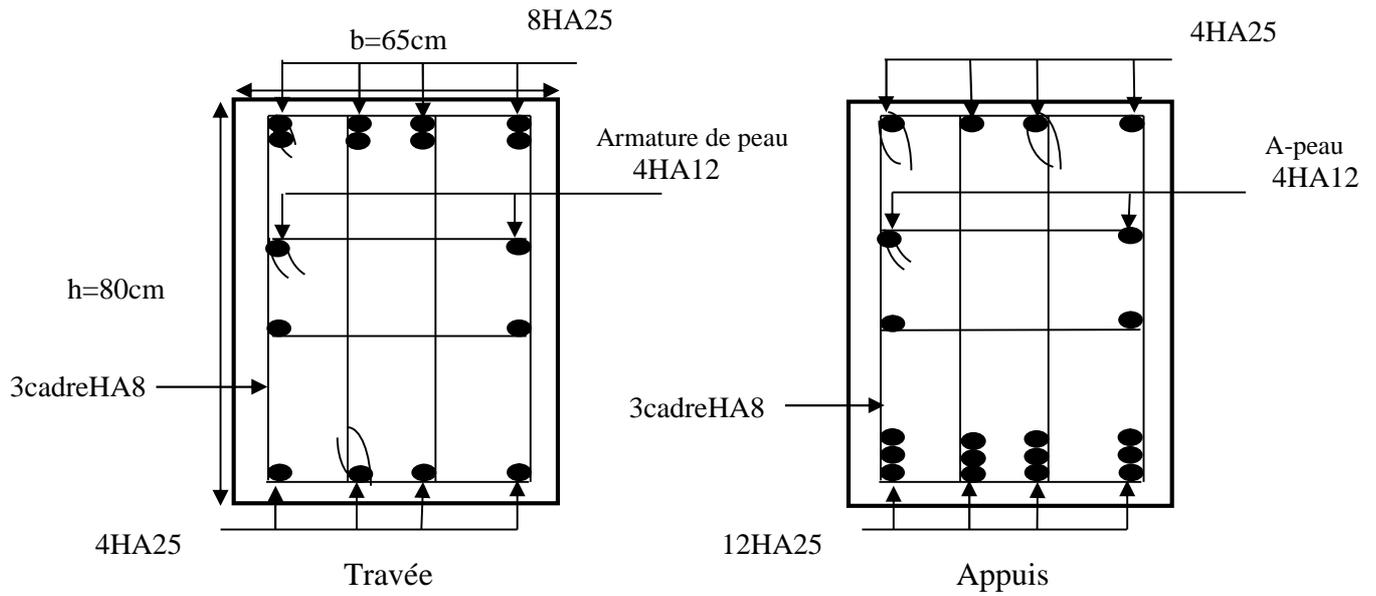


Figure VI.11. : Schémas de ferrailage des nervures dans le sens x-x

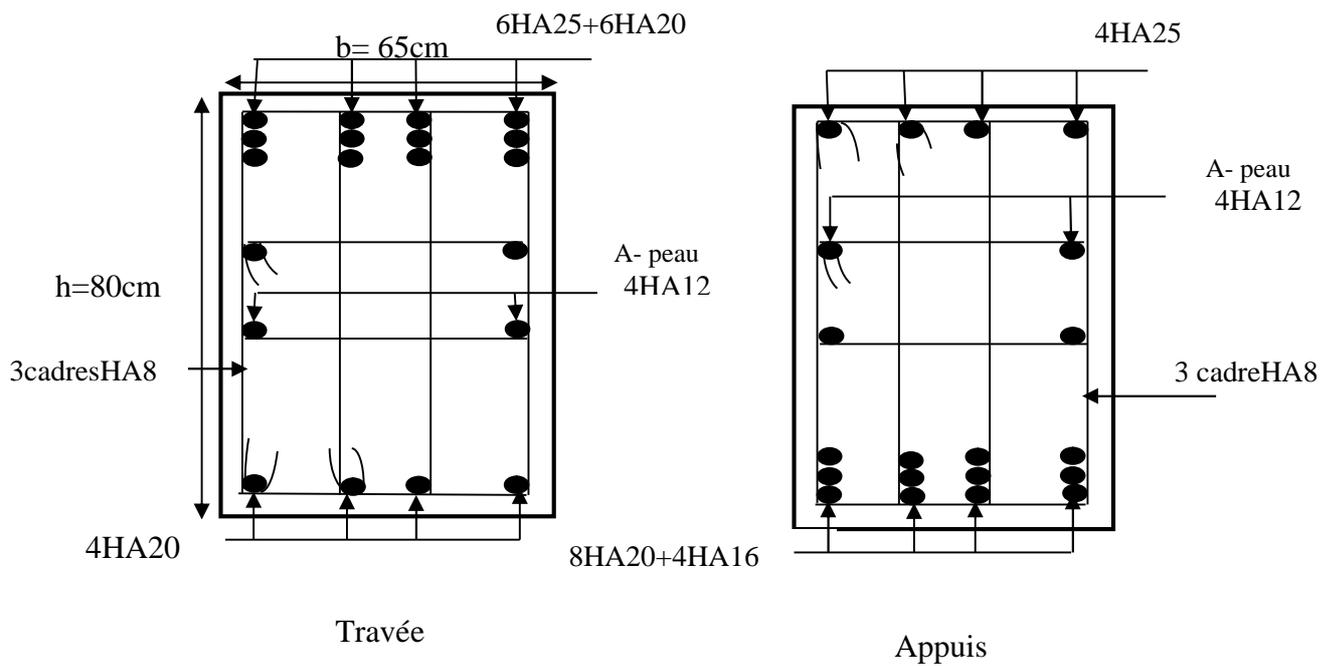


Figure VI.12. : Schémas de ferrailage des nervures dans le sens y-y

4. Etude de l'infrastructure cas de RDC et étage service séparé par un joint de rupture

4.1. Vérification des semelles isolées : La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

- N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le **SAP 2000V14** considérée centrée.
- S : surface d'appui de la semelle.
- $\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible

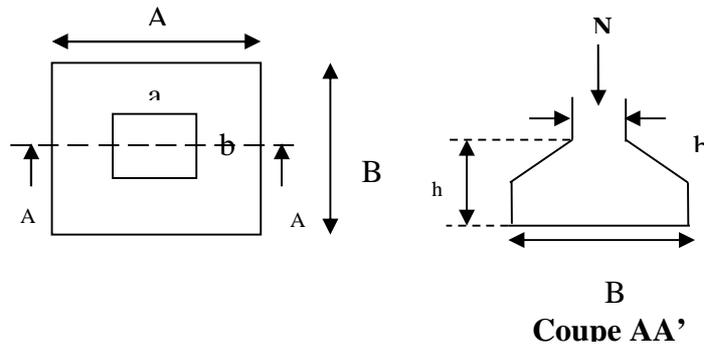


Figure VI .13. Semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire ($a \times b$), donc $S = A \times B$.

$$a \times b = 40 \times 45 \text{ cm}^2, \quad N = 191,93 \text{ KN}, \quad \overline{\sigma}_{sol} = 1,2 \text{ bar.}$$

La semelle et le poteau sont homothétiques

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}},$$

$$\text{On a: } \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \overline{\sigma}_{sol}}} \text{ donc } B = 1,34 \text{ m}, \quad A = 1,19 \text{ m}$$

$$\text{Pour une semelle rigide on a: } h \geq \max\left(\frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4}\right) + 5 \text{ cm} \Rightarrow h = 27,25 \text{ cm}$$

4.2. Vérification des dimension de la semelle par rapport à la contrainte de sol

$$G_{\text{semelle}} = 25 \times A \times B \times h \Rightarrow G = 10,86 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{avant pot}} = 25 \times a \times b \times 1,5 \Rightarrow G = 6,75 \text{ KN.}$$

$$G_t = G_{\text{semelle}} + G_{\text{avant pot}} \Rightarrow N_{\text{tot}} = N + G_t \Rightarrow N_{\text{tot}} = 191,93 + (10,86 + 6,75) \Rightarrow N_{\text{tot}} = 209,54 \text{ KN.}$$

$$\sigma = \frac{N_{\text{tot}}}{A \times B} = 1,31 \text{ bars.}$$

$\sigma > \overline{\sigma}_{sol}$ la condition n'est pas vérifiée donc on redimensionnée la semelle.

$$B = 1,4 \text{ m}, \quad A = 1,24 \text{ m}, \quad h = 28,75 \text{ cm.}$$

$$\sigma = \frac{N_{\text{tot}}}{A \times B} = 1,197 \text{ bar, La condition est vérifiée, donc on opte pour les semelles isolées}$$

4. 3. Vérification au poinçonnement

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de la semelle isolée ; $h = 27,75\text{cm}$.

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 2 \times (0,4 + 0,45 + 2 \times 0,2775) \Rightarrow \mu_c = 2,81\text{m}.$$

$$N_u = 211,15\text{KN} < 0,045 \times 2,81 \times 0,4 \times (25/1,5) = 843 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

4.4. Vérification de la poussé hydrostatique

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1,5$).

H : la hauteur d'ancrage de la semelle ($H = 3,6\text{m}$).

S_{rad} : Surface totale du radier ($S_{rad} = 1,495\text{m}^2$).

$$N \geq 1,5 \times 3,6 \times 1,495 \times 10 = 8,073\text{KN} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

• **Ferraillage de la semelle**

$$A_s // B, \Rightarrow A_s = \frac{N_T \times (B-b)}{8 \times d_B \times f_{st}}, \quad d_B = h - c = 28,75 - 5 = 23,75\text{cm}; \quad A_s // B \Rightarrow A_s = 4,04\text{cm}^2.$$

On choisit $A_s // B \Rightarrow A_s = 7\text{HA}12 = 7,92\text{cm}^2$ avec $S_t = 20\text{cm}$.

$$A_s // A = \frac{N_T \times (A-a)}{8 \times d_A \times f_{st}}, \quad d_A = d_B - \emptyset = 21,55\text{cm}; \quad A_s // A \Rightarrow A_s = 3,76\text{cm}^2.$$

On choisit $A_s // A \Rightarrow A_s = 6\text{HA}10 = 4,71\text{cm}^2$ avec $S_t = 20\text{cm}$.

• **Schémas de ferraillage de la semelle isolée : D= -3,6 m**

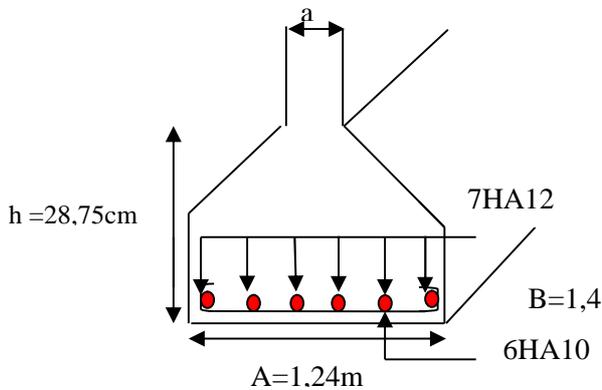


Fig VI.14 : la coupe de ferraillage de la semelle isolé

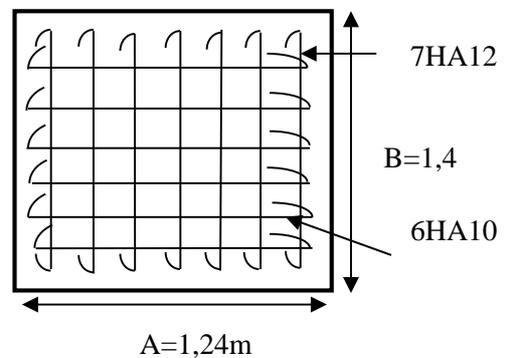


Fig. VI.15 : le ferraillage la semelle isolée

VI.3. Etude de voile périphérique :

Selon le **RPA99/version 2003** les ossatures au-dessous de niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans le voile ne doit pas réduire de sa rigidité d'une manière importante.

3.1 Les caractéristiques de voile

- la hauteur $h=3,06\text{m}$., épaisseur $e=20\text{cm}$., la cohésion $C=0,05\text{ bar}$.

3.2 La caractéristique de sol

- le poids spécifique $\gamma_h=20\text{KN/m}^3$. angle de frottement $\varphi=14^\circ$.

3.3 Evaluation des charges et surcharges : Le voile périphérique est soumis à :

a. La poussée des terres sur le rideau :

$$G = h \times \gamma_h \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow G = 31,25\text{KN/m}^2.$$

b. Surcharge accidentelle :

$$q = 10\text{ KN/m}^2, \quad Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 6,10\text{KN/m}^2.$$

3.4 Ferrailage de voile

a. Méthode de calcul :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

- Calcul à l'ELU

$$G_{\max} = 1,35G + 1,5Q = 51,34\text{KN/m}^2. \quad G_{\min} = 1,5Q = 9,15\text{KN/m}^2. \quad G_{\text{moy}} = \frac{3 \times G_{\max} + G_{\min}}{4} = 40,79\text{KN/m}^2$$

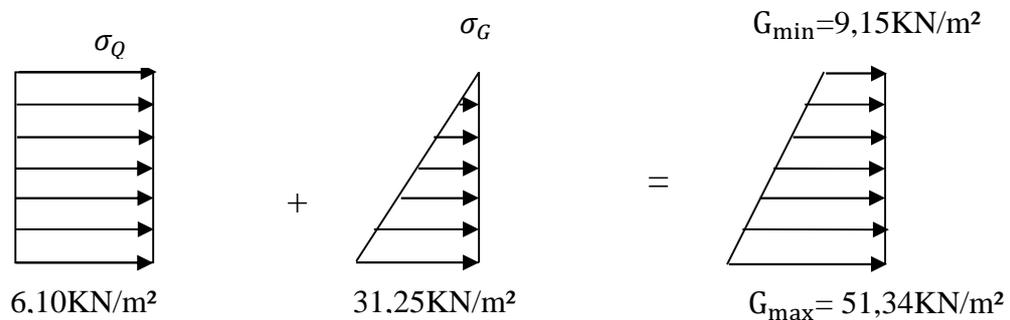


Figure VI-16 : diagramme des contraintes

$$q_u = G_{\text{moy}} \times 1\text{ml} = 40,79 \text{ KN/ml.}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont les suivantes

$$L_x = 4,9\text{m} ; L_y = 5\text{m.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0,98 \text{ donc } \rho > 0,4 \Rightarrow \text{le panneau travaille suivant deux directions.}$$

à l'ELU : $v = 0$ et $\rho = 0,98$.

$$\rho = 0,98 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0384 & \Rightarrow M_0^x = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 37,60 \text{ KN.m} \\ \mu_y = 0,9545 & \Rightarrow M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 35,89 \text{ KN.m} \end{cases} \quad (\text{Annexe 1})$$

- **Moment en travée**

$$M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 31,96 \text{ KN.m}, \quad M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 30,50 \text{ KN.m}$$

- **Moment aux appuis**

$$M_a^x = -0,3 \times M_0^x = -11,28 \text{ KN.m}, \quad M_a^y = -0,3 \times M_0^y = -9,15 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de la section d'armature**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section $(b \times h) = (1 \times 0,20) \text{ m}^2$.

Le diamètre des barres utilisées doit être : $\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{20}{10} \Leftrightarrow \phi \leq 2\text{cm}$.

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm ²)	A_a^{cal} (cm ²)	A_t^{min} (cm ²)	A_a^{min} (cm ²)	A_t^{adop} (cm ²)	A_a^{adop} (cm ²)
Sens xx	31,96	11,28	5,29	1,82	1,61	1,61	6T12=6,79	5T10=3,93
Sens yy	30,50	9,15	5,042	1,47	1,6	1,6	6T12=6,79	5T10=3,93

Tableau VI-10 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis

3.5 Les vérifications :

a. Vérification de la condition de non fragilité exigée par le RPA

$$A_{\text{min}} = 0,1\% b \cdot h = 2\text{cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Espacement des armatures

- **Armatures // L_x** : $S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

- **Armatures // L_y** : $S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$, On opte: $S_t = 25\text{cm}$ pour les deux sens.

c. Vérification à l'ELU

- cisaillement

$$V_{\text{max}} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{40,79 \times 5}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,98}{2}} \Rightarrow V_{\text{max}} = 68,44 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{68,44 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} \Rightarrow \tau_u = 0,38 \text{ MPa},$$

On a une fissuration nuisible donc : $\bar{\tau}_u = (0,1 \cdot f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$, $\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \text{condition est vérifiée.}$

D. Vérification à l'ELS

$$G_{\max} = G + Q = 31,25 \text{ KN/m}^2. \quad G_{\min} = Q = 6,10 \text{ KN/m}^2.$$

$$G_{\text{moy}} = \frac{3 \times G_{\max} + G_{\min}}{4} = 24,96 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = G_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 24,96 \text{ KN/ml}.$$

$$\rho = 0,98 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0457 & \Rightarrow M_0^x = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 27,38 \text{ KN.m} \\ \mu_y = 0,9694 & M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 26,55 \text{ KN.m} \end{cases} \quad (\text{Annexe 1})$$

- **Moment en travée**

$$M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 23,27 \text{ N.m},$$

$$M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 22,56 \text{ N.m}$$

- **Moment aux appuis**

$$M_a^x = -0,3 \times M_0^x = -8,21 \text{ KN.m},$$

$$M_a^y = -0,3 \times M_0^y = -7,96 \text{ KN.m}$$

e. Vérification des contraintes

- **Etat de compression dans le béton** : on doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,06 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

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

- **Etat de compression dans les aciers** : La fissuration est considérée nuisible.

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(2 \times \frac{f_e}{3}; 150 \times \eta \right) = 240 \text{ MPa}.$$

Sens		M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
travée	x-x	23,27	5,12	21370,27	5,57	210,37	15	240
	y-y	22,56	5,12	21370,27	5,40	203,95	15	240
appui	x-x	8,21	3,80	13715,74	2,27	127,49	15	240
	y-y	7,96	3,80	13715,74	2,20	123,61	15	240

Tableau VI-11 : vérification des contraintes.

3.6. Schéma de ferrailage de voile

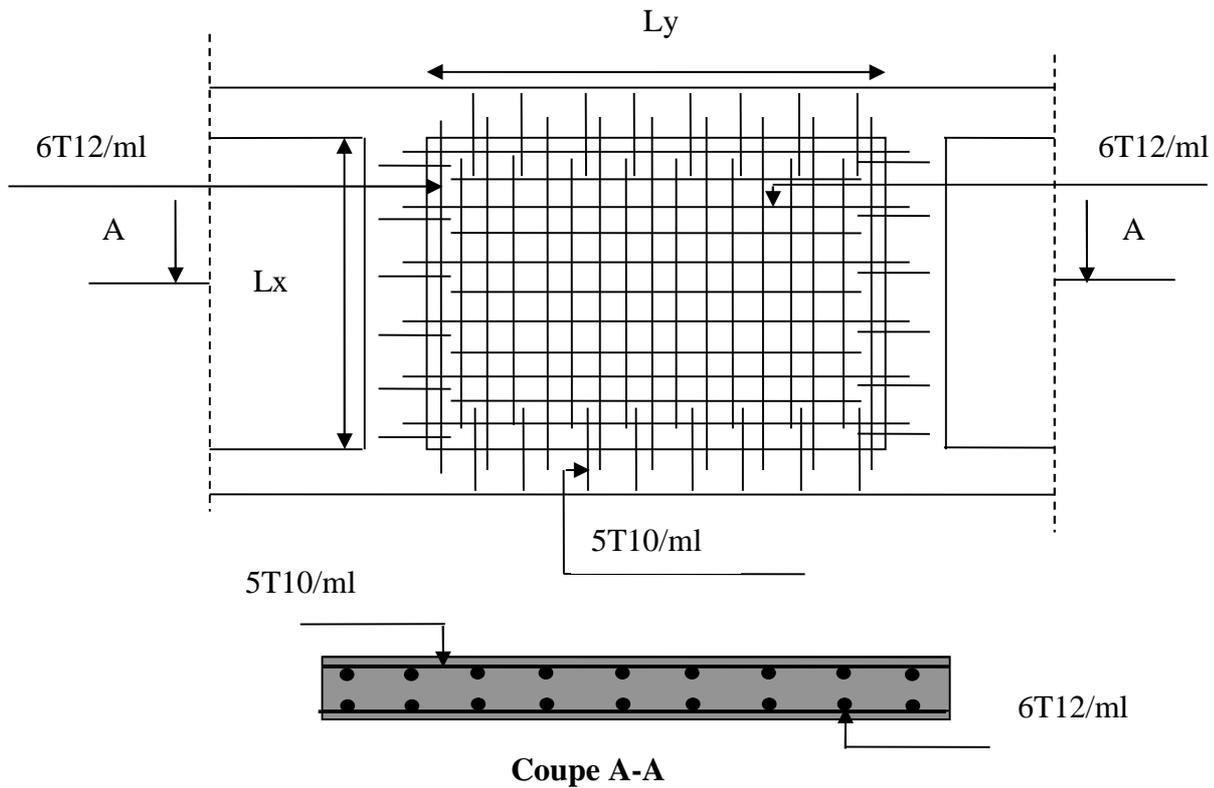


Figure VI .17 : schéma de ferrailage d'un voile périphérique

VI.4.Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape important dans le calcul de l'ouvrage, ainsi que le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés au caractéristique du sol en place et les caractéristiques géométriques de la structure.

Nous avons précédé a un calcul avec semelle isolé et semelle filante ; ces derniers ne convenaient pas a cause de chevauchement qu'elles engendraient entre axe des poteaux. On passe alors à un calcul d'un radier général nervuré.

Pour le cas du RDC et étage service séparé par un joint, on opte pour les semelles isolées car c'est une structure auto stable(R+1)

conclusion

Cette étude nous a permis d'approfondir nos connaissances non seulement dans le domaine du bâtiment (calcul théorique en béton armé) ; mais également dans la modélisation avec le logiciel SAP2000.

L'utilisation de ce dernière nous a permit de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accidentelle ; plusieurs disposition de voiles de contreventement ont été testées dans le but d'aboutir a un système de contreventement mixte satisfaisant, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles (interaction) .

Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).

Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.

Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre Structure, vue le poids de la structure qu'est très important et la nature de sol.

Outre le critère de résistance, on doit lui associer celui de l'économie en jouent sur le choix de section de béton et d'armatures dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par les règlements en vigueur.

D'autre part notre étude nous a permis de savoir que la modélisation de la structure constitue une étape important qui nous renseigne sur son éventuel comportement en service.

Bibliographie

Bibliographie

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91).
- ✓ Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version 2003).
- ✓ Document technique règlementaire (D.T.R) , charges et surcharges d'exploitations.
- ✓ M. Belazougui (calcul des ouvrages en béton armé).

Autres documents consultés :

Cahiers de cours de cursus.

Mémoires de fin d'études.

Logiciel utilisé :

SAP2000 / version 14

Socotec

La méthode forfaitaire

Le **BAEL91 (Art B.6.2.2.1.1)** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée, $Q \leq (2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
2. Le rapport entre portées successives d'une poutrelle (L_i / L_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25.
3. Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.
4. La fissuration est peu nuisible.

• Principe de la méthode forfaitaire

-Les moments fléchissant :

En travée : chaque travée est calculée indépendamment ; le moment maximum à la travée est déterminée par les 02 conditions.

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} : \text{Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.}$$

$$1) \quad M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{cases}$$

$$2) \quad \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$$

P : la charge répartie à l'état limite considéré.

M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

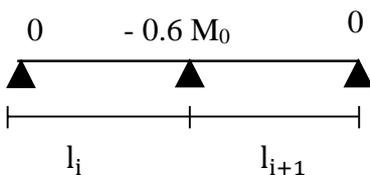
M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_t : Moment en travée de la travée considérée.

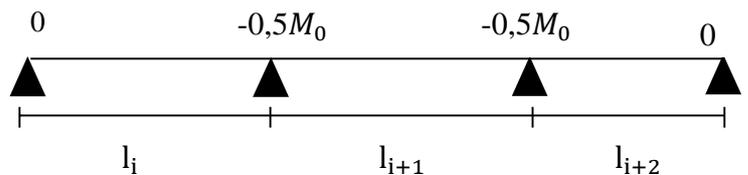
l_i : Portée de la travée.

En appuis:

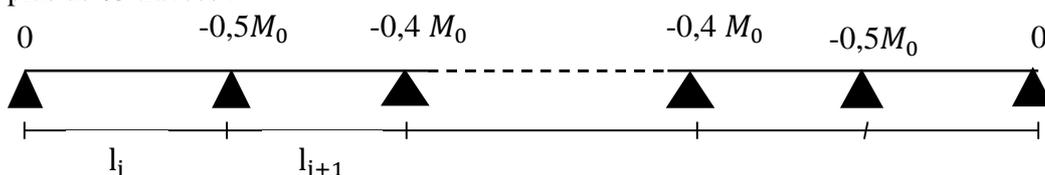
Cas de 02 travées :



cas 03 travées



cas de plus de 03 travées :

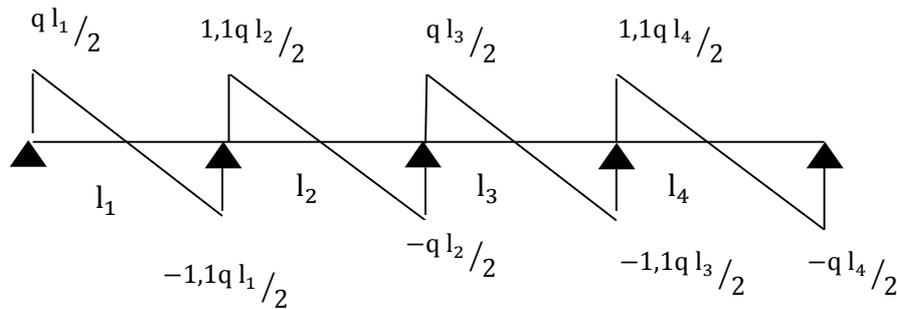


-Les efforts tranchants :

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 avec :

15 % pour une poutre à deux travées et 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

Cas de plus de 02 travées :



Cas de 02 travées :

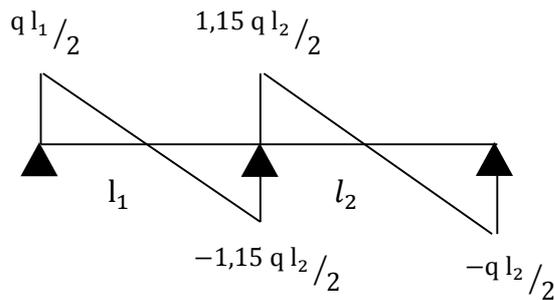


Figure III .1 : les diagrammes des efforts tranchants

Exemple illustratif : on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire

1) Calcul à L'ELU

- **Les moments isostatiques :** $M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$

Travée A-B : $M_0 = \frac{q_u l_{AB}^2}{8}$

Travée B-C : $M_0 = \frac{q_u l_{BC}^2}{8}$

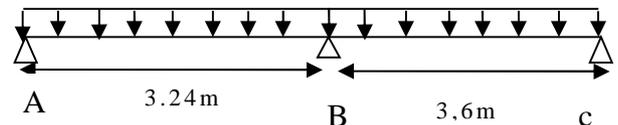


Figure III. : Schéma statique de la poutre type(03)

- **Moments sur les appuis**

$M_A = M_E = 0$ mais le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif

$M = -0,15 M_0$; $M = \max(M_0^{AB}, M_0^{BC})$

$M_B = -0,5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC})$

- **Les moments fléchissant en travées :**

Travée A-B : C'est une travée de rive les vérifications à faire les suivantes :

$$M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_{tAB} = \max(M_t(1), M_t(2))$$

Travée B-C : C'est une travée de rive les vérifications à faire les suivantes :

$$M_{tBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_{tBC} = \max(M_t(1), M_t(2))$$

• **Les efforts tranchants :**

Travée A-B :

$$V_A = \frac{qu \times l_{AB}}{2}$$

$$V_B = -1,15 \frac{qu \times l_{AB}}{2}$$

Travée B-C :

$$V_B = 1,15 \frac{qu \times l_{BC}}{2}$$

$$V_C = -\frac{qu \times l_{BC}}{2}$$

2) Calcul à L'ELS

• **Les moments isostatiques :** $M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8}$

Travée A-B : $M_0 = \frac{q_s \times l_{AB}^2}{8}$

Travée B-C : $M_0 = \frac{q_s \times l_{BC}^2}{8}$

Moments sur les appuis : $M_A = M_E = 0$

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC})$$

• **Les moments fléchissant en travées**

Travée A-B : C'est une travée de rive les vérifications à faire les suivantes :

$$M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_{tAB} = \max(M_t(1), M_t(2))$$

Travée B-C : C'est une travée de rive les vérifications à faire les suivantes :

$$M_{tBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_{tBC} = \max(M_t(1), M_t(2))$$

- **Les efforts tranchants :**

Travée A-B :

$$V_A = \frac{qS \times l_{AB}}{2}$$

$$V_B = -1,15 \frac{qS \times l_{AB}}{2}$$

Travée-C- B:

$$V_B = 1,15 \frac{qS \times l_{BC}}{2}$$

$$V_C = -\frac{qS \times l_{BC}}{2}$$

La méthode Caquot

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées $Q > (2G ; 5\text{KN/m}^2)$ mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

Principe de la méthode Caquot : BEAL Article (B.6.2.2.2.1)

-Calcul des moments

$$\text{En appuis : } M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

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

P_g ; P_d : Charge a droite et a gauche de la travée.

En travées :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

$$\text{- Evaluation des efforts tranchants : } V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

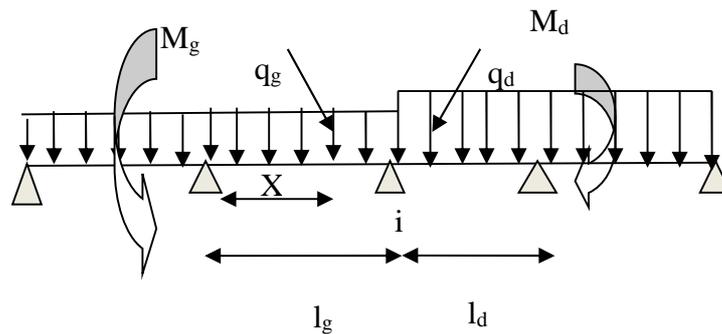


Figure III.2 : paramètre utilisé dans la méthode de Caquot

Exemple illustratif : on exposera un exemple pour illustrer la méthode Caquot minoré

$$G' = 2/3 G$$

Les charges revenant aux poutrelles

$$\begin{cases} q'_u = (1,35 G' + 1,5 Q) \times b \\ q'_s = (G' + Q) \times b \end{cases}$$

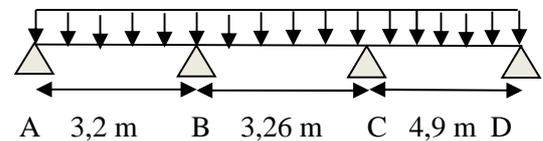


Figure III.4:schéma statique de la poutrelle (type 01)

Calcul les sollicitations

• ELU

1) moment Aux appuis

- **Les appuis de rive :** $M_A = M_D = 0 \text{ KN.m}$ mais le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif ($M_A^U = M_D^U = -0,15 m_0$) ; $m_0 = \max(m_{01} ; m_{02})$

$$m_0^1 = \frac{q_u l_{AB}^2}{8} ; \quad m_0^2 = \frac{q_u l_{CD}^2}{8}$$

- **Les Appuis intermédiaires**

$$M_B = - \left[\frac{q'_g l'_g{}^3 + q'_d l'_d{}^3}{8,5 (l'_g + l'_d)} \right]; \text{ avec : } q'_g = q'_d ; l'_g = l_g \text{ et } l'_d = 0,8 l_d$$

$$M_C = - \left[\frac{q'_g l'_g{}^3 + q'_d l'_d{}^3}{8,5 (l'_g + l'_d)} \right]; \text{ avec : } q'_g = 0,8 q'_d ; l'_g = l_g \text{ et } l'_d = l_d$$

2) **Moment aux travées** : le moment considéré isostatique avec

Travée (AB)

$$x = x = \frac{l_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{q \times l_{AB}}$$

$$M_0(x) = \frac{q \times l_{AB}}{2} x - \frac{q \times x^2}{2}$$

$$M_t(AB) = M_0(x) + M_A \left(1 - \frac{x}{l_{AB}}\right) + M_B \left(\frac{x}{l_{AB}}\right)$$

Travée (BC)

$$x = x = \frac{l_{BC}}{2} - \frac{M_B - M_C}{q \times l_{BC}}$$

$$M_0(x) = \frac{q \times l_{BC}}{2} x - \frac{q \times x^2}{2}$$

$$M_t(BC) = M_0(x) + M_B \left(1 - \frac{x}{l_{BC}}\right) + M_C \left(\frac{x}{l_{BC}}\right)$$

Travée (CD)

$$x = \frac{l_{CD}}{2} - \frac{M_C - M_D}{q \times l_{CD}}$$

$$M_0(x) = \frac{q \times l_{CD}}{2} x - \frac{q \times x^2}{2}$$

$$M_t(CD) = M_0(x) + M_C \left(1 - \frac{x}{l_{CD}}\right) + M_D \left(\frac{x}{l_{CD}}\right)$$

- **ELS**

1) Moment aux appuis

- **Les appuis de rive** $m_0 = \max(m_{01} ; m_{02})$

$$m_{01} = \frac{q_s l_{AB}^2}{8} ; m_{02} = \frac{q_s l_{CD}^2}{8}$$

$$M_A^S = M_C^S = -0,15 \times m_0$$

- **Appuis intermédiaire**

$$M_B = - \left[\frac{q'_g l'_g{}^3 + q'_d l'_d{}^3}{8,5 (l'_g + l'_d)} \right]; \text{ avec : } q'_g = q'_d ; l'_g = l_g \text{ et } l'_d = 0,8 l_d$$

$$M_C = - \left[\frac{q'_g l'_g{}^3 + q'_d l'_d{}^3}{8,5 (l'_g + l'_d)} \right]; \text{ avec : } q'_g = 0,8 q'_d ; l'_g = l_g \text{ et } l'_d = l_d$$

2) **moment aux travée**

Travée (AB)

$$x = x = \frac{l_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{q \times l_{AB}}$$

$$M_0(x) = \frac{q \times l_{AB}}{2} x - \frac{q \times x^2}{2}$$

$$M_t(AB) = M_t = M_0(x) + M_A \left(1 - \frac{x}{l_{AB}}\right) + M_B \left(\frac{x}{l_{AB}}\right)$$

Travée (BC)

$$x = x = \frac{l_{BC}}{2} - \frac{M_B - M_C}{q \times l_{BC}}$$

$$M_0(x) = \frac{q \times l_{BC}}{2} x - \frac{q \times x^2}{2}$$

$$M_t(BC) = M_0(x) + M_B \left(1 - \frac{x}{l_{BC}}\right) + M_C \left(\frac{x}{l_{BC}}\right)$$

Travée (CD)

$$X = \frac{l_{CD}}{2} - \frac{M_C - M_D}{q \times l_{CD}}$$

$$M_0(x) = \frac{q \times l_{CD}}{2} X - \frac{q \times x^2}{2}$$

$$M_t(CD) = M_0(x) + M_C \left(1 - \frac{x}{l_{CD}}\right) + M_D \left(\frac{x}{l_{CD}}\right)$$

• Evaluation de l'effort tranchant

Travée (AB)

$$V_A = \frac{q \times l_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{l_{AB}}$$

$$V_B = -\frac{q \times l_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{l_{AB}}$$

Travée (BC)

$$V_B = \frac{q \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$V_C = -\frac{q \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

Travée (CD)

$$V_C = \frac{q \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_D = -\frac{q \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

Annexe III-3

Etude l'Etat limite de déformation

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Evaluation de la flèche

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

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

La flèche admissible pour une poutre $L \leq 5\text{m}$ est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right)$$

La flèche admissible pour une poutre $L > 5\text{m}$ est de :

$$f_{adm} = 0,5 + \frac{l}{1000}$$

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

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

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

- **Evaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} ; \quad M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} ; \quad M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

- **Propriété de la section**

Calcul de moment d'inertie de la section homogène

$$I_0 = \frac{b}{12} h^3 + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

Contraintes

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}; \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}; \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

- **Inerties fictives (I_f)**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}}; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}}; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}; I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}; I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}; I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

- **Evaluation des flèches**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}}; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}}; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}}; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

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

- **Evaluation des flèches dans le cas d'une console**

$$f_{ji} = \frac{M_t \cdot L^2}{4 \cdot E \cdot I}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250}$$

Performances & Raffinement

Annexe 5

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (l)	Nombre piveaux max	Course maxi en m	Dimensions de cabine		Passage libre de porte	Dimensions de gaine		Profondeur de cuvette		Hauteur sous dalle (l)	Dimensions min (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée en kW	Réaction max en dA/l		
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG	BO	TO	HO		TBI 220 V / Id	TBI 380 V / Id	TTC		DM	PM						
630 8 pers	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	355	350	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500	
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	355	380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500	
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	355	380	180	420	200	120 x 100	28	70	15	40	19	10200	8200	1500	
	1,60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160	355	400	180	400	200	140 x 100	42	99	21	57	28	14500	5100	1500	
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160	365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500	
		Dy S	24	63	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	165	175	355	420	180	420	200	140 x 100	48	117	21	67	33	14500	5100	1500	
800 10 pers	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	355	350	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500	
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	355	380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500	
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	355	380	180	420	200	120 x 100	28	70	15	40	19	10200	8200	1500	
	1,60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160	355	400	180	400	200	140 x 100	42	99	21	57	28	14500	5100	1500	
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160	365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500	
		Dy S	24	63	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	165	175	355	420	180	420	200	140 x 100	48	117	21	67	33	14500	5100	1500	
1000 13 pers	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140	355	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500	
		Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140	355	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	67	33	25000	8400	1500	
		ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140	355	420	240	440	200	120 x 100	31	75	18	45	22	25000	8400	1500	
	1,60	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160	355	420	240	400	200	140 x 100	59	142	32	82	40	25500	9000	1500	
		ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160	375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	19	73	35	25500	9000	1500	
		Dy S	24	63	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	170	170	355	420	240	460	210	160 x 100	72	161	31	104	43	27000	10500	2000	
2,00	Dy S	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	185	220	355	500	240	460	220	160 x 100	81	177	31	104	43	28000	11000	2000		
	ACVF	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	185	220	365	500	240	460	220	140 x 100	61	157	28	82	37	28000	11000	2000		
	Dy S	37	93	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	200	220	355	500	240	460	220	160 x 100	91	195	31	104	43	30000	12100	2000		
1200 16 pers	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140	355	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500	
		Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140	355	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	67	33	25000	8400	1500	
		ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140	355	420	240	440	200	120 x 100	31	75	18	45	22	25000	8400	1500	
	1,60	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160	355	420	240	400	200	140 x 100	59	142	32	82	40	25500	9000	1500	
		ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160	375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	19	73	35	25500	9000	1500	
		Dy S	24	63	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	170	170	355	420	240	460	210	160 x 100	72	161	31	104	43	27000	10500	2000	
2,00	Dy S	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	185	220	355	500	240	460	220	160 x 100	81	177	31	104	43	28000	11000	2000		
	ACVF	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	185	220	365	500	240	460	220	140 x 100	61	157	28	82	37	28000	11000	2000		
	Dy S	37	93	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	200	220	355	500	240	460	220	160 x 100	91	195	31	104	43	30000	12100	2000		

Caractéristiques générales

Disposition	en simple (pour les dispositions en batterie consulter la table T31)	Manœuvre	collective descendante sélective, à analyse permanente de trafic
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	à ouverture centrale trafic intense
Distance mini entre niveaux	255 cm		

Annexe 1

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.9$$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe 3

Tableau des Armatures (en Cm²)

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Liste des figures

Figure I.1 : diagramme des contraintes – déformations de béton (parabole- rectangle).....	7
Figure I.2 : Diagramme contrainte –déformation de calcul à l’ELU.....	7
Figure I.3 : Diagramme contraintes- déformations de l’acier a L’ELU.....	9
Figure II.1 : plan de la structure.....	10
Figure II.2 : Plancher à corps creux.....	11
Figure II.3 : Schémas poutrelle.....	12
Figure II.4 : dalle sur 04 appuis.....	12
Figure II.5 : dalle sur 03 appuis.....	12
Figure II.6 : dalle sur un appui.....	13
Figure II .7 : coupe transversale d’une poutre.....	13
Figure II.8 : la disposition des poutrelles.....	13
Figure II.9 : coupe d’un voile en élévation.....	15
Figure II. 10 : coupe de l’acrotère.....	15
Figure II.11 : schéma d’un escalier.....	16
Figure II.12 : schéma statique de la ligne de foulé (type 1).....	16
Figure II.13 : vue en plans de la cage d’escalier (type1).....	16
Figure II.14 : schéma statique de volée 01 (type)	17
Figure II.15 : schéma statique d’une console (typ.....)	17
Figure II.16 : schéma statique de la poutre brisé(type 1).....	17
Figure II.17 : schéma statique de la cage d’escalier (type 2).....	17
Figure II.18 : vue en plans de la cage d’escalier (type 2).....	17
Figure II.19 : schémas statique de volée 01 (type 2)	18
Figure II.20 : schémas statique de volée 02 (type 2).....	18
Figure II.21 : schéma statique de la ligne de foulé (type 3).....	18
Figure II.22 : vue en plans de la cage d’escalier (type 3).....	18
Figure II.23 : schémas statique de la ligne foulée	19
Figure II.24 : schéma statique d’une console.....	19
Figure II.25 : schéma statique de la poutre brisé.....	19
Figure II.26 : schéma statique de la ligne de foulé.....	19
Figure II.27 : schéma statique d’une console.....	19
Figure II.28 : schéma statique de la poutre brisé.....	20
Figure II.29 : schémas statique de la ligne de foulé.....	20
Figure II.30 : schéma statique d’une console.....	20

Figure II.31 : schéma statique de la poutre brisé.....	20
Figure II.32 : schéma statique de la ligne de foulé.....	20
Figure II.33 : vue en plans de la cage d'escalier.....	20
Figure II.34 : schéma statique de la ligne de foulé.....	21
Figure II.35 : schéma statique d'une console.....	21
Figure II.36 : schéma statique de la poutre brisé.....	21
Figure II.37 : ascenseur.....	21
Figure II.38 : schéma de la descente de charge.....	25
Figure II.39 : surface afférente du poteau (A2).....	25
Figure II.40 : surface afférente de poteau B3.....	29
Figure II .41 : surface afférent de poteau B2.....	32
Figure II.42 : descente de charge pour le poteau séparée par le joint.....	34
Figure III.1 : le plan de la structure.....	39
Figure III.2 :schéma statique de la poutrelle (type 01).....	41
Figure III.3 : Schéma statique de la poutrelle type(03).....	43
Figure.III.4 : Le schéma de ferrailage des poutrelles	59
Figure III-5 : schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	60
Figure III-6 : dalle sur 04 appuis.....	60
Figure. III-7 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.....	65
Figure III-8 : dalle sur un seul appui.....	65
Figure. III-9 : Schéma de ferrailage d'une dalle en console.....	66
Figure III -10 : dalle sur 03 appuis.....	67
Figure III-11 : Schéma de ferrailage de la dalle Type 02.....	69
Figure III-12 : schémas de ferrailage	71
Figure III-13 : schéma statique de volée 1.....	71
Figure III-14 : schéma de ferrailage de la volée 01.....	75
Figure III-15 : schéma statique de volée.....	75
Figure III-16 : schéma de ferrailage de la volée 02.....	78
Figure III-17 : schéma statique d'une console.....	78
Figure III -18 : schéma de ferrailage de la volée d'escalier (type 1)	80
Figure III-19 : schéma statique de la poutre brisé.....	81
Figure III-20 : section creuse équivalente.....	82
Figure III-21 : schéma de ferrailage de la poutre brisé.....	84
Figure III 22 : schéma statique de volée01	84

Figure III-23 : schéma de ferrailage de volé 1	86
Figure III-24 : schéma statique de la poutre brisé.....	86
Figure III -25 : schéma de ferrailage de la poutre brisé.....	99
Figure III-26 : schéma statique de volée2 et volée 3.....	89
Figure III-27: schéma de ferrailage de volées 02 et 03.....	89
Figure III-28 : schéma statique de la poutre brisé.....	91
Figure III-29 : schémas statique de la poutre.....	91
Figure III-30 : schéma statique de la poutre brisé.....	94
Figure III-31 : schémas statique de la poutre palière.....	94
Figure III-32 : schémas statique de l'escalier.....	97
Figure III-33: schémas de ferrailage de l'escalier.....	97
Figure III-34: schémas statique de la poutre brisée.....	99
Figure III-35: schémas statique de la poutre brisée.....	99
Figure III-36 : ascenseur.....	102
Figure III-37: schéma représentant de la surface d'impacte.....	103
Figure III-38 : vue en coupe du ferrailage de la dalle de l'ascenseur.....	105
Figure III-39: schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	109
Figure III-40 : vue en plan de l'acrotère.....	109
Figure III-41: schéma statique de l'acrotère.....	110
Figure III.42 : schémas de ferrailage de l'acrotère.....	110
Figure IV.1: Disposition des voiles.....	113
Figure IV.2 :1 ^{er} mode de déformation (Translation selon X-X).....	123
Figure IV.3 :2 ^{eme} mode de déformation (Translation selon Y-Y).....	123
Figure IV.4: 3 ^{eme} mode de déformation (Rotation selon Z-Z).....	123
Figure V.1 : zone nodale.....	131
Figure V.2 :section du poteau.....	136
Figure .V.3 : Schémas de ferrailage des poteaux.....	141
Figure .V.4 : disposition des portiques.....	142
Figure V.5: 2U superposes.....	142
Figure V.6: schémas de ferrailage longitudinales des poutres principales(sous sol,RDC)	148
Figure V.7: schémas de ferrailage des poutres principales de (RDC+sous sol).....	149
Figure V.8: schémas de ferrailage des poutres principales (etage1,2,3,4).....	149
Figure V.9: schémas de ferrailage des poutres principales (6,7,8).....	150
Figure V.10: schémas de ferrailage longitudinale des poutres secondaires	150

Figure V.11: schémas de ferrailage des poutres secondaires (RDC, étage service, 1er étage)...	151
Figure V.12: schémas de ferrailage des poutres secondaires étage (2,3,4,5).....	151
Figure V.13: schémas de ferrailage des poutres secondaires étage (6,7,8).....	152
Figure V.14: différent moments.....	154
Figure V.15: Disposition des armatures verticales (vue en plan).....	155
Figure V.16 : Disposition des voiles.....	157
Figure V.17 : Schéma d'un voile plein.....	165
Figure V.18 : Schéma de ferrailage du voile Y_3 au niveau du Sous sol et RDC	167
Figure V.19 : schémas de ferrailage des poteaux.....	171
Figure V.20 : schémas de ferrailage des poutres principales de RDC+ l'étage.....	171
Figure V.21 : schémas de ferrailage des poutres secondaires de RDC+ l'étage.....	171
Figure VI .1. Semelle isolée.....	173
Figure VI.2 : Semelle filante de fondation.....	174
Figure VI.3 : Zone de contactradier.....	175
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de la dalle de radier.....	180
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage des panneaux du radier.....	180
Figure VI.6 : Schéma statique du débord.....	180
Figure VI.7 : schéma de ferrailage d'un débord.....	180
Figure VI.8 : Charges transmises aux nervures principales.....	181
Figure VI.9. Charges transmises aux nervures secondaires.....	182
Figure VI.10 : Section à ferrailer.....	182
Figure VI .11 : schémas de ferrailage des nervures dans le sens x-x	184
Figure VI-12 : Ferrailage des nervures dans le Y.....	184
Figure VI-13 : diagramme des contraintes.....	185
FigureVI .14 : schéma de ferrailage d'un voile périphérique.....	186
Figure VI .15. Semelle isolée.....	186
Figure VI.16 : la coupe de ferrailage de la semelle isolé.....	187
Figure VI.17 : le ferrailage la semelle isolée.....	190

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Les nuances principales.....	10
Tableau II.1 : évaluation des charges de l'acrotère.....	17
Tableau II.2 : évaluation des charge du plancher terrasse inaccessible	24
Tableau II.3 : évaluation des charge du plancher terrasse accessible.....	24
Tableau II.4 : évaluation des charge du plancher étage courant.....	24
Tableau II.5 : évaluation de la charge du plancher en dalle pleine.....	24
Tableau II.6 : évaluation des charges des murs extérieurs.....	25
Tableau II.7 : évaluation des charges du palier.....	25
Tableau II.8 : évaluation des charges de la volée.....	25
Tableau II .9 : la section des poteaux préalables.....	26
Tableau II .10 : évaluation de poids propre des poteaux.....	28
Tableau II.11 : descente de charge de poteau A2.....	31
Tableau II.12 : descente de charge de poteau B3.....	34
Tableau II.13 : descente de charge de poteau B3.....	37
Tableau II.14 : la descente de charge.....	39
Tableau II.15 : les efforts normaux revenant au poteau.....	39
Tableau II.16 : résultats de vérification au flambement.....	39
Tableau II.17 : les efforts normaux réduits.....	39
Tableau II.18 : récapitulation des resultats.....	40
Tableau II.19 : les efforts normaux revenant aux poteaux.....	40
Tableau II.20 : résultat de vérification au flambement.....	40
Tableau II.21 : vérification aux exigence de l'RPA.....	41
Tableau II.22 : efforts normale réduit.....	41
Tableau.III.1 : Différent types de poutrelles.....	44
Tableau.III.2 : Chargement sur les poutrelles.....	45
Tableau III.3 : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 1.....	49
Tableau III.4 : Les sollicitations à ELS, poutrelle type 1.....	49
Tableau III.5 : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 2(étage 01 à 07 et étage 08 niveaux	49
Tableau III.6: Les sollicitations à ELS, poutrelle type 2(étage 01 à 07 et étage 08 niveaux01	50
Tableau III.7 : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 2(étage service).....	50
Tableau III.8 : Les sollicitations à ELS, poutrelle type 2(étage service).....	50
Tableau III .9 : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 3.....	50

Tableau III.10 : Les sollicitations à ELS, poutrelle type 3.....	50
Tableau III.11 : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 4 (étage 01 à 05).....	51
Tableau III.12 : Les sollicitations à ELS, poutrelle type 4 (étage 01 à 05).....	51
Tableau III.13 : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 4 (étage service).....	51
Tableau III.14 : Les sollicitations à ELS, poutrelle type 4 (étage service).....	51
Tableau III.15 : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 5(étage 08 niveaux 02).....	51
Tableau III.16 : Les sollicitations à ELS, poutrelle type 5(étage 08 niveaux 02).....	52
Tableau III.17 : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 6(étage 08 niveaux 02 et 6 ^{eme} étage)	52
Tableau III.18 : Les sollicitations à ELS,poutrelle type 6 (étage 08 niveaux 02 et 6 ^{eme} étage)	52
Tableau III.19 : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 7(étage 08 niveaux 01 et 7 ^{eme} étage)..	52
Tableau III.20 : Les sollicitations à ELS, poutrelle type 7(étage 08 niveaux 01 et 7 ^{eme} étage)..	52
Tableau III.21 : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 8 (étage 01).....	52
Tableau III.22 : Les sollicitations à ELS, poutrelle type 8 (étage 01).....	53
Tableau III.23 : sollicitations les plus défavorables des poutrelles (plancher étage).....	58
Tableau III.24 : Les sollicitations maximales des poutrelles.....	59
Tableau III.25 : calcul des sections d'armatures des poutrelles.....	60
Tableau III.26 : vérification de l'effort tranchant (cisaillement).....	60
Tableau III.27 : vérification de l'effort tranchant en appuis de rive.....	60
Tableau III.28 : vérification de l'effort tranchant en appuis intermédiaire.....	61
Tableau III.29 : vérification de la jonction de table nervure.....	61
Tableau III.30 : Vérification des états limites de compression du béton.....	61
Tableau III.31 : Vérification des états limites de déformation.....	62
Tableau III-32 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.....	63
Tableau III-33 : vérification des contraintes.....	67
Tableau III-34 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 02 appuis.....	71
Tableau III-35 : vérification des contraintes.....	72
Tableau III-36 : Vérification de la flèche dans le sens y.....	73
Tableau III-37 : Le ferrailage de la poutre de chaînage.....	74
Tableau III-38 : tableau de ferrailage.....	75
Tableau III-39 : tableau de ferrailage.....	80
Tableau III-40 : Tableau de vérification de la contrainte.....	81
Tableau III-41 : ferrailage d'escalier type1.....	83
Tableau III-42 : Ferrailage de la poutre brisé à la flexion simple.....	85
Tableau III-43 : ferrailage d'escalier type3 volée (01).....	89

Tableaux III-44 : ferrailage de la poutre brisé à la flexion simple.....	91
Tableau III-45 : ferrailage d'escalier type3 volée (01).....	94
Tableaux III-46 : ferrailage de la poutre brisé à la flexion simple.....	96
Tableaux III-47 : ferrailage de la poutre brisé à la flexion simple.....	99
Tableau III-48 : Le ferrailage des escaliers.....	101
Tableau III49 : Ferrailage de la poutre brisé à la flexion simple.....	103
Tableau .III-50 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	107
Tableau III-51 : ferrailage de la dalle de la salle des machines.....	110
Tableau III-52 : Combinaison d'action de l'acrotère.....	113
Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités P_q	118
Tableau IV.2 : période et taux d'amortissement.....	122
Tableau IV.3 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles	124
Tableau IV.4 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.....	125
Tableau IV.5 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	126
Tableau IV.6 : Vérification des déplacements de différents niveaux de bâtiments.....	127
Tableau IV.7 : Vérification a L'effet P-Δ	128
Tableau IV.8 : vérification de la résultante des forces sismiques	129
Tableau IV.9 : vérification de la résultante des forces sismiques après majoration.....	129
Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	131
Tableau V.2 : les sollicitations dans les poteaux.....	132
Tableau V.3 : les armatures longitudinales.....	134
Tableau V.4 : armature transversales des poteaux.....	135
Tableau V.5 : justification de l'effort normal réduit.....	136
Tableau V.6 : justification des contraintes.....	137
Tableau V.7 : Vérification des contraintes tangentielles.....	137
Tableau V.8 : les sollicitations les plus défavorables.....	143
Tableau V.9 : Ferrailage longitudinal des poutres principales.....	143
Tableau V.10 : Ferrailage longitudinal des poutres.....	144
Tableau V .11 : Vérification des contraintes tangentielles.....	146
Tableau V.12 : Vérification des contraintes tangentielles.....	147
Tableau V.13 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	147
Tableau V.14 : Vérification de l'état limite de compression.....	152
Tableau V.15 : Vérification de l'état limite de compression.....	153
Tableau V.16 : les moments résistant dans les poutres principales.....	153
Tableau V.17 : les moments résistant dans les poutres secondaires.....	153

Tableau V.18 : les moments résistant dans les poteaux.....	154
Tableau V.19 : Vérification de la zone nodale dans différent étage.....	156
Tableau V.20 : Récapitulation des efforts dans les voiles parallèle à X-X'.....	157
Tableau V.21 : Récapitulation des efforts dans les voiles parallèle à Y-Y'.....	160
Tableau V.22 : Ferrailage de voile V_{x1}, V_{x6}	160
Tableau V.23 : Ferrailage des voiles V_{x2}, V_{x5}	161
Tableau V.24 : Ferrailage de voile V_{x3}, V_{x4}	162
Tableau V.25 : ferrailage des voiles V_{y2}, V_{y5}	163
Tableau V.26 : ferrailage des voiles V_{y3}, V_{y6}	164
Tableau V.27 : vérification à l'effort tranchant pour les voiles selon X-X'.....	165
Tableau V.28 : vérification à l'effort tranchant pour les voiles selon yy.....	166
Tableau V.29 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	166
Tableau V.30 : les sollicitations dans les poteaux.....	166
Tableau V.31 : les armatures longitudinales.....	166
Tableau V.32 : armature transversales.....	167
Tableau V.34 : justification de l'effort normal réduit.....	167
Tableau V.35 : justification des contraintes.....	167
Tableau V.36 : justification des contraintes.....	167
Tableau V.37 : les sollicitations les plus défavorables.....	168
Tableau V.38 : les résultats sont regroupés dans le tableau suivant.....	168
Tableau V.39 : Vérification des contraintes tangentielles.....	169
Tableau V.40 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	170
Tableau V.41 : Vérification de l'état limite de compression.....	170
Tableau VI.1 : résumé les résultats de ferrailage de radier.....	178
Tableau VI.2 : vérification des contraintes de radier.....	179
Tableau VI.3 : vérification des contraintes de radier.....	179
Tableau VI.4 : Résumé des résultats.....	180
Tableau VI.5 : les Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal.....	181
Tableau VI.6 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal.....	182
Tableau VI.7 : Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier.....	182
Tableau VI.8 : vérification des contraintes des nervures de radier.....	183
Tableau VI.9 : vérification des contraintes des nervures de radier.....	183
Tableau VI-10 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.....	188
Tableau VI-11 : vérification des contraintes.....	189