

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Projet de Fin de Cycle

En vue de l'obtention du diplôme de Master en :

Filière : Génie Civil
Option : Bâtiment

Thème :

**Etude D'une Structure en Béton Arme Composée De Rez-De-Chaussée et
Six Etages avec Sous-Sol Contreventé par Voiles**

Présenté par : **NOUARI Kahina**
REZKALLAH Hanane

Devant le jury composé de :

Mr. HAMI B.

Président

Mr. AOUARI I.

Encadreur

Mr. BAKHETI R.

1^{ère} Examineur

Mme. MOHAMADI S.

2^{ème} Examineur

Promotion 2017-2018

ملخص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة مكونة من طابق تحت أرضي زائد طابق أرضي وستة طوابق علوية، تقع هذه البناية في ولاية بويرة و هي مصنفة بحسب RPA99 اصدارات 2003 ضمن المنطقة الزلزالية IIa. اشتملت الدراسة على أربعة محاور: **المحور الأول:** تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع و البناية، مع إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر وحمولة كل منها. **المحور الثاني:** دراسة الأجزاء الثانوية من البناية (المدارج ، البلاطات المفرغة ، الشرفات ، المصعد ، المتراس). **المحور الثالث:** الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة برنامج ETABS الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية، مع الأخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل RPA99 2003 أما المحور الأخير يشتمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية: الأعمدة، العارضات، والبنية التحتية، اعتمادا على RPA99.2003 و BAEL 1999

الكلمات المفتاحية : Socotec, RPA 99/2003, BAEL91, ETABS ، العمارة، الخرسانة

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple constitué de sous-sols, un Rez-de chaussée et 6 étages, implanté dans la wilaya de BOUIRA, classé selon le (RPA 99 version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Cette étude se compose de quatre parties : La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le pré-dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges. La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (les escaliers, poutrelles, l'ascenseur, balcons et l'acrotère). L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique). La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (infrastructure, poteaux, poutres).

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91modifiée99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Mots clés : bâtiment, béton, ETABS, Socotec, RPA 99/2003, BAEL91.

Summary

This project presents a detailed study of building multi-use consists of basements, a ground floor and 6 floor implanted in the state of BOUIRA classified according to the RPA99 2003 version as a zone of average seismicity.

This study consists of four parts: The first part is the general description of the project with a presentation of the architectural aspects of building elements, then the primary dimensions structure and finally the descent of the load. The second part was devoted to secondary nutrients (the staircase, beams of deck), the elevator and balconies). The dynamic study of the structure was begun in the third part determined by ETABS to various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading). The last part includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (infrastructure, columns, and beams).

Taking into account the recommendations of BAEL91, edit 99 Algerian seismic regulations and RPA 99/2003.

Keywords: building, concrete, ETABS, Socotec, Excel, RPA 99/2003, BAEL91.

Remerciement

✿ Tout d'abord, nous tenons à remercier الله , le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Un très grand merci à:

✿ Notre promoteur **Mr AOUARI Issam**, pour nous avoir encadré et orienté tout au long de cette recherche.

✿ nos parents qui nous ont suivis pendant nos études

✿ Nous remercions chaleureusement nos familles respectives pour toute l'aide et soutien, moral et économique, qu'ils nous ont apporté tout au long de nos études. Nous espérons être à la hauteur de leurs espérances et nous montrer dignes de leurs confiances et de leurs encouragements.

✿ Nous adressons nos remerciements chaleureusement tous les professeurs qui nous ont enseignés au cours des études primaires jusqu'aux années du cursus universitaire pour l'obtention du diplôme d'ingénieur.

✿ Toute personne ayant contribué de près ou de loin à achever ce travail, Et bien sûr, merci à tous les travailleurs de L'Universitaire bouira et à tous nos amis avec qui nous avons gardé des souvenirs très agréables des bons moments vécus ensemble.

✿ En fin, nos vifs remerciements aux membres de jury et à son président avec qui nous allons soutenir ce mémoire et juger de sa qualité.

✿ Et pour finir, un dernier remerciement à toute la promotion 2017-2018 de génie civil de l'université **Dr. Akli mohand oulhadj**, tout en leurs souhaitons un avenir plein de réussite.

HANANE KAHINA

Dédicaces

Jedédie ce modeste travail à:

- ✿ *A mes très chers parents qui m'ont soutenue moralement et financièrement et de tendresse qu'Allah me les garde durant toute ma vie.*
- ✿ *A mes très chères sœurs : **Siham, Thiziri, Chahinaz** .*
- ✿ *A mon frère : **Nabil**.*
- ✿ *Ma grand-mère et mes grands-pères et tout les familles **NOUARI** et **BERDOUS** .*

- ✿ *A ma sœur et mon binôme **Hanane** et sa respectueuse famille.*
- ✿ *A **Mouhamed Balahouane (za3im)** je veux lui dire (l'amitié n'est pas la longueur des années mais croire les attitudes) .*

- ✿ *A mes amies intimes : **Sarah, Sa 3titu, Safo, Leila , Djahida, Safia, Hizia , kahina, Souhila , Naima, Amel, Zinedine, Djamel, Djamel, Abedallah, Madjid, Fares, Salem, Younes, Rabeh, Hpipite , Alilou, Belkacem, Samir, Amarouch, Ali raouf,***
- ✿ *A mes très chers oncles : **Arezeki, Slimane** et ma tante **Yamina** et **Aziza***
- ✿ *Toutes les autres qui je n'ai pas cité nommément et qui se reconnaîtront dans ma dédicace.*

A tous La promotion de Génie Civil 2017/2018.

KAHINA

Dédicaces

Jedédie ce modeste travail à:

- 🌸 A mes très chers parents **mama HADDA** et **papa LAID** qui m'ont soutenue moralement et financièrement et de tendresse qu'**Allah** me les garde durant toutema vie.*
- 🌸 A mes très chères sœurs :**Razkia,Tassadit,Zahoua,Nadia.***
- 🌸 A mes frère : **Djema** ,**kamel,Alaa** .*
- 🌸 Ma grand-mère et mes grande-pères et tout les familles **REZKALLAH** et **TAOUI** .*

- 🌸 A ma sœur et mon binôme **Kahina** et sa respectueuse famille.*
- 🌸 A mon cher frère **Mouhamed Alaa din Hamidi** et oui frère .*

- 🌸 A mes amies intimes : **Zinedine,Djamel,Sa3titu,Yasmina , kahina,Sarah , Safo,Leila ,Souhila,Naima, Djamel,Madjid, Fares, Salem,Younes, SI DOU,Sid Ali,Oualid,Belkacem,Samir,Amarouch,Aliraouf ,Yassine***

- 🌸 Toutes les autres qui je n'ai pas cité nommément et qui se reconnaître dans ma dédicace.*

- 🌸 A tous La promotion de Génie Civil **2017/2018.***

HANANE

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

I.1 Introduction.....	2
I.2 Situation du projet.....	2
I.3 Caractéristiques géométrique du bâtiment.....	2
I.4. Usage du bâtiment.....	3
1.5. Présentation des différents plan du bâtiment.....	3
I.6. Vérification de la régularité	4
I.7. Matériaux utilisés.....	5
I.7.1 Béton	5
I.7.2Acier	7
I.8Description de la structure	9

Chapitre II : Pré dimensionnement et Décence des Charges

II 2- Pré dimensionnement.....	11
II-1-2- Dimensionnement de la dalle pleine :	12
II-Descente de charge.....	18
II-1- Charges permanentes	19
II-5- Dimensionnement des poteaux	21
II.2) Dégression des Surcharges :	22

Chapitre III : Calcul des Eléments Secondaires

III.1.Etude de l'acrotère	27
III.1.1.Définition.....	27
III.2.Etude de balcon	34
III.2.1. Introduction	34
III.3.Etude des escaliers	39
III.3.1.Calcul des sollicitations	39
III-2-3-Vérification.....	46
III-2-3-5- Etude de la poutre palière	48
III- 4. PLANCHERS	54
III.4.5.6. Vérification des contraintes à l'ELS	69
III.5.Etude de plancher en dalle pleine.....	71
III.5.4.Valeurs approches du coefficient	72
III.5.5.Evaluation de l'effort tranchant	72
III.5.6.Ferraillage de la dalle	73
III.5.7.Vérification à l'ELU	73

III.5.8.Vérifications des contraintes à l'E.L.S	75
III.5.9.Vérification de la flèche	76
II.5.10.Schéma de ferrailage.....	76
III.6.Etude de la salle machine	76
III.6.1.Etude de la dalle de la salle machine	77
III.6.1.1.Pré dimensionnement de la dalle	77
III.6.1.2.Evaluation des charges et surcharges	78
III.6.1.3.Calcul des sollicitations	78
III.6.1.4.Etude de la dalle	81
III.6.2.Schéma de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur.....	81
Chapitre IV : Etude dynamique et sismique	
IV.1.Etude dynamique et sismique	85
Modélisation de la masse	86
Model sans voiles	86
Model avec voiles de contreventement	86
Choix de la disposition des voiles	87
Centres de masse et inerties des différents niveaux	88
Excentricité théorique	89
Excentricité accidentelle	89
IV.2.Etude sismique	92
Chapitre V: Etude des éléments structuraux	
Introduction	108
V.1.Ferrailage des poteaux	108
V.2.Ferrailage des poutres.....	115
Chapitre VI: Calcul des éléments d'infrastructure	
VI.1. Introduction	132
VI .2. Les types des fondations.....	132
VI .3.Choix de système de fondation	132
VI.4. Semelle isolée sous poteau	133
VI .4.1.Prédimensionnement.....	133
VI.5. Etude du radier	134
VI.5.1. Etude du radier général	134
VI.5.2. Surface du radier	134
VI.5.3.Pré dimensionnement du radier	134

VI.6. Calcul des sollicitations	136
VI.6.2 Vérification de la stabilité au renversement du radier.....	137
VI.6.3 Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique	138
VI.6.4 Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA	139
VI.6.5. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier	140
VI.7.Ferraillage de la dalle	140
VI.7.1. Schéma de ferraillage du radier	143
CONCLUSION	145

Introduction Générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles.

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment implanté dans une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**), comportant un RDC, six étages, contreventé par voiles et portiques que doit être calculé pour garantir sa stabilité et assurer la sécurité des usagers. Pour cela, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir ;

Le règlement parasismique algérien (RPA99, modifié en 2003)

Les règles de conception et de calcul des ouvrages et des constructions des bâtiments en béton armés suivant la méthode des états limites (BAEL91/99)

Notre travail est organisé en six chapitres :

- **Le Premier chapitre** consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- **Le deuxième chapitre** présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles), et non structuraux (comme les planchers)
- **Le troisième chapitre** calcul des éléments secondaire (l'acrotère, les poutrelles, les escaliers, ...)
- **Le quatrième chapitre** portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par logiciel de calcul ETABS.
- **Le cinquième chapitre** calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS.
- **Sixième chapitre** le calcul et dimensionnement de l'infrastructure pour détermination le type de fondations.

Chapitre I : Présentation et description du L'ouvrage

I.1 Introduction

Dans le présent chapitre on présentera notre projet ca situation, les matériaux utilisés et les différents règlements appliqués dans la conception de notre projet. La démarche de calcul sera comme suit :

- Pré-dimensionnement et calcul des éléments secondaires
- Etude modal et dynamique du bâtiment
- Ferrailage des éléments principaux (poutres, poteaux, voiles)
- Etude d'infrastructure

Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur à savoir : CBA93, RPA99 version 2003 et BAEL91.

I.2 Situation du projet

Notre projet est situé à la wilaya de Bouira, selon la carte de zonage du RPA99 version 2003 cette région est considérée comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

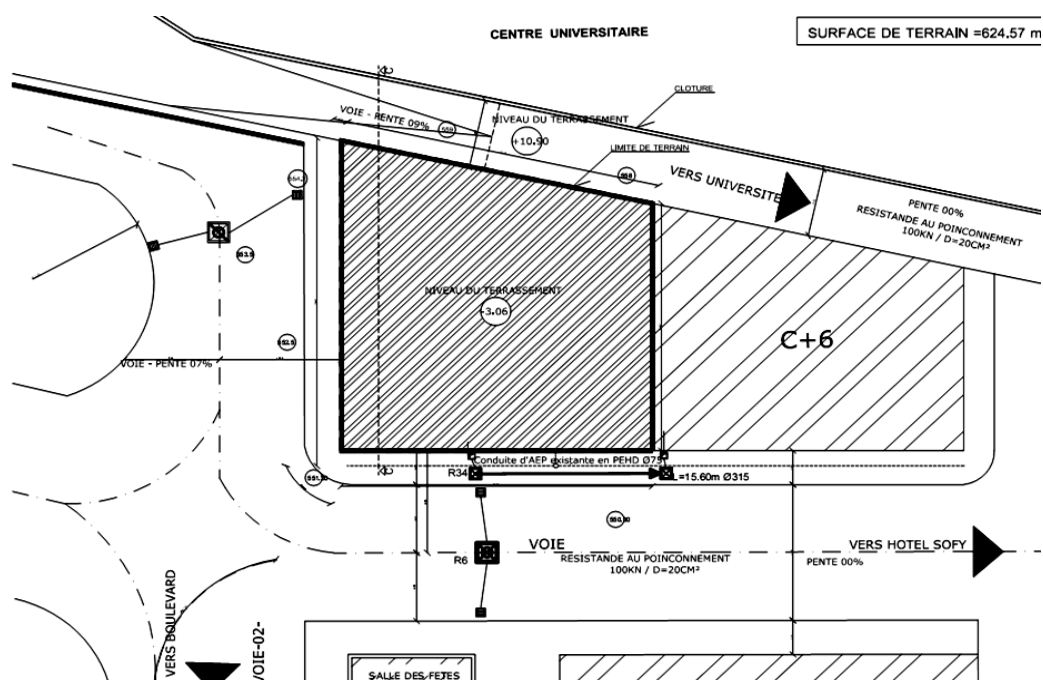


Figure I.1. Plan de situation

I.3 Caractéristiques géométrique du bâtiment

1. **Dimensions en plan** : les dimensions en projection horizontale sont :

- Longueur max : 28.5 m
- Largeur max : 26.85 m

2. **Dimensions en élévation** : dont les dimensions en projection verticale sont:

- Hauteur de RD 04.08 m
- Hauteur des étages courant 03.06 m
- Hauteur des sous-sols 03.06 m
- Hauteur totale bâtiment 25.5 m

I.4. Usage du bâtiment

Notre bâtiment comporte six niveaux à usage mixte habitation, Avec des commerces au rez-de-chaussée et de parking au sous-sol, le reste des niveaux a usage d'habitation au moyen de sept appartements par niveau dans deux en type F3 et un F2 .

D'après la classification des RPA99 version 2003, le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) parce que la hauteur ne dépasse pas 48 m.

1.5. Présentation des différents plan du bâtiment

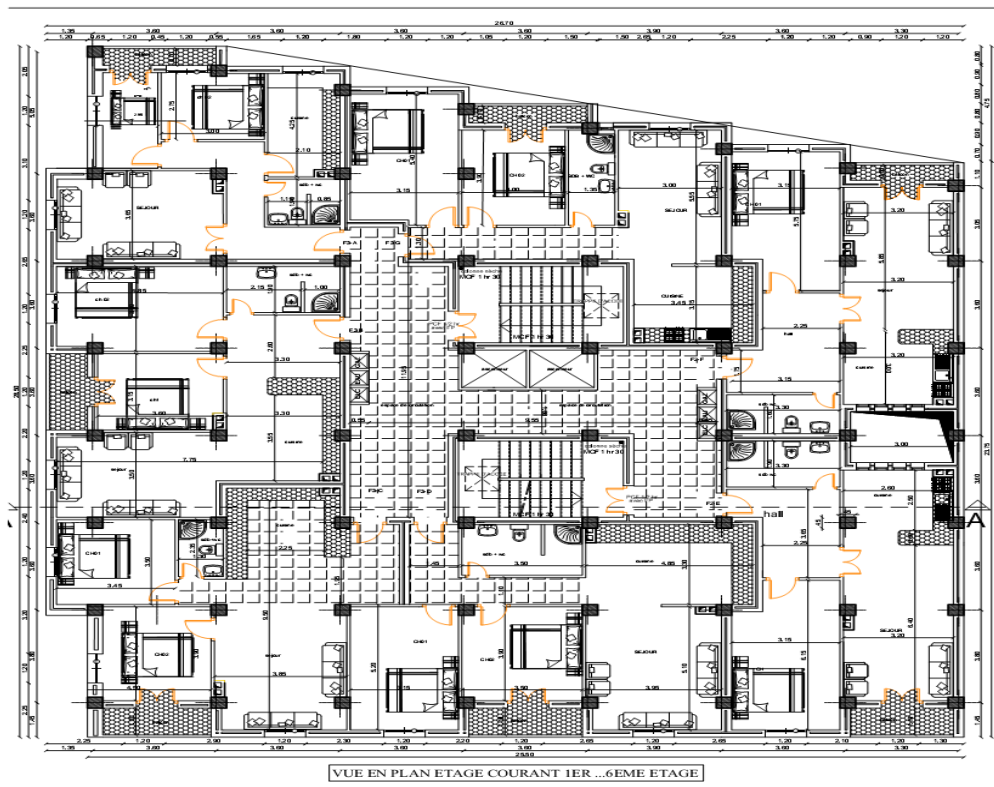


Figure I.2. Vue en plan des étages courant



Figure I.3. Plan de la façade principale

I.6. Vérification de la régularité

1. Régularité en plan :

D'après l'article 3.5.a (page39) du RPA99/version2003 :

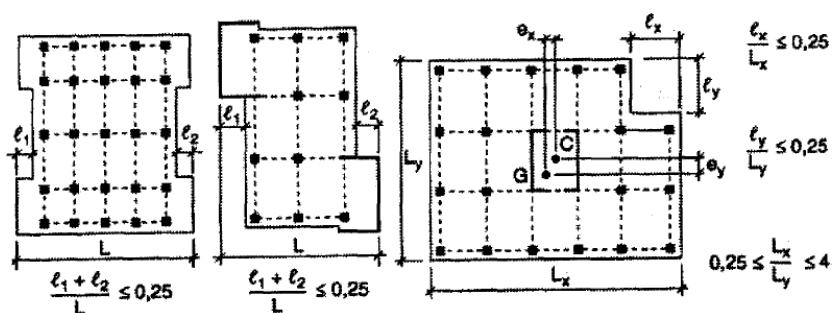


Figure I.4.Limites des décrochements en plan selon RPA99

$l_x/L_x = 26.85/ 26.85 = 1 \longrightarrow l_x/L_x = 1 > 0.25 \longrightarrow$ condition non vérifiée

$l_y/L_y = 19.65/23.75 = 0.83 \longrightarrow l_y/L_y = 0.83 > 0.25 \longrightarrow$ condition non vérifiée

$0.25 < L_x/L_y = 1.57 < 4 \longrightarrow$ condition vérifiée

Donc notre bâtiment est irrégulier en plan

2. Régularité en élévation :

D'après l'article 3.5.b (pag 39) du RPA99/version 2003, la structure est classée régulièrement en élévation.

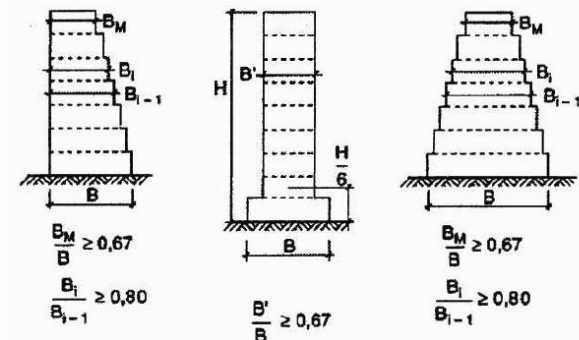


Figure I.5. Limites des décrochements en élévation selon RPA99

$$B'/B = 19.65/23.75 = 0.83 > 0.67 \dots\dots\dots$$

Donc l'ouvrage est classé comme irrégulier en plan et régulier en élévation

I.7. Matériaux utilisés

Le principal matériau utilisé pour la construction de notre projet est le béton armé. Il est constitué du Béton et des Acier.

I.7.1 Béton

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

- 1) **Ciment:** Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.
- 2) **Granulats:** Les granulats comprennent les sables et les pierrailles:
 - Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.
 - Gravier : Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.
- 3) **Eau :** doit être d'une PH neutre (7.5) et propre.

a) Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à 'j' jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m^3 de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

La résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad (1.1)$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \quad (1.2)$$

On a $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$ alors : $f_{cj} \leq 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = 25 \text{ MPa}$

b) Résistance à la traction :

La résistance à la traction du béton à J jours, désignée par f_{tj} est déterminée par trois essais : traction direct, traction par fendage et traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \Rightarrow f_{tj} = 2.1 \text{ MPa} \quad (1.3)$$

c) Coefficient de Poisson (ν)

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

- $\nu = 0$: pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU)
- $\nu = 0,2$: pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS)

d) Contrainte du béton à la compression aux états limites ultimes (E.L.U.)

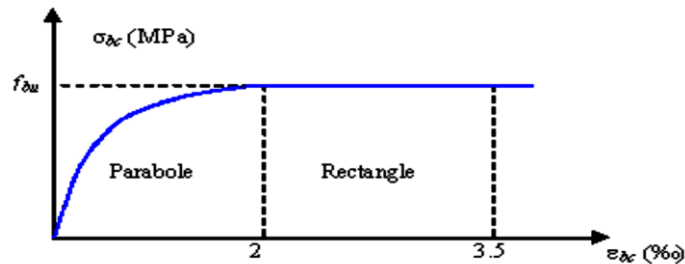


Figure I.6: Diagramme parabolé-rectangle des Contraintes-Déformations du béton

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b * \theta} = \frac{0.85 * 25}{1.5 * 1} = 14.2 \text{ MPa} \quad (1.4)$$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton en compression a J jour

f_{bu} : Contrainte de calcul pour $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰$

γ_b : Coefficient de sécurité

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que

$\gamma_b = 1.5$ Pour une combinaison fondamentale.

$\gamma_s = 1.15$ Pour une combinaison accidentelle.

$\theta = 1$ Lorsque la durée de probable d'application des charges $>24h$

$\theta = 0.9$ Lorsque cette durée entre 1h et 2h

$\theta = 0.85$ Lorsqu' elle est $>1h$

e) Contrainte du béton de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{cI}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \cdot 25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{cI}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \cdot 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

f) Contrainte de compression du béton à ELS

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

A l'état limite de service, σ_b doit être inférieure à $\bar{\sigma}_{bc}$

g) Module de déformation longitudinale:

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée du béton est pris égal à:

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}(\text{MPa})} = 32164.20 \text{ MPa}$$

h) Module d'élasticité déferé :

Pour un chargement longitudinal duré d'application le module de déformation :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}(\text{MPa})} = 10818.87 \text{ MPa}$$

1.7.2 Acier

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

a) Contrainte de l'acier à E.L.U

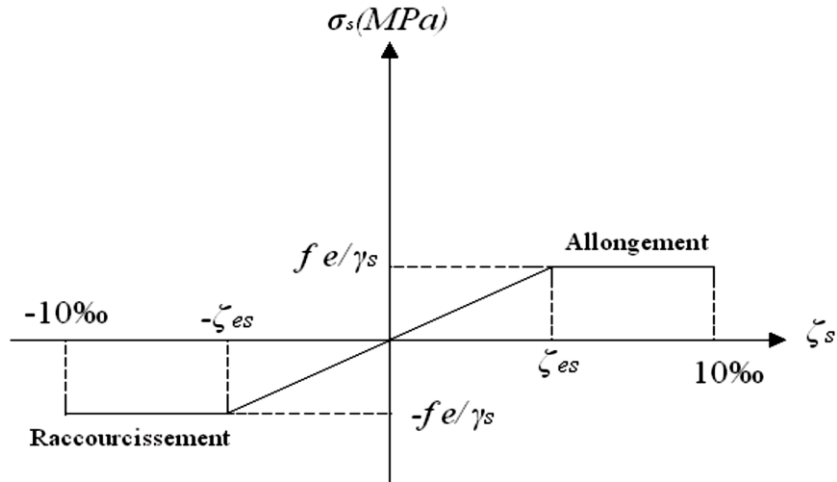


Figure 1.7. Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Avec :

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de l'acier ;

F_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier ;

γ_s : Coefficient de sécurité :

$\gamma_s = \begin{cases} 1.5 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

ϵ_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier

ϵ_l : Allongement ou raccourcissement limite

$$\epsilon_s = \frac{S F_e}{\gamma_s E_s} \text{ D'où } : \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$$

b) Contrainte de l'acier à E.L.S

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \geq \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$ MPa (1)
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \geq \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$ MPa (2)

Avec: η Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les rondlisses et triellissoudés ON} \\ 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérence} \end{cases}$

(1) $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min(266.67 ; 201.63)$ MPa $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \mathbf{201.63 MPa}$

(2) $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min(200 ; 164.97)$ MPa $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \mathbf{164.97 MPa}$

I.8 Description de la structure

- **Ossature de l'ouvrage:** Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.
- **Plancher :** Les planchers sont des éléments horizontaux constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation. On distingue :
 - Plancher à corps creux ;
 - Plancher à dalle pleine.
- **Planchers corps creux :** Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :
 - Facilité de réalisation ;
 - Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
 - Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
 - Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).
- **Planchers dalle pleine :** Dans ce bâtiment on utilise ce type dans les balcons et les escaliers (palier, paillasse).
- **Escalier :** Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.
- **Maçonnerie :** La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :
 - **Murs extérieurs :** Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
 - **Murs intérieurs :** Cloison de séparation de 10 cm.
- **Revêtement :** Le revêtement du bâtiment est constitué par :
 - Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers
 - De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds
 - Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs

1.9. Les hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

Pour le béton:

- Résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- Résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- Module d'élasticité déformable de béton est : $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$.
- Module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32456.595 \text{ Mpa}$.

Pour les armatures de l'acier:

- Longitudinales : on a choisi le : «fe.E.400» H.A $f_e = 400 \text{ MPa}$

- Transversales : on a choisi le : « fe.E.235» H.A
- Treillis soudés (de la dalle de compression) : « fe.E.400» H.A
fe =400MPa

Chapitre II : Pré dimensionnement et Descente des Charges

II 2- Pré dimensionnement

Nous procédons à l'estimation du chargement au niveau de chaque étage et ainsi, établir une descente des charges en partant de sommet du bâtiment vers sa base, cela en vue d'un pré dimensionnement des éléments porteurs.

Notre pré dimensionnement est fait selon les règles imposées par le BAEL 91, RPA 99(version 2003) et cela sous les charges verticales seulement.

1) Les planchers

Les planchers déterminent les différents niveaux de construction ; leur conception influe sur les autres éléments de la construction du point de vue technique et économique. On distingue ainsi plusieurs types de planchers. Dans notre projet nous avons opté pour un plancher à corps creux dans tous les niveaux.

Les dimensionnements des planchers doivent respecter les conditions suivantes :

- condition d'isolation phonique : $e \geq 16$ cm
- condition de sécurité incendie :
- $e \geq 7$ cm pour une heure de coupe-feu
- $e \geq 11$ cm pour deux heures de coupe-feu

condition de résistance à la flexion :

$$e \geq \max \left\{ \frac{L_{X_{max}}}{22,5} ; \frac{L_{Y_{max}}}{22,5} \right\}$$

$L_{X_{max}}$:longueur maximale prise entre deux poteaux dans le sence horizontale

Dans notre cas, on : $L_{X_{max}} = 3,9$ m

$L_{Y_{max}}$:longueur maximale prise entre deux poteaux dans le sence verticale

Dans notre cas ,on : $L_{Y_{max}} = 5,05$ m

$$e \geq \min \left(\frac{390}{22,5} ; \frac{505}{22,5} \right) = 17,33 \text{ cm}$$

On adopte : $e = (16+4)$ cm c'est 16cm de corps creux et une dalle de compression en béton armé de 4cm.

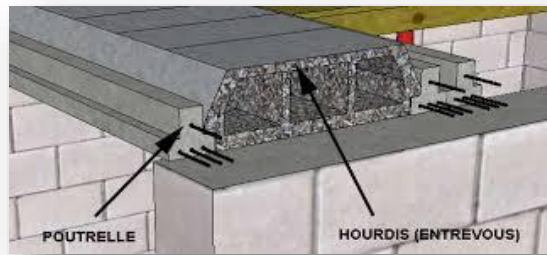


Figure II.1. Plancher en corps creux.

II-1-2- Dimensionnement de la dalle pleine :

Une dalle pleine est une plaque qui peut reposer avec ou sans continuité, sur deux, trois ou quatre appuis. L'épaisseur de la dalle dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

Condition d'isolation acoustique : $e \geq 16$ cm

Condition de sécurité incendie

- $e \geq 7$ cm pour une heure de coupe feu
- $e \geq 11$ cm pour deux heures de coupe feu
- $e \geq 17.5$ cm pour quatre heures de coupe feu

Condition de résistance à la flexion

Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$

Avec $L = \min(L_{x_{\max}}, L_{y_{\max}})$; $L = \min(3,90 ; 5,05)$

$$\frac{390}{50} \leq e \leq \frac{390}{40} ; \Rightarrow 7,8 \leq e \leq 9,75$$

Condition de flèche

Nous devons vérifier la condition suivante :

si la portée $L \leq 5m$

$$f_{\max} \leq \frac{L_{\max}}{500}$$

Si la portée $L > 5m$

$$f_{\max} \leq 0.5 + \frac{L_{\max}}{1000}$$

Le calcul de résistance des matériaux nous donne la flèche maximale :

$$f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

avec $L=5,05m$

E : module d'élasticité du béton ; $E=32164,195 \text{ MPa}$

I : moment d'inertie ; $I = \frac{be^3}{12}$

$$L > 5m \Rightarrow ; f_{\max} \leq 0,5 + \frac{L_{\max}}{1000} \Rightarrow \frac{5qL^4}{384E \frac{be^3}{12}} \Rightarrow 0,5 + \frac{L_{\max}}{1000} \Rightarrow$$

$$e \geq \sqrt[3]{\frac{5qL^4}{\frac{384Eb}{12} \left(0,5 + \frac{L_{\max}}{1000}\right)}}$$

Pour le calcul de l'épaisseur on considère une bande de dalle de largeur $b=1m$.

$G=5,34\text{KN/m}^2$

$Q=2,5\text{KN/m}^2 \Rightarrow q = (1,35G + 1,5Q) \times b = (1,35 \times 5,34 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 10,95\text{KN} / m$

$q=1095 \cdot 10^{-2} \text{ Kg/cm}$; $b=100\text{cm}$; $L=505\text{cm}$; $E=321641,95 \text{ Kg/cm}^2$

$$e \geq \sqrt[3]{\frac{5 \times 505^4 \times 1095 \times 10^{-2}}{\frac{384 \times 321641,95 \times 100}{12} \times \left(0,5 + \frac{505}{1000}\right)}} \Rightarrow e \geq 15,09\text{cm}$$

Nous prenons comme épaisseur de la dalle 20 cm ; $e = 20\text{cm}$

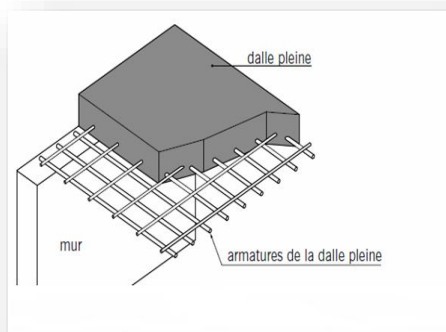


Figure II.2 : Dalle pleine

- **Dimensionnement des poutrelles**

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, selon les règles BAEL91 les poutrelles sont dimensionnée comme suite :

$$b_1 = \min \left(\frac{L_n}{2}; \frac{L_{max}}{10}; 6h_0 \right)$$

On prend

$L_n = 60\text{cm}$ La distance entre axes des poutrelles.

$h_0 = 4\text{cm}$ La hauteur de la table de compression.

$L_{max} = 390\text{cm}$

La portée maximale de la poutrelle.

$$b_1 = \min (30; 3,90 ; 24)$$

On prendre

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

Donc :

$$b_0 = L_n - 2b_1 \Rightarrow b_0 = 60 - 2 \times 24 = 12 \text{ cm}$$

$b_0 = 12\text{cm}$

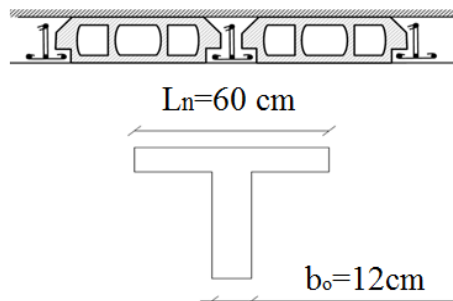


Figure II.3 : Dimension de la poutrelle

2) Balcon :

- **Calcul de l'épaisseur**

L'épaisseur est conditionné par:

$$e \geq L / 10 \quad ; \quad \text{avec } L = 1,45\text{m (largeur de balcon)}$$

Dans notre cas $L = 1,45\text{m}$, nous avons alors : $e \geq 14,5$ et nous adoptons $e = 15\text{cm}$

3) Les Poutre

Les dimensions des poutres sont déterminées à partir des conditions :

selon le BAEL 91:
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right.$$

selon RPA 99 :
$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} h/b \leq 4 \end{array} \right.$$

On a comme longueurs maximales :

Pour les poutres principale : $L= 5,05\text{m}$

Pour les poutres secondaire : $L= 3,9 \text{ m}$

Selon le BAEL 91, nous aurons

a)poutre principale

$$\frac{505}{15} \leq h \leq \frac{505}{10}$$

$$33,66 \leq h \leq 50,5$$

nous adoptons $h=45 \text{ c m}$

Donc :

$$13.5 \leq b \leq 31.5 \text{ nous adoptons } b= 30 \text{ cm}$$

Vérifient les conditions RPA99(2003)

b) poutre Secondaire

$$\frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10},$$

$$26 \leq h \leq 39 \text{ nous adoptons } h= 35 \text{ cm}$$

$$\text{Donc, } 10,5 \leq b \leq 24,5 : b= 25\text{cm}$$

vérifient les conditions de RPA99(2003)

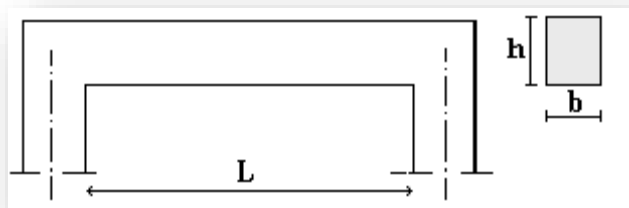


Figure II.4. Dimensionnement de la poutre

4) Voiles

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions. Ils présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques. Les voiles sont dimensionnés en respectant les conditions du règlement parasismique algérien :

$$e \geq \max\left(15; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right)$$

Sous-sol : $h_e = 3.06$

donc : $e \geq 15,3\text{cm}$

RDC : $h_e = 4,08 - 0,20 = 3,88\text{m}$

donc : $e \geq 19,4\text{cm}$

Etage d'habitation 1^{ème} étage jusqu'à 6^{ème} : $h_e = 3.06 - 0.20 = 2.86\text{m}$

donc : $e \geq 14,3\text{cm}$

Donc nous prenons $e = 20\text{cm}$

5) Calcul de l'escalier

Pour l'escalier de s-sols et 1^{er} jusqu'à 6^{ème} étage :

- **Caractéristiques géométriques**

Hauteur : $H = 3,06\text{ m}$

Giron : $g = 30\text{ cm}$

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL

On a $59 < 2h + g < 66$ donc : $14.5 \leq h \leq 18$

On prend : $h = 17\text{ cm}$.

- **Calcul de nombre de contremarche**

N_c : Nombre de contremarches.

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

$N_c = 18$

Soit 09 contremarches par volée

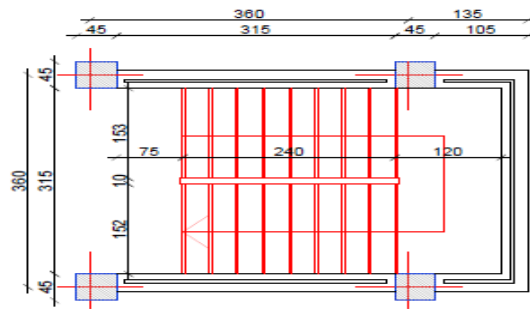


Figure II.6. Vue en plan d'escalier à deux volées (Sous/Sol et EC).

- Calcul de nombre de marche

$$n = Nc - 1 = 18 - 1 = 17$$

- Calcul de la hauteur réelle de paillasse

$$h' = \frac{Nc}{2} = 1.53 \text{ m}$$

- Calcul de la ligne de foulée

$$L' = \left(\frac{Nc}{2} - 1\right) \times g = \left(\frac{18}{2} - 1\right) \times 30 = 240 = 2,40 \text{ m}$$

- Calcul de l'angle de projection

$$\tan \alpha = \frac{h'}{L'} \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

- Calcul de la longueur d'une seule volée

$$L = \frac{h'}{\sin \alpha} = 2,85 \text{ m}$$

- L'épaisseur de volée

$$\frac{L}{30} \leq eV \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 9,5 \text{ m} \leq eV \leq 14,25 \text{ cm}$$

$$e_v = 12 \text{ cm}$$

- L'épaisseur de paillasse

$$e_p \geq \frac{eV}{\cos \alpha} = 14.23 \Rightarrow e_p = 15 \text{ cm}$$

Donc on prend l'épaisseur de l'escalier de 1ere et 2ème s-sols est : $e = 15 \text{ cm}$

- Pour l'escalier de RDC

Caractéristiques géométriques

Hauteur : $H = 4.08 \text{ m}$

Giron : $g = 30 \text{ cm}$

Hauteur de la marche à partir de **la formule de BLONDEL**

On a $59 < 2h + g < 66$ donc : $14.5 \leq h \leq 18$

On prend : $h = 17 \text{ cm}$.

- **Calcul de nombre de contremarche**

N_c : Nombre de contremarches.

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{400}{17} = 24$$

Soit 24 contre marches, on a trois volées, donc

- **Volée 1** : 9 contre marches
- **Volée 2** : 6 contre marches
- **Volée 3** : 9 contre marches

- **Calcul de nombre de marche**

$$n = N_c - 1 = 24 - 1 = 23 \quad n = 23$$

- **Calcul de la hauteur réelle de paillasse**

$$h' = \frac{N_c}{2} \cdot h = 204 \text{ cm} \quad h' = 2,04 \text{ m}$$

- **Calcul de la ligne de foulée**

$$L' = \left(\frac{N_c}{2} - 1\right) \cdot g = \left(\frac{24}{2} - 1\right) \cdot 30 = 330 \text{ cm} \quad L' = 3,30 \text{ m}$$

- **Calcul de l'angle de projection**

$$\tan \alpha = \frac{h'}{L'} \Rightarrow \alpha = 35,25^\circ$$

- **Calcul de la longueur d'une seule volée**

$$L = \frac{h'}{\sin \alpha} = 3,88 \text{ m} \quad L = 3,88 \text{ m}$$

- **L'épaisseur de volée**

$$\frac{L}{30} \leq eV \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 12,93 \text{ cm} \leq eV \leq 19,04 \text{ cm} \Rightarrow eV = 15 \text{ cm}$$

- **L'épaisseur de paillasse**

$$ep \geq \frac{eV}{\cos \alpha} = 14,18 \text{ cm} \quad \Rightarrow ep = 15 \text{ cm}$$

Donc on prend l'épaisseur de l'escalier est : $e = 15 \text{ cm}$

II-Descente de charge

La descente de charge a pour but l'évaluation des actions permanentes (poids des éléments et ouvrage) et des actions variables (charges d'exploitation).

II-1- Charges permanentes

Les charges permanentes sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments et des ouvrages, déduites des plans et du poids volumique des matériaux les constituant.

1) Les murs

Tab.II.1.les charges de la maçonnerie

Charge permanente des murs		
Eléments constituant les murs extérieurs	Epaisseurs [m]	Poids [kn/m ²]
1-Enduit en ciment	0.02	
2- Enduit de plâtre	0.02	0.4
3-Brique creuse extérieure	0.15	0.2
4- Brique creuse intérieure		3.3
	0.10	0.02
		0.9
Charge permanente	G	2.8
Eléments constituant les murs intérieurs	Epaisseurs [m]	Poids [kn/m ²]
1-Brique creuse	0.1	0.9
2-Enduit de plâtre	0.02	0.4
Charge permanente	G	1.3

2) Les balcons

Tab.II.2.les charges de balcon

Charge permanente et d'exploitation des balcons		
Eléments constituant les planchers des balcons	Epaisseurs [m]	Poids [kn/m ²]
1-Carrelage	0.02	0.44
2-Mortier de pose	0.02	0.4
3-Lit de sable	0.02	0.36
4- Dalle de en B A	0.15	3.5
Charge permanente	G	4.95
Charge d'exploitation	Q	3.5

3) Plancher corps creux

Tab.II.3.les charges de plancher en corps creux

Constituants d'un plancher en corps creux		
Eléments constituant le plancher terrasse inaccessible	Epaisseurs [m]	Poids [kn/m ²]
1-Gravillon de protection.	0.05	1
2-étanchéité multicouches.	0.02	0.24
3-papier kraft (2feuilles).	/	0.5
4-Forme de pente.	0.08	1.76
5-Isolation thermique liège	0.04	0.16
6-Plancher en corps creux.	(16+4)	2.8
7-Enduit de plâtre.	0.02	0.2
Charge permanente	Total G =	6.66
Charge d'exploitation	Q=	1
Eléments constituant le plancher courant	Epaisseurs [m]	Poids [kn/m ²]
1-Carrelage.	0.02	0.4
2-mortier de pose.	0.02	0.4
3-lit se sable.	0.03	0.54
4-Cloison de séparation.	1	1
5-Plancher en corps creux.	(16+4)	2.8
Enduit de plâtre.	0.02	0.2
Charge permanente	Total G=	5.34
Charge d'exploitation	Q=habitation Q=commerce	1.5 2.5

4) Acrotère

Tab.II.4.les charges de l'acrotère

Charge d'exploitation KN/ml.	Surface de l'acrotère [m ²]	Charge permanente de l'acrotère[t/ml]
Q= 1.00 KN/ml.	$S = \left(\frac{0.15 \times 0.08}{2} \right) + (0.07 \times 0.15) + (0.6 \times 0.1) = 0.0765 \text{ m}^2$	$G = 1.9125 \frac{KN}{ml}$

5) Dalle pleine

Tab.II.5. les charges de plancher terrasse en dalle pleine

Constituants d'un plancher dalle pleine		
Eléments constituant le plancher terrasse inaccessible	Epaisseurs[m]	Poids [kn/m²]
1-Gravillon de protection.		1
2-étanchéité multicouches.	0.05	0.12
3-papier kraft (2feuilles).	0.02	0.5
4-Forme de pente.	/	1.54
5-Isolation thermique.	0.07	0.16
6-Plancher en BA	0.04	5
7-Enduit de plâtre.	0.2	0.2
	0.02	
Charge permanente	Total G =	8.52
Charge d'exploitation	Q=habitation	0.15
	Q=bureau	0.25
	Q=commerce	0.35

6) le palier et paillasse

Tab .II.6.les charges de palier et paillasse

Charge permanente et d'exploitation d'escalier		
Eléments constituant	Epaisseurs [m]	Poids [kn/m²]
Charge permanente	Total G =	5.27
Charge d'exploitation	Q=	2.5
Eléments constituant la paillasse	Epaisseurs [m]	Poids [kn/m²]
1-Carrelage.	0.02	0.4
2-mortier de pose	0.02	0.4
3-Dalle pleine en béton armé	0.15	3.75
4-poids des marches	(0.17)/2	1.87
5-Enduit de ciment	0.02	0.4
6-Gard corps		1
Charge permanente	Total G=	7.75
Charge d'exploitation	Q=	2.5

II-5- Dimensionnement des poteaux

Le prédimensionnement se fait par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité. Le poteau est prédimensionné à l'état limite de service en compression simple.

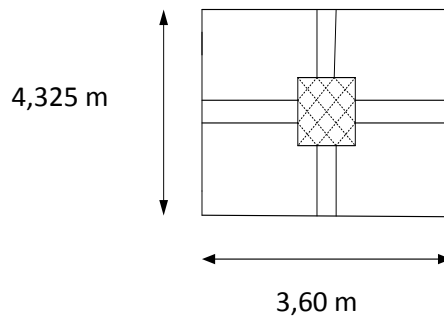


Figure II .7: schéma du poteau le plus sollicité

II.2) Dégression des Surcharges :

- Sous terrasse Q0.
- Sous étage 1 Q0+Q1.
- Sous étage 2 Q0 +0,95 (Q1 + Q2).
- Sous étage 3 Q0 +0,90 (Q1 + Q2 + Q3).
- Sous étage 4 Q0 + 0,85 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4).
- Sous étage5 Q0 + 0,80 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5)
- Sous étage6 Q0 + 0,75 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6)
- RDC..... Q0 + 0,70 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7)
- Sous étage n $Q0 + \frac{3+n}{2n} (Q1+Q2+.... +Qn)$ Pour $n \geq 2$

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$Br \geq \frac{K\beta Nu}{\frac{\theta f_{bu}}{0.9} + 0.85 \frac{f_{ed}}{100}}$$

Br : étant la section réduite

On fixe $\lambda = 35$ pour faire participer toutes les armatures à la résistance, $\beta = 1.2$

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

$\left. \begin{matrix} k = 1 \\ \theta = 1 \end{matrix} \right\}$ Charge appliquée après 90 jours

$$f_{ed} = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$Nu = 1.35G + 1.5Q$ Avec Nu : effort normal ultime.

On optera pour des poteaux carrés.

$$Br = (a - 2)(b - 2) \text{ On a } a = b \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 2$$

a)Le poteau central

- **Le calcul de la surface reprise pour le poteau**

$$S_{\text{plancher}} = \left(\frac{5.05+3.60}{2} \right) \times \left(\frac{3.60+3.60}{2} \right)$$

$$S_{\text{plancher}} = 15.57\text{m}^2$$

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{planché}} * S + G_{\text{poutre}} + G_{\text{POT}} .$$

$$G_{\text{poutre}} = (G_{\text{pp}} + G_{\text{ps}})$$

Le BAEL91/99 impose une majoration des charges de 10% pour les poteaux centrale dans les bâtiments à plus de trois. **Art(B.8.1.1) BAEL 91/99**

Tab.II.7.dimensionnement des Poteaux

NIV	$G_{\text{planché}}$ (kn)	G_{pote}	G_{poutre} (kn)	$S_{\text{planché}}$	G_{total}	G_{cum} (kn)	$Q_{\text{planché}}$	Q_{cum} (kn)	N_u (kn)	$l.lN_u$	B_r (cm ²)	A (cm)	Axb (cm ²)
T	6,66	$\frac{22,4}{7}$	/	15,57	$\frac{126,1}{7}$	/	1	/	0,00	/	0,00	0	/
6	5,34	$\frac{22,4}{7}$	9,37	15,57	$\frac{112,4}{9}$	$\frac{126,1}{7}$	2,5	15,57	$\frac{193,6}{8}$	$\frac{213,0}{5}$	$\frac{136,3}{5}$	13,68	35X35
5	5,34	$\frac{22,4}{7}$	9,37	15,57	$\frac{112,4}{9}$	$\frac{238,6}{6}$	3,85	54,50	$\frac{403,9}{3}$	$\frac{444,3}{3}$	$\frac{284,3}{7}$	18,86	35X35
4	5,34	$\frac{22,4}{7}$	12,24	15,57	$\frac{117,8}{5}$	$\frac{351,1}{5}$	5,05	$\frac{114,4}{4}$	$\frac{645,7}{2}$	$\frac{710,2}{9}$	$\frac{454,5}{8}$	23,32	40x40
3	5,34	$\frac{22,4}{7}$	12,24	15,57	$\frac{117,8}{5}$	$\frac{469,0}{1}$	6,1	$\frac{193,0}{7}$	$\frac{922,7}{6}$	$\frac{1015,04}{}$	$\frac{649,6}{2}$	27,49	40x40
2	5,34	$\frac{22,4}{7}$	15,49	15,57	$\frac{117,8}{5}$	$\frac{586,8}{6}$	7	$\frac{288,0}{5}$	$\frac{1224,33}{}$	$\frac{1346,76}{}$	$\frac{861,9}{3}$	31,36	45X45
1	5,34	$\frac{22,4}{7}$	19,13	15,57	$\frac{124,7}{4}$	$\frac{704,7}{2}$	7,75	$\frac{397,0}{4}$	$\frac{1546,92}{}$	$\frac{1701,61}{}$	$\frac{1089,03}{}$	35,00	45x45
RDC	6	$\frac{22,4}{7}$	25,50	15,57	$\frac{141,3}{9}$	$\frac{829,4}{6}$	9,05	$\frac{517,7}{0}$	$\frac{1896,32}{}$	$\frac{2085,96}{}$	$\frac{1335,01}{}$	38,54	50x50

b) POTEAU DE RIVE

Le calcul de la surface reprise pour le poteau

$$S_{plancher} = \left(\frac{5.05 + 3.60}{2} \right) \times \left(\frac{3.60}{2} \right)$$

$$S_{plancher} = 7.79 \text{ m}^2$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux :

Tab.II.8.dimensionnement des Poteaux

Niv	Gpl (kn)	Gpou (kn)	Gpot (kn)	S(m ²)	Gtot (kn)	Gcum (kn)	Qpl (kn)
Terrasse	6,66	18,53		7,79	70,41		1
6	5,34	18,53	6,88	7,79	67,01	70,41	2,5
5	5,34	18,53	6,88	7,79	67,01	137,42	3,85
4	5,34	18,53	9,37	7,79	69,50	204,43	5,05
3	5,34	18,53	9,37	7,79	69,50	273,93	6,1
2	5,34	18,53	12,24	7,79	72,37	343,43	7
1	5,34	18,53	12,24	7,79	72,37	415,79	7,75
RDC	6	18,53	20,65	7,79	85,92	488,16	9,05
SO-SOL	/	/	/	/	/	574,08	/
Qtot (kn)	Qcum (kn)	NU (kn)	Br*1,2 (cm ²)	A (cm)	Axb (cm ²)		
7,79		0,00	0,00	0			
19,46	7,79	106,74	81,98	11,05	30X30		
29,97	27,25	226,39	173,87	15,19	30X30		
39,31	57,22	361,81	277,87	18,67	35X35		
47,49	96,53	514,60	395,21	21,88	35X35		
54,5	144,02	679,65	521,97	24,85	40X40		
60,33	198,52	859,10	659,79	27,69	40X40		
70,45	258,85	1047,30	804,32	30,36	45X45		
/	329,31	1268,98	974,57	33,22	45X45		

- Les vérifications
- Vérification des sections selon RPA {Art 7.4.1}

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right. \quad h_e = L_0 - e \quad \text{Avec} \quad e = 20\text{cm}$$

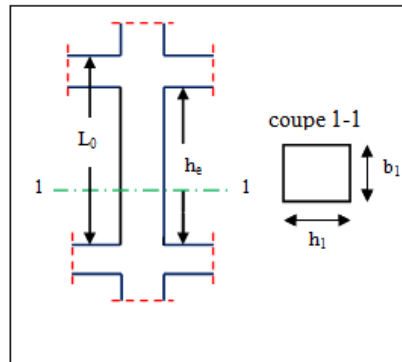


Figure II.8 : coffrage des poteaux

Tableau II.10. Vérification du poteau selon RPA

Etage	$B(a \times b)$ (cm ²)	$Min(b1, h1)$ (cm)	Cond 1	he (cm)	$\frac{he}{20}$	cond2	$\frac{b1}{h1}$	cond3
6	(35×35)	35	C.V	286	14.3	C.V	1	C.V
5	(35×35)	35	C.V	286	14.3	C.V	1	C.V
4	(40×40)	45	C.V	286	14.3	C.V	1	C.V
3	(40×40)	45	C.V	286	14.3	C.V	1	C.V
2	(45×45)	45	C.V	286	14.3	C.V	1	C.V
1	(45×45)	50	C.V	286	14.3	C.V	1	C.V
RDC	(50×50)	50	C.V	388	19.4	C.V	1	C.V
S-SOL	(50×50)	50	C.V	286	14.3	C.V	1	C.V

➤ **Vérification au flambement**

❖ **Calcul de moment d'inertie**

$$I = \frac{a^4}{12}$$

❖ **Rayon de giration**

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ Avec } B = a^2 \Rightarrow i = \sqrt{\frac{\frac{a^4}{12}}{a^2}} \Rightarrow i = \frac{a}{2\sqrt{3}}$$

❖ **Elancement mécanique**

On a : $l_f = K \times h_0$

Avec :

l_f : La longueur de flambement.

h_0 : La longueur libre d'un poteau entre les faces supérieures de deux planchers successives.

$K=0.7$: Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

On aura donc :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{1.4\sqrt{3} \times L_0}{a}$$

Tab.II.11. Vérification au flambement

Etages	B= (axb) (cm ²)	l ₀ (cm)	L _f = 0.7 l ₀ (cm)	i = $\frac{a}{\sqrt{12}}$	$\lambda = \frac{L_f}{i}$	$\lambda \leq 35$
6 ^{ème} étage	35X35	306,00	214,20	10.10	21.21	CV
5 ^{ème} étage	35X35	306,00	214,20	10.10	21.21	CV
4 ^{ème} étage	40X40	306,00	214,20	12.99	16.45	CV
3 ^{ème} étage	40X40	306,00	214,20	12.99	16.45	CV
2 ^{ème} étage	45X45	306,00	214,20	12.99	16.45	CV
1 ^{ère} étage	45X45	306,00	214,20	14,43	14.84	CV
RDC	50X50	408,00	285,60	14,43	19.79	CV
SOUS SOL	50X50	306,00	214,20	14,43	14.84	CV

Chapitre III : Calcul des Eléments Secondaires

Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements.

Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement. Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : l'acrotère, les balcons, les escaliers, les planchers à corps creux, le plancher à dalle pleine et la salle machine.

III.1. Etude de l'acrotère

III.1.1. Définition

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse, destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

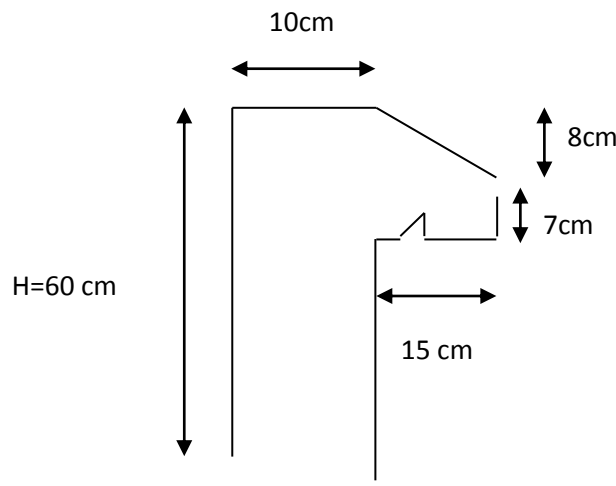


Figure III.1. Schéma de l'acrotère.

III.1.2. Evaluation des charges appliquée sur l'acrotère

Surface de l'acrotère :

$$S = \left(\frac{0.15 \times 0.08}{2} \right) + (0.07 \times 0.15) + (0.6 \times 0.1) = 0.0765 \text{ m}^2$$

Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0.0765 = 1.9125 \text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$.

III.1.3.Vérification au séisme

D'après le RPA99/version 2003 (Article 6.2.3) les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p. \quad (F_p \leq 1.5 Q).$$

Avec :

F_p : Force horizontal pour les éléments secondaires des structures.

A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1 RPA99/version2003) suivant la zone sismique (zone IIa) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe2).

—> $A = 0.15$.

C_p : Facteur de force horizontal variant entre 0.3 et 0.8 tableau (6.1 RPA99/version2003)

—> $C_p = 0.8$ (élément en console).

W_p : Poids propre de l'acrotère

—> $W_p = 1.9125 \text{ KN/ml}$.

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.9125 = 0.918 \text{ KN/ml}$

On a : $F_p = 0.918 \text{ KN/ml} < 1.5Q = 1.5 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots \text{CV}$.

Donc :

Charge permanente : $G = 1.9125 \text{ KN/ml}$.

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

III.1.4.Calcul des sollicitations

$$N_u = 1.35 \times G = 2.58 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times H = 0.9 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = G = 1.9125 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = Q \times H = 0.6 \text{ KN.m/ml}$$

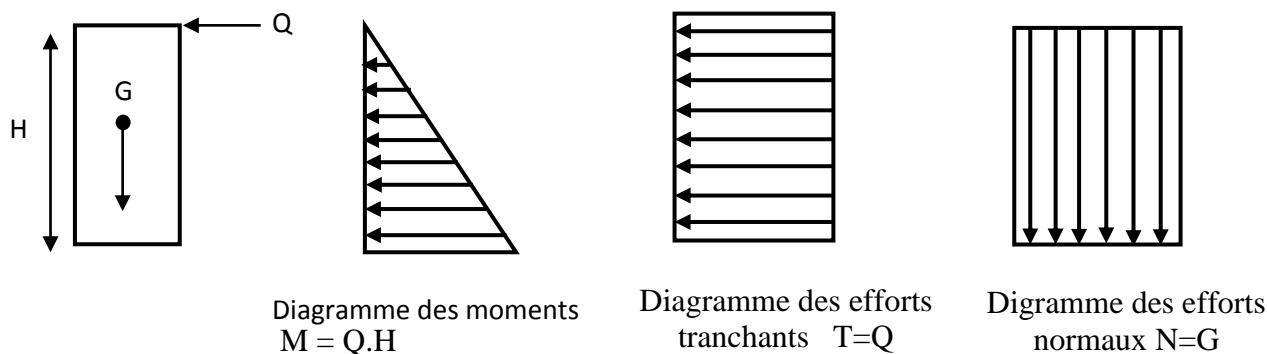


Figure III.2 : Diagramme des efforts retenus dans l'acrotère.

Tableau III.1 : Différentes combinaisons de l'acrotère a utilisé

	N(KN)	M(KN. m)
Etat limite ultime(ELU)	2.58	0.9
Etat limite service(ELS)	1.9125	0.6

III.1.5.Ferraillage de l'acrotère

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par un mètre linéaire (**1ml**).Celui-ci devra assurer la résistance d'une pièce rectangulaire (**b x h**) **cm²** soumise à la flexion composée.

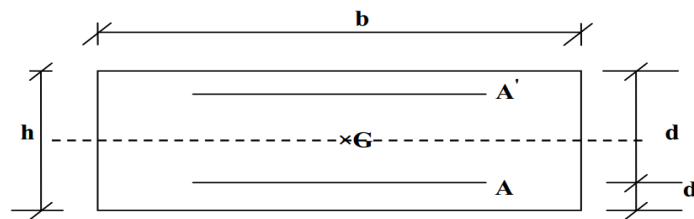


Figure III.3 :Section du calcul de l'acrotère.

Avec :

h : Epaisseur de la section : 10 cm.

b : Largeur de la section : 100 cm.

c et c' : Enrobage : 2 cm.

d = h - c : Hauteur ultime.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au **CDG** des armatures tendues.

1. Calcul des armatures longitudinales à L'ELU

a. Calcul de l'excentricité

L'excentricité est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{0.9}{2.58} = 35 \text{ cm}$$

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

$\frac{h}{2} - c < e_u \longrightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

b.Moment fictif

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \longrightarrow M_f = 0.9 + 2.58 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.98 \text{ KN.m/ml.}$$

c.Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_f}{f_{bu} d^2 b_0}$$

Donc : $\mu_u = 0.010$

d.calcul de μ_l

On a : $f_e E400$

$$\alpha_l = \frac{\epsilon_{bc}}{\epsilon_{bc} + \epsilon_{se}}$$

Tel qu'à la flexion simple ou composée avec des armatures tendues le calcul se fait au pivot B donc

$$\epsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$$

Et d'autre parte on a

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \epsilon_{se} E \Rightarrow \epsilon_{se} = \frac{f_e}{E \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \text{‰}$$

D'où :

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.668$$

donc : $\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.392$

$$\mu_u = 0.010 < \mu_l = 0.392$$

La section est armée par des armatures inferieures (tendus)

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

Et :

$$\mu_u = 0.010 \Rightarrow \beta_u = 0.0102$$

D'où $A_s = 0.59 \text{ cm}^2$

En flexion composée les armatures réelles sont

$$A_1 = A'_s = 0$$

$$A_2 = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.58 \text{ cm}^2.$$

d.Condition de non fragilité

D'après l'article. A.4.2.1 BAEL91/ 99, le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_s \geq A_{min}$.

$$A_{min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec

f_{t28} : La résistance caractéristique de béton à la traction.

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{min} \geq 0.97 \text{ cm}^2$$

- D'après l'article B.5.3.1 du CBA93, la section minimale d'armatures longitudinales est égale à :

$$\begin{cases} 0.25\%B & \text{pour } f_{t28} \leq 2.4\text{MPa} \\ 0.20\%B & \text{pour } f_{t28} \geq 2.4\text{MPa} \end{cases}$$

Avec :

B : La section de béton.

Dans notre cas on a: $f_{t28}=2.1 \text{ MPa} < 2.4 \text{ MPa} \Rightarrow A = 0.25\%B$

$$B = 100 \times 10 = 1000 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{0.25}{100} \times 1000 = 2.5 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_s = 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec espacement de 20 cm.

e. Vérification au cisaillement

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (Art 5.1.1 BAEL91/99)

Telle que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable

Donc :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = 2.5\text{MPa}$$

Et :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

V_u : L'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.019 \text{ MPa}$$

D'où : $\tau_u = 0.019 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifié**

Donc pas besoin d'armatures transversales.

f. Vérification d'adhérence des Barres au cisaillement

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\text{On a : } \bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1.5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1.5$$

$$\text{D'où : } \bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

et on a :

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

- $\sum u_i = n\pi\emptyset$: Somme du périmètre utile des barres.
- n: Nombre des barres.
- \emptyset : Diamètre des barres ($\emptyset=8\text{mm}$)

$$\sum u_i = 5 \times 3.14 \times 8 = 125.6 \text{ mm}$$

Donc :

$$\Sigma U_i = 5 \times \pi \times 8 = 125.6 \text{ mm.}$$

D'où : $\tau_u = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

Donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Armature de répartition**

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2; \text{Repartie sur } 60 \text{ cm de hauteur, avec un espacement :}$$

$$St = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

Donc on adopte $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec espacement de 15cm

g.Vérification des espacements des barres

Armature principale

$$S_p = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$$
 Condition vérifiée

Armature transversal

$$S_s = 15 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots$$
 Condition vérifiée

2. Vérification à l'ELS

On doit vérifier les deux conditions suivantes

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ (Choisie en fonction de la fissuration).

A. Vérification des contraintes maximales dans le béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé. ($\sigma_{bc} = K \times Y$)

Avec

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Position de l'axe neutre

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} - \left[1 \sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} \right]$$

Avec : $\left[\begin{array}{l} \eta = 15 \text{ (c'est le coefficient d'équivalence acier - béton).} \\ A'_s = 0 \end{array} \right.$

Calcul de Moment d'inertie I

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d-y)^2 + A_s' (y-d')^2]$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Tableau III.2. Vérification de la contrainte de compression dans le béton de l'acrotère.

M_{ser} (KN.m)	A_s(cm²)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}⁻ (MPa)	Obs
0.6	2.51	2.11	1619.29	0.78	15	C.V

B. Vérifications des contraintes maximales dans l'acier

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} [266.67 \text{MPa} ; 201.63 \text{MPa}]$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = nK(d - y) = 32.73 \text{MPa}$$

σ_s = 32.73 MPa ≤ σ_s⁻ = 201.63 MPa.....**La Condition est vérifiée.**

- **Calcul de l'ancrage**

$$L_s = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{F_e}{\tau_{su}}$$

$$L_s = \frac{0.8}{4} \cdot \frac{400}{2.83} = 28.27 \text{cm}$$

- **Conclusion**

La section et le nombre d'armature choisie sont acceptables.

III.1.6. Schéma de ferrailage

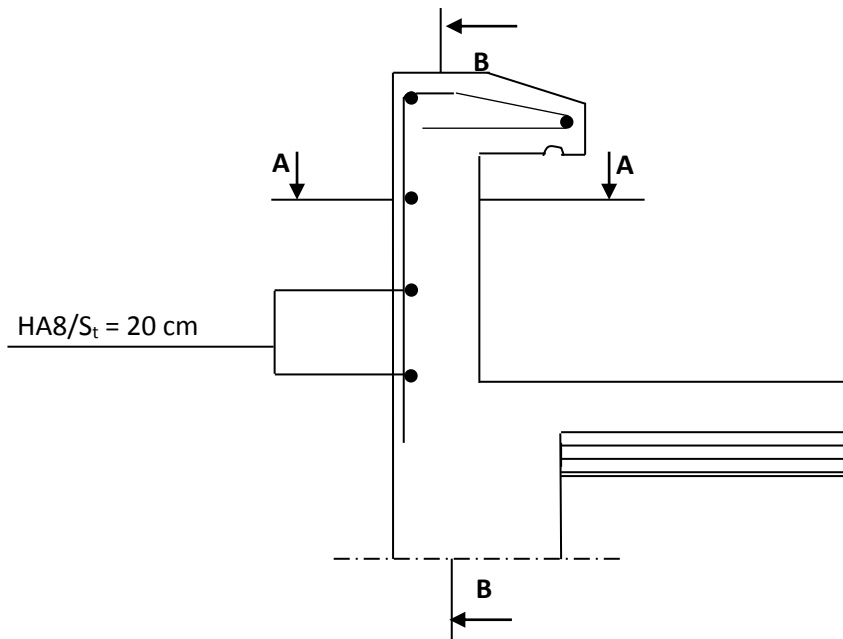


Figure III.4. Schéma de ferrailage de l'acrotère

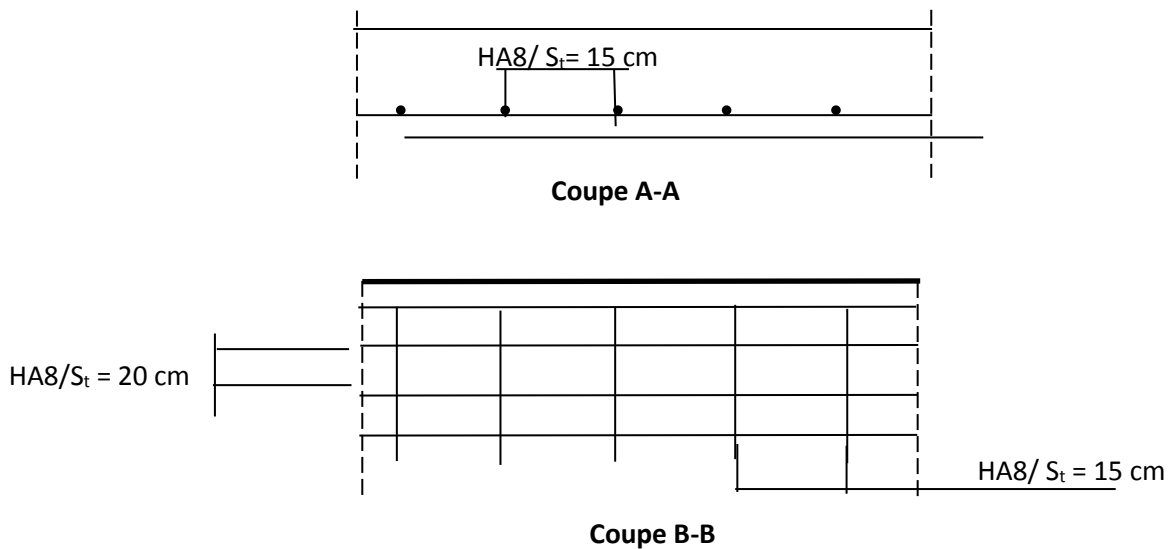


Figure III.5. Coupe A-A et B-B de l'acrotère

III.2. Etude de balcon

III.2.1. Introduction

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

Le calcul de ce type de balcon se fait à la flexion simple en considérant une bande de 1m, et de longueur à 1,25m.

III.2.2 Pré dimensionnement

Epaisseur de la dalle : $ep \geq \frac{1.45}{10}$

Donc : $ep = \frac{145}{10} = 14.5\text{cm}$. On prend **ep=15cm**

III.2.3 Evaluation des charges et surcharges

III.2.3.1 Actions permanentes

Pour une bande de 1m ; $G = 4.95 \text{ kN/m}^2$

Charges de garde-corps (en maçonnerie) : $G_2 = 2.8 \text{ kN/m}$

III.2.3.2 Actions d'exploitations

$Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

la main courante $m = 1 \text{ KN}$

III.2.4 Combinaison d'actions

III.2.4.1 L'état limite ultime (ELU)

La charge répartie : $q_u = 1,35x G + 1,5x Q = 11.93 \text{ KN/ml}$

La charge concentré : $p_u = 1.35 G_2 = 1.35(2.8) = 3.78 \text{ KN}$

La charge due à la main courante : $1.5 m = 1.5 \text{ KN.m}$

III.2.4.2 L'état limite de service (ELS)

La charge répartie : $q_{ser} = G + Q = 8.45 \text{ kN/ml}$

La charge concentré : $p_s = 2.8 \text{ KN}$

La charge due à la main courante : $m = 1 \text{ KN}$.

- Schéma statique

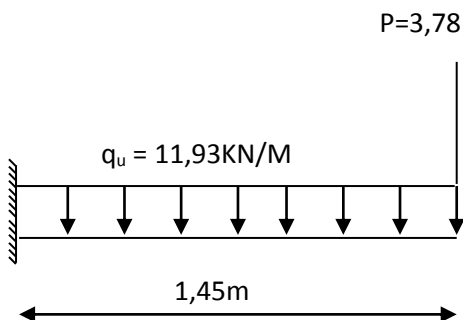


Figure III.6. Schém statique

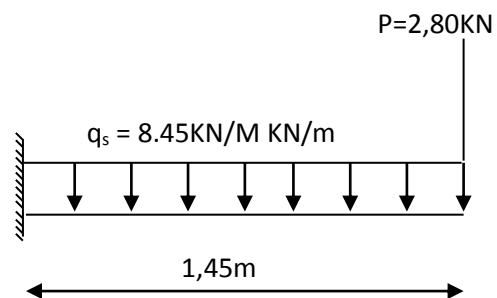


Figure III.7. Schéma statique

III.2.5 Sollicitations de calcul

III. 2.5.1 Moment d'encastrement

On a la portée libre de balcon est de 1.45 m, donc

- L'ELU

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + pul + 1.5M = 12.54 + 5.48 + 1.5 = 19.52 \text{ kN.m}$$

$$Vu = q_u l + pu = 21.08 \text{ kN.m}$$

- L'ELS

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} + M + PsL = 13.94 \text{ kN.m}$$

III.2.6. Calcul des armatures longitudinales à L'ELU

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de largeur 1m avec :

$b = 1.00 \text{ m}$; $h = 0.15 \text{ m}$; $d = 0.9h = 0.135 \text{ m}$; $d' = C' = 1.5 \text{ cm}$.

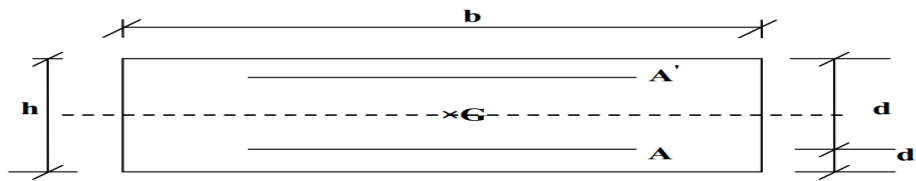


Figure III.8 : Section de calcul de balcon

III.2.6.1 Calcul à l'ELU

- Armature principale

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{19.52}{1 \times 0.135^2 \times 14170} = 0.075 < \mu_l = 0.390$$

Donc la section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.097$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha = 0.961$$

$$A_s = \frac{M_r^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{19520}{0.961 \times 13.5 \times 348} = 4.32 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = 4.32 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité**
- **La section minimale est**

$$A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_s = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec espacement de 20 cm.

- **Armatures de répartition**

D'après les vérifications à l'ELU les armatures de répartition ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_s = 7HA8 = 3.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec espacement de 20 cm.

III.2.6.2. Vérification à l'ELS

- **Détermination des contraintes**

Il faut faire la vérification des deux conditions suivantes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

- **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A'_s(y - c') - 15A_s(d - y) = 0$$

Tableau III.3. Vérification de la contrainte de compression dans le béton du balcon.

$M_{ser}(\text{K N.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$K(\text{MPa/m})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	Obs
13.94	5.65	4.01	9781.96	142.51	5.71	15	C.V

$\sigma_{st} = 199.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$ condition vérifié

b) Vérification de la flèche

On doit vérifier que

1) $\frac{h}{l} = \frac{15}{145} = 0.101 > \frac{1}{16} = 0.0625$ Condition vérifiée.

2) $\frac{A}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 4.18 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \text{ MPA}$Condition vérifiée.

3) $\frac{h}{l} = \frac{15}{145} = 0.101 > \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = 0.1$Condition vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.2.6.3. Autres vérifications

a) Contrainte de cisaillement

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Telle que le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) = 3.33 \text{MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

V_u : l'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = q_u l + pu = 21.08 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{21.08 \times 10^3}{1 \times 10^3 \times 135} = 0.156 \text{MPa}$$

D'où $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \implies$ **condition vérifié**

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement

b) Contrainte d'adhérence

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\text{On a } \bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1.5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1.5$$

$$\text{D'où } \bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$$\text{et on a } \tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: la somme des périmètres des armatures tendues.

Donc : D'où

$$\sum_{i=1}^n U_i = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{mm}$$

$$\tau_{su} = \frac{21.08 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 188.4} = 0.920$$

D'où $\tau_{su} = 0.920 \text{MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{MPa} \implies$ **condition vérifié**

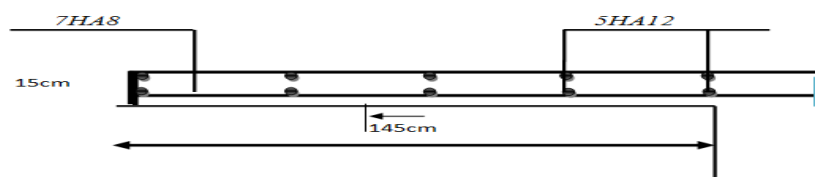


Figure III.9 : Schéma de ferrailage de balcon

III.3. Etude des escaliers

III.3.1. Calcul des sollicitations

Pour étage courant : (e = 15 cm)

Tableau III .4: charge permanente et d'exploitation du palier et de paillasse

Les charges	paillasse	Palier de repos
Charge permanente G [KN/m ²]	7.75	5.27
Charge d'exploitation Q [KN/m ²]	2.5	2.5

a) Combinaisons des charges

- à L'ELU

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

Paillasse : $P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 7.75) + (1.5 \times 2.5) = 14.21 \text{ KN/m}$.

Palier de repos : $P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.27) + (1.5 \times 2.5) = 10.86 \text{ KN/m}$

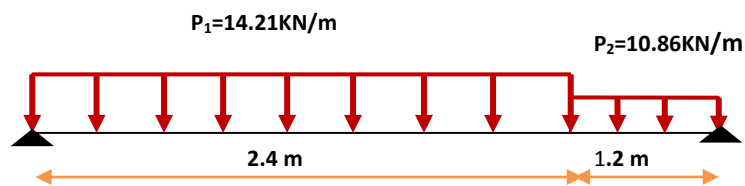
- à L'ELS

$$P_s = G + Q$$

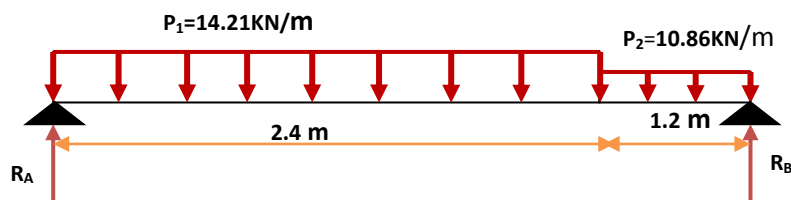
Paillasse : $P_s = G + Q = 7.75 + 2.5 = 10.25 \text{ KN/m}$

Palier de repos : $P_s = G + Q = 5.27 + 2.5 = 7.77 \text{ KN/m}$

- Calcul des sollicitations
- à L'ELU
- Schéma statique



- Calcul des réactions



$$\sum F_y = 0 \quad \Rightarrow \quad R_A + R_B = P_1 \times 2.4 + P_2 \times 1.2$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 47.13 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_B = 22.23 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow R_A = 24.90 \text{ KN}$$

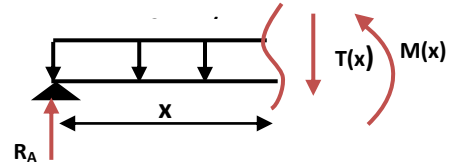
- Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant

- Tronçon 1 : $0 \text{ m} \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

$$T(x) = -P_1(x) + R_A$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = 24.90 \text{ KN.} \\ T(2.4) = -9.20 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.4) = 18.86 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



$$M(x) = -P_1(x^2)/2 + R_A(x)$$

$$dM_u(x) / dx = 0 \rightarrow x = 1.75 \text{ m} \rightarrow M_{\max} = 21.83$$

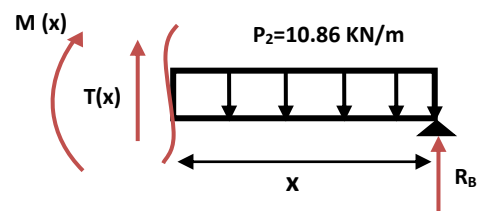
- Tronçon 2 : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.2 \text{ m}$

$$T(x) = P_2(x) - R_B$$

$$M(x) = -P_2(x^2)/2 + R_B(x)$$

$$M(x) = -5.43(x^2) + 22.23(x)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.4) = 22.07 \end{array} \right.$$



Remarque :

Vu que l'appui d'un escalier n'est pas considéré comme un appui simple réel, les moments à l'appui ne sont pas nuls car les escaliers sont semi encastrés dans leurs appuis. Ce qui implique de prendre les valeurs suivantes des moments.

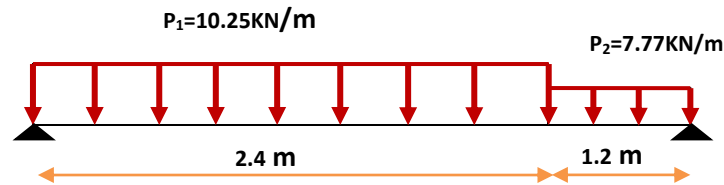
des coefficients réducteurs, pour les moments M_{\max} au niveau des appuis et en travée.

- à L'ELU : En travée $M_{tu} = 0.85M_{\max}$
En appuis $M_{au} = -0.3M_{\max}$
- à L'ELS : En travée $M_{ts} = 0.85M_{\max}$
En appuis $M_{as} = -0.3M_{\max}$

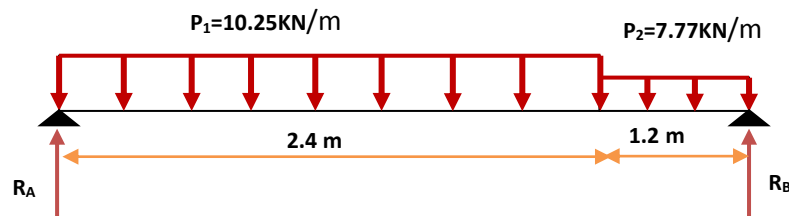
Tableau III.5. Tableau récapitulatif des sollicitations de calcul

L'ETAT	M _{appui} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)
ELU	6.55	18.55

- à L' ELS
- Schéma statique



- Calcul des réactions



$$\sum F_y = 0 \quad \text{--->} \quad R_A + R_B = P_1 (2.4) + P_2 (1.2)$$

$$\text{--->} \quad R_A + R_B = 33.92 \text{ KN}$$

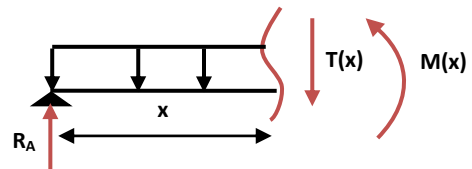
$$\sum M/A = 0 \quad \text{--->} \quad R_B = 15.97 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \quad \text{--->} \quad R_A = 17.95 \text{ KN}$$

- Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant

- Tronçon 1 : $0 \text{ m} \leq x \leq 2.4$

$$\text{--->} \quad \begin{cases} T(x) = -P_1(x) - R_A \\ T(0) = 17.95 \text{ KN} \\ T(2.4) = -6.65 \text{ KN} \end{cases}$$



$$M(x) = -P_1 \left(\frac{x^2}{2} \right) + R_A(x) \quad \text{--->} \quad \begin{cases} M(2.4) = 13.53 \text{ KN.m} \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

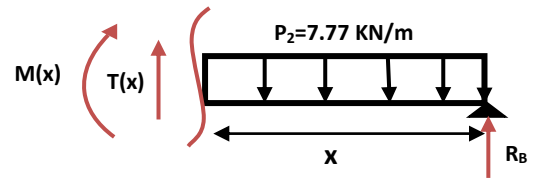
$$X = 1.75 \quad \text{--->} \quad M_{\max} = 15.68 \text{ KN.m}$$

- **Tronçon 2 : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.2$**

$$T(x) = P_2(x) - R_B$$

$$T(0) = -15.97 \text{ KN}$$

$$T(1.2) = -6.65 \text{ KN/m}$$



$$M(x) = -P_2 \left(\frac{x^2}{2} \right) + R_B(x)$$

$$M(0) = 0 \text{ KN}$$

$$M(1.2) = 13.58 \text{ KN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments M_{max} au niveau des appuis et en travée.

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Tableau III.6. : Tableau récapitulatif des sollicitations de calcul

L'ETAT	$M_{\text{appuis}} \text{ (KN.m)}$	$M_{\text{travée}} \text{ (KN.m)}$
ELS	4.70	13.33

- **Diagramme des moments et des efforts tranchants**
- **à L'ELU**

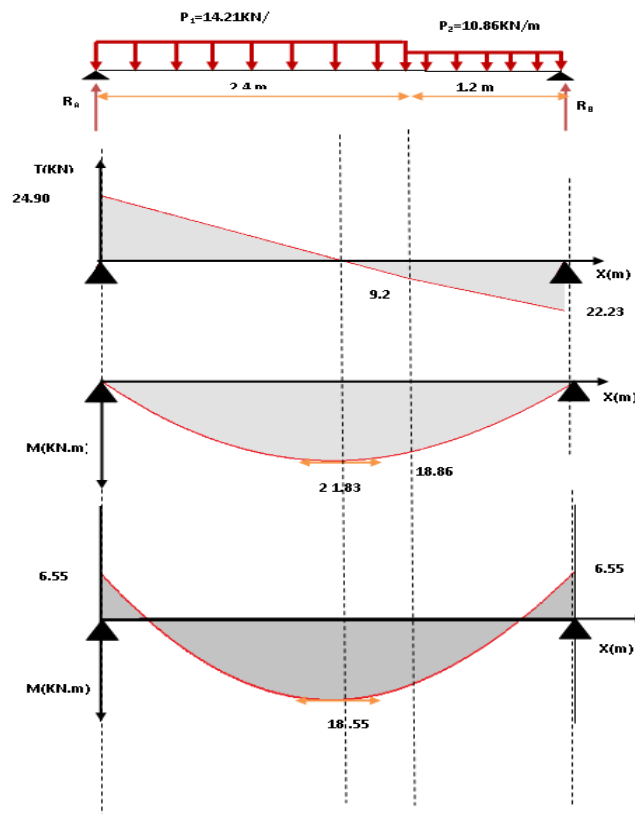


Figure III.10: Diagramme de moment et d'effort tranchant (ELU)

- L'ELS

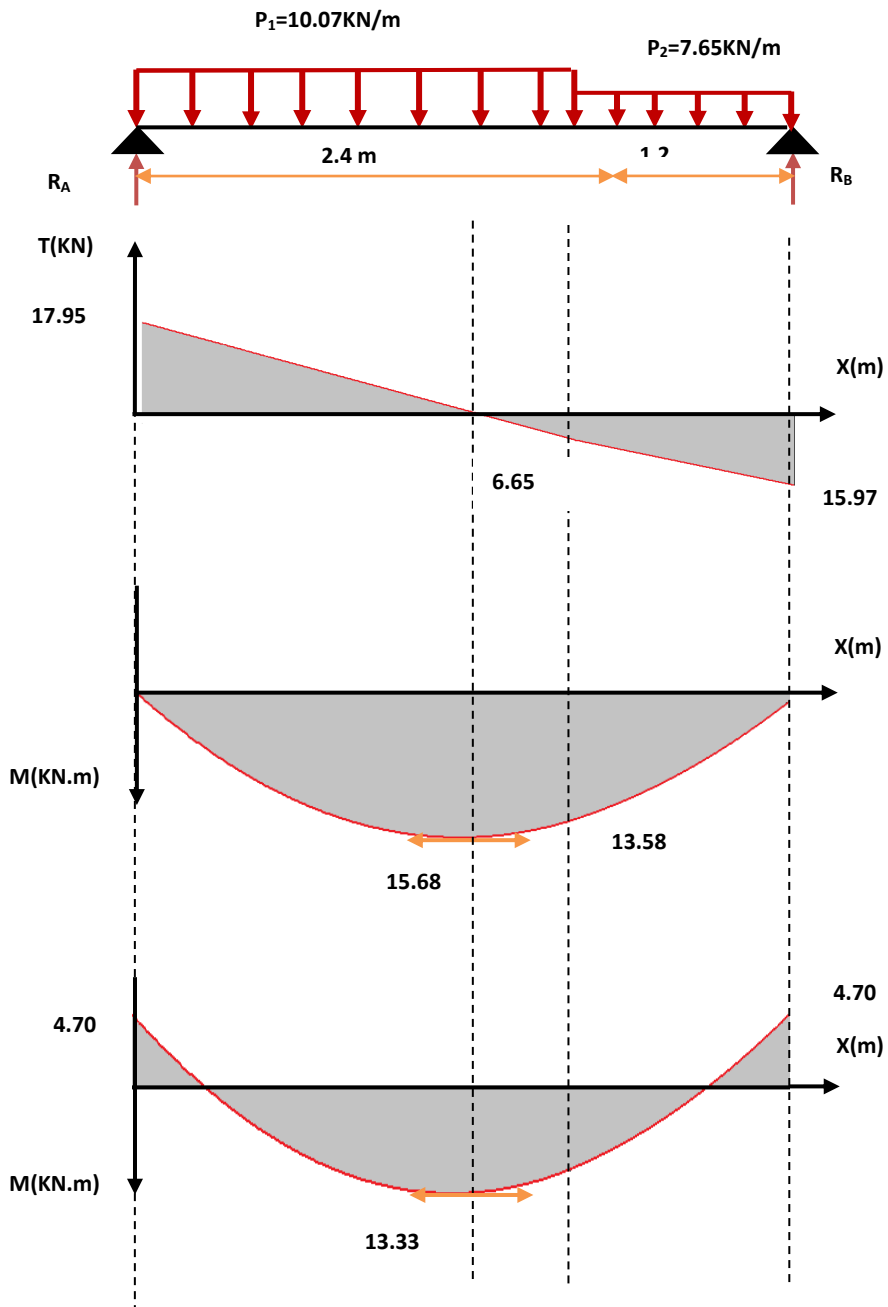


Figure III.11: Diagramme de moment et d'effort tranchant (ELS)

III-3-2- Calcul du ferrailage

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Tableau III.7. Tableau récapitulatif du calcul des armatures à l'ELU

	$Mu(kn.m)$	γ	μ_{bu}	A' (cm^2)	Z_b (cm)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	choix	St (cm)	St_{max} (cm)
<i>Travée</i>	18,55	1,39	0,072	0	11,5	4,64	1,63	5HA12	15	Art82BAEL91
								5,65(cm^2)		33
<i>Appui</i>	6,55	1,39	0,025	0	11,5	1,64	1,63	2HA12	15	Art82BAEL91
								2,26(cm^2)		33

- Armature de répartition

$$Ar = \frac{As}{4}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Tableau III. 9. Tableau récapitulatif Armature de répartition

	Ar (cm^2)	choix	$St(cm)$	St_{max} (cm)
Travée	1,42	3HA8	20	Art82BAEL91
		1,51(cm^2)		45
Appui	0,56	3HA8	20	Art82BAEL91
		1,51(cm^2)		45

III-3-3-Vérification

III-3-3-1- Condition de non fragilité

On doit vérifier que As est supérieure à A_{min}

$$As \geq A_{min} \text{ avec } A_{min} = 0.23 \times (b_0 \times d) \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times (1 \times 0.135) \times \frac{2.1}{400} = 1.63cm^2.$$

En appui : $Aa = 2.26cm^2 > A_{min}$ vérifiée

En travée : $At = 5.65cm^2 > A_{min}$ vérifiée.

III-3-3-2- Vérification à l'effort tranchant

on vérifie que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$; $Vu = 24.90KN$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \times d} = \frac{24.90 \times 10^{-3}}{0.135 \times 1} = 0.184MPa \text{ avec } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement,}$$

$$\text{La fissuration est peu préjudiciable } \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3.33MPa$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ la condition est vérifiée.

III-3-3-3- Vérification des contraintes à l'ELS

- **Contrainte de compression**
- **Dans le béton**

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Tableau III. 10. Contrainte de compression dans le béton à ELS

	Ms(kn.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc}(Mpa)=M_{sy}/I$	$\bar{\sigma}_{bc}(Mpa)$	OBS
Travée	13,33	4,01	9781,97	5,46	15	CV.
Appui	4,74	2,7	4610,19	2,75	15	CV.

- Dans les aciers

- **En travée**

$$\sigma_s \leq f_{ed} \text{ avec } \sigma_s = nK(d - y_1) = 193.98MPa$$

$$\sigma_s = 193.98MPa \leq f_{ed} = 348MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis

Condition vérifiée.

III-2-3-4- Etat limite de déformation

On doit vérifier que

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow A \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} = \frac{4.2 \times 1 \times 0.135}{400} = 14.17cm^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

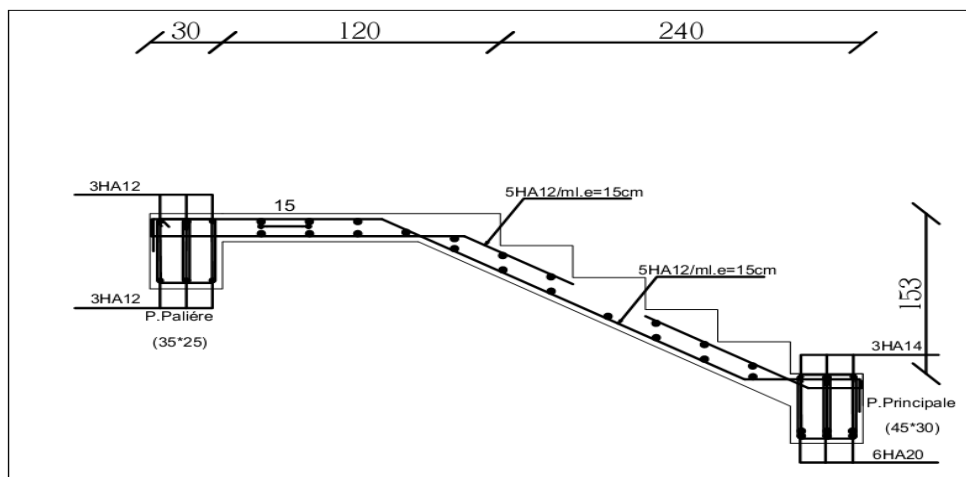


Figure III.12: schéma de ferrailage des escalier type 1

III.3.b) Escalier 2 volé 2ème type

Les réactions : le calcul RDM nous donne les valeurs suivantes :

Tableau III.11: Tableau récapitulatif des sollicitations de calcul

	$M_{u\max}$ (kn.m)	$M_{s\max}$ (kn.m)	Coéf	M_u (kn.m)	M_s (kn.m)
Travée	17,77	17,36	0,3	15 ,11	14,76
Appui			0,85	5 ,33	5,21

III-3-1- Calcul du ferrailage

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Tableau III.12 : Tableau récapitulatif du calcul des armatures à l'ELU

	M_u (kn.m)	γ	μ_{bu}	A' (cm ²)	Z_b (cm)	A (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	choix	St (cm)	St_{\max} (cm)
Travée	15,11	1,02	0,058	0	11,5	3,74	1,63	5HA12 5,65(cm ²)	15	Art82BAEL91 33
Appui	5,33	1,02	0,02	0	11,5	1,29	1,63	2HA12 2,26(cm ²)	15	Art82BAEL91 33

Armature de répartition

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Tableau III. 13. Tableau récapitulatif Armature de répartition

	A_r (cm ²)	Choix	St (cm)	St_{\max} (cm)
Travée	1,41	3HA8	20	Art82BAEL91
		1,51(cm ²)		45
Appui	0,56	3HA8	20	Art82BAEL91
		1,51(cm ²)		45

III-2-3-Vérification

III-2-3-1- Condition de non fragilité

On doit vérifier que A_s est supérieure à A_{\min}

$$A_s \geq A_{\min}$$

Avec :

$$A_{\min} = 0.23 \times (b_0 \times d) \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times (1 \times 0.135) \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

En appui : $A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ vérifiée

En travée : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ vérifiée

III-2-3-2- Vérification à l'effort tranchant

On vérifie que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$Vu = 27.08KN$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \times d} = \frac{27.08 \times 10^{-3}}{0.135 \times 1} = 0.2MPa$$

Avec

τ_u : Contrainte de cisaillement,

La fissuration est peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3.33MPa$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$la condition est vérifiée.

III-2-3-3- Vérification des contraintes à l'ELS

- **Contrainte de compression**

- **Dans le béton**

On vérifie que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = k \times y ; k = \frac{M_{ser}}{I}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Tableau III.14. Contrainte de compression dans le béton

	Ms(kn.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc}(Mpa)$ = $M_s y/I$	$\bar{\sigma}_{bc}(Mpa)$	OBS
Travée	14,76	3,65	8199,03	6,57	15	CV.
appui	5,21	2,7	4610,19	3,05	15	CV.

- **Aux travée**

- **Dans les aciers**

$$\sigma_s \leq f_{ed}$$

Avec

$$\sigma_s = nK(d - y_1) = 225.47MPa$$

$$\sigma_s = 225.45MPa \leq f_{ed} = 348 MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis**

- **Dans les aciers**

$$\sigma_s = nK(d - y_1) = 157.65MPa$$

$$\sigma_s = 157.65 \text{ MPa} \leq f_{ed} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III-2-3-4- Etat limite de déformation

On doit vérifier que

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow A \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} = \frac{4.2 \times 1 \times 0.135}{400} = 14.17 \text{ cm}^2$$

$A_{cal} = 4.52 \text{ cm}^2 < 14.17 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée

III-2-3-5- Etude de la poutre palière

➤ **Pour étage courant**

La poutre palière est calculée à l'ELU puisque la fissuration est considérée. La poutre palière est une poutre qui supporte les volées des escaliers entre deux niveaux successifs. Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme du aux poids des volées, (réaction **B** calculée précédemment) et elle aussi sollicitée par un couple de torsion ée peu nuisible.

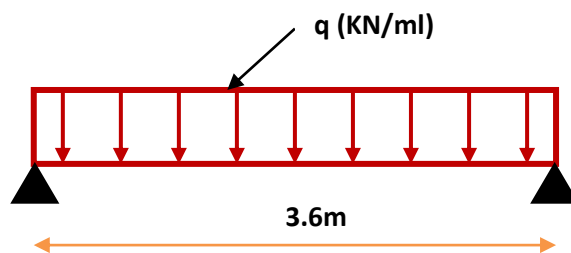


Figure .III.13: schéma statique de la poutre palière

- **Pré dimensionnement de la poutre palière**

Selon le BAEL 91[2], les dimensions de la poutre sont

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Rightarrow \quad 24 \leq h \leq 36 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = 30 \text{ cm.} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \quad \Rightarrow \quad 12 \leq b \leq 21 \quad \Rightarrow \quad b = 17 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

On adopte: (b x h) = (25x35).

Verification

Le RPA99 [1] préconise :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK.} \\ b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK.} \\ \frac{h}{b} = 1.4 \text{ cm} \leq 4 \dots \dots \dots \text{OK.} \end{array} \right.$$

Nous prenons : h = 35 cm ; b = 25 cm.

2) Chargement de la poutre palière

La poutre palière est soumise à :

- Charge d'exploitation : Q = 2.5 KN/m

- Son poids propre le long de la poutre : $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.35 = 2.19 \text{ KN/ml}$.
- Poids de la maçonnerie : $G_{\text{maç}} = 2.8 (3.06 - 0.35) \frac{1}{2} = 3.79 \text{ KN/ml}$.

➤ **Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier:**

- **ELU:** $R_b = 22.23 \text{ KN}$
- **ELS:** $R_b = 15.97 \text{ KN}$

➤ **Combinaison de charge**

- **À l'ELU**

$$q_u = 1.35 G_p + R_b = 1.35 (2.19 + 3.79) + 22.23 = 30.30 \text{ KN/ml}$$

- **À l'ELS**

$$q_s = G_p + G_{\text{maç}} + R_b = 2.19 + 3.79 + 15.97 = 21.95 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul des sollicitations**

- **À l'ELU**

➤ **Moment isostatique**

$$M_0 = q_u \frac{L^2}{8} = 30.30 \times \frac{(3.6)^2}{8} = 49.09 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant**

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{30.30 \times 3.6}{2} = 54.54 \text{ KN}$$

Pour tenir compte de semi encastrement

Sur appuis: $M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 49.09 = -14.73 \text{ KN.m} \implies M_a = -14.73 \text{ KN.m}$

Sur travée: $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 49.09 = 41.73 \text{ KN.m} \implies M_t = 41.73 \text{ KN.m}$

- **À l'ELS**

➤ **Moment isostatique**

$$M_0 = q_s \frac{L^2}{8} = 21.95 \times \frac{(3.6)^2}{8} = 35.56 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant**

$$T_s = \frac{q_s L}{2} = \frac{21.95 \times 3.6}{2} = 39.51 \text{ KN}$$

Pour tenir compte de semi encastrement

Sur appuis: $M_a = -0.3 M_0 = -10.67 \text{ KN.m}$

Sur travée: $M_t = 0.85 M_0 = 30.23 \text{ KN.m}$

4) Diagramme des moments et des efforts tranchants

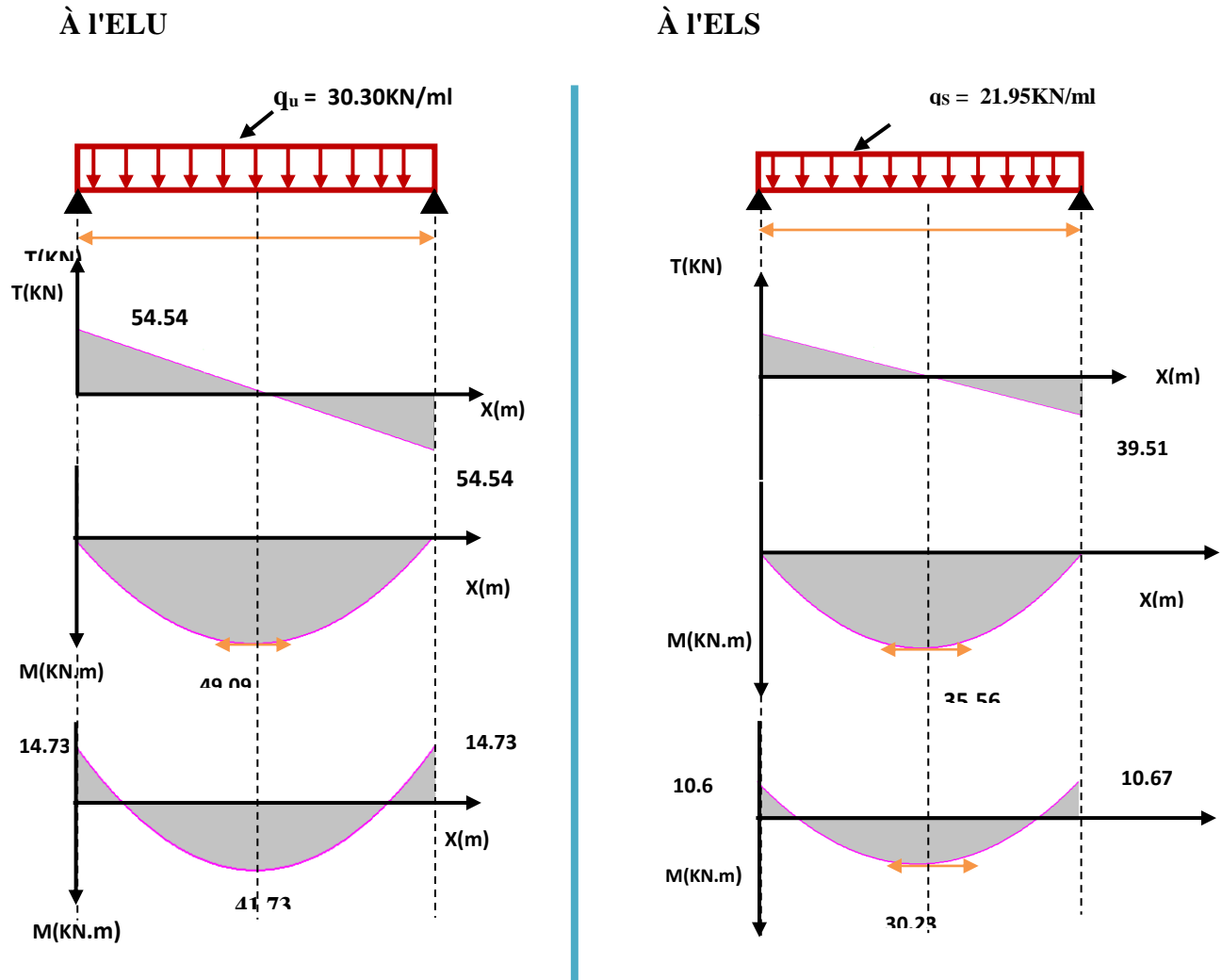


Figure III.13: Diagramme de moment et d'effort tranchant (ELU et ELS)

Calcul des armatures :Le calcul se fait en flexion simple à l'ELU et la fissuration peu préjudiciable

III-2-3-5-Ferrailage

Tableau III. 15. Tableau récapitulatif du calcul des armatures à l'ELU

	Mu (KN/m)	Ms (KN/m)	γ	μ_{bu}	A' (cm ²)	Zb (cm)	A (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadapt
Travée	41.73	30.23	1.37	0.288	0	0.29	5.40	1.16	5HA12 A=5.65
Appui	-14.73	-10.67	1.37	0.044	0	0.31	1.78	1.16	3HA12 A=3.39

Vérification à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité :** (Art A.4.21 de BAEL91 modifié 99)

$$A_{\min} = 0.23 \text{ bd } \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 31.5 \frac{2.1}{400} = 0.95 \text{ cm}^2.$$

En appuis: $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.95 \text{ cm}^2$ -----> C.V

En travée : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.95 \text{ cm}^2$ -----> C.V

Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

$$T_u^{\max} = 54.54 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{54.54 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.315} = 0.69 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.69 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}$ C. V

Donc : Il n'y a aucun risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres

(Art : A.6.1.3. BAEL.91 Version 99)

On doit vérifier que

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm.}$$

ψ_s : Coefficient de scellement

$$\psi_s = 1.5 \text{ pour FeE400}$$

$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi$: Somme du périmètre utile des barres

n: nombre des barres

φ : Diamètre des barres ($\varphi = 12 \text{ mm}$)

$$\tau_{se} = \frac{54.54 \times 10^3}{0.9 \times 315 \times 113.04} = 1.70 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Donc : pas de risque d'entraînement des barres.

Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A.5.1.3.13. BAEL.91 Version 99)

Influence sur le béton : (Art : A.5.1.3.21. BAEL.91 Version 99).

$V_u < \bar{V}_u = 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b \times a$ avec $a = 0.9 \times d = (0.9) \times (31.5) = 28.35\text{cm}$ (longueur de l'appui).

$$T_{u \max} = 54.54\text{kN.}$$

$$\bar{T}_u = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 25 \times 28.35 \times 10^{-1} = 472.5 \text{ kN.}$$

$$T_u = 54.54\text{kN} \leq \bar{T}_u = 472.5\text{kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Influence sur les armatures longitudinales inferieurs

On doit vérifier que

$$A_{S \text{ appui}} \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_{\text{appui}}}{0.9d} \right]$$

$$A_{S \text{ appui}} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$T_u^{\max} = 54.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 14.73\text{KN.m}$$

$$A_{S \text{ appui}} \geq \frac{1.15 \times 10}{400} \left[54.54 + \frac{14.73}{0.9 \times 0.315} \right] = 3.06\text{cm}^2$$

$$A_{S \text{ appui}} = 3.39 \text{ cm}^2 \geq 3.06 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des armatures transversales

$$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = \min(28.35, 40) = 28.35\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée} \quad St = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \quad \text{Condition vérifiée} \quad A_t \geq \frac{b \times S_t \times 0.4}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 25 \times 20}{400} = 0.5\text{cm}^2$$

On prend des 1 ϕ 10 pour les cadres et les étriers. (Un cadre et un étrier).

Vérification à L'ELS

Etat limite de déformation (la flèche) :(Art B.6.5.2 de BAEL 91 modifier99).

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{bd} = \frac{3.39}{25 \times 31.5} = 0.0043 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{bd} = \frac{4.52}{25 \times 31.5} = 0.0057 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{l} = \frac{35}{360} = 0.097 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{l} = \frac{35}{360} = 0.097 \geq \frac{1 \times Mt}{10 \times Mu} = \frac{30.23}{10 \times 35.56} = 0.085 \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Tel que : M_t : moment dans les travers

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

b) Contrainte de compression dans le béton ELS

$$\sigma_{bc} \prec \bar{\sigma} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = K.Y$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Avec :

$$I = \frac{b.y^3}{3} + \eta A(d - y)^2 + \eta A'(y - d')^2$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Tableau III. 16 : Contrainte maximale dans le béton comprimé

	<i>Mser</i> (KN.M)	<i>As</i> (cm ²)	<i>I</i> (cm ⁴)	<i>Y</i> (cm)	<i>K</i> (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	<i>Obs</i>
Travée	30.23	5.65	39.540x10 ³	10.64	76.45	8.13	15	C. V
Appui	10.67	3.39	31.755x10 ³	9.47	33.60	3.18	15	C. V

- **Calcul des armatures transversales**

La quantité des armatures transversal et donnée par la formule suivante :

$$At=0.003*St*b$$

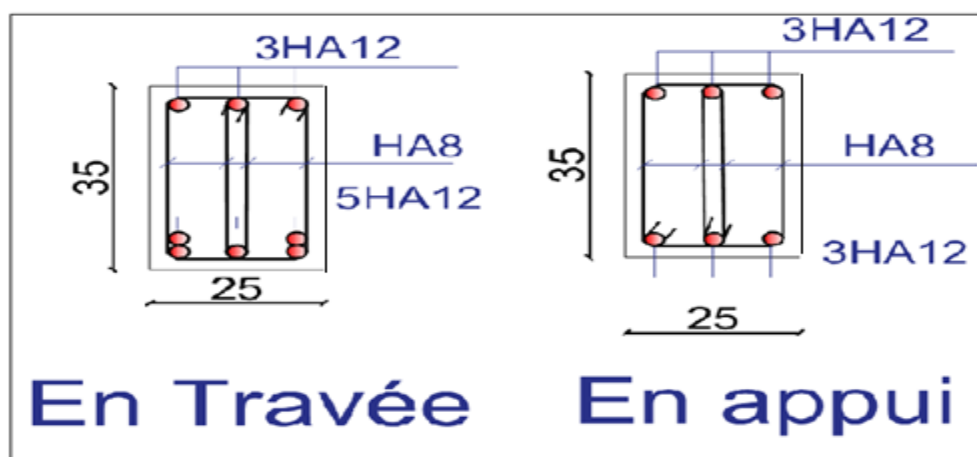


Figure III.14: Ferrailage de la poutre palière

III- 4. PLANCHERS

III.4.1. Introduction

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- ✓ Cheminement des charges aux éléments porteurs.
- ✓ Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- ✓ Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux

III.4.2. plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur

III.4.3. Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression d'épaisseur 4 cm doit être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles

33cm pour les barres parallèle aux poutrelles

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

En Algérie les entre axes les plus utilisés sont : 56 cm et 65 cm.

On a $50 \text{ cm} \leq l_x \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow l_x = 65 \text{ cm}$

$$A_{per} \geq \frac{4 \times l_x}{400} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA6

Avec

$$A = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{par} = \frac{A_{per}}{2} = 0.705 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 \text{ HA6 avec } A = 0.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera un treillis soudé de TS6(200×200).

III.4.4. Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives. et leurs rôle dans le plancher est de transmettre les charges verticales appliquée sur ce dernier aux poutres principales

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

1^{ère} étape : avant le coulage de la dalle de compression

2^{ème} étape : après le coulage de la dalle de compression

Et comme le calcul de 2^{ème} étape est plus pondérant que 1^{ère} étape nous avons prendre que 1^{ère} directement le cas le plus défavorable (après le coulage de la dalle de compression).

- **Dimensions des poutrelles**

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

$$b_1 = \min \left(\frac{Ln}{2}; \frac{L_{max}}{10}; 6h_0 \right)$$

On prend

$Ln = 60cm$ La distance entre axes des poutrelles.

$h_0 = 4cm$ La hauteur de la table de compression.

$L_{max} = 390cm$

La portée maximale de la poutrelle.

$$b_1 = \min (30; 390 ; 24)$$

On prendre $b_1 = 24 cm$

Donc :

$$b_0 = Ln - 2b_1 \Rightarrow b_0 = 60 - 2 \times 24 = 12 cm \Rightarrow b_0 = 12cm$$

- **Calcul des poutrelles** : Après le coulage de la dalle de compression

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en T de hauteur égale à l'épaisseur du plancher et reposant sur plusieurs appuis. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression, en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher

- **Charges et surcharges et la combinaison de charge**

ELU : $q_u = 1.35g + 1.5q$

ELS : $q_s = g + q$

Avec : $g = 0.65 * G$

$$q = 0.65 \cdot Q$$

➤ **Calcul des moments**

• **ELU :**

$$qu = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 \text{ Charge revenant aux poutrelles.}$$

Au niveau du plancher terrasse : $qu = (1.35 \times 6.66 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.82 \text{ KN/ml}$

➤ **Au niveau du plancher étage courant**

$$qu = (1.35 \times 5.34 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.14 \text{ KN/ml}$$

On prend ainsi la charge maximale : $qu_{\max} = 6.82 \text{ KN/ml}$

• **ELS :**

Plancher terrasse : $qser = (G + Q) \times 0.65 = (6.66 + 1) \times 0.65 = 4.98 \text{ KN/ml}$

Plancher étage courant : $qser = (5.34 + 1.5) \times 0.65 = 4.45 \text{ KN/ml}$

$$qser_{\max} = 4.98 \text{ KN/ml}$$

III.4.5. Méthodes de calcul des poutrelles

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes ;

Méthode forfaitaire

Méthode de Caquot

III.4.5.1. Méthode forfaitaire

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharges modérées (ne pas très élevé) lorsque les conditions suivantes sont satisfaites :

Plancher à surcharges modérées : $Q \leq \min(2 \times G ; 5) \text{ KN/m}^2$

Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.

Fissuration peu nuisible.

III.4.5.2. Vérification des conditions de BAEL

• **1^{ère} condition**

Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6.66 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 6.66; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- **2^{ème} condition**

$$0.8 \leq \frac{3.9}{3.6} = 1.08 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

La 3^{ème} et la 4^{ème} condition sont vérifiées.

III.4.5.3.Principe de la méthode forfaitaire : d'après le [BAEL 91]

- **Les moments fléchissant**

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes sans pondération.

M_0 : Moment isostatique

M_d : Moment sur l'appui de droite

M_g : Moment sur l'appui de gauche

M_t : Moment en travée

Les conditions à vérifiées sont :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots \text{ Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots \text{ Pour une travée intermédiaire.}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

$0.5 \times M_0$: Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0.4 \times M_0$: Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.

$0.6 \times M_0$: Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.

$0.15 \times M_0$: Pour les appuis de rive.

- **Les efforts tranchants**

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de la RDM.

- **Application de la méthode**

Le calcul des moments et des efforts tranchants sont résumés dans les tableaux suivants :

- 1^{er} type : poutrelle à 7 travées :

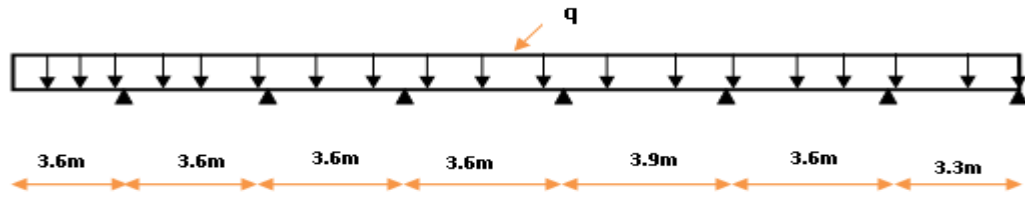


Figure III.15. Schéma statique de la poutrelle à 7 travées

ELU \dashrightarrow $q_u = 6.82 \text{ KN/m}$

ELS \dashrightarrow $q_s = 4.98 \text{ KN/m}$

- A ELU

Tableau III.17. Tableau récapitulatif des résultats trouvés d'après la méthode de forfaitaire (ELU)

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	
l (m)	3.60	3.60	3.60	3.60	3.90	3.60	3.30	
M_0 (KN.m)	11.05	11.05	11.05	11.05	12.97	11.05	9.28	
N° d'appuis	1	2	3	4	5	6	7	8
Coeff forfaitaire	0.15	0.5	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5	0.15
M_a (KN.m)	1.66	5.53	4.42	4.42	5.19	5.19	5.53	1.39
M_1 (KN.m)	8	6.63	7.18	6.80	8.43	6.24	6.28	
M_2 (KN.m)	6.85	5.74	5.74	5.74	6.73	5.74	5.75	
$M_t = \max(M_1, M_2)$ (KN.m)	8	6.63	7.18	6.80	8.43	6.24	6.28	
a (m)	1.95	1.76	1.80	1.83	1.95	1.81	1.47	
b (m)	1.65	1.84	1.80	1.77	1.95	1.79	1.83	
V_w (KN)	-9.90	-13.82	-12.89	-12.26	-13.97	-12.63	-16.07	
V_e (KN)	16.4	12.01	12.89	13.54	13.97	13.15	8.38	

Diagramme des efforts tranchants et de moments fléchissant

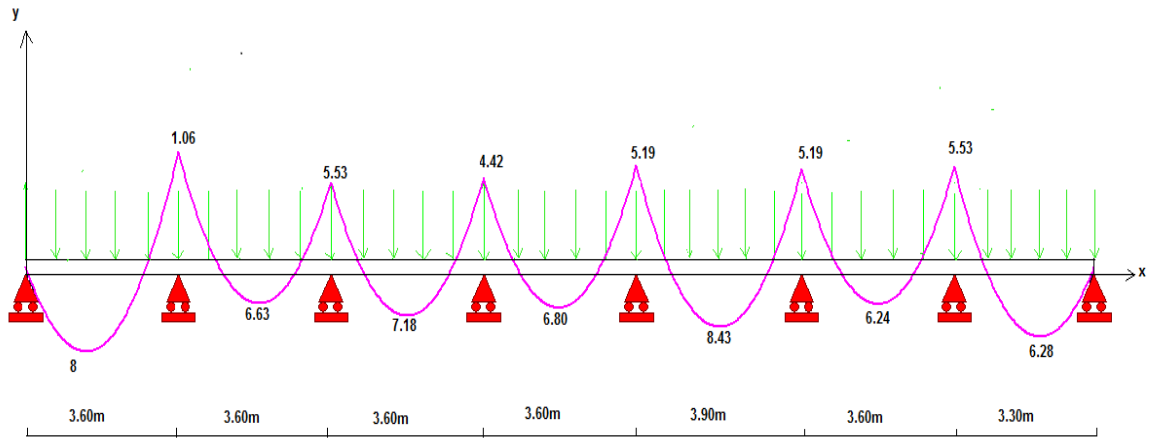


Figure III.16. Diagramme des moments à ELU (poutrelle type 01)

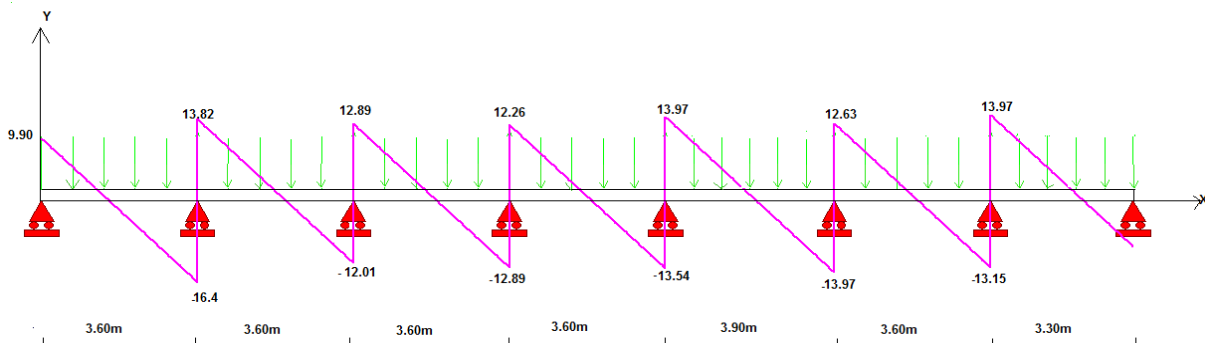


Figure III.17. Diagramme de l'effort tranchant à ELU (poutrelle type 01)

- A ELS

Tableau III.18. Tableau récapitulatif des résultats trouvés à l'ELS d'après la méthode de forfaitaire

Travée	1	2	3	4	5	6	7	
l (m)	3.60	3.60	3.60	3.60	3.90	3.60	3.30	
M₀ (KN.m)	8.07	8.07	8.07	8.07	9.47	8.07	6.78	
N° d'appuis	1	2	3	4	5	6	7	8
Coeff forfaitaire	0.15	0.5	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5	0.15
Ma (KN.m)	1.21	4.04	3.23	3.23	3.79	3.79	4.04	1.08
M₁ (KN.m)	5.85	4.84	5.24	4.96	6.15	4.55	4.56	
M₂ (KN.m)	5	4.19	4.19	4.19	4.92	4.19	4.20	
M_t = max(M₁, M₂) (KN.m)	5.85	4.84	5.24	4.96	6.15	4.55	4.56	
a (m)	1.65	1.84	1.80	1.77	1.95	1.79	1.82	
b (m)	1.95	1.76	1.80	1.83	1.95	1.81	1.48	
V_w (KN)	-8.56	-9.65	-9.41	-9.25	-10.19	-9.32	-9.45	
V_e (KN)	10.14	9.17	9.41	9.56	10.19	9.49	7.62	

- Diagramme des efforts tranchants et de moments fléchissant

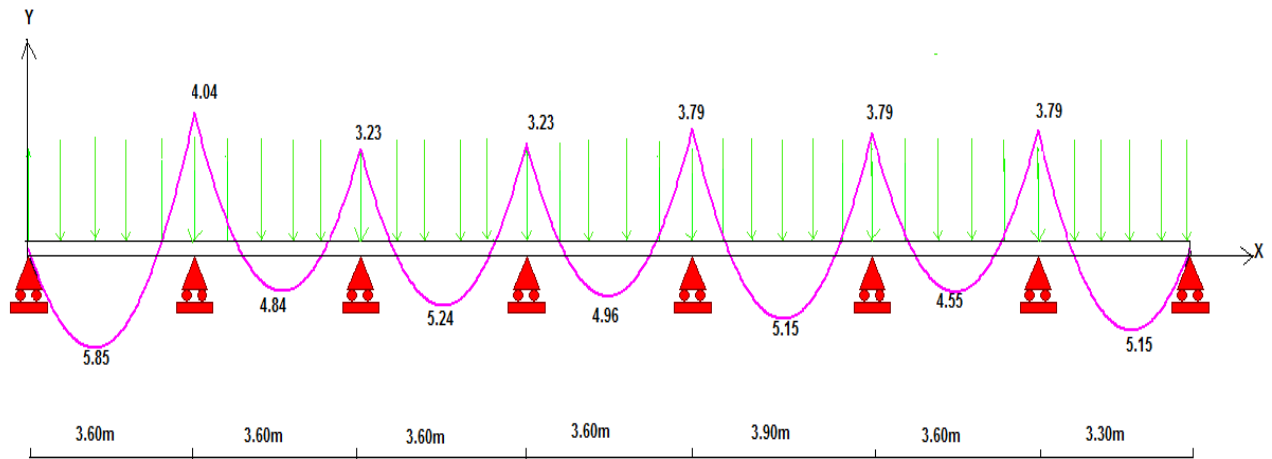


Figure III.18. Diagramme des moments à ELS (poutrelle type 01)

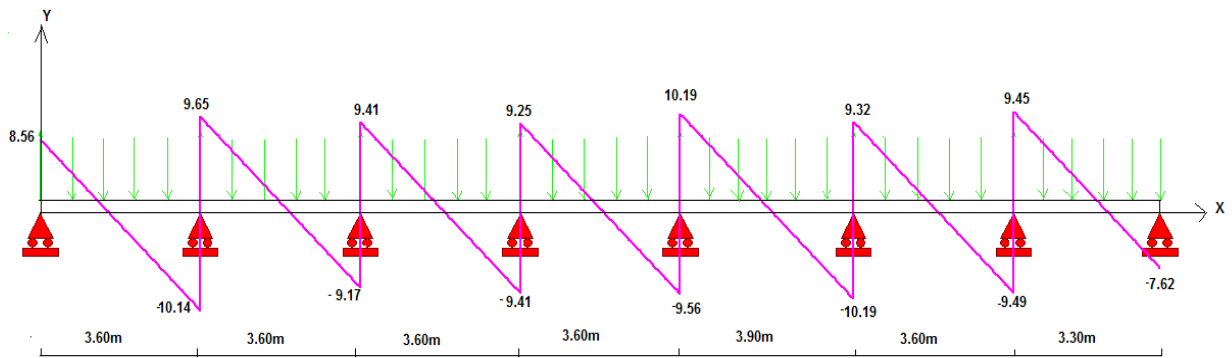


Figure III.19. Diagramme de l'effort tranchant à ELS (poutrelle type 01)

2^{ème} type : poutrelle à trois (0 3) travées

- A ELU

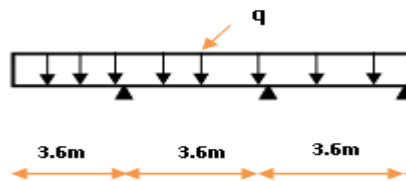


Figure III.20. Schéma statique de la poutrelle type(02) à sept travées

- A ELU

D'après l'utilisation de la méthode de forfaitaire, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant.

Tableau III.20. Tableau récapitulatif des résultats trouvés par la méthode de forfaitaire

Travée	1-2	2-3	3-4
l (m)	3.60	3.60	3.60
M₀ (KN.m)	11.05	11.05	11.05
N° d'appuis	1	2	3
Coeff forfaitaire	0.15	0.5	0.15
Ma (KN.m)	1.66	5.53	1.66
M₁ (KN.m)	8	6.07	8
M₂ (KN.m)	6.84	5.74	6.84
M_t = max(M₁, M₂) (KN.m)	8	6.07	8
a (m)	1.65	1.8	1.95
b (m)	1.95	1.8	1.65
V_w (KN)	-11.71	-12.89	-13.88
V_e (KN)	13.88	12.89	11.71

• Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant

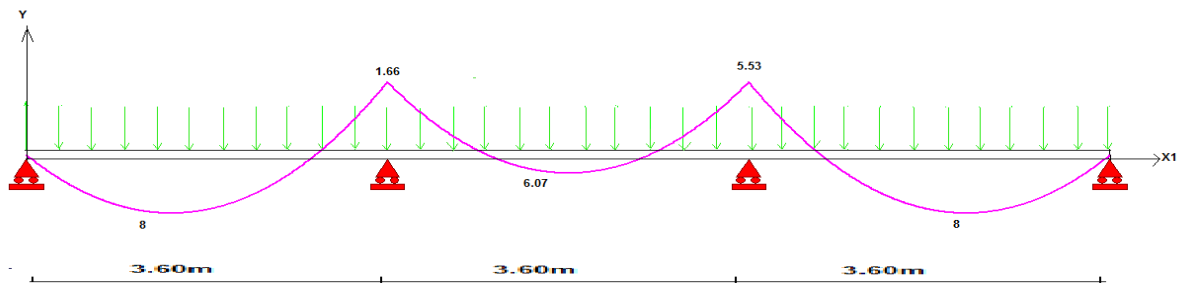


Figure III.21. Diagramme de moment fléchissant à ELU (poutrelle type 2)

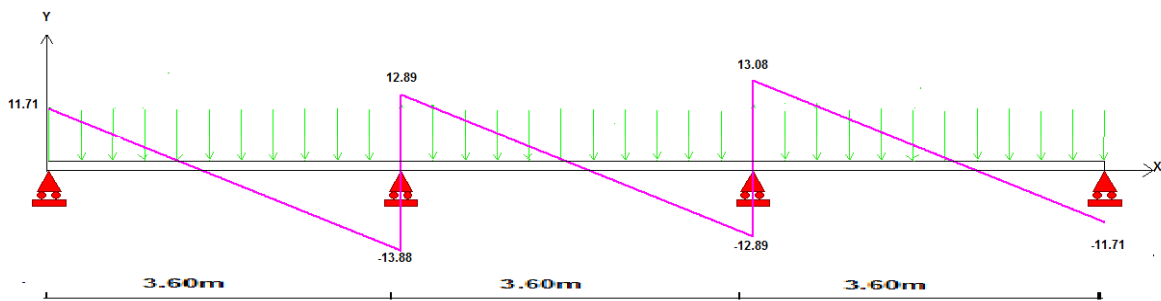


Figure III.22. Diagramme de l'effort tranchant à ELU (poutrelle type 2)

• A ELS

Tableau III.21. Tableau récapitulatif des résultats trouvés par la méthode de forfaitaire

Travée	1-2	2-3	3-4	
l (m)	3.60	3.60	3.60	
M₀ (KN.m)	8.07	8.07	8.07	
N° d'appuis	1	2	3	4
Coef f forfaitaire	0.15	0.5	0.5	0.15
Ma (KN.m)	1.21	4.04	4.04	1.21
M₁ (KN.m)	5.85	4.43	5.85	
M₂ (KN.m)	5	4.19	5	
Mt = max(M₁, M₂) (KN.m)	5.85	4.43	5.85	
a (m)	1.65	1.8	1.95	
b (m)	1.95	1.8	1.65	
V_w (KN)	-8.56	-9.41	-10.14	
V_e (KN)	10.14	9.41	8.56	

- Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant

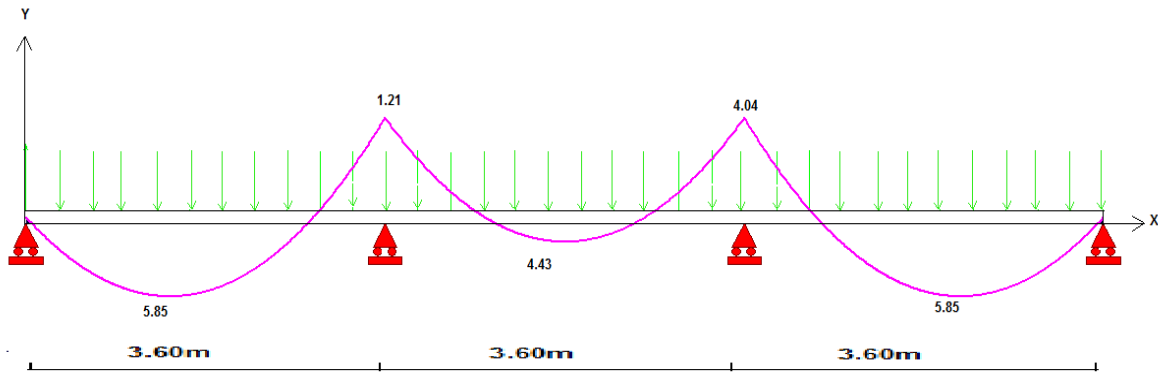


Figure III.23. Diagramme moment fléchissant a ELS (poutrelle type 02)

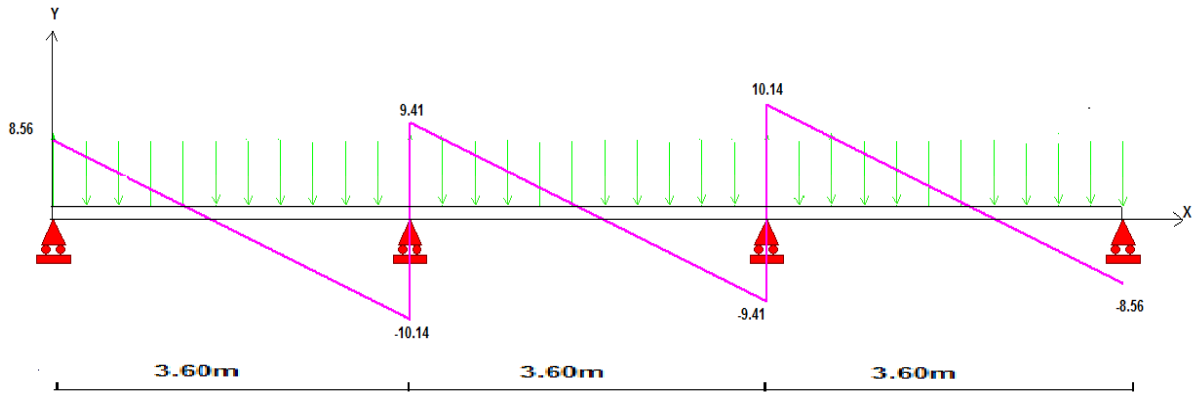


Figure III.24. Diagramme de l'effort tranchant a ELS (poutrelle type 02)

- 3^{eme} type : poutrelle à trois (3) travée

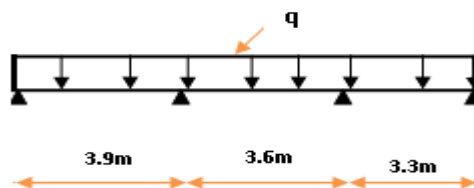


Figure III.25. Schéma statique de la poutrelle (type 03)

• ELU

Tableau III.22. Les résultats trouvés par la méthode de forfaitaire de la poutrelle type (03) à ELU

Travée	1	2	3	
l (m)	3.90	3.60	3.3	
M_0 (KN.m)	12.97	11.05	9.28	
N° d'appuis	1	2	3	4
Coef f forfaitaire	0.15	0.5	0.5	0.15
Ma (KN.m)	1.95	6.48	5.53	1.39
M_1 (KN.m)	9.40	5.59	6.28	
M_2 (KN.m)	8.03	5.74	5.74	
$Mt = \max(M_1, M_2)$ (KN.m)	9.40	5.59	6.28	
a (m)	1.79	1.84	1.83	
b (m)	2.11	1.76	1.47	
V_w (KN)	-12.68	-13.12	-12.91	
V_e (KN)	15.05	12.64	10.44	

• Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant

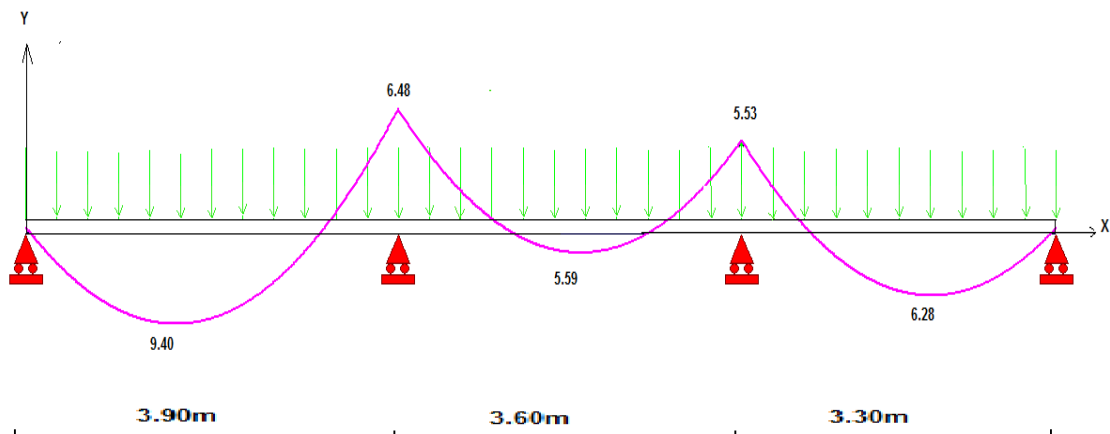


Figure III26. Diagramme moment fléchissant à ELU (poutrelle type 3)

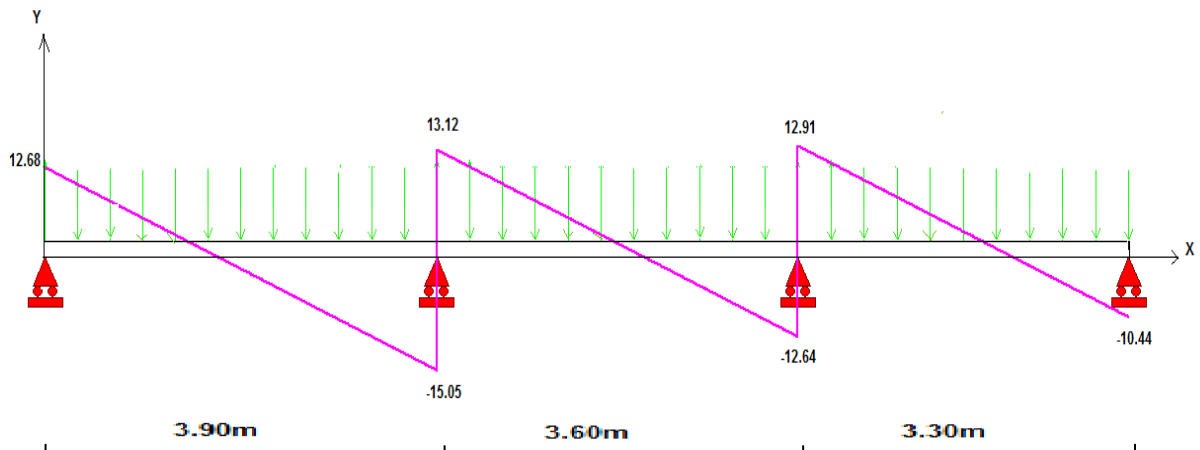


Figure III.27. Diagramme de l'effort tranchant à ELU (poutrelle type 3)

- ELS

Tableau III.23. Les résultats trouvés par la méthode de forfaitaire de la poutrelle type (03) à ELS

Travée	1	2	3	
l (m)	3.90	3.60	3.30	
M ₀ (KN.m)	9.47	8.07	6.78	
N° d'appuis	1	2	3	4
Coef f forfaitaire	0.15	0.5	0.5	0.15
Ma (KN.m)	1.42	4.74	4.04	1.02
M ₁ (KN.m)	6.86	4.08	4.59	
M ₂ (KN.m)	5.86	4.19	4.20	
Mt = max(M ₁ , M ₂) (KN.m)	6.86	4.19	4.59	
a (m)	1.79	1.84	1.83	
b (m)	2.11	1.76	1.47	
V _w (KN)	-9.25	-9.71	-9.43	
V _e (KN)	-10.99	9.35	7.63	

• Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant

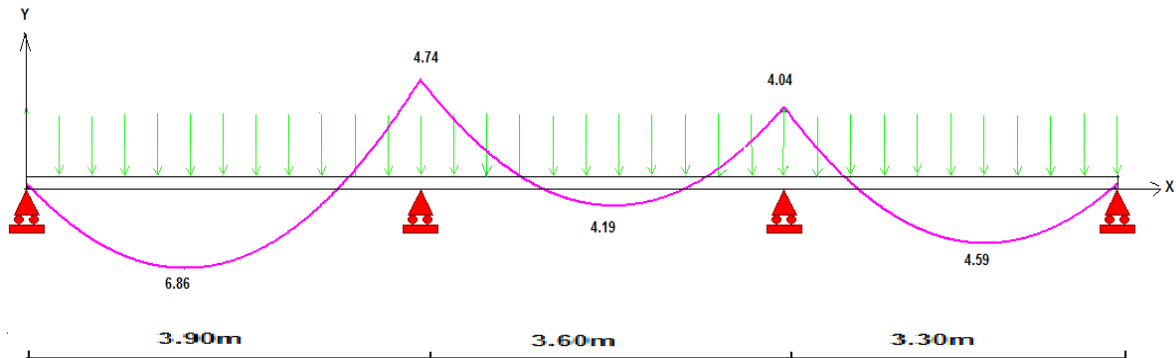


Figure III.28. Diagramme moment fléchissant à ELS (poutrelle type 03)

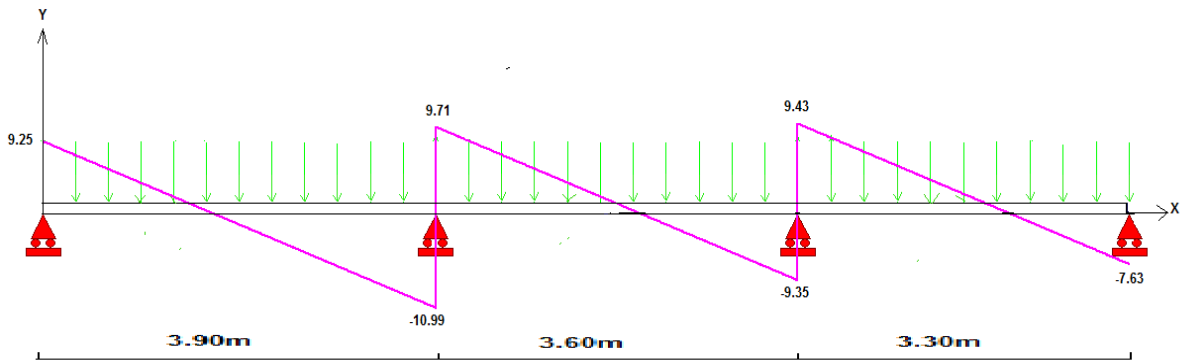


Figure III.29. Diagramme effort tranchant à ELS (poutrelle type 03)

III.4.5.4 Calcul du ferrailage

Après coulage et durcissement de la dalle de compression, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis. Le calcul de cette section s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

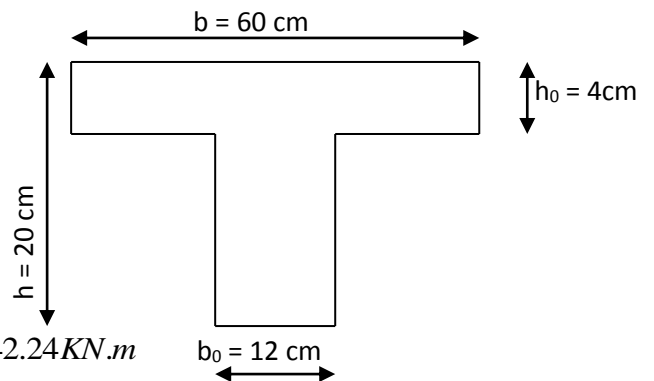
En travée

$$y = h_0, \text{ soit } \alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{4}{18} = 0.22$$

$$0.167 \leq \alpha_0 \leq 0.259$$

$$\mu_0 = 1.14\alpha_0 - 0.57\alpha_0^2 - 0.07 \Rightarrow \mu_0 = 0.153$$

$$M_t = \mu_0 b d^2 f_{bc} = 0.153 \times 0.60 \times 0.18^2 \times 14.2 = 42.24 \text{ KN.m}$$



$M_u < M_t \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression. Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table b.

$$h_0 = 20\text{cm} ; \mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d_2 \times f_{bu}}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{8.43}{6.15} = 1.37 \Rightarrow 10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49.f_{c28} - 3050 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.289$$

$$\mu_{bu} = 0.034 \leq \mu_{lu} = 0.289 \Rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} < 0.275$ on utilise la méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu})$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}}$$

Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en Travée :

Tableau III.24. Tableau récapitulatif des résultats de calcul des armatures en travée

Type	$M_{tu}(\text{max})$ [kN.m]	μ_{bu}	A'_s [cm ²]	Z [cm]	A_{st} [cm ²]	Choix	A_s adopté [cm ²]
Résultats	9.40	0.034	0	18	1.50	3HA12	3.39

- **En appui**

On considère une section rectangulaire de $12\text{cm} \times 20\text{cm}$. les moments aux appuis sont : $M_{a_u} = 6.48\text{KN.m}$ et $M_{a_{ser}} = 4.74\text{KN.m}$.

Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en appui :

Tableau III.25. Tableau récapitulatif des résultats de calcul des armatures en appuis

Type	$M_{au}(\text{max})$ [kN.m]	μ_{bu}	A'_s [cm ²]	Z [cm]	A_{sa} [cm ²]	Choix	A_s adopté [cm ²]
Résultats	6.48	0,117	0	17	1.095	2HA12	2.26

- **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures d'âme doit au plus être égal à un trente-cinquième de la hauteur totale de la poutrelle, au dixième de la largeur de l'âme et au diamètre minimale des armatures longitudinales :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l\right) = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1.2\right) = 5.71\text{mm}.$$

Les armatures transversales seront réalisées par étrier de $\phi 6$.

- **Espacement des armatures transversales** : (Art.A.5.1.BAEL91)

L'espacement S_t des lits successifs d'armatures transversales d'âmes doit vérifier :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40cm) = \min(0.9 \times 18; 40cm) = 16.2cm \Rightarrow S_t = 15cm .$$

L'espacement des armatures transversales au niveau des rives doit être inférieur à

$S_t/2 = 7.5$ cm pour éviter les fissures sur les bords dues à la concentration de contraintes par changement de section.

III.4.5.5.Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

- **En travée** : $A_{min} \geq 0.23 \frac{2.1}{400} \times 60 \times 18 = 1.30cm^2 < A_{st} \dots\dots\dots$ vérifiée

- **En appui** : $A_{min} \geq 0.23 \frac{2.1}{400} \times 12 \times 18 = 0.26cm^2 < A_{sa} \dots\dots\dots$ vérifiée.

- **Contrainte tangentielle**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \times d} = \frac{15.05 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.70MPa$$

La fissuration est peu préjudiciable $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = \min\left(0.2 \frac{25}{1.5}; 5MPa\right) \Rightarrow$

$$\bar{\tau}_u = 3.33MPa$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ la condition est vérifiée.

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis** : (Art A.5.1.313 BAEL91)

On doit vérifier :

$$Vu \leq 0.4 \times a \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 0.162 \times 0.12 \times \frac{25}{1.5} = 129.6KN \text{ avec } a = 0.9d$$

$$Aa \geq \frac{1.15}{f_e} \left(Vu + \frac{Mu}{0.9d} \right)$$

- **Appui de rive**

$$\frac{Mu}{0.9d} = 0, \quad Vu = 15.05KN < 129.6KN$$

$$Aa = 2.26 \geq \frac{1.15}{400} (15.05 \times 10^{-3}) = 0.43 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Appui intermédiaire**

$$Vu = 13.12 \text{ KN} < 165.6 \text{ KN}$$

$$Aa = 2.26 \geq \frac{1.15}{fe} \left(Vu + \frac{Mu}{0.9d} \right) = 0.039 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification d'adhérence des barres**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_s = \psi_s \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \sum Ui}$$

Avec :

$$Vu = 15.05 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.05 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 2 \times 3.14 \times 0.012} = 1.23 \text{ MPa} ; \quad \bar{\tau}_s = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_s \dots\dots\dots \text{inégalité vérifiée.}$$

III.4.5.6. Vérification des contraintes à l'ELS

- **En travée**

$$M_{ser} = 6.86 \text{ KN}, \quad b = 60 \text{ cm}, \quad A = 3.39 \text{ cm}^2, \quad A' = 0.$$

- **Position de l'axe neutre**

on résout l'équation $by^2 + 30(As + As')y - 30(dAs + d'As') = 0$

$$\Rightarrow y = \frac{15(As + As')}{b} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{b(dAs + d'As')}{7.5(As + As')^2} \right)} - 1 \right] \text{ d'après le BAEL 91.}$$

- **Le moment d'inertie est donné par**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \left[As(d - y)^2 + As' (y - d')^2 \right]$$

- **Contrainte de compression**

- Dans le béton

On vérifie que

$$\sigma_{bc} = k \times y ; k = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{ser} = 6.86 \text{ KN.m} \\ y = 4.74 \text{ cm} \\ I = 11070.76 \text{ cm}^4 \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.94 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Dans les aciers

$$\sigma_s \leq f_{ed} \text{ avec } \sigma_s = nK(d - y_1) = 15 \times 61.96 \times (0.18 - 0.0474) = 123.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 123.24 \text{ MPa} \leq f_{ed} = 348 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis**
- **Contrainte de compression**
- **Dans le béton**

$$M_{ser} = 4.74 \text{ KN.m}, A = 2.26 \text{ cm}^2, y = 3.98 \text{ cm}, I = 7924.29 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2.38 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Dans les aciers :

$$\sigma_s = nK(d - y_1) = 15 \times 59.82 \times (0.18 - 0.0398) = 125.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 125.80 \text{ MPa} \leq f_{ed} = 348 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Tableau III.26. Tableau récapitulatif des résultats de vérification de la contrainte dans le béton

	M_{ser} (KN.m)	As (cm²)	I (cm⁴)	Y (cm)	K MPa/m³	σ_{bc} (Mpa)	σ̄_{bc} (MPa)	Obs
Travée	6.86	3.39	11070.76	4.74	61.96	2.94	15	Vérifiée
Appui	4.74	2.26	7924.29	3.98	59.82	2.38	15	Vérifiée

III.4.5.7. Etat limite de déformation

On doit vérifier que :

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow A \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} = \frac{4.2 \times 0.60 \times 0.18}{400} = 11.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} = 3.39 \text{ cm}^2 < 11.34 \text{ cm}^2$$

- Ferrailage du plancher

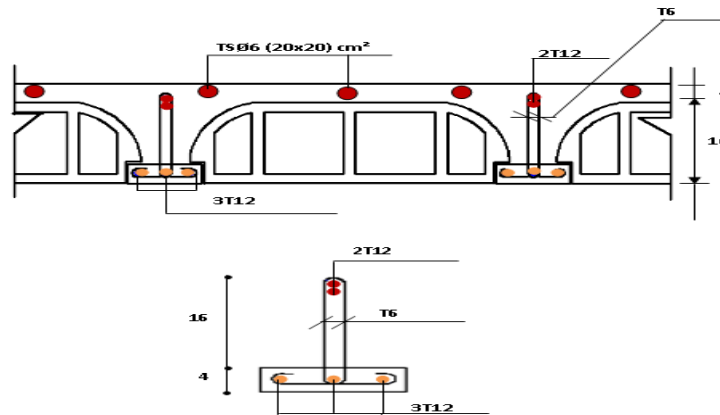


Figure III. 30. Ferrailage du plancher

III.5.Etude de plancher en dalle pleine

III.5.1.Définition

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

La dalle est considérée comme totalement ou simplement appuyée et soumise à une charge uniformément répartie.

Le calcul de la dalle trapéze est fait selon la méthode exposée au BAEL (A.5.2,

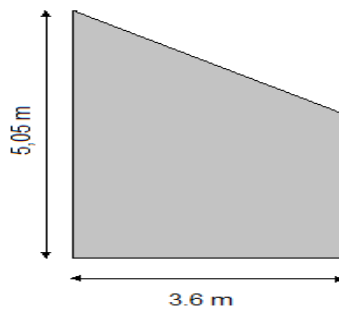


Figure III.31. Schéma montrant la géométrie des dalles.

$$G_s=6\text{KN/m}^2, Q_s=2.5\text{KN/m}^2.$$

ELU

$$q_u=1.35G+1.5Q=11.85\text{KN/m}^2$$

ELS

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 8.5 \text{ KN/m}^2$$

III.5.3. Evaluation des moments

Le ferrailage sera déterminé à partir des moments isostatiques au centre de la dalle M_x et M_y , correspondant respectivement aux sens L_x et L_y et évalué pour des bandes de 1 m de largeur.

Les portées L_x et L_y d'un panneau de dalle sont mesurées entre les nus des appuis :

Si $0.40 \leq L_x/L_y \leq 1$: la dalle est considérée comme portant dans deux directions.

Si $\rho < 0.40$: la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.6}{5.05} = 0.71 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Au centre de la dalle et pour une bande de 1 m de largeur on aura

- $M_{ox} = \mu_x q_u l^2$ (bande parallèle L_x).
- $M_{oy} = \mu_y M_{ox}$ (bande parallèle L_y).

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires (**BAEL91/99**)

III.5.4. Valeurs approches du coefficient

❖ Dans le sens de la petite portée (X-X)

- Au centre : $M_{tx} = 0.75 M_{ox}$
- Sur le bord : $M_{ax} = -0.5 M_{ox}$

❖ Dans le sens de grande portée (Y-Y)

- Au centre : $M_{ty} = 0.75 M_{oy}$
- Sur le bord: $M_{ay} = -0.5 M_{ox}$

III.5.5. Evaluation de l'effort tranchant

La valeur de l'effort tranchant, par unité de longueur sur le contour de la dalle, est évaluée pour :

Les charges sont uniformément réparties.

$$\text{Pour : } \rho \geq 0.4 \longrightarrow \begin{cases} V_x = \frac{q \times L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\ell}{2}} \\ V_y = \frac{q \times L_x}{3} \leq V_x \end{cases}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Tableau III.27 : Les résultats obtenus

	ρ	μ_x	μ_y	M_{ox}	M_{oy}
ELU	0.71	0.0671	0.447 1	10.30	4.61
ELS	0.71	0.0731	0.571 0	8.05	4.60

Tableau III.28 : Les résultats obtenus

Sens X-X			Sens Y-Y		
M_{tx}	M_{ax}	V_x	M_{ty}	M_{ay}	V_y
7.72	-5.15	15.74	3.46	3.45	11.2 9
6.04	-4.025	14.22	-2.305	-2.3	10.2

III.5.6.Ferraillage de la dalle

Cas où $\rho \geq 0.4$: le calcul des armatures de la dalle se fait en flexion simple dans les deux sens.

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Tableau III.29. Calcul du ferraillage de la dalle pleine.

	Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	A_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
SENS XX	Travée	7.72	0.017	0	1.25	1.83	4T10	3.14	25
	Appuis	5.15	0.011	0	0.83	1.83	4T10	3.14	25
SENS YY	Travée	3.46	0.007	0	0.56	1.83	4T10	3.14	25
	Appuis	3.45	0.007	0	0.56	1.83	4T10	3.14	25

III.5.7.Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité**

D'après l'article B.7.4 BAEL91/99

➤ **Sens X-X**

$$A_x = b * h * \omega_0 * \frac{3 - \rho}{2}$$

$$\omega_0 = 0.08 \% (FeE400) \longrightarrow \omega_0 = 0.0008$$

$$A_x = 1.65 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_x = 1.65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens Y-Y**

$$A_y = b * h * \omega_0$$

$$A_y = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_y = 1.44 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte tangentielle**

$$\tau_u = \frac{V}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa}$$

➤ **Sens X-X**

- $V_x = \frac{qL_x}{2} * \frac{1}{1+\frac{p}{2}} = 15.74 \text{ KN}$

La contrainte tangentielle maximale dans notre poutre est

- $\tau_u = \frac{V_x}{bd} = 0.087 \text{ MPa}$

Donc :

- $\tau_u = 0.087\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

➤ **Sens Y-Y**

- $V_y = \frac{qL_x}{3} = 11.2\text{KN}$

La contrainte tangentielle maximale dans notre poutre est

- $\tau_u = \frac{V_y}{bd} = 0.063$

$$\tau_u = 0.063\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement.

- **Ecartement des barres**

- **Armature principale**

$$S_p = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Armature transversal**

$$S_s = 20\text{cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

- $\bar{\tau}_u = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa.}$

ψ_s : Coefficient de scellement.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

Avec :

$\sum U_i$ Somme des périmètres utiles des barres.

➤ **Sens X-X**

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times 8 = 100.48\text{mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.74 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 100.48} = 0.967\text{MPa} < 3.15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens Y-Y**

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times 8 = 100.48\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.29 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 100.48} = 0.69\text{MPa} < 3.15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

• **Encrage des barres**

D'après l'article A.6.1.23 de BAEL91/99

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \overline{\tau_{se}}} \quad \text{avec : } \overline{\tau_{se}} = 0.6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.83} = 28.27 \text{ cm}$$

Les règles de **BAEL 91/99 (Art.6.1.253)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0.4L_s$ pour les aciers HA

$$L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 28.27 = 11.3 \text{ cm.}$$

III.5.8. Vérifications des contraintes à l'E.L.S

NB : Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

• **Vérification des contraintes maximales dans le béton**

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

Avec :

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

• **Position de l'axe neutre**

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

• **Moment d'inertie I:**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

Tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Tableau III.30. Vérifications de la contrainte de compression dans le béton

	Position	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (MPa/m)	σ _{bc} (MPa)	Obs
Sens XX	Travée	6.04	3.14	6.84	16537.36	36.52	2.5	C.V
	Appui	4.025	3.14	6.84	16537.36	24.34	1.66	C.V
Sens YY	Travée	3.305	3.14	6.84	16537.36	19.99	1.36	C.V
	Appui	2.3	3.14	6.84	16537.36	13.91	0.95	C.V

III.5.9. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.069 > 0.0625) \Rightarrow$ Condition vérifiée
- $\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.069 < 0.057) \Rightarrow$ Condition vérifiée
- $\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0011 < 0.0105) \Rightarrow$ Condition vérifiée

Avec :

$$h_t = 20 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; L = 306 \text{ cm} ; A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$M_{0, ser} = 4.6 \text{ KN.m} \quad M_{ser, travée} = 8.05 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Deux conditions sont vérifiées, alors calcul de la flèche n'est pas nécessaire

II.5.10. Schéma de ferrailage

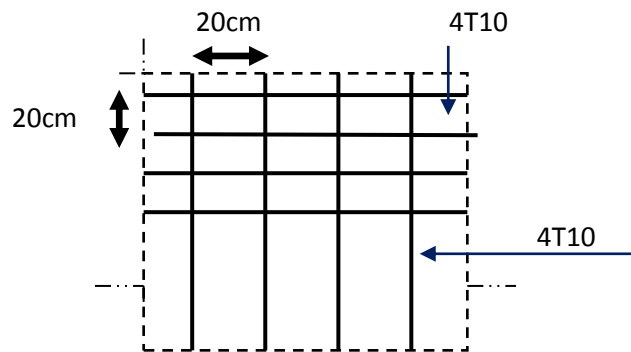


Figure III.31. Schéma de ferrailage de la dalle

III.6. Etude de la salle machine

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

- Elle est composée de :
- Le moteur (machine)
- Dalle supportant la machine
- Cabine d'ascenseur.

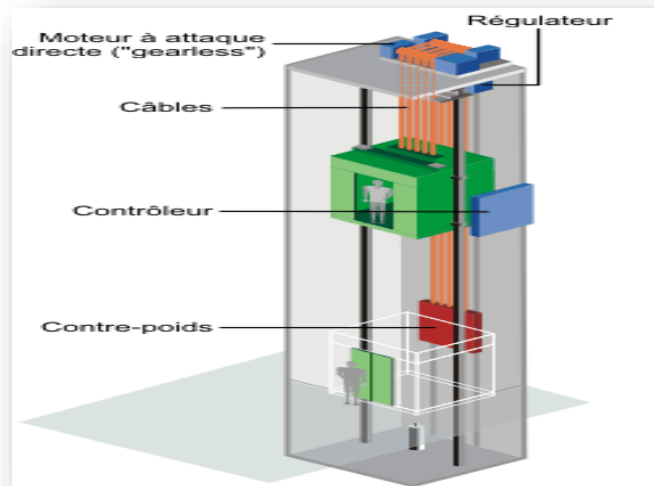


Figure III.32. Schéma d'un ascenseur mécanique.

III.6.1. Etude de la dalle de la salle machine

L'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale qui transmet le système de levage avec la cabine chargé au moyenne de 9 personnes est 100 KN.

L'étude des dalles reposantes librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée

III.6.1.1. Pré dimensionnement de la dalle

La dalle est une dalle pleine,

$$ht \geq l_x / 30 = 155 / 30 = 5,16 \text{ cm.}$$

ht doit être au moins égale a 12cm (RPA99/V2003).

Soit $ht = 20 \text{ cm.}$

Nous avons deux conditions à vérifier

a) Résistance à la flexion

Pour une dalle plein repose sur quatre appuis on a :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{155}{50} \leq e \leq \frac{155}{40} \Rightarrow 3.10 \text{ cm} \leq e \leq 3.875 \text{ cm}$$

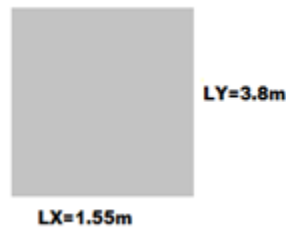


Figure III.33.Schéma de la dalle machine de l'ascenseur.

b)Condition de l'E.N.A

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine doit être $\geq 25 \text{ cm}$.

Donc on opte pour une dalle machine d'épaisseur $e = 25 \text{ cm}$.

III.6.1.2.Evaluation des charges et surcharges

a) Charges permanentes

le poids de la machine = 100 KN

le poids de la dalle + Revêtement = $0.20 \times 25 + 0.02 \times 22 = 5.44 \text{ KN/ml}$

b) Surcharges permanentes

On prend comme charge d'exploitation sur la dalle machine: $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

c)Combinaison de charge

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Tableau III.31.Combinaison des charges appliquée sur la dalle machin

Combinaison	Charge surfacique (KN/m ²)	Charge ponctuelle (KN)
ELU	08.55	135
ELS	6.94	100

III.6.1.3.Calcul des sollicitations

a) Calcul des moments sous charge uniformément répartie :

[BAEL 91modifié 99.22 Page 66]

- Calcul de α

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.55}{3.85} = 0.4 \Rightarrow 0.4 \leq \alpha < 1 \Rightarrow \text{la dalle travail dans les deux sens}$$

On a

- $M_x = \mu_x q L_x^2$
- $M_y = \mu_y M_x$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Tableau III.32. Calcul des moment sous charge uniformément répartie

	μ_x	μ_y	M_x	M_y
ELU	0.1101	0.2500	2.26	0.57
ELS	0.1121	0.2854	1.87	0.53

b) Calcul des moments sous charge localisée :

L'étude des dalles portant sur quatre cotés et soumises à des charges localisées qui s'exerçant sur une surface réduite $U \times V$ est entreprise à partir des abaques de PIGEAUD en plaçant la charge au centre.

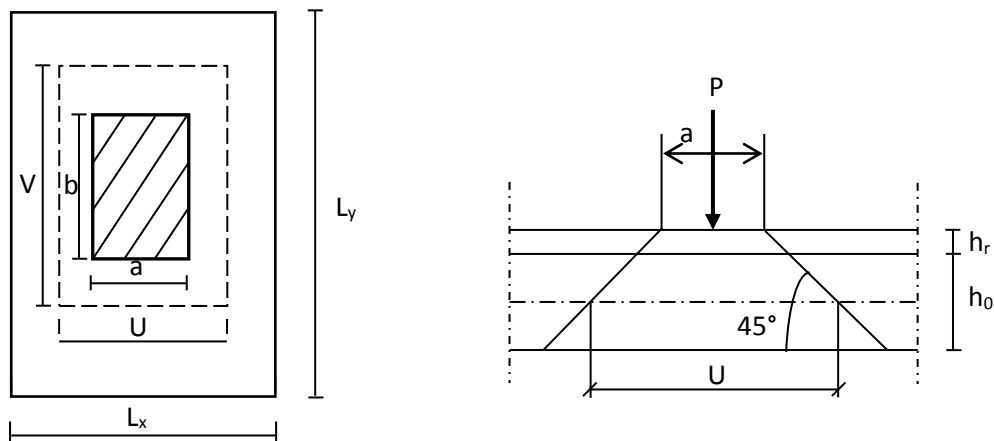


Figure III.34. Diffusion de charges localisée dans le feuillet moyen.

Avec:

h_0 : épaisseur de la dalle (20cm)

e : épaisseur du revêtement (2cm)

Les abaques donnent les moments par mètre linéaire au centre :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson

$$\nu = 0 \text{ à l'ELU}$$

$$\nu = 0.2 \text{ à l'ELS}$$

Et :

$(M_1; M_2)$ sont des coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{L_x}\right)$ et $\left(\frac{V}{L_y}\right)$

Tel que :

$$U = U_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 2 + 20 = 124 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 2 + 20 = 124 \text{ cm}$$

A partir des abaques on a :

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.24}{1.55} = 0.80$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1.24}{3.85} = 0.322$$

On prend le tableau pour $\alpha = 0.5$ et par itération on trouve : (CALCUL DES OUVRAGES EN BETON ARME M BELAZOUGUI)

$$M_1 = 0.101$$

$$M_2 = 0.045$$

Donc à l'ELU :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2) = 135 \times 0.101 = 13.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1) = 135 \times 0.045 = 6.07 \text{ KN.m}$$

Et à l'ELS :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2) = 100 \times (0.101 + 0.2 \times 0.045) = 19.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1) = 100 \times (0.045 + 0.2 \times 0.101) = 24.70 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments

✓ A l'ELU

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 15.89 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 6.64 \text{ KN.m}$$

✓ A l'ELS

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 20.97 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 25.23 \text{ KN.m}$$

A Cause de la continuité de la dalle les moments en travée et en appuis sont :

✓ Dans le sens de la petite portée :

- En travée : $M_{tx} = 0.85M_x$
- En appuis de rive : $M_{ax} = -0.5M_x$

✓ Dans le sens de la grande portée :

- En travée : $M_{ty} = 0.85M_y$
- En appuis de rive : $M_{ay} = -0.5M_y$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Tableau III.33.Récapitulatif des moments de la dalle machine

	petite portée			grande portée		
	M_x (KN.m)	M_{lx} (KN.m)	M_{ax} (KN.m)	M_y (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ay} (KN.m)
ELU	15.89	13.50	- 7.94	6.64	5.64	- 3.32
ELS	20.97	17.82	- 10.48	25.23	21.77	- 12.61

III.6.1.4. Etude de la dalle

a) Calcul de ferrailage à l'ELU

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire avec

$b = 1.00 \text{ m}$; $h = 0.20 \text{ m}$; $d = 0.9h = 0.18 \text{ m}$.

✓ **Moments ultime réduit**

$$\mu_U = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

✓ **Section d'armature**

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_s}$$

✓ **Condition de non fragilité**

D'après l'article B.7.4 BAEL91/99, la section minimale pour les dalles dans le sens xx est :

$$A_{min} \geq \rho_0 bh \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2}$$

Et dans le sens Y-Y est :

$$A_{min} \geq \rho_0 bh$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour $f_e E400$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Tableau III.34.Récapitulatif des sections d'armature de la dalle machine.

Position		M_u (kn.m)	μ_U	μ_l = 0.244	A_s^{\wedge} (cm ²)	B_u	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	$A_{sadopté}$ (cm ²)
Sens XX	Travée	13.50	0.005	CV	0	0.005	2.15	2.08	5T10	3.93
	Appuis	-7.94	0.003	CV	0	0.003	1.27	2.08	5T10	3.93
Sens YY	Travée	5.64	0.002	CV	0	0.002	0.9	2.08	5T10	3.93
	Appuis	-3.32	0.001	CV	0	0.001	0.53	2.08	5T10	3.93

b) Vérification à l'ELU

- *Vérification de la contrainte tangentielle*

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge ; et on a $U = V$

Donc :

Au milieu de U on a :

$$V_u = \frac{P_u}{(2U + V)} = \frac{135}{2 \times 1.24 + 1.24} = 36.29 \text{ KN}$$

Au milieu de V on a :

$$V_u = \frac{P_u}{3U} = \frac{135}{3 \times 1.24} = 36.29 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{36.29 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.202 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.088 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifié

• **Vérification au poinçonnement**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$q_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec

q_u : Charge de calcul à l'ELU

μ_c : Périmètre du contour

h : Épaisseur de la dalle

- $\mu_c = 2(U + V) = 2(124 + 124) = 4.96 \text{ m}$
- $q_u \leq \frac{0.045 \times 4.96 \times 0.2 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 744 \text{ KN}$
- $q_u = 135 \text{ KN} < 744 \text{ KN} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

c) Vérification de l'écartement minimal des barres

D'après l'article A-8.2.42 BAEL91/99, l'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentré doit être égal à la

Direction la plus sollicitée : $St \leq \min (2h; 25\text{cm})$

Direction perpendiculaire : $St \leq \min (3h; 33\text{cm})$

Armatures supérieures : $St = 20 \text{ cm} \leq \min (2h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$

Armatures inférieures : $St = 20 \text{ cm} \leq \min (3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

d)Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

✓ **Vérification des armatures longitudinales**

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left(36.29 + \frac{13.50}{0.9 \times 0.18} \right) \times 10 = 3.44 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la contrainte de compression**

$$V_u \leq 0.4b_0(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 39.26 \text{ KN} < 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 18 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 108 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée}$$

e)Vérification à l'ELS

Il faut faire la vérification de la condition suivante

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Pour les aciers aucune vérification n'est nécessaire parce que la fissuration est peut préjudiciable (pas de limite sur la contrainte d'acier).

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Tableau III.35 : Récapitulatif des vérifications à l'ELS de la dalle machine

		$M_{ser}(\text{KN})$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	OBS
Sens XX	Travée	17.82	3.8	10304.24	6.57	15	C.V
	Appuis	10.42	3.8	10304.24	3.86	15	C.V
Sens YY	Travée	21.77	3.8	10304.24	8.03	15	C.V
	Appuis	12.61	3.8	10304.24	4.65	15	C.V

f)Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées : **(Art B.6.5.1 BAEL91/99)**

$$\left(\frac{h_t}{L} \right) \geq \left(\frac{1}{16} \right) \Rightarrow (0.13 > 0.0625) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L} \right) \geq \left(\frac{M_{ser}}{10 M_{ser0}} \right) \Rightarrow (0.13 > 0.085) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d} \right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e} \right) \Rightarrow (0.0019 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 20 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; L = 1.55 \text{ m} ; A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 17.82 \text{ KN.m} ; M_{ser0} = 20.97 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

NB : On prévoit des chaises entre les deux nappes d'armature pour garder l'espace entre les nappes, soit 1T10/m².

III.6.2.Schéma de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur

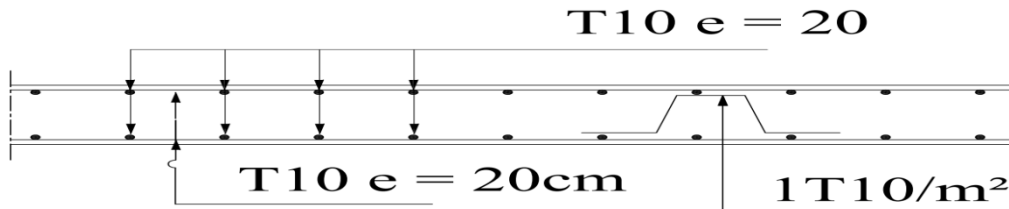


Figure III.35 : Schéma de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

IV.1. Etude dynamique et sismique

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques

A l'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période.....) sous l'effet du séisme

Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter une catastrophe technologique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer, en maintenant la stabilité, l'intégrité ou la fonctionnalité d'installation sensible, stratégique ou potentiellement dangereuse. Dans tous les cas, la meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non-amorties.

L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

La modélisation de la structure

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

L'analyse se fera à l'aide du logiciel ETABS 9.71

Modélisation de la rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

Chaque poutre et chaque poteau a été modélisé par un élément fini de type

" Frame "(Poteaux- Poutres) à deux nœuds (6 d.d.l par nœud)

Les voiles sont modélisés par des éléments " Shell "à quatre nœuds.

- **Modélisation de la masse**

La masse volumique attribuée au matériau constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton armé à savoir 25KN/m³.

La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie linéairement aux niveaux des poutres correspondants à leur emplacement.

- **Model sans voiles**

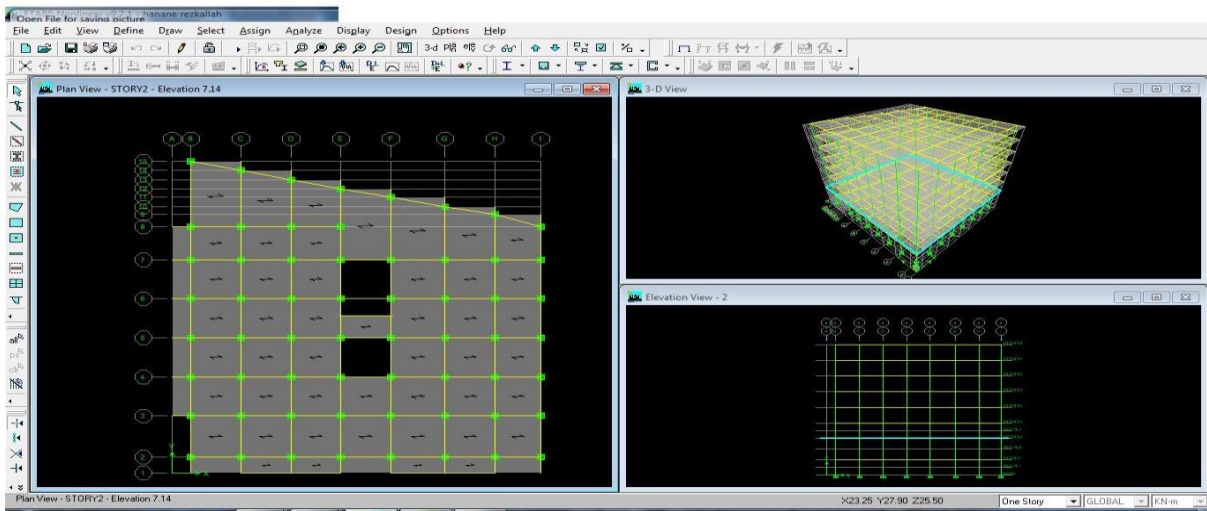


Figure IV.1: Vue en 3D

- **Model avec voiles de contreventement**

On adopte le modèle avec la présence des voiles de contreventement conformément aux exigences du RPA99 version 2003, donc après plusieurs modélisation on opté pour le model 3D suivant :

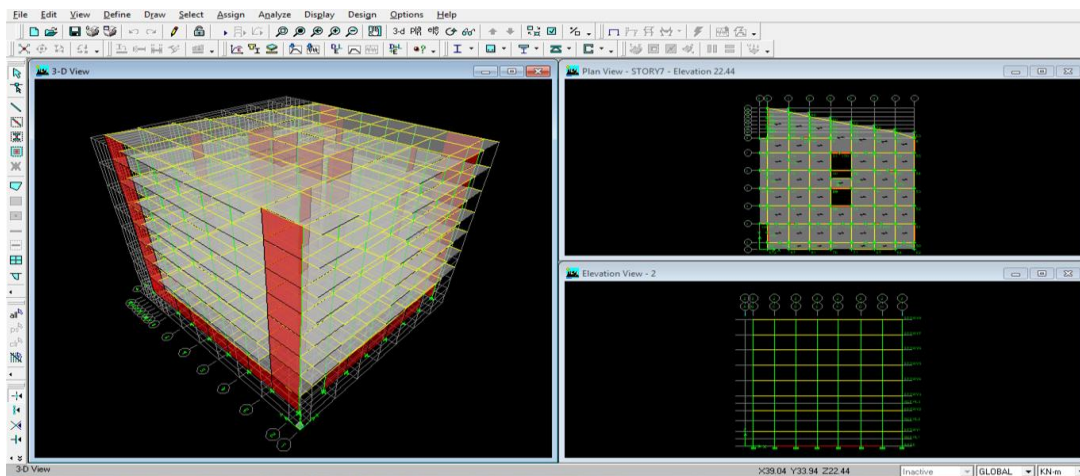


Figure IV.2: Vue en 3D

- **Choix de la disposition des voiles**

Dans cette partie, nous allons aborder l'analyse du comportement dynamique de plusieurs variantes cela afin d'aboutir à une meilleur conception parasismique, dans ce volet, nous serons ramenées à comparer les périodes propres des différentes variantes aux valeurs obtenues en appliquant les formules empirique du (*RPA99/V2003*).

En premier lieu, le choix d'une variante est basé sur le fait d'avoir des mouvements de translations pour le premier et deuxième mode et pour le troisième mode un mouvement de torsion avec un faible coefficient de participation modale. Lors de la recherche d'une meilleure disposition de voiles, nous essayons au mieux de diminuer la distance entre le centre de masses et de rigidité cela afin d'avoir un moment de torsion, dû à l'action horizontal qui peu sollicité la structure, le plus faible possible.

- La disposition des voiles doit satisfaire certaines conditions
- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique.
- Assurer une excentricité minimale.
- Répartition homogène de masses et de rigidité

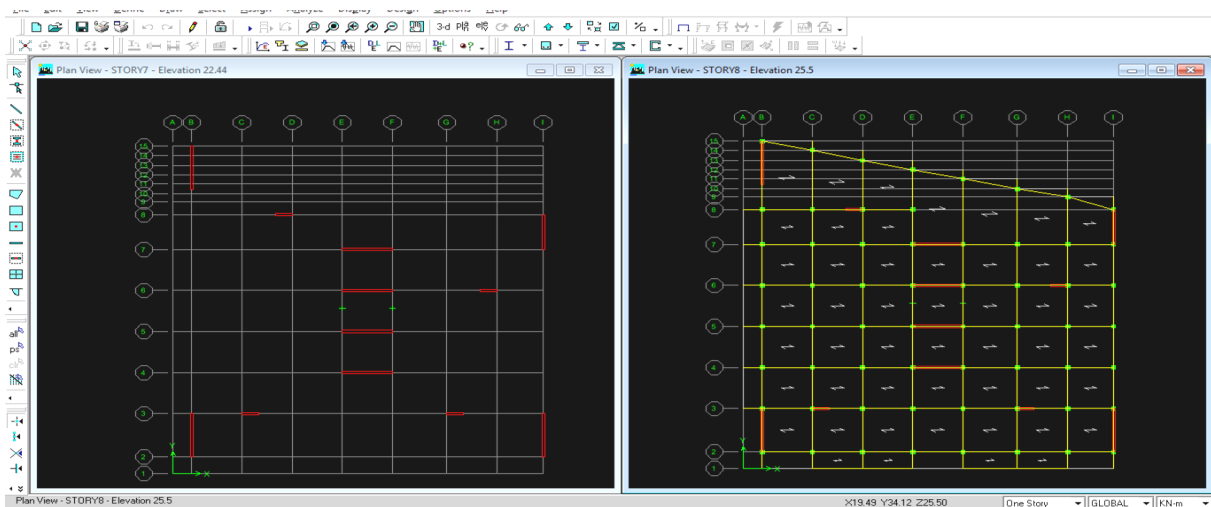


Figure IV.3 : déposition des voiles en plan pour le projet

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci – dessous.

Tableau 4.1 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle

Mode	Période	UX	UY	$\sum UX$	$\sum UY$	RZ	$\sum RZ$	Nature
1	0.6751	64.234	0.1369	64.234	0.137	0.1476	0.1476	Translation X-X
2	0.5787	0.1262	63.65	64.36	63.79	0.0205	0.1681	Translation Y-Y
3	0.5416	0.1181	0.0072	64.478	63.79	62.2971	62.465	Rotation Z
4	0.1599	16.149	0.1555	80.627	63.95	0.1869	62.652	Translation X-X
5	0.1528	0.124	16.249	80.751	80.2	0.0201	62.672	Translation Y-Y
6	0.1324	0.1904	0.0102	80.942	80.21	16.4707	79.143	Rotation Z
7	0.0689	1.0955	4.7875	82.037	85	0.0103	79.153	Translation X-X
8	0.0684	4.3082	1.0975	86.345	86.09	0.0968	79.25	Translation Y-Y
9	0.0578	0.0893	0.0018	86.434	86.1	5.4176	84.668	Rotation Z
10	0.0415	0.0808	2.8809	86.515	88.98	0.0006	84.668	Translation X-X
11	0.0405	2.6915	0.0423	89.207	89.02	0.0532	84.721	Translation Y-Y
12	0.0352	0.045	0.0004	89.252	89.02	2.4228	87.144	Rotation Z
13	0.0296	0.0437	2.0999	89.295	91.12	0.0003	87.144	Translation X-X
14	0.0283	2.0157	0.0005	91.311	91.12	0.0346	87.179	Translation Y-Y

- **Remarque**

Pour ce cas de modélisation, nous avons :

T_{dyn} : La période fondamentale obtenue le calcul numérique par le biais du logiciel ETABS

$$\implies T_{dyn} = 0.6751 \text{ s}$$

T_e : La période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_e = 0.56\text{s}$)

La période fondamentale $T = 0.56 \text{ s}$, par contre $1.3T_e = 0.73 \text{ s}$

Donc : La condition de (art 4.2.4.4 du RPA/ V2003) n'est pas vérifiée ($1.3 T_e < T$).

Cela nous traduit un manque de rigidité dans le bâtiment.

Le 1^{er} mode de vibration est une Translation X-X

Le 2^{ème} mode de vibration est une Translation Y-Y

Le 3^{ème} mode de vibration est une Rotation Z

- **Centres de masse et inerties des différents niveaux**

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure.

Les coordonnées du centre de masse sont données par

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

Avec

M_i : est la masse de l'élément " i "

$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases}$ Les coordonnées de CDG de l'élément i par rapport au repère globale

- **Excentricité théorique**

$$\begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

- **Excentricité accidentelle**

L'excentricité exigée par l'RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\% L_x \\ e_{ay} = 5\% L_y \end{cases} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} L_x = 26.85 \text{ m} \\ L_y = 28.5 \text{ m} \end{cases}$$

Tableau 4.3: centre de masse et de rigidité des différents niveaux

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	e_x	e_y	e_{ax}	e_{ay}	Obs.
STORY1	D1	13.639	13.906	13.644	15.139	-0.005	-1.233	1.342	1.425	Ok
STORY2	D2	13.402	13.501	13.374	14.218	0.028	-0.717	1.342	1.425	Ok
STORY3	D3	13.379	13.509	13.377	14.061	0.002	-0.552	1.342	1.425	Ok
STORY4	D4	13.375	13.513	13.353	13.958	0.022	-0.445	1.342	1.425	Ok
STORY5	D5	13.375	13.513	13.32	13.876	0.055	-0.363	1.342	1.425	Ok
STORY6	D6	13.371	13.515	13.287	13.811	0.084	-0.296	1.342	1.425	Ok
STORY7	D7	13.358	13.504	13.269	13.767	0.089	-0.263	1.342	1.425	Ok
STORY8	D8	13.265	13.518	13.257	13.739	0.008	-0.221	1.342	1.425	Ok

(X_{CR} , Y_{CR}) : Coordonnées de centre de torsion (ou rigidité)

Donc :

$$\begin{cases} \text{Sens X : } e_a = 0.05 \times 26.85 = 1.342 > 0.53 \text{ m} \\ \text{Sens Y : } e_a = 0.05 \times 28.5 = 1.425 > 0.80 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow e_a = 1.425 \text{ m}$$

$$\begin{cases} e_{réel} = \max(0.15, 1.57) \text{ m} = 1.57 \text{ m} \\ e_{max} = \max(e_a, e_{réel}) = \max(1.425, 1.57) \text{ m} = 1.57 \text{ m} \end{cases}$$

- **Modes de vibrations obtenus**

- ❖ **1^{er} mode**

Le 1^{er} mode de notre structure est une translation suivant l'axe XX' de période T_1 .

$T_1 = 0.6751\text{sec}$

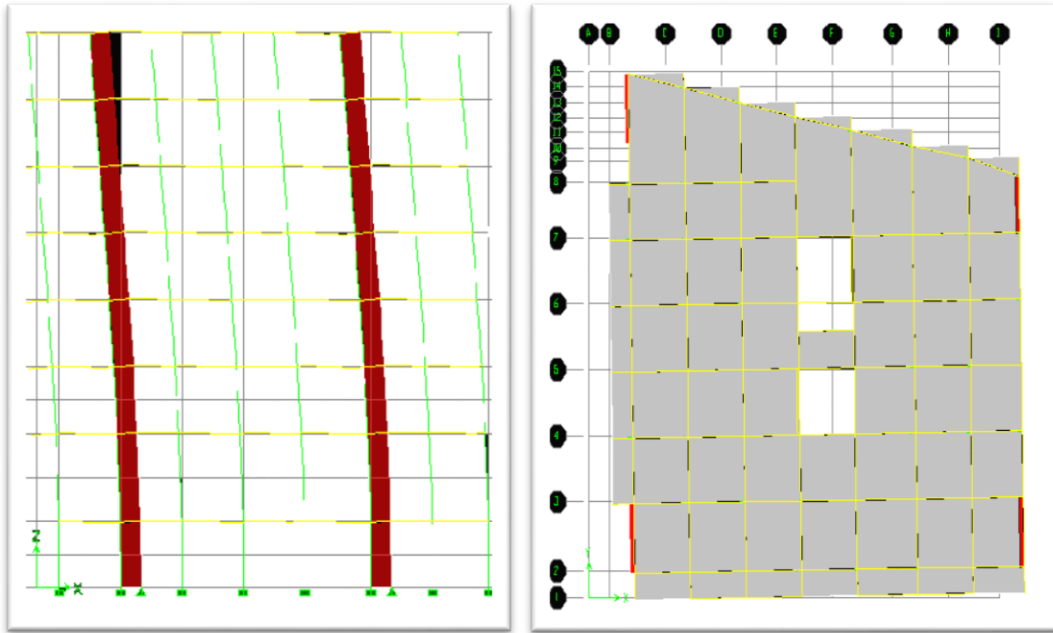


Figure IV.5: Vu en plan

Figure IV.4 : Vu en élévation

❖ 2^{ème} mode

Le 2^{ème} mode de notre structure est une translation suivant l'axe YY' de période T_2 .

$T_2 = 0.5787\text{ sec}$

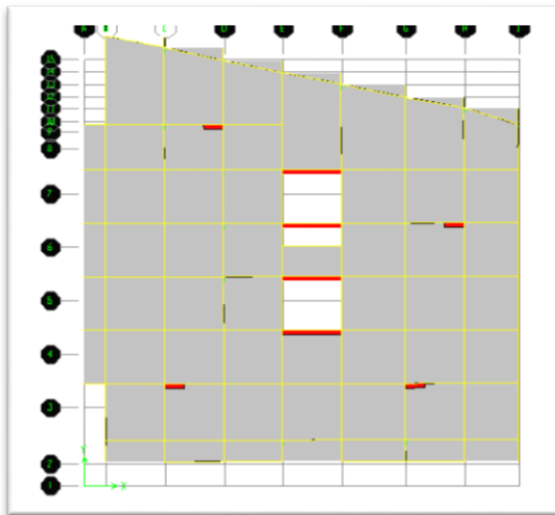


Figure IV.6: Vu en plan

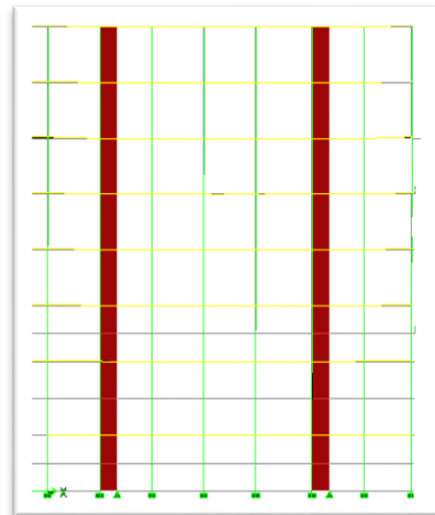


Figure IV.7: Vu en élévation

3^{ème} mode

La 3^{ème} mode de notre structure est une torsion de période T_3 .

$T_3 = 0.5416 \text{ sec}$

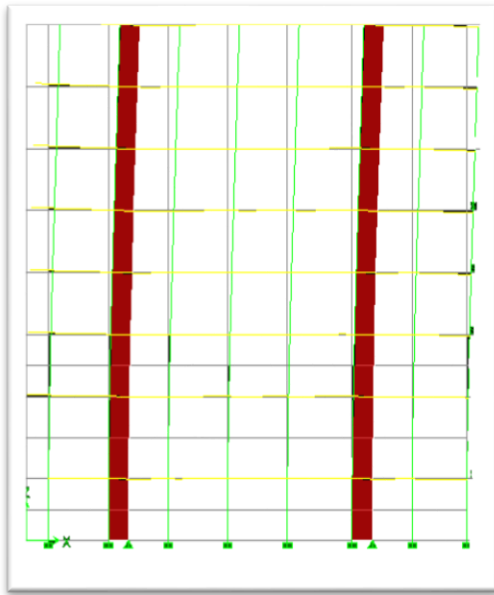


Figure IV.7 : Vu en élévation

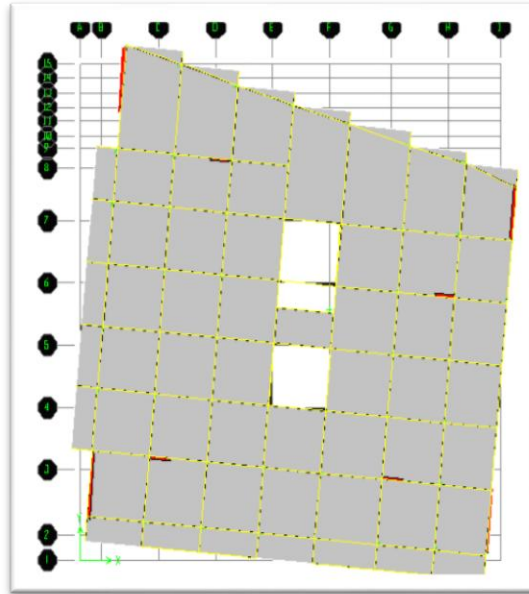


Figure IV.8: Vu en plan

T_e : La période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_e = 0.56 \text{ s}$)

La période fondamentale $T_{dye} = 0.6751 \text{ s}$, par contre $1.3T_e = 0.73 \text{ sec}$

Donc : La condition de (Art 4.2.4.4 du RPA99/ version2003) est vérifiée.

$$T_{dyn} < 1.3 T_e \quad \Rightarrow \quad 0.6751 \text{ sec} < 0.73 \text{ sec}$$

Le 1^{er} et le 2^{ème} mode sont des translations suivant les axes (YY') et (XX')

Successivement. Le 3^{ème} mode c'est un mode de torsion.

➤ **Nombre de modes à considérer**

Selon le règlement parasismique algérien, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure ($\sum \alpha_i \geq 90\%$).
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et: } T_k \leq 0.20 \text{ s} \dots \dots \dots (\text{Art 4.14 RPA/2003})$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K .

Le nombre de modes à considérer est de **14 modes** (participation modale des 14 modes est de **91.42%**)

➤ **Justification du système de contreventement « détermination du coefficient de comportement R »**

Selon les définitions données par le *RPA99/V2003*, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient R , on doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, comme illustré dans les tableaux ci-dessous

Sous charges verticales

Tableau 4.5 : Les charges reprises par les voiles et par les portiques

Niv	Voile	portique	(%) voile	(%) Portique
	$F_3(KN)$	$F_3(KN)$	F_3	F_3
Niv 1	36494.69	47356.34	43.5200	56.4800

Sous charges horizontales

Tableau 4.6 : Les charges reprises par les voiles et par les portiques

Niv	Voile		Portique		% Voile		% Portique	
	$F_1(KN)$	$F_2(KN)$	$F_1(KN)$	$F_2(KN)$	F_1	F_2	F_1	F_2
Niv 1	3669.31	5390.65	274.6	205.57	93.0373	96.3266	6.9627	3.6734

Avec :

F_1 : La charge horizontale suivant X.

F_2 : La charge horizontale suivant Y.

F_3 : La charge verticale reprise par l'élément.

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement $R = 3.5$

➤ **Etude sismique**

Dans cette partie, nous allons chercher la méthode que nous devons appliquer pour calculer notre structure sous l'action sismique. En effet, 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.

- Pour notre bâtiment, on a une irrégularité en plan. Nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour le calcul de l'action sismique. Cette dernière, d'après le RPA99/version2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Néanmoins, son utilisation doit obéir à certaines conditions imposées par le règlement parasismique algérien RPA99/Version2003. En effet, l'une des vérifications préconisée par le **RPA99 / Version 2003 (art 4.3.6)** est relative à la résultante des forces sismiques. L'article 4.3.6 précise que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport

$$r = \frac{0.8V}{V_t}$$

Par conséquent, nous sommes appelées à déterminer l'effort tranchant que subit notre ouvrage sous excitation sismique par les deux premières méthodes de calcul citées dans le règlement parasismique algérien, à savoir : la méthode d'analyse modale spectrale et la méthode de la statique équivalente.

- **Méthode d'analyse modale spectrale**
- **Principe**

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

- **Spectre de réponse de calcul**

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases} \quad \text{Avec}$$

g : accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone (**RPA 99. Tableau 4.1**)

η : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage d'amortissement critique (Quand l'amortissement est différent de 5%) égale à $\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

R: Coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3) de (RPA 99/ version 2003), en fonction du système de contreventement.

Dans notre cas nous considérons le système (4b) (portique contreventés par des voiles) et la valeur de R est de 3,5

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

facteur de qualité

Q :Facture de qualité

La valeur de **Q** est déterminée par la formule (4-4/RPA99/2003)

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

Tableau 4.7. Valeur de pénalités P_q

Critère q »	P _q	
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	observé	0
2. Redondance en plan	N/Observé	0.05
3. Régularité en plan	N/observé	0.05
4. Régularité en élévation	observé	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	observé	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	N/observé	0,10
	Q = 1 + $\sum P_q$ = 1.20	

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (**q**) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4 R.P.A 2003).

Pour le calcul du spectre de réponse, nous avons utilisé le logiciel **Spectre 99/ V 2003**

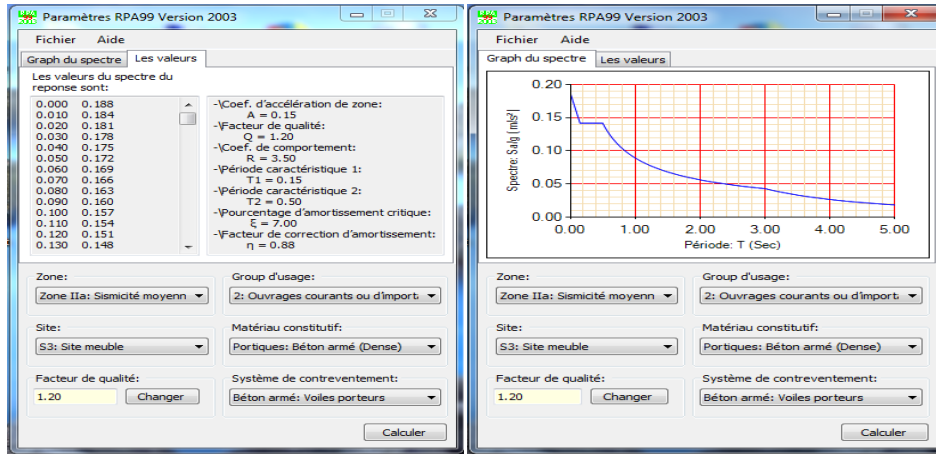


Figure IV.9: Spectre de réponse

- Calcul de l'effort tranchant modal à la base : (D'après le RPA99/V 2003)

$$V_i = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec :

V_i : l'effort tranchant modal à la base

α_i : coefficient de participation du mode i

W : poids total de la structure

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Sens XX

Tableau 4.8 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens

Mode	Période (sec)	Sa/g	α_i (%)	W(KN)	V_i (KN)
1	0.6751	0.114	63.64	52426.11	380349.33
2	0.5787	0.125	0.18	52426.11	1179.59
3	0.5416	0.131	0.99	52426.11	6799.14
4	0.1599	0.142	15.67	52426.11	116655.43
5	0.1528	0.143	0.15	52426.11	1124.54
6	0.1324	0.146	0.68	52426.11	5204.86
7	0.0689	0.167	2.39	52426.11	20924.83
8	0.0684	0.167	2.80	52426.11	24514.44
9	0.0578	0.169	0.30	52426.11	2658.00
10	0.0415	0.175	0.14	52426.11	1284.44
11	0.0405	0.175	2.47	52426.11	22661.19
12	0.0352	0.175	0.17	52426.11	1559.68
13	0.0296	0.178	0.05	52426.11	466.59
14	0.0283	0.178	1.79	52426.11	16704.01
			$\sum \alpha_i(\%) = 91.42$		

- Sens YY

Tableau 4.9 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens

Mode	Période (sec)	Sa/g	$\alpha_i(\%)$	W(KN)	Vi(KN)
1	0.6751	0.114	0.18	52426.11	1075.78
2	0.5787	0.125	64.12	52426.11	420195.27
3	0.5416	0.131	0.02	52426.11	137.36
4	0.1599	0.142	0.19	52426.11	1414.46
5	0.1528	0.143	16.17	52426.11	121225.42
6	0.1324	0.146	0.00	52426.11	0.00
7	0.0689	0.167	3.24	52426.11	28366.72
8	0.0684	0.167	2.56	52426.11	22413.21
9	0.0578	0.169	0.00	52426.11	0.00
10	0.0415	0.175	2.76	52426.11	25321.81
11	0.0405	0.175	0.10	52426.11	917.46
12	0.0352	0.175	0.00	52426.11	0.00
13	0.0296	0.178	2.01	52426.11	18757.03
14	0.0283	0.178	0.00	52426.11	0.00
			$\sum \alpha_i(\%) = 91.35$		

Combinaisons des réponses modales

Les réponses de deux modes de vibration **i** et **j** de périodes **T_i**, **T_j** d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérés comme indépendants si le rapport

$$r = T_i/T_j \text{ avec } T_i \leq T_j \text{ vérifie}$$

$$r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j}}; \text{ avec } \varepsilon_i = \varepsilon_j = 7\%$$

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

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

Avec :

E : effet de l'action sismique considéré.

E_i : valeur modale de E selon la mode « **i** »

K : nombre de modes retenues.

1- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, **E₁** et **E₂** par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

Les résultats sont dans le tableau suivant

Tableau 4.10. Combinaisons des réponses modales

Mode	Période T(s)	r = Ti/Tj	10/(10+√ε _i ε _j)	Obs
1	0.6751	0.86	0.935	V
2	0.5787	0.93	0.935	V
3	0.5416	0.30	0.935	V
4	0.1599	0.96	0.935	NV
5	0.1528	0.86	0.935	V
6	0.1324	0.52	0.935	V
7	0.0689	0.99	0.935	NV
8	0.0684	0.84	0.935	V
9	0.0578	0.71	0.935	V
10	0.0415	0.97	0.935	NV
11	0.0405	0.85	0.935	V
12	0.0352	0.85	0.935	V
13	0.0296	0.96	0.935	NV
14	0.0283	/	/	/

Remarque :

Les modes ne sont pas indépendant 2 à 2 donc on applique la formule

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \Rightarrow \begin{cases} E_x = 4013.6033 \text{ KN} \\ E_y = 4405.8741 \text{ KN} \end{cases}$$

Méthode statique équivalente

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

1) 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 orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \Rightarrow \text{(RPA99V2003 Art 4.2.3)}$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (**η**) et de la période fondamental de la structure (**T**).

➤ **Coefficient d'accélération de zone (A)**

Ce coefficient est donné suivant la zone sismique et le groupe du bâtiment.

Dans notre cas on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique IIA} \end{array} \right. \Longrightarrow A = 0.15$$

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D)**

$$D = \left\{ \begin{array}{ll} 2,5 \eta & \Longrightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & \Longrightarrow T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & \Longrightarrow T \geq 3 \text{ s} \end{array} \right.$$

Avec :

T_2 : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site. Elle est donnée par le tableau (4.7 du RPA 99/version 2003).

➤ **Classification du site**

Selon l' RPA2003, les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques du sol qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre bâtiment, on est en présence d'un sol meuble. Donc de catégorie S3

$$\Longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_1(S_3) = 0,15 \text{ sec} \\ T_2(S_3) = 0,5 \text{ sec} \end{array} \right.$$

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \quad \text{D'où}$$

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\Longrightarrow \xi$: est donnée par le tableau (4.2 du RPA99V2003).

➤ **Estimation de la période fondamentale(T)**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de Formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le (RPA99/version2003) par la formule

$$T = C_T h_N^{3/4} \text{ Donc : } T_{RPA} = 0.05 \times (25.50)^{3/4} = 0,56 \text{ s} \Longrightarrow T_{RPA} = 0.56 \text{ s} \text{ Avec } h_N : \text{ hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)}$$

$$h_N = 25.5 \text{ m}$$

C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA99/Version2003.

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé

$$\implies C_T = 0.05$$

Dans notre cas (contreventement assure partiellement ou totalement par voiles en béton armé), on peut également utiliser la formule suivante

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D} \implies (4.2.4 \text{ du RPA99/version2003})$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Sens longitudinale : $d_x = 26.85 \text{ m} \implies T_x = 0.443 \text{ s}$

Sans transversale : $d_y = 28.50 \text{ m} \implies T_y = 0.430 \text{ s}$

D'après (RPA99/version 2003), il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$\text{On a: } T_2 = 0,5 \quad \left\{ \begin{array}{l} 0 \leq T \leq T_2 \implies D_x = 2,5 \eta \implies D_x = 2.2 \\ 0 \leq T \leq T_2 \implies D_y = 2,5 \eta \implies D_y = 2.2 \end{array} \right.$$

Poids total de la structure (W)

W : est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum W_i$$

Avec

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires à la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5) du (RPA99 version 2003).

Dans notre cas, (le bâtiment à usage d'habitation) $\implies \beta = 0,20$.

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0,2W_{Qi}$

$$\implies W_t = 52426.11 \text{ KN}$$

Tableau 4.11: Résumé des résultats

Paramètres	A	D _x	D _y	Q	R	W (KN)	T _x (s)	T _y (s)	η
Valeurs numériques	0.15	2.2	2.2	1.20	3.5	52426.11	0.443	0.430	0.88

$$\text{Donc on a: } V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

➤ **Vérification des exigences de RPA99/2003**

Résolution des forces sismiques de calcul : (RPA99/version2003 (art 4.3.6))

L'une des premières vérifications préconisées par le RPA99/V2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0.8V/V_t$

Tableau 4.12. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

Sens	V statique(KN)	V Dynamique(KN)	0.8% V _{stat}	0.8 V _{stat} < V _{dyn}
X-X	5931.63	4013.60	4745.31	C.N.V
y-y	5931.63	4405.87	4745.31	C.N.V

Conclusion

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à 80 % de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

$$\implies V_t < 0.8 V$$

Faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0.8V/V_t$

- dans notre cas le sens (x-x) on doit calculer le rapport $0.8V/V_t=1.18$ majoré (force, moment, déplacement.....) avec 18% .
- dans notre cas le sens (y-y) on doit calculer le rapport $0.8V/V_t=1.08$ majoré (force, moment, déplacement.....) avec 08%

➤ **Vérification des déplacements latéraux inter – étage :**

L'une des vérifications préconisées par le (RPA99 version 2003), concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article (5.10 du RPA99 version 2003), l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0.01h_e$: le déplacement relatif admissible.

h_e : représente la hauteur de l'étage.

$$\delta_x^k = R \delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \delta_y^k = R \delta_{ey}^k$$

$$\text{Où ;} \quad \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $k-1$ dans le sens x (de la même manière on obtient Δ_{ey}^k).

$$\left. \begin{array}{l} \delta_x^k = R \delta_{ex}^k \\ \delta_y^k = R \delta_{ey}^k \end{array} \right\} : \text{Déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure}$$

(Art.4-19. RPA 2003)

δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (y compris l'effet de torsion), (de la même manière on obtient δ_{ey}^k).

R : Est le coefficient de comportement.

Tableau 4.13 : Déplacements latéraux inter-étage dans les deux sens

Niv	δ_e^k (m)		R S	$R*\delta_e^k$ (m)		Δ_k (m)		H_k (m)	$\bar{\Delta}=1\%H_k$ (m)
	$1.18*\delta_x$	$1.08*\delta_y$		$R*\delta_e^x$	$R*\delta_e^y$	Δx	Δy		
8	0.0270	0.0207	3.5	0.0946	0.0726	0.0145	0.0113	3.06	0.0306
7	0.0229	0.0170	3.5	0.0801	0.0612	0.0153	0.0117	3.06	0.0306
6	0.0185	0.0146	3.5	0.0648	0.0495	0.0149	0.0117	3.06	0.0306
5	0.0143	0.0112	3.5	0.0500	0.0378	0.0149	0.0113	3.06	0.0306
4	0.0100	0.0079	3.5	0.0351	0.0265	0.0132	0.0102	3.06	0.0306
3	0.0063	0.0049	3.5	0.0219	0.0163	0.0112	0.0083	3.06	0.0306
2	0.0031	0.0024	3.5	0.0107	0.0079	0.0099	0.0072	4.08	0.0408
1	0.0002	0	3.5	0.0008	0.0008	0.0008	0.0008	3.06	0.0306

Commentaire

Les résultats obtenus montrent que les déplacements relatif inter- étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage $\rightarrow \Delta_k < 1\%H_k$.

Commentaire

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le RPA, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (Art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée).

Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (RPA 99/V 2003. Art5-9)

Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments qui satisfont la condition suivante à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1 \text{ Avec :}$$

P_K : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (K)

$$\text{Tel que : } P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau(K)

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

h_K : hauteur d'étage K.

- **Si $\theta_K < 0,1$:** les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- **Si $0,1 < \theta_K < 0,2$:** il faut augmenter l'effet de action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_K)$
- **Si $\theta_K > 0,2$:** la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants

Tableau 4.14 : Vérification de l'effet P-Delta dans les deux sens

NIV	$H_k(m)$	P_k (KN)	$1.18*V_X(KN)$	$1.08*V_Y(KN)$	Δx	Δy	θ_x	θ_y
8	3.06	6431.96	6999.32	6406.16	0.0145	0.0113	0.0043	0.0037
7	3.06	12433.42	6999.32	6406.16	0.0153	0.0117	0.0089	0.0074
6	3.06	18616.88	6999.32	6406.16	0.0149	0.0117	0.0129	0.0111
5	3.06	24961.05	6999.32	6406.16	0.0149	0.0113	0.0173	0.0144
4	3.06	31305.22	6999.32	6406.16	0.0132	0.0102	0.0193	0.0163
3	3.06	37813.51	6999.32	6406.16	0.0112	0.0083	0.0197	0.0160
2	4.08	44805.07	6999.32	6406.16	0.0099	0.0072	0.0156	0.0123
1	3.06	52426.29	6999.32	6406.16	0.0008	0.0008	0.0020	0.0020

Commentaire

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à 0,1.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

- **Vérification au renversement :** (RPA99/VERS03 Art.5.5.)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

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

Le moment de résistant ou de stabilité, M_s , sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$).

Avec :

$$\begin{cases} M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \\ M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = \sum W_i \times b_i \end{cases}$$

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

M_s : moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.

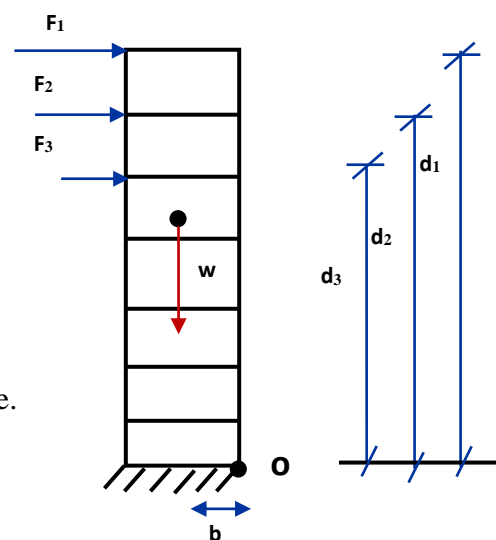
M_r : moment de renversement.

F_i : efforts sismique appliqués à chaque étage.

d_i : la hauteur de niveau i mesuré a partir de la base

b_i : Bras de levier de niveau i .

W_i : poids de niveau i .



- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur**

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (RPA99V2003 Art4.2.5)

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à $0,7$ secondes.

Avec :

F_t : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration

$$F_t = \begin{cases} 0,07TV & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

T : est la période fondamentale de la structure.

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau de plancher où s'exerce la force F_i

h_j : niveau de plancher quelconque

W_i, W_j : Poids revenant au planchers i, j

Dans notre cas $T = 0.68s < 0.7s$ donc : $F_t = 0$

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant

Tableau 4.15: Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens XX'

$V_x = 1.18 * V_x = 1.18 * 5931.63 = 6999.32 \text{ KN}$								
Story	W(KN)	hi (m)	wi * hi	Vi	(Vx -Ft)	$\sum wi*hi$	(Vx -Ft).wi*hi	Fi (KN)
8	6431.96	25.5	164015.05	6999.32	6999.32	829852.61	1147993829	1383.37
7	6001.45	22.44	134672.62	6999.32	6999.32	829852.61	942616799.7	1135.88
6	6183.46	19.38	119835.58	6999.32	6999.32	829852.61	838767600	1010.74
5	6344.17	16.32	103536.87	6999.32	6999.32	829852.61	724687706.5	873.27
4	6344.17	16.32	103536.87	6999.32	6999.32	829852.61	724687706.5	873.27
3	6508.28	13.26	86299.87	6999.32	6999.32	829852.61	604040474.5	727.88
2	6991.55	10.2	71313.87	6999.32	6999.32	829852.61	499148647	601.49
1	7621.21	6.12	4661.85	6999.32	6999.32	829852.61	326461233.7	393.39
Somme	52426.28	/	829852.61	/	/	/	/	6999.32
$V = F_t + \sum F_i = 6999.32 \text{ KN}$								

Tableau 4.16 : Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens YY'

$V_y = 1.08 * V_y = 1.08 * 5931.63 = 6406.16 \text{ KN}$								
Story	W(KN)	hi (m)	(wi * hi)	Vi	(Vy -Ft)	$\sum wi*hi$	(Vy -Ft).wi*hi	Fi (KN)
8	6431.96	25.5	164015.05	6406.16	6406.16	829852.61	1050706661.19	1266.14
7	6001.45	22.44	134672.62	6406.16	6406.16	829852.61	862734385.24	1039.62
6	6183.46	19.38	119835.58	6406.16	6406.16	829852.61	767685924.96	925.09
5	6344.17	16.32	103536.87	6406.16	6406.16	829852.61	663273774.89	799.27
4	6344.17	16.32	103536.87	6406.16	6406.16	829852.61	663273774.89	799.27
3	6508.28	13.26	86299.87	6406.16	6406.16	829852.61	552850837.80	666.20
2	6991.55	10.2	71313.87	6406.16	6406.16	829852.61	456848107.61	550.52
1	7621.21	6.12	4661.85	6406.16	6406.16	829852.61	298795153.98	360.06
Somme	52426.28	/	829852.61	/	/	/	/	6406.16
$V = F_t + \sum F_i = 6406.16 \text{ KN}$								

Tableau 4.17. Moment de renversement Sens XX'

Niv	Fi(KN)	di(m)	(di * Fi)KN.m
8	1383.3	25.5	35275.95
7	1135.88	22.44	25489.25
6	1010.74	19.38	19588.19
5	873.27	16.32	14251.81
4	873.27	16.32	14251.81
3	727.88	13.26	9651.80
2	601.49	10.2	6135.20
1	393.39	6.12	2407.58
			$\Sigma = 127051.62$

Tablea4.18. Moment de renversement Sens YY'

Niv	Fi(KN)	di(m)	(di * Fi)KN.m
8	1266.14	25.5	32286.48
7	1039.62	22.44	23329.15
6	925.09	19.38	17928.18
5	799.27	16.32	13044.03
4	799.27	16.32	13044.03
3	666.20	13.26	8833.86
2	550.52	10.2	5615.27
1	360.06	6.12	2203.55
			$\Sigma = 116284.59$

Tableau 4.19. Coordonnée du centre de gravité de la structure

Niv	Xi(m)	Yi(m)	Mi(KN)	Mi.Xi	Mi.Yi	XG(m)	YG(m)
8	13.60	13.68	776.88	10565.60	10628.52	13.45	13.17
7	13.46	13.11	712.70	9592.90	9342.03		
6	13.44	13.09	663.43	8916.55	8681.69		
5	13.44	13.09	646.70	8691.70	8465.36		
4	13.44	13.09	646.70	8689.76	8465.36		
3	13.44	13.08	630.32	8468.38	8244.62		
2	13.43	13.06	611.77	8215.44	7986.64		
1	13.35	13.06	655.65	8751.01	8560.21		
Som			5344.17	71891.37	70374.46		

$$\left\{ \begin{array}{l} b_x = L_x - X_G = 12.05 \text{ m} \\ b_y = L_y - Y_G = 13.33 \text{ m} \end{array} \right.$$

Tableau 4.20: vérification du renversement

	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms / Mr
Sens X-X	52426.11	12.05	631734.62	127051.62	4.97
Sens Y-Y	52426.11	13.33	698840.05	116284.59	6

Commentaire

Par suit des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est stable et peut résister aux différents chocs extérieur, tel que le séisme après un ferrailage correct.

L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

Vérification des sollicitations normales : (RPA99/V2003.Art7.4.3.1)

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Où : N_d : l'effort normal maximal.

B_c : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant

Tableau 4.21 . Vérification de l'effort normal réduit

Niv	Poteau	Section	N (KN)	v		Obse
1	C43	50x50	1609.53	0.26	≤ 0.3	cv
2	C43	50x50	1363.99	0.22	≤ 0.3	cv
3	C43	45x45	1150,44	0.18	≤ 0.3	cv
4	C43	45x45	947,77	0.19	≤ 0.3	cv
5	C43	40x40	755,9	0.15	≤ 0.3	cv
6	C43	40x40	569,14	0.11	≤ 0.3	cv
7	C43	35x35	381,24	0.12	≤ 0.3	cv
8	C43	35x35	198,2	0.06	≤ 0.3	cv

Commentaire

Toutes les conditions sont satisfaites donc on garde les mêmes sections des poteaux (pas d'augmentation des sections).

Conclusion

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique.

CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux

Introduction

Ce chapitre est l'objectifs principal de toute notre étude et dans le quel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorables.

Notre structure dans sa globalité est constitué de trois types d'éléments structuraux qui sont les poutres soumise a la flexion simple dans un plan, les poteaux soumises a la flexion composé dans les deux plans et les voiles soumises a la flexion composé dans un seul plan.

V.1.Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux seront calculé es à l'état limites ultimes (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

- **Situation durable**
- **Situation accidentelle**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91**

ELU : $1,35 G + 1,5 Q$

ELS : $G + Q$

- **Selon RPA 99/V2003** (situation accidentelle)

$G + Q \pm E$

$0,8G \pm E$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

N max → M correspondant

N min → M correspondant

M max → N correspondant

Le calcul des armatures sera effectuer par zone, elles seront définies comme suite :

Zone1 : S-SOL et RDC

Zone2 : 1^{er} et 2^{ème} étage

Zone3 : 3^{ème} et 4^{ème} étage

Zone4 : 5^{ème} et 6^{ème} étage

Etude des éléments structuraux

Les sollicitations dans chaque zone sont obtenues par le logiciel **ETABS**, puis elles seront triées par **EXCEL** pour avoir les valeurs les plus grandes ou les plus petites selon le cas voulu.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Situation accidentelle

Tab (V.1) : Les sollicitations dans chaque zone sous combinaisons accidentelle

Zone	section	Combinaison de calcul	N , M KN, KNm	N (KN)	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)
Zone 1	50X50	GQEY MAX	N _{max}	-1228.11	7.26	23.66
		GQEY MAX	N _{min}	-515.67	51.43	
		GQEY MAX	M _{max}	-881.21	86.06	
Zone 2	45X45	GQEY MAX	N _{max}	-836.63	11.68	11.21
		GQEY MAX	N _{min}	-463.09	6.85	
		GQEY MAX	M _{max}	-577.05	33.61	
Zone 3	40X40	GQEY MAX	N _{max}	-550.92	10.42	7.65
		GQEY MAX	N _{min}	-277.03	6.64	
		GQEY MAX	M _{max}	-339.5	31.29	
Zone 4	35X35	GQEY MAX	N _{max}	-296.34	29.33	6.58
		GQEY MAX	N _{min}	-89.79	33.76	
		GQEY MAX	M _{max}	-155.65	42.36	

Situation durable

Tab (V.2) : Les sollicitations dans chaque zone sous combinaisons durable

Zone	section	Combinaison de calcul	N , M KN, KNm	N(KN)	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)
Zone 1	50X50	ELU	N _{max}	-1609.53	8.01	18.13
			N _{min}	-1128.42	16.07	
			M _{max}	-1150.44	19.97	
Zone 2	45X45	ELU	N _{max}	-1147.91	16.04	17.68
			N _{min}	-932.73	14.14	
			M _{max}	-950.56	18.20	
Zone 3	40X40	ELU	N _{max}	-755.58	14.32	12.07
			N _{min}	-105.65	5.55	
			M _{max}	-466.53	43.11	
Zone 4	35X35	ELU	N _{max}	-381.24	9.205	7.77
			N _{min}	-190.28	11.38	
			M _{max}	-198.2	13.90	

Recommandations du «BAEL99/V2003»

$$\begin{cases} A_{\min} = \max \left(4cm^2/ml, \frac{2B}{1000} \right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton= $b \times h$. ($b = h =$ côtes du poteau, $d = 0,9h$)

Recommandations du RPA 99/Version2003

Les armatures

Longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de 0.8% (zone IIa).

Ferraillage maximum sera de :

$$\left\{ \begin{array}{l} 4\% \text{ en zone courante.} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm (RPA99/Version2003)
- La longueur minimale des recouvrements est de :

40 ϕ en zone IIa

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa (RPA99/Version2003).

Ferraillage minimum d'après le CBA93

- Condition de non fragilité

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Tableau V.3 : Ferraillage maximal et minimum

Zone	Section (cm ²)	BAEL91		CBA93	RPA99/V2003		
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement
Zone 1	(50x50)	5	125	2.91	20	100	150
Zone 2	(45x45)	4.05	101.25	2.62	16.2	81	121
Zone 3	(40x40)	4	80	1.74	12.8	64	96
Zone 4	(35x35)	4	61.25	1.58	9.8	49	73.5

Tab (V.4) : Ferraillage longitudinal adopté pour les poteaux

Zone	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²) Max (Accidentel, Durable)	A _{cnf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	As adopté (cm ²)	As réel (cm ²)
Zone 1	(50x50)	23.66	2.91	20	4HA20+8HA16	28.65
Zone 2	(45x45)	17.68	2.62	16.2	12HA14	20.36
Zone 3	(40x40)	12.07	1.74	12.8	4HA16+4HA14	13.57
Zone 4	(35x35)	7.77	1.58	9.8	8HA14	12.32

Tableau V.9. La longueur minimale de recouvrement

Diamètre ϕ	Longueur L (cm) = 40 ϕ
ϕ 14	56
ϕ 16	64
ϕ 20	80

D .Armatures transversales

Selon RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

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

V_u: est l'effort tranchant de calcul

h₁: hauteur totale de la section brute

f_e: contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$\rho_a = 2.5$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3.75$ si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$

t : est l'espacement des armatures transversales

Espacement des cadres

D'après l'article 7.4.2.2. du RPA99/version2003, la valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale : $S_t \leq \text{Min} (10\phi_l ; 15\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (12 ; 15\text{cm}) \dots$ en zone IIa.

Dans la zone courante : $S_t \leq 15\phi_l = 18\text{cm} \dots$ en zone IIa

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

On adopte un espacement de :

8 cm en zone nodale

12 cm en zone courante

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ est donnée comme suit :

0,3 % si $\lambda_g \geq 5$

0,8 % si $\lambda_g \leq 3$

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

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10ϕ .

TabV.5: Ferrailage transversal adopté pour les poteaux

Poteaux	V KN	S _{tn} cm	S _{tc} cm	λ_g	ρ_a	A _{tn} cm ²	A _{tc} cm ²	% Cal	% Min	Choix Zone nodal	Choix Zone courant	A _{adopté} cm ²	OBS
(50x50)	8.14	8	12	4.28	3.75	0.14	0.21	0.50	0.48	6HA8	6HA8	3.02	CV
(45x45)	13.81	8	12	4.76	3.75	0.27	0.40	0.56	0.36	6HA8	6HA8	3.02	CV
(40x40)	12.86	8	12	5.35	2.5	0.19	0.28	0.63	0.3	4HA8	4HA8	2.01	CV
(35x35)	6.69	8	12	6.12	2.5	0.12	0.17	0.72	0.3	4HA8	4HA8	2.01	CV

V.1.3: Vérifications diverses

Sollicitations tangentes : La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \dots \dots \dots si \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \dots \dots \dots dans le cas contraire \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

V.1.4.1. Vérification des contraintes a L'ELS

Vérification d'une section entièrement comprimée

Le calcul est s'effectue comme suit :

- aire de la section homogène totale

$$S = b \cdot h + 15 \left(A_s + A_s' \right)$$

- La position du centre de gravité résistant qui est située à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique

$$X_G = 15 \frac{A_s' \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A_s \left(d - \frac{h}{2} \right)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A_s')}$$

- L'inertie de la section homogène

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \cdot X_G^2 + 15 \left[A_s' \left(\frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

- Calcul des contraintes

Les contraintes dans le béton valent σ_{sup} sur la fibre supérieure et σ_{inf} sur la fibre inférieure :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

Les résultats des vérifications de l'effort tranchant et des contraintes sont présentés dans le tableau suivant :

TabV.6: Vérification des contraintes à l'ELS

Section	N _{Ser} (KN)	M _{Ser} (KNm)	σ _{inf} (MPa)	σ _{sup} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ (MPa)	Obs
50x50	1171.6	5.765	0.70	0.37	15	8.14	0.0036	1	CV
45x45	836.63	11.68	0.45	0.29	15	13.81	0.0076	1	CV
40x40	550.92	10.42	0.39	0.22	15	12.86	0.0089	1.875	CV
35x35	278.36	6.691	0.27	0.12	15	6.69	0.006	1.875	CV

V.1.4.2 : Vérification de l'effort normal ultime

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. L'expression de l'effort normal ultime est:

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

B_r : Section réduite du béton

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

Nb : Nous effectuerons la vérification au flambement du poteau le plus sollicité

- **Calcul de α**

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.20 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} \dots \dots \dots \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

- **Calcul de λ**

$$\lambda = \frac{l_f}{i}, i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

l_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

B : L'aire de la section

I : Moment d'inertie de la section

- **Calcul de B_r**

$$B_r = (a - 0.02)^2$$

Tableau (V.7) : Vérification de l'effort normale ultime

Section (cm ²)	λ	α	B_r (cm ²)	A (cm ²)	N_u (KN)	N_{max} (KN)	$N_{max} < N_u$
(50x50)	19.87	0.80	23	28.65	8010.07	1171.6	CV
(45x45)	16.49	0.81	18	20.36	3343.28	836.63	CV
(40x40)	18.55	0.80	14	13.57	2692.79	550.92	CV
(35x35)	21.2	0.80	11	12.32	1890.30	278.36	CV

Conclusion :

Le ferrailage choisit satisfait tous les vérifications.

V.1.5. Schémas des ferrailages des poteaux

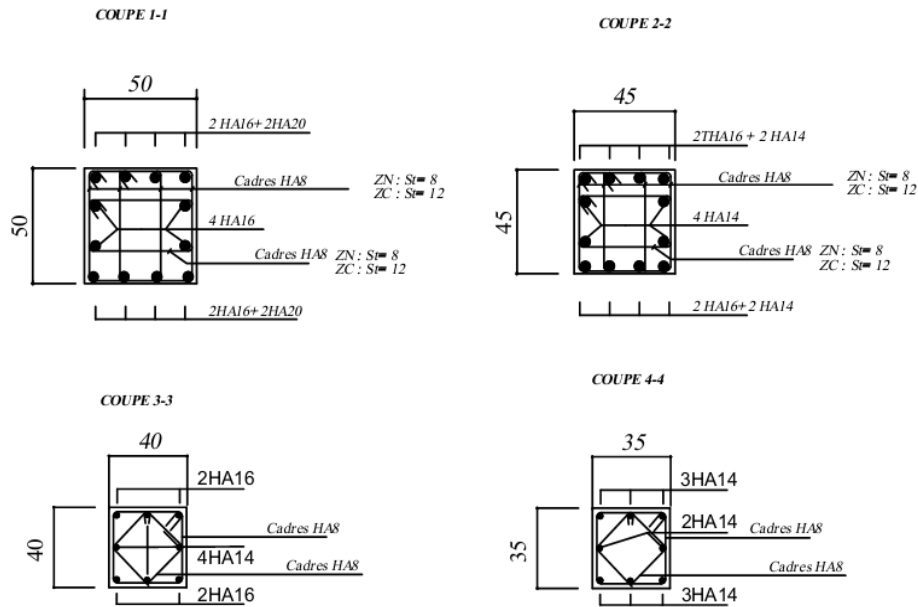


Fig V.1 : schéma de ferrailage des Poteaux

V.2.Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferrailage donc sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du RPA 99/version 2003.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par l'ETABS 9.7, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le RPA et le BAEL 91 :

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

$$G+Q$$

$$G+Q\pm E$$

$$0,8G\pm E$$

V.2.1. Recommandation du RPA 99(V2003)

a)Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section
- Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :
 - _ 4% en Zone courante
 - _ 6% en Zone de recouvrement
- La longueur minimale de recouvrement est de :

_ 40ϕ : En zone I et IIa

_ 50ϕ : En zone IIb et III

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis

b) Armatures transversales

- La quantité des armatures transversales minimales est de : $A_t = 0.003.S.b$;
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

_ Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de $(h/4, 12\phi)$;

_ En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$.

- La valeur du diamètre ϕ_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement
- Les moments max au niveau des appuis sont donnés par les combinaisons sismiques donc le calcul des armatures se fera en situation accidentelle, par contre ceux de travées sont donnés par les combinaisons statiques donc le calcul des armatures se fera en situation durable.

V.2.2. Armatures longitudinales

a) Calcul à ELU

Le calcul se fait en travée et en appuis

Calcul du moment réduit μ

- $\mu_{bu} = M_u / b_o \cdot d^2 \cdot f_{bu}$.
- $\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu})$
- $Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$
- $A = M_u / (Z_b \cdot f_{ed})$

a) Condition de non fragilité (BAEL91)

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

b) Pourcentage exigé par RPA99/version 2003

PP)

$$A_{S_{\min}} = 0,005 \times 45 \times 30 = 6.75 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_{S_{\max}} = 0.04 \times 45 \times 30 = 54 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{S_{\max}} = 0.06 \times 45 \times 30 = 81 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

PS)

$$A_{S_{\min}} = 0,005 \times 35 \times 25 = 4.375 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_{S_{\max}} = 0.04 \times 35 \times 25 = 35 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{S_{\max}} = 0.06 \times 35 \times 25 = 52.5 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

c) Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 40\Phi$$

V.2.3. Ferrailage longitudinal des poutres

Le ferrailage des poutres principales et secondaires est résumé dans les tableaux suivants :

Tableau V.8. Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres principales

		M (KN.m)	As (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{min} RPA cm²	Choix des Barres	A_{adopté} (cm²)
P_p Lieé au voile	Appui	134.807	10.29	1.75	6.75	3HA14+3HA16	10.65
	travée	223.259	18.84	1.75	6.75	6T20	18.85
P_s Lieé au voile	Appui	119.095	15.42	1.13	4.375	3HA16+3HA20	15.45
	travée	77.577	8.71	1.13	4.375	6HA14	9.24
Poutre princip ale	Appui	170.117	14.48	1.75	6.75	3HA16+3HA20	15.45
	travée	117.672	9.38	1.75	6.75	3HA14+3HA16	10.65
Poutre second aire	Appui	59.888	6.44	1.13	4.375	6HA14	9.24
	travée	83.283	9.5	1.13	4.375	3HA14+3HA16	10.65

V.2.4. Calcul des armatures transversales

a) Selon le BAEL91

La section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t \geq \frac{0.4b \cdot S_t}{f_e}$$

b : largeur de la poutre

St : l'espacement des armatures transversales

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

On adopte les espacements suivants : **St = 20cm** ;

$$\text{Donc : } A_t \geq 0,4 \times 0,3 \times 0,20 / 400 \Rightarrow A_t \geq \mathbf{0,6 \text{ cm}^2}$$

Diamètre des armatures d'âme

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{t \text{ min}} \right\} \phi_t \leq \text{min} \left\{ \frac{45}{30} ; \frac{30}{10} ; 1,2 \right\} = \text{min} \{1,5, 3, 1,2\} = 1,2. \text{ Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

b) Selon le RPA99/version 2003

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0.003 \cdot St \cdot b$

L'espacement maximal

- En zone nodale : $St \leq \min(h/4 ; 12 \phi_L) = 10 \text{ cm}$;
- En zone courante : $St \leq h/2 ; St = 20 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants

- En zone nodale : **St = 10cm**
- En zone courante : **St = 20cm**

On aura alors :

$$A_t = 0.003 \times St \times b = 1,8 \text{ cm}^2 > 0.6 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : **4Φ8** : **At = 2.01cm²**

$$St \text{ (adopté)} = \text{Min} \{ S_{tB.A.E.L} \cdot S_{tR.P.A} \} \dots \dots \dots \text{St} = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

On aura un cadre et un étrier de diamètre «Φ8 ».

Tableau V.9. La longueur minimale de recouvrement

Diamètre ϕ	Longueur L (cm) = 40 ϕ
ϕ 14	56
ϕ 16	64
ϕ 20	80

V.2.5.Vérification D'ABOUT

a)Vérification des contraintes tangentielles conventionnelles

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 3,33MPa \\ 5MPa \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33MPa \quad \tau_u < \bar{\tau}_u$$

Tableau V.10. Vérification de contrainte de cisaillement des poutres

Section	Localisation	Contrainte de cisaillement			OBS
		V_u (Mpa)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	
P _p Lieé au voil	Appiu	40.86	0.033	3.33	CV
	traveé	32.78	0.027	3.33	CV
P _s Lieé au voil	Appiu	21.52	0.027	3.33	CV
	traveé	20.22	0.026	3.33	CV
Poutre principale	Appiu	61.94	0.051	3.33	CV
	traveé	49.73	0.041	3.33	CV
Poutre secondaire	Appiu	10.17	0.013	3.33	CV
	traveé	8.82	0.011	3.33	CV

a) Armature inferieure tendu sur appui d'ABOUT

$$A \geq \frac{1.15XV_{u\max}}{f_e} = 1.78X10^{-4}m^2 \leftrightarrow A_s > 1.78 \text{ cm}^2$$

b) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

$$V_{u\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b_0 \times a \quad \text{avec } \{a=b-c-2\text{cm}=25\text{cm}\}$$

$$V_{u\max} < 500.62KN \rightarrow V_{u\max} = 61.94KN < 500.62KN$$

V.2.5. Vérification des contraintes à l'ELS

La vérification des poutres à l'ELS est effectuée comme suit

- **Calcul de la position de l'axe neutre**

$$b \cdot \frac{y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \cdot y - 15(A_s \cdot d + A'_s \cdot d') = 0$$

- **Calcul du moment d'inertie**

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

Où : A_s : section d'armatures tendue.

A'_s : section d'armatures comprimées.

n : 15 coefficient d'équivalence.

• **Vérification des contraintes**

Il faut que les contraintes compression du béton vérifiées

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15Mpa ;$$

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

Les résultats de calculs sont indiquée dans les tableaux suivants :

Tableau V.11. Vérification de contrainte dans le béton des poutres

		M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc}(MPa)	σ̄_{bc} (Mpa)	OBS
P_p Lieé au voile	Travée	18.691	19.77	198778.59	1.86	15	CV
	Appuis	22.378	16.12	136841.42	2.64	15	CV
P_s Lieé au voile	Travée	12.161	13.95	89569.84	2.6	15	CV
	Appuis	17.176	16.62	65311.69	3.19	15	CV
Poutre principale	Travée	16.942	18.46	136841.42	2	15	CV
	Appuis	35.419	16.12	175481.67	3.72	15	CV
Poutre secondaire	Travée	5.199	14.67	71558.30	1.07	15	CV
	Appuis	8.389	13.95	65311.69	1.79	15	CV

• **Vérification de l'état limite de déformation (la flèche)**

On doit vérifier que:

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \qquad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} Mpa$$

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée Avec :

l: la portée entre nus d'appuis ($l=5,05m$)

M_t: moment maximum en travée

M₀: moment isostatique

A_s: section d'armature tendu correspondante

a)Poutre principale

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = \frac{45}{505} = 0.089 > 0.0625 \dots \dots CV$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \frac{18.691}{22.378} = 0.083 < 0.089 \dots CV$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} MPa = 0.0088 < 0.01 \dots CV$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile.

b) Poutre secondaire

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = \frac{35}{390} = 0.089 > 0.0625 \dots CV$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \frac{12.161}{17.176} = 0.071 < 0.089 \dots CV$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} MPa = 0.01 = 0.01 \dots CV$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile

V.2.6. schéma de ferrailage des poutres

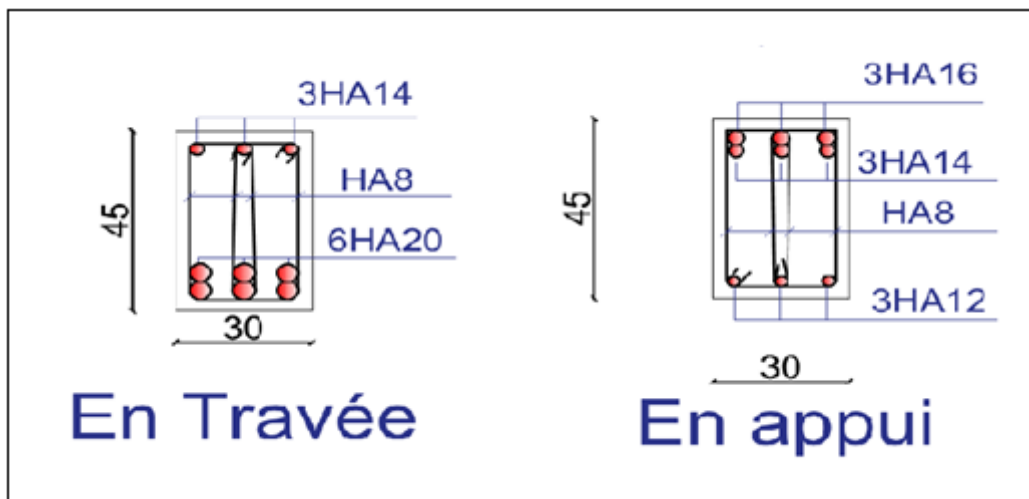


Fig V.2 .schéma de ferrailage des poutres principales liée au voile

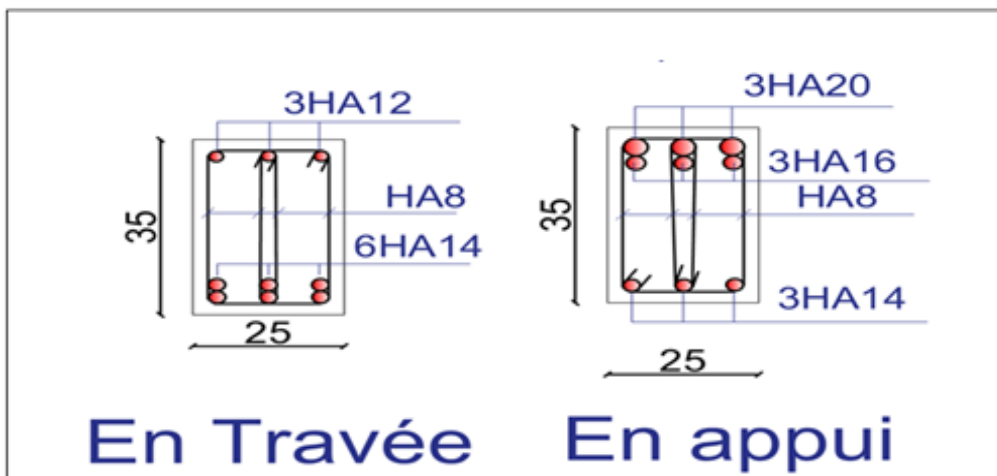


Fig V.3. schéma de ferrailage des poutres secondaires liée au voile

V.3.Ferraillage des voiles

V.3.1.Introduction

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91/99 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003 Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieures à celles du vent et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Notre ouvrage comprend quatre (4) types des voiles :

- type 1 : $L = 3.80\text{m}$
- type 2 : $L = 3.05\text{m}$, (selon l'axe Y),
- type 3: $L = 1.2\text{m}$,
- type 4: $L = 3.60\text{m}$ (selon l'axe X),

que nous allons ferrailer par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau.

- Zone 1: RDC
- Zone 2: 1^{ère} et 2^{ème} étage
- Zone 3: 3^{ème} et 4^{ème} étage
- Zone 4 : 5^{ème} et 6^{ème} étage

V.3.2.Recommandations du RPA99/version2003

- **Armatures verticales**

La disposition du ferraillage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur ($L/10$) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

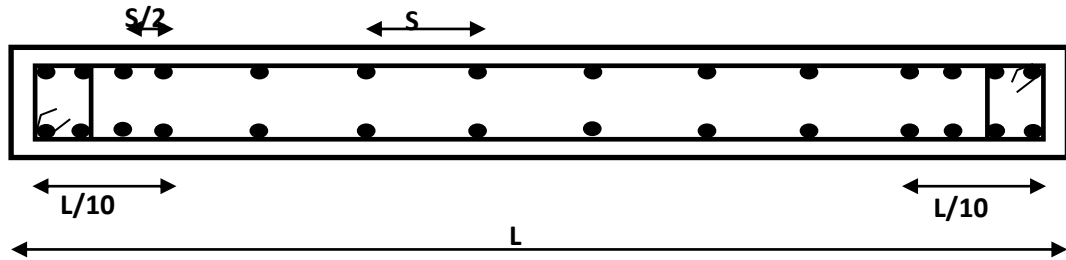


Figure V.4. Disposition des armatures verticales dans le voile.

- **Armatures horizontales**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5 e$$

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

e : épaisseur du voile

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingle au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

- **Armatures de coutures**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ Avec } T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- Armatures de potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4T10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

V.3.3. Combinaisons du calcul

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont

Données ci-dessous :

$$\begin{array}{l} \text{Selon le BAEL91/99} \\ \text{Selon le RPA99/version} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ 0.8G + E \end{array} \right.$$

V.3.4. Calcul du ferrailage des voiles

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée, selon RPA99/vesrion2003 sous les sollicitations suivantes :

- $N_{\text{compression}}^{\text{max}}, M_{\text{corr}}$
- $N_{\text{traction}}^{\text{max}}, M_{\text{corr}}$
- $M_{\text{max}}, N_{\text{corr}}$

V .3.4.1. Présentation de la méthode du calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

Avec:

N : Effort normal appliqué,

M : Moment fléchissant appliqué.

B : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

NB : L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

On distingue 3 cas

1^{er} cas

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue".

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e$$

L_c : Longueur de la section comprimée.

$$L_c = L$$

$$A_v = \frac{F - B f_{bc}}{f_e}$$

F : Volume de contrainte.

2^{ème} cas

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

L_T : Longueur de la section tendue.

$$L_T = L$$

$$A_v = F/f_e$$

3^{ème} cas

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_v = F/f_e$$

-Si $A_v < A_{\min}$, on ferraille avec la section minimale.

-Si $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

V.3.5.Exemple du calcul

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile (Type1 (y-y) ; Zone I) de (L = 3.80 m ; e =0.2 m).

$$N=836.85\text{KN} \quad M=5764.46\text{KN.m}; \quad V=51.55\text{KN}; \quad B=L \times e=3.80 \times 0.20=0.76\text{m}^2$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,2 \times 3.8^3}{12} = 0,91\text{m}^4$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{3.8}{2} = 1.9\text{m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} = \frac{836.85}{0.76} + \frac{5764.46 \times 1.9}{0.91} = 13136.80 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I} = \frac{836.85}{0.76} - \frac{5764.46 \times 1.9}{0.91} = -10934.5 \text{ KN/m}^2$$

La section est partiellement comprimée.

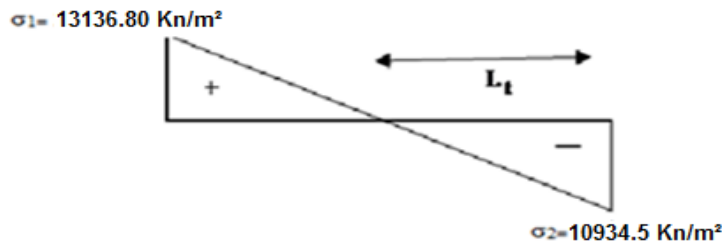


Figure V.5. Diagramme des contraintes d'une section partiellement comprimée

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L = \frac{10934.5}{13136.80 + 10934.5} \times 3.80 = 1.73 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T = \frac{10934.5}{2} \times 0.20 \times 1.73 = 1891.67\text{KN}$$

V .3.5.1.Armature verticale

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{1891.67}{40} = 47.29\text{cm}^2$$

$$(A_v / \text{ml}) / \text{Face} = (47.29/2)/3.8 = 6.22 \text{ cm}^2$$

V.3.5.2.Armature minimale

$$A_{\min} = \text{Max} \left(0.2\% e L_T, 0.23 \frac{B f_{t28}}{f_e} \right)$$

e : Epaisseur du voile.

L_T : Longueur de la section tendue.

$$A_{\min} = \text{Max}(6.92; 9.18) = 9.18 \text{ cm}^2$$

V.3.5.3. Armatures de coutures.

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 51.55 \times 10}{400} = 1.98 \text{ cm}^2$$

On prévoit des armatures de couture si on a une reprise de bétonnage dans notre cas nous n'avions pas de reprise de bétonnage donc on n'ajoute pas les armatures de coutures avec les armatures verticales.

$$\text{Donc } A_{sV} = \text{Max}(A_V; A_{\min}) = 47.29 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté pour une seule nappe

En zone d'about : Soit 6HA14 ($A_s = 9.24 \text{ cm}^2$)

En zone courante : Soit 15HA12 ($A_s = 16.96 \text{ cm}^2$)

Donc A_s adopté : **$A_s = 26.20 \text{ cm}^2$**

V.3.5.4. Espacement

En zone courante : $S_t \leq \text{Min}(1.5e; 30) = 30 \text{ cm}$

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

En zone d'about : $S_{ta} = 15 \text{ cm}$

V.3.5.5. Armatures horizontales

$$\text{D'après le BAEL91/99 : } A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{26.2}{4} = 6.55 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA99/version2003: } A_H = 0.15 \% B = 0.0015 \times 20 \times 380 = 11.4 \text{ cm}^2$$

$$A_H = \text{Max}\left(\frac{A_V}{4}; 0.15 \% B\right) = 11.4 \text{ cm}^2$$

Soit 20T10 = 15.71 cm² ; avec $S_h = 20 \text{ cm}$

V.3.5.6. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit : 4ϕ

V.3.5.7. Vérification des contraintes de cisaillement

Selon le RPA99/version2003

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 51.55 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 3.80} = 0.10 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{MPa}$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$ **Condition vérifiée**

Selon le BAEL91/99

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} = \frac{51.55 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 3.80} = 0.08 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) = 2.5 \text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ **Condition vérifiée**

V.3.5.8. Vérification à l'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1116.02 \times 10^{-3}}{0.20 \times 3.80 + (15 \times 26.2 \times 10^{-4})} = 1.40 \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ **Condition vérifiée**

Les résultats de calcul pour tous les voiles sont regroupés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.3.1. Ferrailage verticale du voile YY type 1.

Zone	Solisit- ation	N	M	σ_1	σ_2	Nature	L_c	L_T	F	Av
		(KN)	(KN.m)	(KN/m ²)	(KN/m ²)		(m)	(m)	(KN)	(cm ²)
1	N ^{max}	1529.99	161.41	2350.15	1676.13	SEC	3.8	0	2166.92	0.00
	N ^{min}	-232.64	4705.093	14935.20	-15697.9	SPC	1.49	1.56	66.69	1.67
	M ^{max}	836.85	5764.46	13136.80	-10934.5	SPC	2.07	1.73	1891.67	47.29
2	N ^{max}	1391.8	34.23	1902.79	1759.85	SEC	3.80	0.00	2060.54	0.00
	N ^{min}	-222.72	803.66	1384.92	-1971.02	SPC	1.57	2.23	439.90	11.00
	M ^{max}	1282.1	3966.79	9969.28	-6595.34	SPC	2.29	1.51	997.87	24.95
3	N ^{max}	1001.63	55.49	1433.79	1202.08	SEC	3.80	0.00	1458.42	0.00
	N ^{min}	-156	631.29	1112.81	-1523.34	SPC	1.60	2.20	334.51	8.36
	M ^{max}	917.64	1886.99	5147.29	-2732.45	SPC	2.48	1.32	360.06	9.00
4	N ^{max}	540.41	61.66	839.81	582.33	SEC	3.80	0.00	761.69	0.00
	N ^{min}	-76.23	24.96	-48.19	-152.42	SET	0.00	3.80	134.15	3.35
	M ^{max}	246.69	781.56	1956.42	-1307.24	SPC	2.28	1.52	198.97	4.97

NB: Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N^{max} ; N^{min} ; M^{max}.

Tableau V. 3. 2. Choix des barres du voile YY type 1

Zone	Av (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	Choix des barres/nappe								
				A _{adop} (cm ²)	ZC	S _t (cm)	Z D'about	S _t (cm)	A _H (cm ²)	A _{Hadop} (cm ²)	Choix	S _t (cm)
1	47.19	9.18	47.19	26.19	15HA12	20	6HA14	15	11.4	15.71	20HA10	20
2	24.95	9.18	24.95	26.19	15HA12	20	6HA14	15	11.4	15.71	20HA10	20
3	9.00	9.18	9.18	18.57	15HA10	20	6HA12	15	11.4	15.71	20HA10	20
4	4.97	9.18	9.18	18.57	15HA10	20	6HA12	15	11.4	15.71	20HA10	20

Tableau V.3.3. Ferrailage verticale du voile YY type 1

Zone	Solisit- ation	N	M	σ ₁	σ ₂	Nature	L _c	L _T	F	Av cm ²
		(KN)	(KN.m)	(KN/m ²)	(KN/m ²)		(m)	(m)	(KN)	
1	N ^{max}	1046.03	428.29	3109.04	320.57	SEC	3.05	0	839.58	0.00
	N ^{min}	344.74	83.15	835.86	294.44	SEC	3.05	0.00	276.70	0.00
	M ^{max}	1037.4	4206.25	15393.36	-11992	SPC	1.76	1.29	955.33	23.88
2	N ^{max}	969.29	216.57	2294.02	883.98	SEC	3.05	0.00	777.98	0.00
	N ^{min}	254.63	36.09	534.93	299.92	SEC	3.05	0.00	204.37	0.00
	M ^{max}	526.47	2252.33	8195.13	-6468.99	SPC	1.75	1.30	521.44	13.04
3	N ^{max}	700.37	94.45	1455.62	840.67	SEC	3.05	0.00	562.14	0.00
	N ^{min}	159.72	30.13	359.93	163.74	SEC	3.05	0.00	128.20	0.00
	M ^{max}	386.17	1132.12	4318.48	-3052.35	SPC	1.85	1.20	222.16	5.55
4	N ^{max}	370.22	37.63	729.42	484.42	SEC	3.05	0.00	297.15	0.00
	N ^{min}	133.9	58.67	410.51	28.51	SEC	3.05	0.00	133.90	0.00
	M ^{max}	318.96	536.08	2268.01	-1222.24	SPC	2.10	0.95	66.69	1.67

Tableau V.3.4. Choix des barres du voile YY type 2

Zone	Av (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	Choix des barres/nappe								
				A _{adop} (cm ²)	ZC	S _t (cm)	Zone D'about	S _t (cm)	A _H (cm ²)	A _{Hadop} (cm ²)	Choix	S _t (cm)
1	23.88	7.36	23.88	16.21	12HA10	20	6HA12	15	9.15	15.71	20HA10	20
2	13.04	7.36	13.04	16.21	12HA10	20	6HA12	15	9.15	15.71	20HA10	20
3	5.55	7.36	7.36	16.21	12HA10	20	6HA12	15	9.15	15.71	20HA10	20
4	1.67	7.36	7.36	16.21	12HA10	20	6HA12	15	9.15	15.71	20HA10	20

Tableau V.3.5. Ferrailage verticale du voile XX type 3

Zone	Solisit- ation	N	M	σ_1	σ_2	Nature	L_c	L_T	F	Av
		(KN)	(KN.m)	(KN/m ²)	(KN/m ²)		(m)	(m)	(KN)	cm ²
1	N ^{max}	871.34	517.547	13981.52	-6720.36	SPC	2.96	0.09	2.34	0.06
	N ^{min}	132.84	190.903	4371.56	-3264.56	SPC	2.66	0.39	15.73	0.39
	M ^{max}	871.34	517.547	13981.52	-6720.36	SPC	2.96	0.09	2.34	0.06
2	N ^{max}	731.73	2.359	3096.06	3001.70	SEC	1.2	0.00	287.89	0.00
	N ^{min}	247.56	99.175	3015.00	-952.00	SEC	1.2	0.00	97.40	0.00
	M ^{max}	391.99	214.257	5918.43	-2651.85	SPC	1.15	0.05	0.26	0.36
3	N ^{max}	546.09	4.702	2369.42	2181.34	SEC	1.2	0.00	214.86	0.00
	N ^{min}	157.35	114.514	2945.91	-1634.66	SPC	1.02	0.18	2.12	0.05
	M ^{max}	445.23	191.909	5693.31	-1983.06	SEC	1.2	0.00	175.17	0.38
4	N ^{max}	306.94	3.518	1349.28	1208.56	SEC	1.2	0.00	120.76	0.00
	N ^{min}	19.85	133.251	2747.73	-2582.31	SPC	2.50	0.55	22.27	0.56
	M ^{max}	154.69	180.36	4251.74	-2962.66	SPC	2.71	0.34	11.37	0.28

Tableau V.3.6. Choix des barres du voile XX type 3

Zone	Av (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	ZC	S _t (cm)	Choix des barres/nappe					
							Zone D'about	S _t (cm)	A _H (cm ²)	A _{Hadop} (cm ²)	Choix	S _t (cm)
1	0.39	2.89	2.89	6.19	5HA10	20	2HA12	10	3.6	11.78	15HA10	20
2	0.36	2.89	2.89	6.19	5HA10	20	2HA12	10	3.6	11.78	15HA10	20
3	0.38	2.89	2.89	6.19	5HA10	20	2HA12	10	3.6	11.78	15HA10	20
4	0.56	2.89	2.89	6.19	5HA10	20	2HA12	10	3.6	11.78	15HA10	20

Tableau V.3.7. Ferrailage verticale du voile XX type 4

Zone	Solisit- ation	N	M	σ_1	σ_2	Nature	L_c	L_T	F	Av
		(KN)	(KN.m)	(KN/m ²)	(KN/m ²)		(m)	(m)	(KN)	cm ²
1	N ^{max}	1921.61	36.935	2754.14	2583.67	SEC	3.60	0.00	1921.61	0.00
	N ^{min}	828.53	44.942	1254.45	1047.02	SEC	3.60	0.00	828.53	0.00
	M ^{max}	1422.72	5004.88	13525.73	-9573.73	SPC	1.56	1.49	1428.44	35.71
2	N ^{max}	1766.27	43.92	2554.53	2351.78	SEC	3.6	0.00	1766.27	0.00
	N ^{min}	641.05	40.32	983.41	797.28	SEC	3.6	0.00	641.05	0.00
	M ^{max}	1307.72	3793.51	10570.55	-6937.99	SPC	2.17	1.43	989.74	24.74
3	N ^{max}	1290.69	35.80	1875.26	1709.99	SEC	3.6	0.00	1290.69	0.00
	N ^{min}	421.58	53.41	708.80	462.25	SEC	3.60	0.00	421.58	0.00
	M ^{max}	954.61	1917.88	5751.73	-3100.03	SPC	2.34	1.26	390.85	9.77
4	N ^{max}	719.73	30.89	1070.93	928.32	SEC	3.6	0.00	719.73	0.00
	N ^{min}	157.17	65.66	369.82	66.76	SEC	3.60	0.00	157.17	0.00
	M ^{max}	445.51	756.71	2365.02	-1127.49	SPC	1.89	1.16	131.04	3.28

Tableau V.3.8. Choix des barres du voile XX type 4

Zone	A _v (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	Choix des barres/nappe								
				A _{adop} (cm ²)	ZC	S _t (cm)	Zone D'about	S _t (cm)	A _H (cm ²)	A _{Hadop} (cm ²)	Choix	S _t (cm)
1	35.71	8.69	35.71	25.07	14HA12	20	6HA14	15	10.8	15.71	20HA10	20
2	24.74	8.69	24.74	25.07	14HA12	20	6HA1	15	10.8	15.71	20HA10	20
3	9.77	8.69	9.77	17.79	14HA10	20	6HA12	15	10.8	15.71	20HA10	20
4	3.28	8.69	8.69	17.79	14HA10	20	6HA12	15	10.8	15.71	20AH10	20

Tableau V.3.9. Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement

Voile	Zone	V (KN)	Vérification des contraintes de cisaillement						Vérification à l'ELS	
			τ _b (MPa)	OBS	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	OBS	Ns	σ _{bc} (MPa)	OBS
Type 1	1	51.55	0.106	CV	0.08	2.5	CV	1116.02	1.40	CV
	2	31.36	0.064	CV	0.05	2.5	CV	1014.83	1.27	CV
	3	39.8	0.081	CV	0.06	2.5	CV	672.16	0.85	CV
	4	62.87	0.129	CV	0.09	2.5	CV	394.21	0.50	CV
Type 2	1	36.88	0.094	CV	0.07	2.5	CV	812.23	1.28	CV
	2	15.08	0.038	CV	0.03	2.5	CV	743.96	1.17	CV
	3	18.9	0.048	CV	0.03	2.5	CV	539.29	0.85	CV
	4	29.65	0.076	CV	0.05	2.5	CV	292.15	0.46	CV
Type 3	1	3.87	0.025	CV	0.02	2.5	CV	575.3	2.31	CV
	2	1.15	0.007	CV	0.01	2.5	CV	534.04	2.14	CV
	3	1.78	0.012	CV	0.01	2.5	CV	398.68	1.60	CV
	4	7.88	0.051	CV	0.04	2.5	CV	224.42	0.90	CV
Type 4	1	6.76	0.015	CV	0.01	2.5	CV	1405.56	1.86	CV
	2	4.92	0.011	CV	0.01	2.5	CV	1291.69	1.70	CV
	3	8.57	0.019	CV	0.01	2.5	CV	944.09	1.26	CV
	4	18.42	0.040	CV	0.03	2.5	CV	526.93	0.71	CV

On schématiser le voile le plus sollicité de longueur 3.80 m

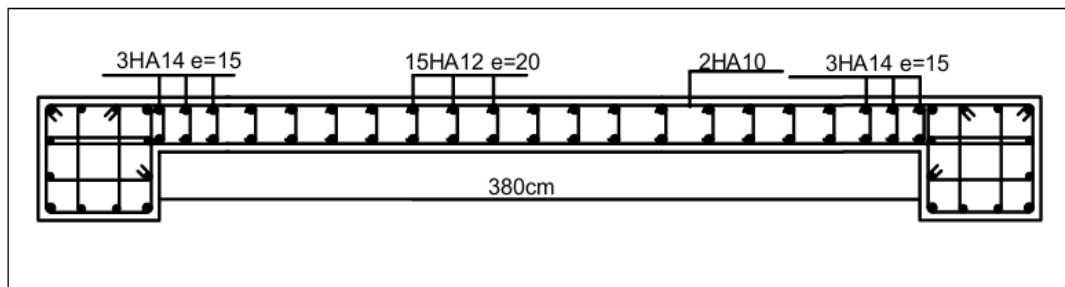


Figure V.6. Schéma de ferrailage du voile type 1 zone 1

CHAPITRE VI : Calcul des éléments d'infrastructure

VI.1. Introduction

Les fondations sont constituées par la partie inférieure de la structure qui est en contact avec le terrain et supporte le poids de l'immeuble. Donc, elles ont un rôle de transmission au sol des charges de la superstructure.

avant d'entreprendre un projet de fondation, il est nécessaire de connaître la valeur de la contrainte du sol à introduire dans les calculs et qui est en fonction des trois paramètres suivants :

- contrainte de rupture du sol.
- contrainte correspondante au tassement maximal acceptable.
- contrainte maximale autorisée par les règles parasismiques.
- Contrainte admissible du sol : $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$

VI .2. Les types des fondations

Fondations superficielles : On appelle fondation superficielle ; toutes fondations dont l'encastrement **D** dans le sol ne dépasse pas quatre (04) fois la largeur **B** (cote la plus petite de la semelle)

Le rapport de ces dimensions doit vérifier l'inégalité suivante : $\frac{D}{B} < 4$

Elles sont utilisées généralement lorsque les couches de terrain, capables de supporter l'ouvrage (bon sol) se trouvent à une faible profondeur.

➤ Fondations profondes

IL arrive des fois que le sol en surface soit formé de couches compressibles, dont la capacité portante est faible alors que les couches sous adjacentes sont résistantes, on est donc obligé de fonder l'ouvrage sur cette couche résistante (substratum).

Pour atteindre cette couche on réalise soit des puits (fondations peu profond) soit des pieux pour lesquels le rapport : $\frac{D}{B} > 10$

VI .3.Choix de système de fondation

Le choix du système de fondation est en fonction du type de la superstructure, ainsi que des caractéristiques topographiques et géotechniques. Ce choix doit satisfaire

- La stabilité totale de l'ouvrage.
- La facilité d'exécution.
- Réalisation et conception économique.

Donc pour des raisons économiques on doit vérifier tous types de fondations superficielles, notre premier pas sera dirigé à vérifier la position des semelles isolées pour les poteaux et semelles continue pour les voiles.

VI.4. Semelle isolée sous poteau

VI.4.1. Prédimensionnement

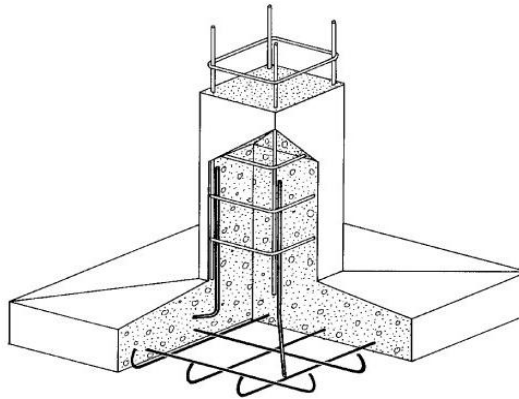


Fig V.1 : Semelle isolée

Pour assurer la validité d'une semelle isolée on choisit le poteau le plus sollicité :

La surface des semelles doit être inférieure à 50 % de la surface totale du bâtiment

$$\frac{S_{tot}}{S_b} < 50 \%$$

La surface de la semelle est donnée par

$$\frac{N}{S_{semelle}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{semelle} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$N_s = 1831.28 \text{ KN}; \bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow S_1 \geq \frac{1831.28}{200} = 9.16 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow STOT = S_1 \times n_{pot} = 9.16 \times 60 = 549.38 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow Stot = 549.38 \text{ m}^2$$

La surface d'emprise du bâtiment est $S_{bat} = 701.46 \text{ m}^2$.

Vérification

$$\frac{S_{tot}}{S_b} = \frac{549.38}{701.46} = 0.78 = 78\% > 50\%$$

Conclusion

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

En effet, cela nous conduit à opter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le radier général.

VI.5. Etude du radier

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol

La réduction des tassements différentiels

La facilité d'exécution

VI.5.1. Etude du radier général

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appui

VI.5.2. Surface du radier

La surface du radier \leq surface du bâtiment $\implies 303.67m^2 \leq 707.46m^2$

VI.5.3. Pré dimensionnement du radier

➤ Condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{8} < h_r < \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 5.05m$ c'est la plus grande distance entre deux points d'appui.

D'où : $63.12 \text{ cm} < h_r < 101 \text{ cm}$

➤ Condition de la raideur : Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec

$E = 32164.19 \text{ MPa}$ (module de young du béton)

K : Coefficient de raideur du sol pour un sol de densité moyenne = 40000 kN/m^3

b : Largeur de la semelle, les calculs sont faits pour une bande de 1 mètre

I : Inertie de la section transversale du radier

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

Donc on aura :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 40000 \times 4.96^4}{32164.19 \times 10^3 \times 3.14^4}} \implies h_r \geq 74 \text{ cm}$$

- **Condition de cisaillement** : L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier, d'après le règlement CBA93 (Art A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa pour une Fissuration préjudiciable}$$

V_u : l'effort tranchant de calcul vis – à – vis l'ELU

$$V_u = \frac{qL}{2}$$

q : La charge sur le radier uniformément répartie pour une bande de 1 mètre

$$q = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{\text{rad}}} = \frac{83280.72 \times 1}{320.310} = 274.25 \text{ kN/ml}$$

$$\text{donc : } V_u = \frac{260 \times 5.05}{2} = 692.5 \text{ kN}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{V_u}{b \times 0.9h} \Rightarrow h \geq \frac{V_u}{0.9b\bar{\tau}_u} = \frac{656.5}{0.9 \times 1 \times 2.5 \times 10} = 30.78 \text{ cm.}$$

- **Condition de non poinçonnement**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : Périmètre du contour

✚ Sous voiles

$N_{u,\text{voil}} = 1921.61 \text{ kN}$ Effort normal ultime de voile le plus sollicité

$$\text{On obtient : } 3h^2 + 6h - 1921.61 = 0 \text{ D'où : } \mathbf{h \geq 24.33 \text{ cm}}$$

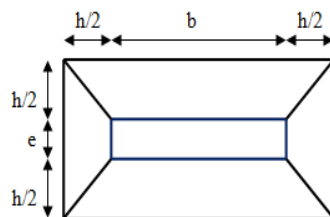


Figure VI.1 : Schéma de transmission des charges sous voiles

✚ Sous poteaux

$N_{u,\text{pot}} = 1609.53 \text{ kN}$ Effort normal ultime de poteau le plus sollicité

$$\mu_c = 4(a + h) = 4(0.5 + h) = (2.4 + 4h) \text{ m}$$

$$\text{On obtient : } 3h^2 + 1.5h - 1609.53 = 0$$

$$\text{D'où : } \mathbf{h \geq 52 \text{ cm}}$$

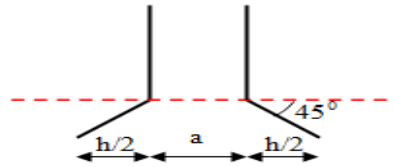


Figure VI.2 : Schéma de transmission des charges sous poteau

Conclusion

Pour satisfaire toutes les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier :

$$H = 0.80 \text{ m}$$

VI.6. Calcul des sollicitations

$$G_{\text{Superstructure}} = 52133.53 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{Superstructure}} = 8600.27 \text{ kN}$$

$$G_{\text{radier}} = 25 \times 0.80 \times 303.67 = 6073.4 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{radier}} = 2.5 \times S_{\text{bloc}} = 2.5 \times 701.46 = 1753.65 \text{ kN}$$

➤ Les combinaisons de calcul

$$N_u = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 10317.12 \text{ kN}$$

$$N_{\text{ser}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 7447.46 \text{ kN}$$

➤ Vérification de la surface de radier

$$\text{ELU} : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = 313.08 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS} : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = 303.67 \text{ m}^2$$

On remarque que la surface d'emprise du bloc ($S_{\text{bloc}} = 701.46 \text{ m}^2$) est supérieure à la surface minimal de radier donc la condition est vérifiée pas besoin de débord

VI.6.1 Caractéristique géométrique du radier

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

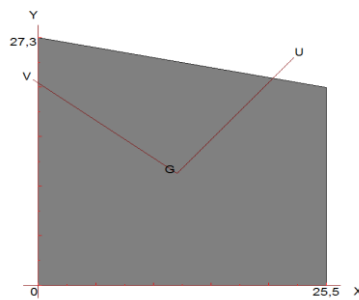


Figure VI.3 centre de gravité

Avec :

S_i : Aire de panneau considéré

$(X_i; Y_i)$: Centre de gravité du panneau considéré

Donc les coordonnées de centre de gravité du radier sont :

- $X_G = 12.11 \text{ m}$
- $Y_G = 12.08 \text{ m}$

D'autre part on a les coordonnées de centre d'application des résultantes des charges de la superstructure sont :

- $X_{\text{sup}} = 12.05 \text{ m}$
- $Y_{\text{sup}} = 13.33 \text{ m}$

Calcul de l'excentricité entre le centre d'application des résultantes des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier :

- $e_x = |12.05 - 12.11| = 0.06 \text{ m}$
- $e_y = |13.33 - 12.08| = 1.25 \text{ m}$

➤ **Moment d'inertie**

Le moment d'inertie de radier se calcule comme suit :

- $I_{xx} = \frac{L_x L_y^3}{12} = 40554.8 \text{ m}^4$
- $I_{yy} = \frac{L_y L_x^3}{12} = 42025.2 \text{ m}^4$

VI.6.2 Vérification de la stabilité au renversement du radier

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux

Le rapport $\frac{M_s}{M_r}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5$$

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre

M_r : Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule suivante :

$$M_r = M_0 + V \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure calculer dans le chapitre 4

V : L'effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'infrastructure dans notre cas c'est 10%H

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

Avec

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$W_{tot} = W_{infra} + w_{super}$$

$$w_{super} = G_{sup} + 0.2 Q_{sup}$$

$$W_{infra} = G_{radier} + 0.2 Q_{radier}$$

$$M_{Sta,x} = w \times b_x = 59898.12 \times 12.05 = 721772.35 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sta,y} = W \times b_y = 59898.12 \times 13.33 = 798441.94 \text{ kN.m}$$

Et :

$$M_{Ren,x} = 127051.62 + 4013.6033 \times 2.55 = 137386.31 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ren,y} = 116284.59 + 4405.8741 \times 2.55 = 127519.57 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{Sta,x}}{M_{Ren,x}} = 5.25 > 1.5$$

$$\frac{M_{Sta,y}}{M_{Ren,y}} = 6.26 > 1.5$$

➤ Conclusion

le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure à 1.5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux sens.

VI.6.3 Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer le non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \gamma Z S$$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier

- $W = W_{\text{bat}} + W_{\text{radier}} = 61026.38 \text{ kN}$

F_s : Coefficient de sécurité vis – à – vis du renversement pris égale à 1.5

γ : poids volumique de l'eau = 10 kN/m³

Z : Profondeur de l'infrastructure dans notre cas égale à l'épaisseur de radier = 0.80m

- S : surface de radier = $S_{\text{Bâtiment}} = 701.46 \text{ m}^2$

D'où : $W = 52426.11 > 1.5 \times 10 \times 0.80 \times 701.46 = 8417.52 \text{ kN}$
 \Rightarrow Condition vérifiée

VI.6.4 Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA

D'après le RPA le radier est stable si

$$e = \frac{M}{N} < \frac{l}{4}$$

Avec :

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales

M : Moment globale de la structure

N : Effort normal globale de la structure

Les efforts de la superstructure sont appliqués au centre de masse de la superstructure, donc pour transmettre les efforts au centre de masse de radier il faut prendre en considération l'excentricité entre le centre d'application des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier

Donc le moment résultant appliquée au centre de masse de radier est la superposition de moment résultant de la superstructure et le moment dû à l'excentricité de l'effort normal

Tableau (VI.1) : Vérification de la stabilité au renversement du radier

	0,8G+E		G+Q+E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
N (kN)	41706.83	41706.83	60733.8	60733.8
M _{stru} (kN.m)	114909.914	208221.363	166845.992	260157.441
e (m)	2.75	4.99	2.75	4.29
l/4 (m)	6.71	7.12	6.71	7.12
Verifications	$e < l/4$	$e < l/4$	$e < l/4$	$e < l/4$

VI.6.5. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier

- **Vérification du renversement**

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant, ce dernier engendre des contraintes de compression et de traction sous le radier, leurs contrainte moyenne doit être inférieure à la contrainte admissible.

La valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5\sigma_{\text{adm}}$$

Avec

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

N : effort normal appliqué à la surface de radier,

M : moment fléchissant appliqué à la surface de radier

B : surface total du radier,

V : distance entre le centre de gravité du radier et l'extrémité de la structure

I : moment d'inertie du radier

A cet effet les extrémités du radier doivent être vérifié :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0.8G \pm E$
- Aux contraintes de compression (tassement) avec la combinaison $G + Q + E$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tab (VI .2) : Vérification de renversement

	0.8G + E		G + Q + E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
N (kN)	41706.83	41706.83	60733.8	60733.8
M (kN. m)	114909.914	208221.363	166845.992	260157.441
V (m)	12.11	12.08	12.11	12.08
I (m⁴)	40554.8	42025.2	40554.8	42025.2
S (m²)	701.46	701.46	701.46	701.46
σ₁ (kN/m²)	93.77	119.31	136.40	161.36
σ₂ (kN/m²)	25.14	0.40	36.67	11.80
σ_{moy} (kN/m²)	76.61	89.38	111.49	123.97
σ_{adm} (kN/m²)	200	200	200	200
1.5σ_{adm} (kN/	300	300	300	300
Vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VI.7.Ferraillage de la dalle

Le ferraillage de la dalle du radier se fait à la flexion simple en travée et en appuis avec les sollicitations les plus défavorables.

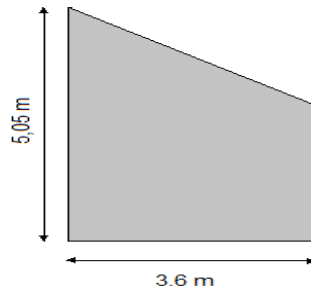


Figure VI.4 : Le panneau le plus sollicité

➤ **Calcul des sollicitations**

En appuis : $M_{ay} = -0.5M_x$ Pour le calcul des sollicitations dans les panneaux dalle il faut voir en début si le panneau porte dans un seul sens ou dans les deux sens :

Si $\alpha < 0.4$ le panneau porte dans un seul sens

Si $0.4 < \alpha < 1$ le panneau porte dans les deux sens

Avec :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

L_x : La petite portée de panneau

L_y : La grande portée de panneau

Pour faire les calculs on prend le panneau le plus défavorable :

$$L_x = 3.6m$$

$$L_y = 5.05 m$$

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.6}{5.05} = 0.71 \quad \text{donc le panneau porte dans les deux sens}$$

Les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Notre panneau est intermédiaire donc il est encasté aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Dans le sens de la petite portée :

- En travée : $M_{tx} = 0.75M_x$
- En appuis : $M_{ax} = -0.5M_x$

Dans le sens de la grande portée :

- En travée : $M_{ty} = 0.75M_y$
- En appuis : $M_{ax} = -0.5M_x$

✓ **Evaluation des Charges et Surcharges**

- $q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = \frac{83280.72}{701.46} = \frac{118.72kN}{m^2}$
- $q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{60733.8}{701.46} = 86.58 \frac{kN}{m^2}$

✓ **l'ELU**

- $M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.0671 \times 118.72 \times 5.05^2 = 103.241 \text{ kN.m}$
- $M_y = \mu_y M_x = 0.4471 \times 103.241 = 46.16 \text{ kN.m}$

✓ **l'ELS :**

- $M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.0731 \times 86.58 \times 5.05^2 = 82.02 \text{ kN.m}$
- $M_y = \mu_y M_x = 0.5710 \times 82.8 = 46.83 \text{ kN.m}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant

Tableau (VI.3) : Tableau récapitulatif des moments de la dalle de radier

	Petite portée			Grande portée		
	$M_x \text{ (kN.m)}$	$M_{tx} \text{ (kN.m)}$	$M_{ax} \text{ (kN.m)}$	$M_y \text{ (kN.m)}$	$M_{ty} \text{ (kN.m)}$	$M_{ay} \text{ (kN.m)}$
ELU	103.241	77.43	-51.62	46.16	34.62	-23.08
ELS	82.02	69.72	-24.61	46.83	39.85	-14.05

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens avec :

$$b = 100 \text{ cm, } h = 80 \text{ cm, } d = 0.9h = 72 \text{ cm.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.4) : Tableau récapitulatif de calcul des armatures des panneaux de radier

position		M_u	μ_U	$\mu_l = 0.392$	Z(m)	As(c m ²)	$A_{min}^2)$	choix	$A_s \text{ adopté (cm}^2)$
Sens XX	Travée	77.43	0.0105	Cv	0.712	3.12	7.61	5HA16	10.05
	Appuis	51.62	0.007	Cv	0.714	2.07	7.61	5HA16	10.05
Sens YY	Travée	34.04	0.005	Cv	0.671	1.46	6.40	5HA16	10.05
	Appuis	23.08	0.003	Cv	0.672	0.98	6.40	5HA16	10.05

La section minimale pour les dalles dans le sens xx est :

$$A_{\min} \geq \rho_0 b h \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2}$$

Et dans le sens yy est :

$$A_{\min} \geq \rho_0 b h$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour feE400

➤ **Vérification à l'ELS**

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

➤ **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A'_s (y - c') - 15 A_s (d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A_s (d - y)^2 + n A'_s (y - C')^2$$

Tableau (VI.5) : Tableau récapitulatif de vérification des panneaux de radier

	Sens	M_{ser} (kN.m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st}	Observation
Appui	XX	69.72	9.17	100597.94	6.35	185.36	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
	YY	24.61	9.17	100597.94	2.24	65.43	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
travée	XX	14.05	7.64	71367.59	1.5	57.17	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
	YY	39.85	7.64	71367.59	4.26	162.15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

VI.7.1. Schéma de ferrailage du radier

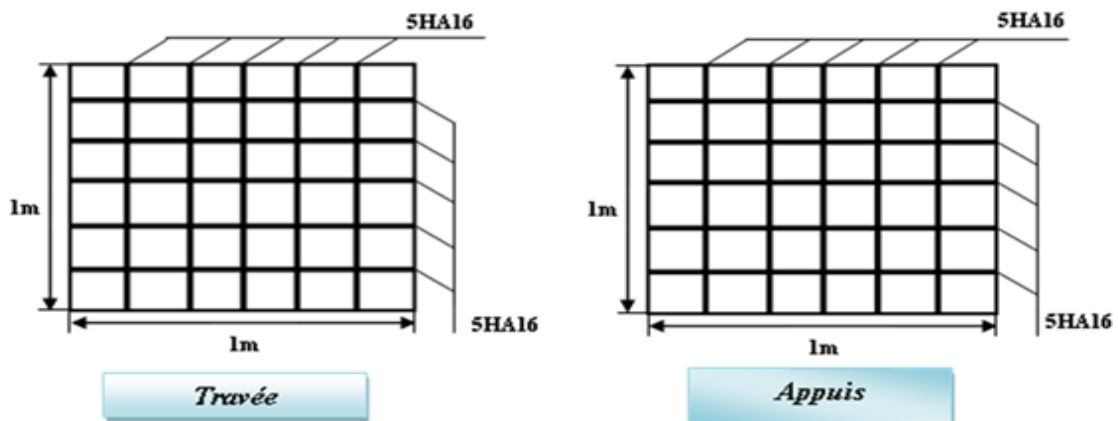


Figure VI.7. Schéma de ferrailage du radier

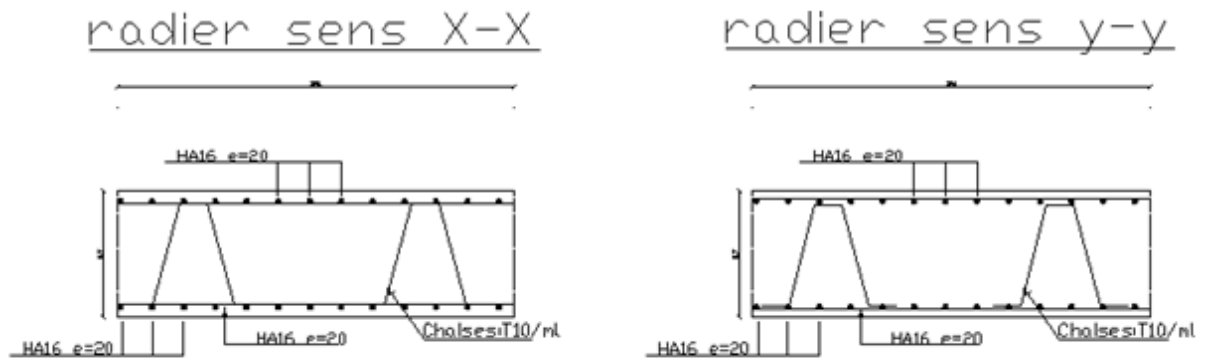


Figure VI.6 : schéma de ferrailage du radier dans les deux sens .

Conclusion Générale

La structure a été dimensionnée selon les règlements en vigueur à savoir RPA99, CBA93, BAEL91 et les DTRs, tout en essayant de choisir les dimensions adéquates afin que la structure soit la plus résistante et la plus stable possible et plus économie.

La connaissance du comportement dynamique d'une structure en vibrations, ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche plus étroitement possible de la réalité.

Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions des voiles ont été essayés. La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes de période, déplacements et efforts.

Ce projet, nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un concepteur pour le choix du modèle de calcul à considérer. Parmi ces difficultés on cite; la disposition des voiles. Celle-ci était dictée par des contraintes architecturales.

De ce projet, nous nous sommes familiarisés avec les différents logiciels de CAO et DAO.