



Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies
Filière : Génie Civil
Spécialité : Structure

Réf. :

Présenté et soutenu par :
LALA Radhouane

Modélisation d'un bâtiment R+10 à usage d'habitation implanté à Oran

Encadreur : CHABI S

Année universitaire :2023/ 2024

Remerciements

D'abord je tiens à remercier Dieu pour le courage, la force, la volonté et la santé qu'il m'a donnée. Je remercie du cœur mes parents qui ont su m'aider tout le temps, Je tiens à remercier mes conseillers Mme CHABI SAMIA, ainsi que certains de mes professeurs Mr MEGHAZZI.L. Ismail, Mr BELARBI Med Oujdi, Mr MABROUKI Abd Elhak pour leur aide et leur soutien tout au long de ma thèse de fin d'études. Votre expertise et vos conseils ont été inestimables, et je vous suis très reconnaissant pour tout ce que vous avez fait pour moi.

Enfin, nous remercions tous ceux et celles qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail

Dédicace

À la fin de mon parcours scolaire, je tiens à remercier en premier lieu mes parents et sur tout ma mère, pour tout ce qu'ils ont fait pour moi, pour leur soutien et motivation. Je dédie cette réussite à eux et à ma fiancée Darine, qui a été un soutien et une compagne fidèle tout au long de ce parcours. Je tiens également à remercier mon oncle et ma tante Messaoud et Fatiha, ainsi que mes sœurs et frère, et mes amis Dahman, Tarek, Oussama, Nasr Eddine, Abd Satar, Mondher, Mouad, Imad, Abd Laziz, Fateh, pour leur compagnie tout au long de ce parcours. Que Dieu vous bénisse et vous protège

Résumé

Cette mémoire de fin d'étude modélisé et étudie un bâtiment à usage habitation (R+10) situé au niveau de la wilaya d'Oran (zone IIa) dans le groupe d'usage 2 et implanté dans une zone de moyenne sismicité selon RPA99/03.

Ce bâtiment comprend un système de contreventement mixte assuré par des voiles et portiques avec justification d'interaction portique / voile.

On s'est penché sur le calcul des éléments structuraux de notre bâtiment, à travers sept chapitres présentant les étapes suivantes : le Prédimensionnement, la descente de charge, le ferrailage des éléments secondaires, le ferrailage des planchers, l'étude dynamique, le ferrailage des éléments structuraux, et le calcul de l'infrastructure. Il faut souligner que la modélisation de la structure et le calcul des sollicitations a été à l'aide du logiciel Robot et analytiquement avec respectant quelques réglementations à savoir, le BAEL 91 et RPA99/03, les DTR Algérien.

ملخص

مذكرة التخرج هذه تدرس نمذجة مبنى سكني مكون من طابق ارضي وعشرة طوابق واقعا في ولاية وهران التي تعتبر منطقة متوسطة النشاط الزلزالي (IIa) ذات الاستخدام (2) طبقا لقانون الزلازل الجزائري RPA99/03 يتضمن هذا المبنى نظاما للصد مختلط

تم التركيز على حساب العناصر الهيكلية للمبنى، من خلال سبعة فصول تقدم الخطوات التالية: التصميم الأولي، وإنزال الأحمال، وتسليح العناصر الثانوية، وتسليح الأرضيات، والدراسة الديناميكية، وتسليح العناصر الهيكلية، وحساب البنية التحتية.

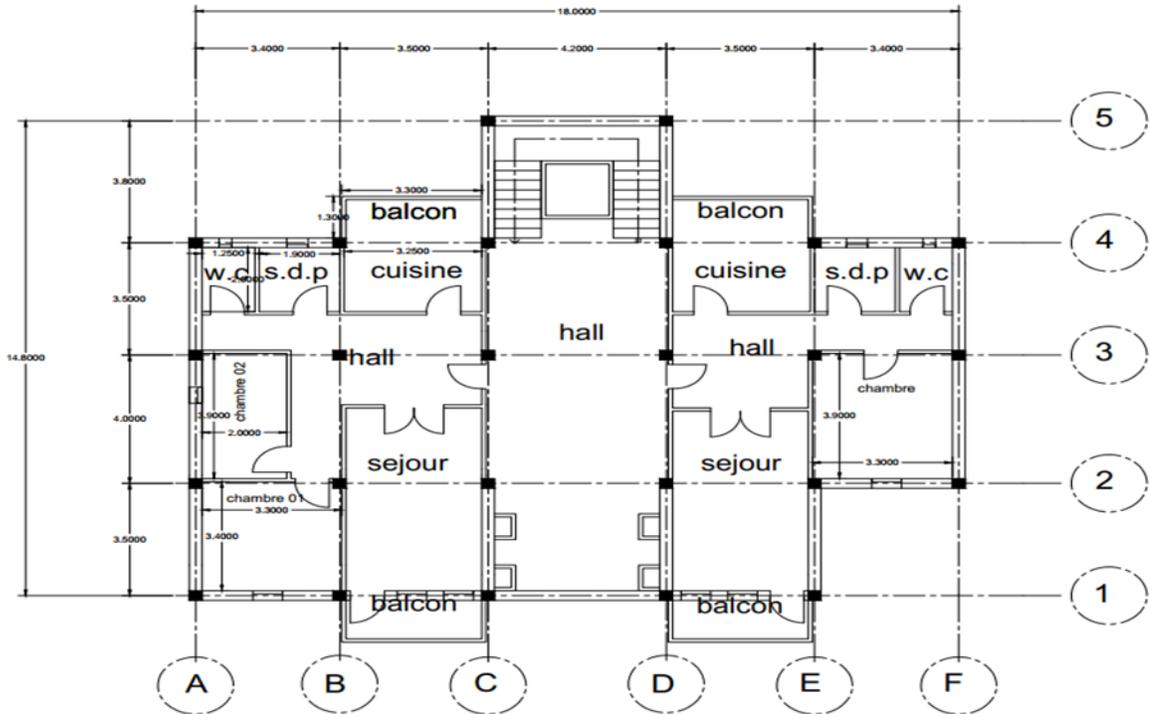
من المهم التأكيد على أن نمذجة الهيكل وحساب الأحمال تم باستخدام برنامج Robot مع مراعاة بعض القوانين، وهي

- **RPA99/03**
- **BAEL 91**
- **DTR**

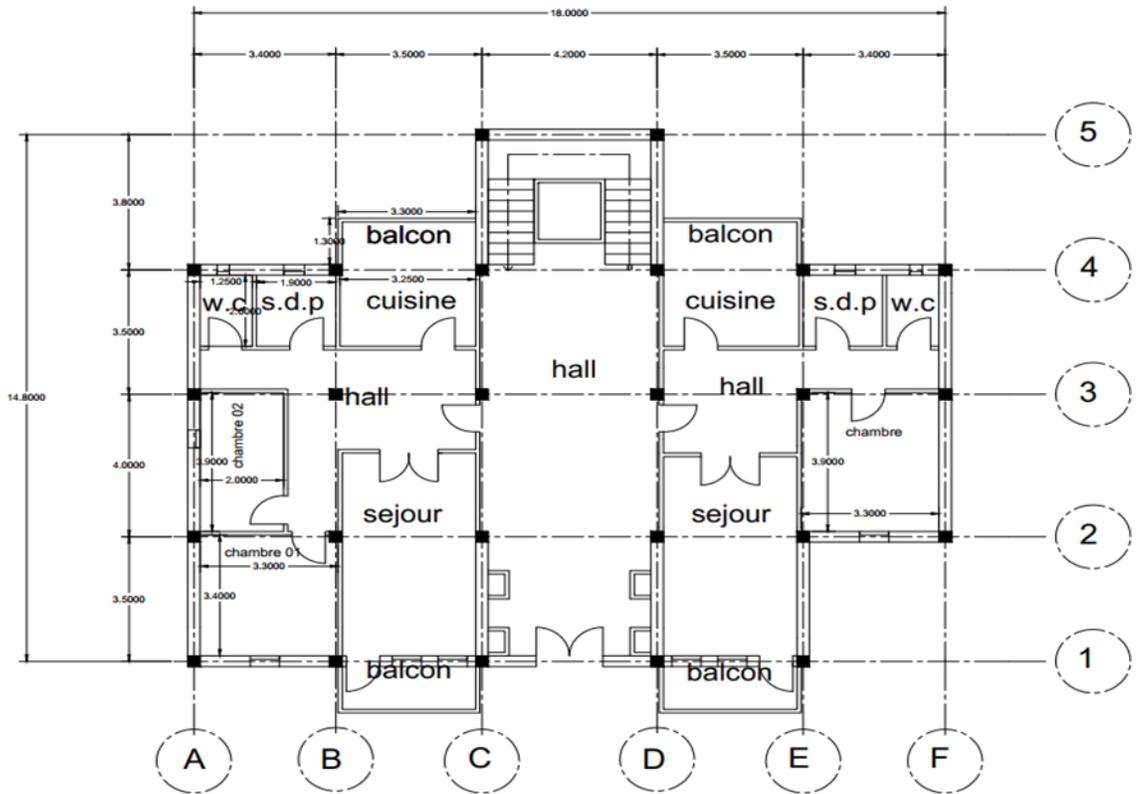
Table des matieres

Chapitre 1: Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux	
Introduction Générale.....	10
I.1. Introduction :.....	2
I.2. Caractéristiques géométriques :.....	2
I.3. Données du site :.....	2
I.4. Caractéristiques géotechniques :.....	2
I.5. Règlements et normes utilisées :.....	2
I.6. Caractéristique des matériaux :.....	3
Chapitre 2: Prédimensionnement et descente des charges	
II.1 Prédimensionnement des éléments :.....	4
II.2 Evaluation des charges :.....	5
II.3. Descente des charges :.....	8
II.4. Vérification de dimension de poteau :.....	15
Chapitre 3: Prédimensionnement et étude des éléments secondaires	
III.1. Acrotère :.....	18
III.2. Balcon :.....	24
III.3. Escalier :.....	32
III.4. Poutre palière :.....	38
Chapitre 4: Etude des planchers	
IV.1 Introduction :.....	45
IV.2 Prédimensionnement :.....	45
IV.3 Charges :.....	46
IV.4 Méthodes de calcul :.....	46
IV.5 Schémas :.....	46
IV.6 Principe de la méthode :.....	47
IV.6.2 Moment en Travée :.....	47
IV.6.3 Effort tranchant :.....	48
IV.7 Combinaisons d'actions :.....	48
IV.8 Calcul des moments et des efforts tranchants :.....	48
IV.9 Calcul de ferrailage :.....	53
IV.10 Calcul de flèche :.....	60
IV.11 Dalle de compression :.....	60
IV.12 Présentation de ferrailage :.....	61
Chapitre 5: Etude dynamique	
V.1 Introduction :.....	62
V.2 Choix de méthode :.....	62
V.3 Période fondamentale de structure :.....	64

V.4	Analyse de la structure initiale :.....	65
V.5	Calcul de force sismique totale par la méthode statique équivalente :.....	67
V.6	Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :.....	68
V.7	Vérification de déplacement :.....	71
V.8	Justification de l'effet P- Δ :.....	73
V.9	Vérification au renversement :.....	74
V.10	Conclusion :.....	77
Chapitre 6: Ferrailage des éléments structuraux		
VI.1	Ferrailage de poteau :.....	79
VI.3	Ferrailage de voile :.....	97
Chapitre 7: Etude de l'infrastructure		
VII.1	Introduction :.....	101
VII.2	Choix de type de fondation :.....	101
VII.3	Type de fondation :.....	101
VII.4	Radier générale :.....	100
VII.5	Surface de radier :.....	101
VII.6	Vérification nécessaire :.....	102
VII.7	Ferrailage du radier :.....	103
Conclusion General :.....		110



Plan 1ère étage



Plan de RDC

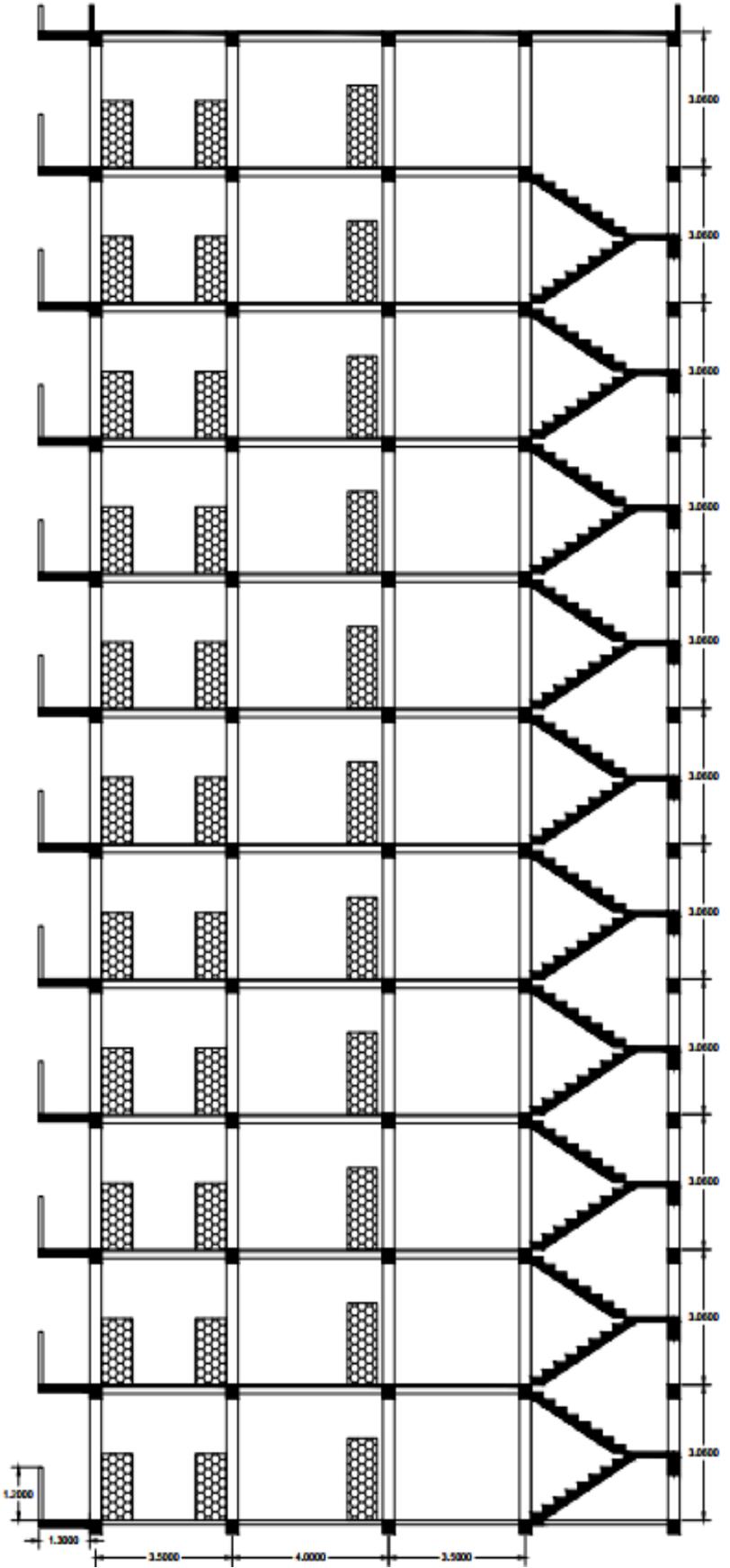


Figure 1. Coupe A-A

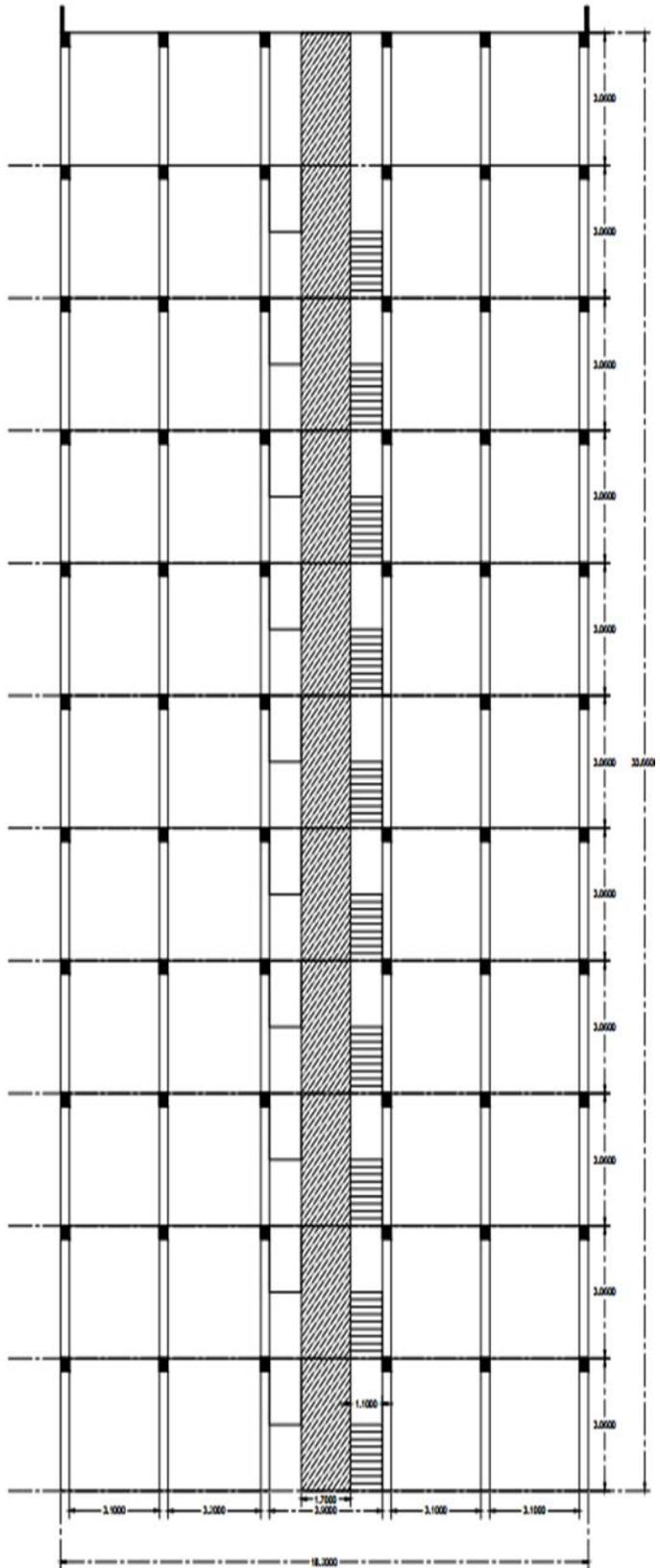


Figure 2 . Coupe B-B

Introduction Générale

Introduction Générale

Le génie civil est une branche de l'ingénierie qui conçoit, construit et entretient des infrastructures essentielles comme les bâtiments. Il assure la création de structures sûres et durables pour améliorer notre cadre de vie. Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité
- Economie
- Confort.

L'utilisation du béton armé dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé à modéliser et dimensionner un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implantée dans une zone de moyen sismicité, Oran, comportant un RDC et 10 étages. Ce mémoire est constitué de sept chapitres :

1. Le premier chapitre est une simple présentation de l'ouvrage les caractéristiques des matériaux.
2. Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement et descente de charges des éléments de la structure.
3. Le troisième chapitre présente un calcul détaillé des éléments secondaires
4. Le quatrième chapitre présente un calcul détaillé des planchers
5. Le cinquième 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 à l'aide du logiciel de calcul Robot.
6. Le sixième chapitre présente le calcul des ferrailages des éléments structuraux
7. Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage Et Caractéristique des matériaux

I.1. Introduction :

Ce projet consiste à étudier et modélisée un bâtiment (**R+10**) de **groupe d'usage 2** sera implanté dans la Wilaya d'**Oran** classée en **Zone IIa** moyen sismicité selon le RPA 99 Version 2003 et classée en **Zone B** de neige et en **Zone I** de vent selon le RNV 2013.

I.2. Caractéristiques géométriques :

- Longueur totale : 18 m
- Largeur totale : 14.8 m
- Hauteur de RDC : 3.06 m
- Hauteur de l'étage : 3.06 m
- La hauteur totale : 33.66 m
- La hauteur totale avec l'acrotère : 34.26 m

I.3. Données du site :

- Implantation à **Oran**
- La zone sismique **IIa**
- Le groupe d'usage **2**

I.4. Caractéristiques géotechniques :

- Classification de site : **Sol meuble (S3)**
- La capacité portante : **$\sigma = 2$ bars**

I.5. Règlements et normes utilisées :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- **RPA 99 version 2003 (DTR C 2.331)**
- **CBA 93 (DTR B.C 2.41)**
- **DTR BC 2.2 (charges permanente et d'exploitation)**
- **DTR BC 2.331 (Règles de calcul des fondations superficielles)**
- **BAEL 91**

I.6. Caractéristique des matériaux :

I.6.1. BETON :

Le dosage sera faire selon la centrale à béton.

On travaille avec :

- Ciment CEM II pour superstructure (350 kg/m^3)
- Ciment HTS pour l'infrastructure

La contrainte à la compression est : $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$

La contrainte à la traction est : $F_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$

I.6.2. ACIER :

On travaille avec :

- $F_e=400 \text{ MPa}$ pour les armatures principaux
- $F_e=235 \text{ MPa}$ pour les armatures secondaire

Chapitre II

Prédimensionnement et descente des charges

II.1 Prédimensionnement des éléments :

II.1.1 Les poutres :

Poutres principales (sens x)

D'après le R.P.A99/03 on a pour la Zone IIa :

On a la plus longue travée est de 4.2 m

$$\frac{L_{max}}{16} \leq H \leq \frac{L_{max}}{10}$$

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

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

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

Donc on prend $(40 \times 50) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires (sens y)

D'après le R.P.A99/03 on a

On a la plus longue travée est de 4 m

$$\frac{L_{max}}{16} \leq H \leq \frac{L_{max}}{10}$$

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

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

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

Donc on prend $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

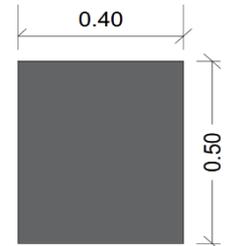


Figure II.1. Coupe d'une poutre principale

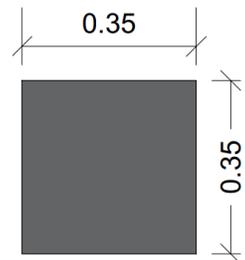


Figure II.2. Coupe d'une poutre secondaire

II.1.2 Les poteaux :

D'après le R.P.A99/03 on a :

$$\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \quad h_e = 306 - 50 = 256 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$$

On prend (50,50) cm

Remarque : La section sera adoptée après avoir la descente des charges sur les poteaux par niveau.

II.1.3 Les voiles :

D'après le R.P.A99/03, l'épaisseur minimale est de 15 cm.

$$h_p = 50 \text{ cm}$$

$$h_e = 256 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{256}{20} = 12.8 \text{ cm}$$

En prend 15 cm



Figure II.4. Coupe d'un voile

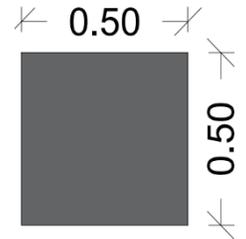


Figure II.3. Coupe d'un poteau

II.2 Evaluation des charges :**II.2.1 Le rôle de descente des charges :**

Le rôle de l'évaluation des charges c'est pour vérifier et sélectionner la section du poteau

II.2.2 Les charges :*II.2.2.1 Poids du mur intérieur :**Tableau II.1. Poids du mur intérieur*

<i>Eléments</i>	γ (KN/m ³)	<i>E</i> (cm)	<i>G</i> (KN/m ²)
<i>Brique creuse</i>	9	0.10	0.9
<i>Enduit en ciment</i>	18	0.02	0.36
<i>Enduit en plâtre</i>	6	0.01	0.06

$$G = 1.32 \text{ KN/m}^2$$

*II.2.2.2 Poids du mur extérieur :**Tableau II.2. Poids du mur extérieur*

<i>Eléments</i>	γ (KN/m ³)	<i>E</i> (cm)	<i>G</i> (KN/m ²)
<i>Brique creuse</i>	9	0.10	0.9
<i>Brique creuse</i>	9	0.15	1.35
<i>Enduit en ciment</i>	18	0.02	0.36
<i>Enduit en plâtre</i>	6	0.01	0.06

$$G = 2.67 \text{ KN/m}^2$$

*II.2.2.3 Plancher terrasse :**Tableau II.3. Evaluation des charges de plancher terrasse*

<i>Eléments</i>	γ (KN/m ³)	<i>E</i> (cm)	<i>G</i> (KN/m ²)
<i>Dalle en corps creux</i>	14.25	0.2	2.85
<i>Gravillon de protection</i>	17	0.05	0.85
<i>Forme de pente</i>	22	0.1	2.2
<i>Etanchéité multicouche</i>	6	0.02	0.12
<i>Isolation thermique (liège)</i>	4	0.04	0.16
<i>Enduit en ciment</i>	18	0.01	0.18
<i>Enduit en plâtre</i>	10	0.01	0.1

$$G = 6.46 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

II.2.2.4 Plancher étage :

Tableau II.4. Evaluation des charges de plancher étage

Eléments	γ (KN/m ³)	E (cm)	G (KN/m ²)
Dalle en corps creux	14.25	0.2	2.85
Carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.01	0.2
Enduit en ciment	18	0.01	0.18
Enduit en plâtre	10	0.01	0.1

$$G = 3.73 \text{ KN/m}^2 + \text{les cloisons} = 5.04 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

II.2.2.5 Balcon étage :

Tableau II.5. Evaluation des charges de balcon étage

Eléments	γ (KN/m ³)	E (cm)	G (KN/m ²)
Dalle Pleine	25	0.16	4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
Carrelage	20	0.02	0.4

$$G = 5.16 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

II.2.2.6 Balcon terrasse :

Tableau II.6. Evaluation des charges de balcon terrasse

Eléments	γ (KN/m ³)	E (cm)	G (KN/m ²)
Dalle Pleine	25	0.16	4
Forme de pente	22	0.1	2.2
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Gravillon de protection	15	0.04	0.6
Enduit en ciment	18	0.02	0.36

$$G = 7.28 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

II.2.2.7 Poids de l'acrotère :

G_{ac} : Le poids propre de l'acrotère

$$G_{ac} = G_1 + G_2$$

G_1 : Le poids de l'acrotère

G_2 : Poids de mortier de crépissage

$$G_1 = S \times \gamma_{b.a} = (0.6 \times 0.1 + 0.1 \times 0.07 + 0.1 \times 0.03 \times (1/2)) \times 25$$

Tell que :

S : Surface de l'acrotère

$\gamma_{b.a}$: Poids volumique de béton armé

$$G_1 = 1.71 \text{ KN/m}$$

$$G_2 = e_p \times h \times \gamma_m = (0.01 \times 0.6 \times 20) \times 2$$

$$G_2 = 0.24 \text{ KN/m}$$

Tell que :

e_p : Epaisseur du mortier

H : La hauteur de l'acrotère

γ_m : Poids volumique de mortier

$$G_{ac} = 1.95 \text{ KN/m}$$

II.3. Descente des charges :**II.3.1 Le poteaux D-3 (intermédiaire) :**

Les surfaces afférentes :

Charge d'exploitation :

Terrasse :

$$S_{q0} = (1.975 + 0.5 + 1.625) \times (1.625 + 0.5 + 1.875)$$

$$S_{q0} = 16.4 \text{ m}^2$$

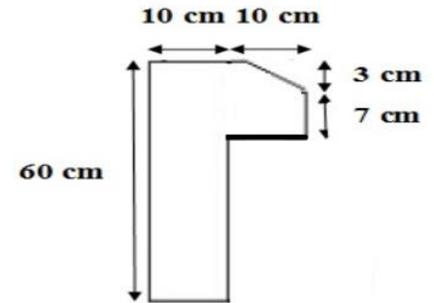


Figure II.5. Coupe d'un acrotère

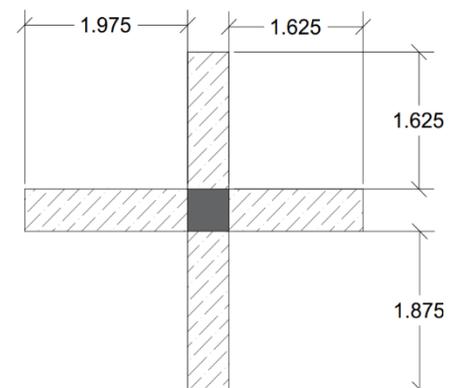


Figure II.6. Surface afférente de poteau D-3

Etage courant :

$$S_q = S_{q0} - (0.5 \times 0.5)$$

$$S_q = 16.15 \text{ m}^2$$

Charge permanente :

$$S_g = (1.975 + 1.625) \times 1.625 + (1.975 + 1.625) \times 1.875$$

$$S_g = 12.6 \text{ m}^2$$

Tableau II.7. Descente des charges sur le poteau D-3

Coupe	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N21-21	Plancher terrasse : 6.46×12.6 1×16.4 Poutre principale : $(0.4 \times 0.5 \times 3.7) \times 25$ Poutre secondaire : $(0.35 \times 0.35 \times 3.5) \times 25$	81.4 18.5 10.72	16.4
Totale		110.62	16.4
N20-20	Poteau : $(0.5 \times 0.5 \times (3.06 - 0.5)) \times 25$	16	
Totale		126.62	16.4
N19-19	Plancher étage courant : 5.04×12.6 1.5×16.4 Poutre principale : $(0.4 \times 0.5 \times 3.7) \times 25$ Poutre secondaire : $(0.35 \times 0.35 \times 3.5) \times 25$	63.51 18.5 10.72	24.6
Totale		219.35	41
N18-18	Poteau : $(0.5 \times 0.5 \times (3.06 - 0.5)) \times 25$	16	
Totale		235.35	41
N17-17	Plancher étage courant : 5.04×12.6 $(1.5 \times 16.4) \times 0.9$ Poutre principale : $(0.4 \times 0.5 \times 3.7) \times 25$ Poutre secondaire : $(0.35 \times 0.35 \times 3.5) \times 25$	63.51 18.5 10.72	22.14
Totale		328.1	63.14
N16-16	Poteau : $(0.5 \times 0.5 \times (3.06 - 0.5)) \times 25$	16	
Totale		344.1	63.14

N15-15	Plancher étage courant : 5.04×12.6 $(1.5 \times 16.4) \times 0.8$ Poutre principale : $(0.4 \times 0.5 \times 3.7) \times 25$ Poutre secondaire : $(0.35 \times 0.35 \times 3.5) \times 25$	63.51 18.5 10.72	19.68
Totale		436.9	82.82
N14-14	Poteau : $(0.5 \times 0.5 \times (3.06 - 0.5)) \times 25$	16	
Totale		452.9	82.82
N13-13	Plancher étage courant : 5.04×12.6 $(1.5 \times 16.4) \times 0.7$ Poutre principale : $(0.4 \times 0.5 \times 3.7) \times 25$ Poutre secondaire : $(0.35 \times 0.35 \times 3.5) \times 25$	63.51 18.5 10.72	17.22
Totale		545.63	100.04
N12-12	Poteau : $(0.5 \times 0.5 \times (3.06 - 0.5)) \times 25$	16	
Totale		561.63	100.04
N11-11	Plancher étage courant : 5.04×12.6 $(1.5 \times 16.4) \times 0.6$ Poutre principale : $(0.4 \times 0.5 \times 3.7) \times 25$ Poutre secondaire : $(0.35 \times 0.35 \times 3.5) \times 25$	63.51 18.5 10.72	14.76
Totale		654.36	114.8
N10-10	Poteau : $(0.5 \times 0.5 \times (3.06 - 0.5)) \times 25$	16	
Totale		670.36	114.8
N09-09	Plancher étage courant : 5.04×12.6 $(1.5 \times 16.4) \times 0.5$ Poutre principale : $(0.4 \times 0.5 \times 3.7) \times 25$ Poutre secondaire : $(0.35 \times 0.35 \times 3.5) \times 25$	63.51 18.5 10.72	12.3
Totale		763.1	127.1
N08-08	Poteau : $(0.5 \times 0.5 \times (3.06 - 0.5)) \times 25$	16	
Totale		779.1	127.1
N07-07	Plancher étage courant : 5.04×12.6 $(1.5 \times 16.4) \times 0.5$	63.51	12.3

	Poutre principale : $(0.4 \times 0.5 \times 3.7) \times 25$	18.5	
	Poutre secondaire : $(0.35 \times 0.35 \times 3.5) \times 25$	10.72	
Totale		871.83	139.4
N06-06	Poteau : $(0.5 \times 0.5 \times (3.06 - 0.5)) \times 25$	16	
Totale		887.83	139.4
N05-05	Plancher étage courant : 5.04×12.6 $(1.5 \times 16.4) \times 0.5$	63.51	12.3
	Poutre principale : $(0.4 \times 0.5 \times 3.7) \times 25$	18.5	
	Poutre secondaire : $(0.35 \times 0.35 \times 3.5) \times 25$	10.72	
Totale		980.56	151.7
N04-04	Poteau : $(0.5 \times 0.5 \times (3.06 - 0.5)) \times 25$	16	
Totale		996.56	151.7
N03-03	Plancher étage courant : 5.04×12.6 $(1.5 \times 16.4) \times 0.5$	63.51	12.3
	Poutre principale : $(0.4 \times 0.5 \times 3.7) \times 25$	18.5	
	Poutre secondaire : $(0.35 \times 0.35 \times 3.5) \times 25$	10.72	
Totale		1089.3	164
N02-02	Poteau : $(0.5 \times 0.5 \times (3.06 - 0.5)) \times 25$	16	
Totale		1105.3	164
N01-01	Plancher étage courant : 5.04×12.6 $(1.5 \times 16.4) \times 0.5$	63.51	12.3
	Poutre principale : $(0.4 \times 0.5 \times 3.7) \times 25$	18.5	
	Poutre secondaire : $(0.35 \times 0.35 \times 3.5) \times 25$	10.72	
Totale		1198.03	176.3
N00-00	Poteau : $(0.5 \times 0.5 \times (3.06 - 0.5)) \times 25$	16	
Totale		1214.03	176.3

II.3.2 Le poteaux A-3 (rive) :Les surfaces afférentes :

Charge d'exploitation :

Terrasse

$Sq_0 = 8.5 \text{ m}^2$

Etage courant

$Sq = 8.25 \text{ m}^2$

Charge permanente

$Sg = 5.68 \text{ m}^2$

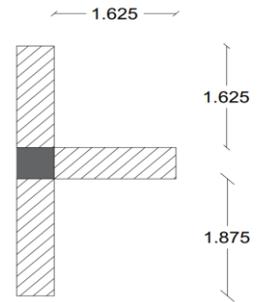


Figure II.7. Surface afférente de poteau A-3

Tableau II.8. Descente des charges sur le poteau A-3

Coupe	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N21-21	Acrotère : 1.95×3.5 Plancher terrasse : 6.46×5.68 1×8.5 Poutre principale : $(0.4 \times 0.5 \times 1.45) \times 25$ Poutre secondaire : $(0.35 \times 0.35 \times 3.5) \times 25$	6.83 36.7 7.25 10.72	8.5
Totale		61.5	8.5
N20-20	Poteau : $(0.5 \times 0.5 \times (3.06 - 0.5)) \times 25$	16	
Totale		77.5	8.5
N19-19	Plancher étage courant : 5.04×5.1 1.5×7.55 Poutre principale : $(0.4 \times 0.5 \times 1.45) \times 25$ Poutre secondaire : $(0.35 \times 0.35 \times 3.5) \times 25$ Mue extérieur : $2.67 \times (3.06 - 0.35) \times 3.5$	28.6 7.25 10.72 25.32	12.37
Totale		149.4	20.87
N18-18	Poteau : $(0.5 \times 0.5 \times (3.06 - 0.5)) \times 25$	16	
Totale		165.4	20.87
N17-17	Plancher étage courant : 5.04×5.1 $1.5 \times 7.55 \times 0.9$ Poutre principale : $(0.4 \times 0.5 \times 1.45) \times 25$	28.6 7.25	11.13

	Poutre secondaire : $(0.35 \times 0.35 \times 3.5) \times 25$	10.72	
	Mue extérieur : $2.67 \times (3.06 - 0.35) \times 3.5$	25.32	
Totale		237.3	32
N16-16	Poteau : $(0.5 \times 0.5 \times (3.06 - 0.5)) \times 25$	16	
Totale		397.3	32
N15-15	Plancher étage courant : 5.04×5.1 $1.5 \times 7.55 \times 0.8$	28.6	42
	Poutre principale : $(0.4 \times 0.5 \times 1.45) \times 25$	7.25	
	Poutre secondaire : $(0.35 \times 0.35 \times 3.5) \times 25$	10.72	
	Mue extérieur : $2.67 \times (3.06 - 0.35) \times 3.5$	25.32	
Totale		469.2	80.28
N14-14	Poteau : $(0.5 \times 0.5 \times (3.06 - 0.5)) \times 25$	16	
Totale		485.2	80.28
N13-13	Plancher étage courant : 5.04×5.1 $1.5 \times 7.55 \times 0.7$	28.6	8.65
	Poutre principale : $(0.4 \times 0.5 \times 1.45) \times 25$	7.25	
	Poutre secondaire : $(0.35 \times 0.35 \times 3.5) \times 25$	10.72	
	Mue extérieur : $2.67 \times (3.06 - 0.35) \times 3.5$	25.32	
Totale		557.1	89
N12-12	Poteau : $(0.5 \times 0.5 \times (3.06 - 0.5)) \times 25$	16	
Totale		573.1	89
N11-11	Plancher étage courant : 5.04×5.1 $1.5 \times 7.55 \times 0.6$	28.6	7.4
	Poutre principale : $(0.4 \times 0.5 \times 1.45) \times 25$	7.25	
	Poutre secondaire : $(0.35 \times 0.35 \times 3.5) \times 25$	10.72	
	Mue extérieur : $2.67 \times (3.06 - 0.35) \times 3.5$	25.32	
Totale		645	96.4
N10-10	Poteau : $(0.5 \times 0.5 \times (3.06 - 0.5)) \times 25$	16	
Totale		661	96.4
N09-09	Plancher étage courant : 5.04×5.1 $1.5 \times 7.55 \times 0.5$	28.6	6.2

	Poutre principale : $(0.4 \times 0.5 \times 1.45) \times 25$	7.25	
	Poutre secondaire : $(0.35 \times 0.35 \times 3.5) \times 25$	10.72	
	Mue extérieur : $2.67 \times (3.06 - 0.35) \times 3.5$	25.32	
Totale		732.9	102.6
N08-08	Poteau : $(0.5 \times 0.5 \times (3.06 - 0.5)) \times 25$	16	
Totale		749	102.6
N07-07	Plancher étage courant : 5.04×5.1 $1.5 \times 7.55 \times 0.5$	28.6	6.2
	Poutre principale : $(0.4 \times 0.5 \times 1.45) \times 25$	7.25	
	Poutre secondaire : $(0.35 \times 0.35 \times 3.5) \times 25$	10.72	
	Mue extérieur : $2.67 \times (3.06 - 0.35) \times 3.5$	25.32	
Totale		820.9	108.8
N06-06	Poteau : $(0.5 \times 0.5 \times (3.06 - 0.5)) \times 25$	16	
Totale		836.9	108.8
N05-05	Plancher étage courant : 5.04×5.1 $1.5 \times 7.55 \times 0.5$	28.6	6.2
	Poutre principale : $(0.4 \times 0.5 \times 1.45) \times 25$	7.25	
	Poutre secondaire : $(0.35 \times 0.35 \times 3.5) \times 25$	10.72	
	Mue extérieur : $2.67 \times (3.06 - 0.35) \times 3.5$	25.32	
Totale		908.8	115
N04-04	Poteau : $(0.5 \times 0.5 \times (3.06 - 0.5)) \times 25$	16	
Totale		924.8	115
N03-03	Plancher étage courant : 5.04×5.1 $1.5 \times 7.55 \times 0.5$	28.6	6.2
	Poutre principale : $(0.4 \times 0.5 \times 1.45) \times 25$	7.25	
	Poutre secondaire : $(0.35 \times 0.35 \times 3.5) \times 25$	10.72	
	Mue extérieur : $2.67 \times (3.06 - 0.35) \times 3.5$	25.32	
Totale		996.7	121.2
N02-02	Poteau : $(0.5 \times 0.5 \times (3.06 - 0.5)) \times 25$	16	
Totale		1012.7	121.2

N01-01	Plancher étage courant : 5.04×5.1 $1.5 \times 7.55 \times 0.5$ Poutre principale : $(0.4 \times 0.5 \times 1.45) \times 25$ Poutre secondaire : $(0.35 \times 0.35 \times 3.5) \times 25$ Mue extérieur : $2.67 \times (3.06 - 0.35) \times 3.5$	28.6 7.25 10.72 25.32	6.2
Totale		1084.6	127.4
N00-00	Poteau : $(0.5 \times 0.5 \times (3.06 - 0.5)) \times 25$	16	
Totale		1100.6	127.4

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 \times 1214.03 + 1.5 \times 176.3$$

$$N_u = 1903.4 \text{ KN}$$

$$N_s = G + Q$$

$$N_s = 1214.03 + 176.3$$

$$N_s = 1390.33 \text{ KN}$$

II.4. Vérification de dimension de poteau :

On a selon le R.P.A.99/03

$$\frac{N_d}{B \times F_{c28}} \leq 0.3$$

$$N_d = N_s = 1390.33 \text{ KN}$$

$$\frac{N_s}{B \times F_{c28}} \leq 0.3$$

$$B \geq \frac{1390.33 \times 10^3}{0.3 \times 25}$$

$$B \geq 1853.77 \text{ cm}^2$$

On a $50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$ donc la condition est vérifiée

Vérification selon CBA93 :

D'après l'article B.8.4.1 on a

$$N_u \leq N_{adm} = \alpha \times \left[\frac{B_r \times F_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times F_e}{\gamma_s} \right]$$

N_u : effort normale ultime

α : coefficient de l'élancement mécanique

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour : } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{pour : } 50 < \lambda \leq 70$$

λ : l'élancement du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$

L_f : longueur de flambement

$$i : \text{rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

A_s : section d'acier comprimée

B_r : section réduite d'un poteau

Section réduite :

$$B_r : (b - 2) \times (a - 2) = (50 - 2) \times (50 - 2) = 2304 \text{ cm}^2$$

Section d'acier

$$A = \max (A_{BAEL}, A_{RPA})$$

D'après le RPA99/03

La section d'acier minimale

$$A_{\min} = 0.8\% \times B \text{ (zone II)}$$

$$A_{\min} = \frac{0.8 \times B}{100} = 20 \text{ cm}^2$$

D'après BAEL 91

$$A_{\min} = \max (4 \text{ cm}^2 \text{ de périmètre}, 0.2\% \times B)$$

$$A_{\min} = \max (4 \text{ cm}^2, 5)$$

$$A_{\min} = 5 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{RPA} = 20 \text{ cm}^2$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{a \times b^3}{12} = 520833.33 \text{ cm}^4$$

Rayon de giration :

$$i = \sqrt{\frac{520833.33}{2500}} = 14.43$$

L'élancement du poteau :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad L_f = 0.7 \times L_o = 2.14 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{214}{14.43} = 16.7 \quad \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.81$$

$$N_u = 1903.4 \text{ KN}$$

$$N_{adm} = \alpha \times \left[\frac{B_r \times F_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times F_e}{\gamma_s} \right] = 0.81 \times \left[\frac{230400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{2000 \times 400}{1.15} \right]$$

$$N_{adm} = 4019.47 \text{ KN}$$

$$N_u < N_{adm} \quad \text{Condition vérifier}$$

Chapitre III

Prédimensionnement et étude des éléments secondaires

III.1. Acrotère :

C'est un mur en béton armé, pour entourer le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, comme il peut servir de garde-corps lors des opérations d'entretien de la terrasse.

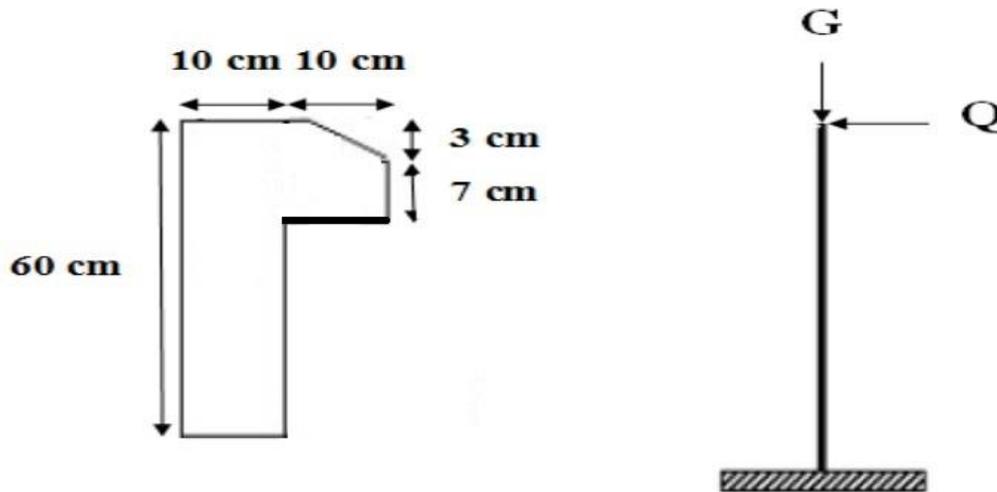


Figure III.1. Schéma statique de l'acrotère

III.1.2 Poids de l'acrotère :

$$G_{ac} = 1.95 \text{ KN/m}$$

D'après le DTR BC 2.2

Q : la charge horizontale ou la charge d'exploitation

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 1 \text{ KN/m}$$

D'après le RPA99/03 :

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

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

Tell que :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1)

C_P : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (tableau 6.1)

W_P : Poids de l'élément considéré

On a :

$$W_P = 1.95 \text{ KN/m}$$

$$C_P = 0.8 \text{ (élément console)}$$

$$A = 0.15$$

On applique :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.95$$

$$F_p = 0.93 \text{ KN/m}$$

On prend :

$$F = \max (Q, F_p)$$

$$F = 1 \text{ KN/m}$$

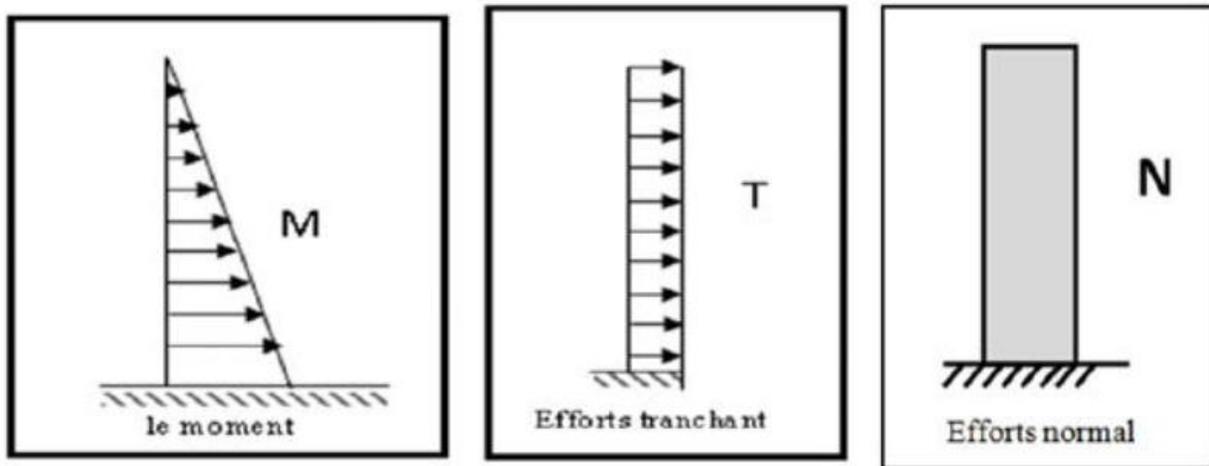


Figure III.2. Schéma des sollicitations de l'acrotère

III.1.3 Sollicitations :

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement

ELU :

$$N_u = G_{ac} = 1.95 \text{ KN/m}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN/m}$$

ELS :

$$N_s = G_{ac} = 1.95 \text{ KN/m}$$

$$M_s = Q \times h = 0.6 \text{ KN.m}$$

III.1.4 Calcul de ferrailage :

La section de calcul est rectangulaire de largeur égale à 100 cm et de hauteur égale à 10 cm



Figure III.3. Coupe de ferrailage

III.1.4.1 Armatures longitudinales :

Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{1.95} = 0.46 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section donc la section est partiellement comprimée telle sera calculée en flexion simple.

Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_U = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

$$M_U = 0.9 + 1.95 \times (0.05 - C)$$

On a $C = 3$ cm, donc $d = h - C = 7$ cm

$$M_U = 0.9 + 1.95 \times (0.05 - 0.03) = 0.93 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$\sigma_b = \frac{0.85 F_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{0.93 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14.2} = 0.0133 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0133}) = 0.016$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.016 = 0.99$$

$$A_{u1} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{u1} = \frac{0.93 \times 10^6}{348 \times 0.99 \times 70} = 0.38 \text{ cm}^2$$

Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

$$A = A_{u1} - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.39 - \frac{1.95}{100 \times 348} = 0.39 \text{ cm}^2$$

III.1.4.2 Vérifications :

III.1.4.2.1 ELU :

Condition non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} \geq 0.84 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal d'armature longitudinale :

$$A_L \geq 0.0025 \times b \times h$$

$$A_L \geq 0.0025 \times 100 \times 10$$

$$A_L \geq 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A = \max (A_{u1}, A_{\min}, A_L)$$

$$A = 2.5 \text{ cm}^2$$

III.1.4.2.2 ELS :La contrainte de traction d'armature :

Fissurations préjudiciables

$$\sigma_s = \min \left[\left(\frac{2}{3} \right) \times F_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times F_{t28}} \right]$$

$$\sigma_s = \min [266.67 ; 201.63]$$

$$\sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Détermination de centre de pression :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.95} = 0.3 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.05 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée

Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_{sr} = M_s + N_s \times \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

$$M_{sr} = 0.6 + 1.95 \times (0.05 - 0.03) = 0.63 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$\mu = \frac{0.6 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14.2} = 0.0086 < \mu_1 = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0086}) = 0.0107$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.0107 = 0.99$$

$$A_{u1} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_{u1} = \frac{0.6 \times 10^6}{201.63 \times 0.99 \times 70} = 0.42 \text{ cm}^2$$

On adopte **A = 5HA8 = 2.51 cm²**

III.1.5 Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_U = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Uadm} = \min \left(\frac{0.15 F_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_{Uadm} = 2.5 \text{ MPa} > \tau_U = 0.02 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.1.6 Armatures de répartitions :

$$A_r = \left[\frac{1}{4} \div \frac{1}{2} \right] A$$

$$A_r = 1.13 \text{ cm}^2 = 4\emptyset 6$$

III.1.7 Espacement :

$$S_L \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

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

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

$$A_r : S_r = \frac{100}{4} = 19 \text{ cm}$$

III.1.8 Présentation de ferrailage :

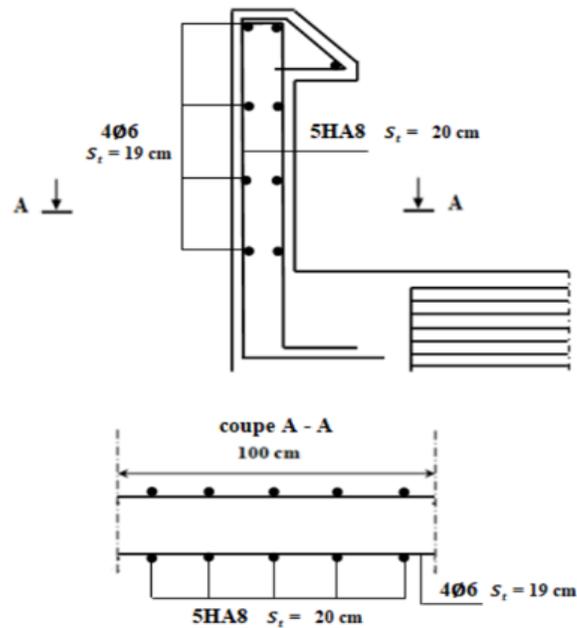


Figure III.4. Ferrailage de l'acrotère

III.2. Balcon :

III.2.1. Prédimensionnement :

Dans ce projet on a un balcon qui repose sur un seul appui (Type 1)

$$e \geq \frac{Lx}{20}; Lx = 1.3 \text{ m}$$

$e \geq 6.5 \text{ cm}$; En prend $e = 16 \text{ cm}$

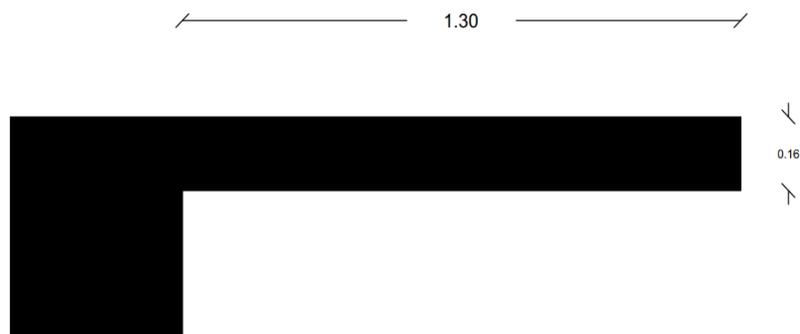


Figure III.5. Balcon

III.2.2. Charges :*Balcon étage courant :*

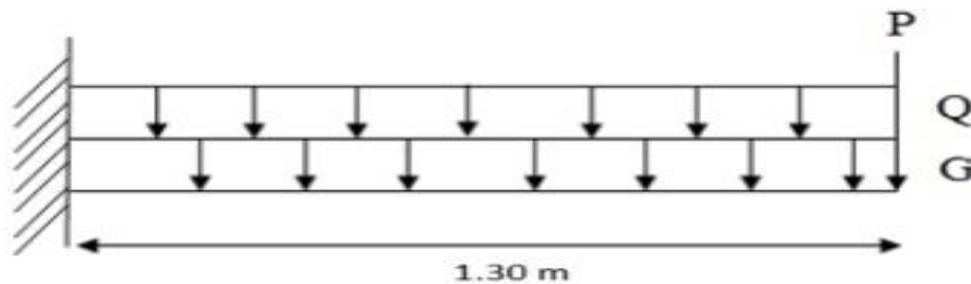
$$G = 5.16 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

Balcon terrasse :

$$G = 7.28 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

III.2.3. Sollicitations :*Figure III.6. Schéma statique des charges de balcon (Type 1)**Poids du mur :*

$$G = 1.32 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 1.32 \times 1.2 = 1.58 \text{ KN/m}$$

*III.2.3.1 Balcon terrasse :**Tableau III.1. Sollicitation de balcon terrasse*

M_G (KN.m)	M_Q (KN.m)	M_p (KN.m)	M_u (KN.m)	M_s (KN.m)	T_u (KN)
- 6.15	- 0.84	- 2.05	12.57	9.2	17.49

*III.2.3.2 Balcon étage :**Tableau III.2. Sollicitation de balcon étage*

M_G (KN.m)	M_Q (KN.m)	M_p (KN.m)	M_u (KN.m)	M_s (KN.m)	T_u (KN)
- 4.36	- 2.95	- 2.05	13.07	9.36	18.65

III.2.4 Calcul de ferrailage :*III.2.4.1 Balcon terrasse :*

Un bond de 100 cm

Fissuration peu nuisible

C = 3 cm

D = h – c = 16 – 3 = 13 cm

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$\mu = \frac{12.57 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.0523 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0523}) = 0.067$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.067 = 0.97$$

$$A_{u1} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_{u1} = \frac{12.57 \times 10^6}{348 \times 0.97 \times 130} = 2.86 \text{ cm}^2$$

*III.2.4.1.1 Vérifications :***III.2.4.1.1.1 ELU :**

Condition non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} \geq 1.57 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal :

$$A_{\min 2} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_{\min 2} \geq 0.001 \times 100 \times 16$$

$$A_{\min 2} \geq 1.6 \text{ cm}^2$$

Donc $A = \max (A_{u1}, A_{\min}, A_{\min 2})$

$$A = 2.86 \text{ cm}^2$$

On adopte **4HA10**

III.2.4.1.1.2 ELS :

Tant que la section est soumise à la flexion simple et les armatures sont de type FeE400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \alpha_{\text{adm}} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.36$$

$$\alpha_{\text{adm}} = 0.43$$

La condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b et la fissuration est peu nuisible alors pas de vérification de σ_s donc pas de vérification à E.L.S.

III.2.4.1.2 Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_U = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17.49 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\tau_{U\text{adm}} = \min \left(\frac{0.2 F_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_{U\text{adm}} = \min (3.33 ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_{Uadm} = 3.33 \text{ MPa} > \tau_U = 0.13 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.4.1.3 Armatures de répartitions :

$$A_r = \left[\frac{1}{4} \div \frac{1}{2} \right] A$$

$$A_r = 1.5 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } \mathbf{6\emptyset 8}$$

III.2.4.1.4 Espacements :

$$S_L \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$S_L \leq \min (48 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

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

III.2.4.1.5 Calcul de flèche :

Selon CBA93 Art B.6.5.1 P126

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

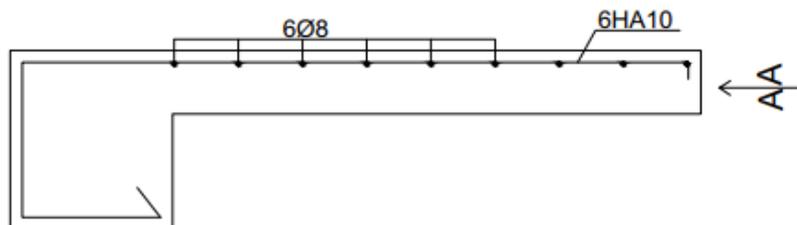
$$\frac{16}{130} = 0.123 > \frac{0.85M_t}{10M_0} = 0.085 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{F_e}$$

$$\frac{3.01}{1300} = 0.00231 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc la dalle est rigide

III.2.4.1.6 Présentation de ferrailage :



III.2.4.2 Balcon étage :

Un bond de 100 cm

Fissuration peu nuisible

C = 3 cm

D = h - c = 16 - 3 = 13 cm

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$\mu = \frac{13.07 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.054 < \mu_1 = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.054}) = 0.069$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.069 = 0.97$$

$$A_{u1} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_{u1} = \frac{13.07 \times 10^6}{348 \times 0.97 \times 130} = 2.97 \text{ cm}^2$$

*III.2.4.2.1 Vérifications :*III.2.4.2.1.1 ELU :Condition non fragilité

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e}$$

Figure III.7. Schéma de ferrailage de balcon terrasse

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} \geq 1.57 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal

$$A_{\min 2} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_{\min 2} \geq 0.001 \times 100 \times 16$$

$$A_{\min 2} \geq 1.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A = \max (A_{u1}, A_{\min}, A_{\min 2})$$

$$A = 2.97 \text{ cm}^2$$

On adopte **4HA10**

III.2.4.2.1.2 ELS :

Tant que la section est soumise à la flexion simple en les armatures sont de type FeE400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \alpha_{\text{adm}} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.39$$

$$\alpha_{\text{adm}} = 0.44$$

La condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b et la fissuration est peu nuisible alors pas de vérification de σ_s donc pas de vérification à E.L.S.

III.2.4.2.2 Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_U = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18.65 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\tau_{U\text{adm}} = \min \left(\frac{0.2 F_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_{U\text{adm}} = 3.33 \text{ MPa} > \tau_U = 0.14 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.4.2.3 Armatures de répartitions :

$$A_r = \left[\frac{1}{4} \div \frac{1}{2} \right] A$$

$$A_r = 1.5 \text{ cm}^2 \text{ on prend } \mathbf{6\emptyset 8}$$

III.2.4.2.4 Espacements :

$$S_L \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$S_L \leq \min (48 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

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

III.2.4.2.5 Calcul de flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{16}{130} = 0.123 > \frac{0.85M_t}{10M_0} = 0.085 \quad \text{Condition vérifier}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{3.01}{1300} = 0.0023 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifier}$$

Donc la dalle est rigide

III.2.4.2.6 Présentation de ferrailage :

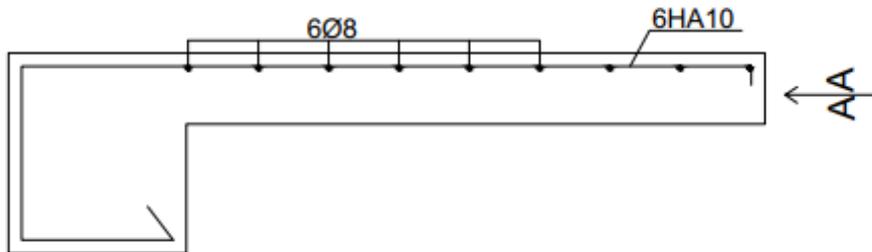


Figure III.8. Schéma de ferrailage de balcon étage

III.3. Escalier :

III.3.1 Prédimensionnement :

Tableau III.3. Prédimensionnement d'escalier

N° des volées	N° des paliers de repos	E (cm)	g (cm)	h (cm)	$59 \leq 2h+g \leq 66$	N° des contre marches	Emmarchement (cm)
2	1	17	30	17	Oui	9	110

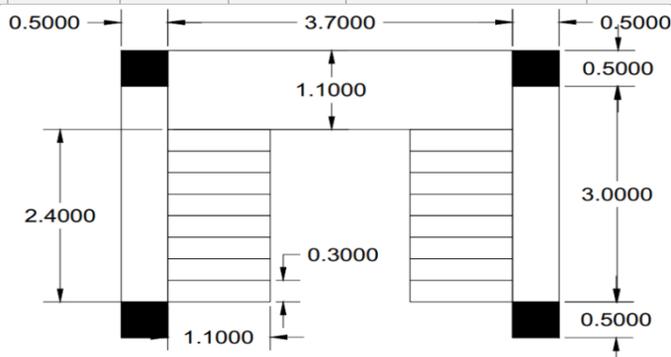


Figure III.9 Coupe d'escalier

III.3.2 Charges :

III.3.2.1 Volée :

Tableau III.4. Evaluation des charges de volée

Eléments	γ (KN/m ³)	e (cm)	G (KN/m ²)
Dalle Pleine	25	$\frac{0.17}{\cos 29.5}$	4.88
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Les marches	22	$\frac{0.17}{2}$	1.87
Carrelage	20	0.02	0.4
Enduit en ciment	18	0.02	0.36

$$G = 7.91 \text{ KN/m}^2; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

III.3.2.2 Palier :

Tableau III.5. Evaluation des charges de palier

Eléments	γ (KN/m ³)	e (cm)	G (KN/m ²)
Dalle Pleine	25	0.17	4.25
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Carrelage	20	0.02	0.4
Enduit en ciment	18	0.02	0.36

$$G = 5.41 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

III.3.3 Combinaisons d'actions :

Tableau III.6. Combinaison d'action

	ELU (KN/m)	ELS (KN/m)
Volée	14.42	10.41
Palier	11.05	7.91

$$\text{La charge équivalente : } P_{eq} = \frac{P1 \times L1 + P2 \times L2}{L1 + L2}$$

$$\text{Le moment isostatique : } M_0 = P_{eq} \times \frac{L^2}{8}$$

$$\text{Le moment en travée : } M_t = 0.85 \times M_{0u}$$

$$\text{Le moment en appui : } M_a = 0.3 \times M_{0u}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T = P_{eq_u} \times \frac{L}{2}$$

Tableau III.7 Sollicitation d'escalier

	P_{eq} (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T (KN)
ELU	13.36	20.46	6.14	17.4	20.38
ELS	9.62	14.73	4.42	12.52	16.84

III.3.4 Calcul de ferrailage :

Une bonde de 100 cm de largeur

III.3.4.1 Travée :

$$C = 2 \text{ cm}$$

$$D = 0.9 \times e = 0.9 \times 17 = 15.3 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$\mu = \frac{17.4 \times 10^6}{1000 \times 153^2 \times 14.2} = 0.0523 < \mu_1 = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0523}) = 0.067$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.067 = 0.97$$

$$A_{u1} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_{u1} = \frac{17.4 \times 10^6}{348 \times 0.97 \times 153} = 3.36 \text{ cm}^2$$

III.3.4.1.1 Vérifications :

III.3.4.1.1.1 ELU :

Condition non fragilité

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 15.3 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} \geq 1.85 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal

$$A_{\min 2} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_{\min 2} \geq 0.001 \times 100 \times 17$$

$$A_{\min 2} \geq 1.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A = \max (A_{u1}, A_{\min}, A_{\min 2})$$

$$A = 3.36 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } \mathbf{A = 5HA10 = 3.92 \text{ cm}^2}$$

III.3.4.1.1.2 ELS :

Tant que la section est soumise à la flexion simple en les armatures sont de type FeE400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \alpha_{\text{adm}} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.39$$

$$\alpha_{adm} = 0.45$$

La condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b et la fissuration est peu nuisible alors pas de vérification de σ_s donc pas de vérification à E.L.S.

III.3.4.2 Appui :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$\mu = \frac{6.14 \times 10^6}{1000 \times 153^2 \times 14.2} = 0.0184 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0184}) = 0.023$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.023 = 0.99$$

$$A_{u1} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_{u1} = \frac{6.14 \times 10^6}{348 \times 0.99 \times 153} = 1.16 \text{ cm}^2$$

III.3.4.2.1 Vérifications :

III.3.4.2.1.1 ELU :

Condition non fragilité

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 15.3 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} \geq 1.85 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal

$$A_{min 2} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_{min 2} \geq 0.001 \times 100 \times 17$$

$$A_{min 2} \geq 1.7 \text{ cm}^2$$

Donc $A = \max (A_{u1}, A_{min}, A_{min 2})$

$$A = 1.85 \text{ cm}^2$$

On adopte $A = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$

III.3.4.2.1.2 ELS :

Tant que la section est soumise à la flexion simple en les armatures sont de type FeE400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \alpha_{\text{adm}} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.39$$

$$\alpha_{\text{adm}} = 0.45$$

La condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b et la fissuration est peu nuisible alors pas de vérification de σ_s donc pas de vérification à E.L.S.

III.3.5 Vérifications de l'effort tranchant :

$$\tau_U = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{20.38 \times 10^3}{1000 \times 153} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\tau_{U\text{adm}} = \min \left(\frac{0.2 F_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_{U\text{adm}} = 3.33 \text{ MPa} > \tau_U = 0.13 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.3.6 Armatures de répartitions :

III.3.6.1 Travée :

$$A_r = \left[\frac{1}{4} \div \frac{1}{2} \right] A$$

$$A_r = 1.96 \text{ cm}^2 \text{ On prend } 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

III.3.6.2 Appui :

$$A_r = \left[\frac{1}{4} \div \frac{1}{2} \right] A$$

$$A_r = 1.005 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

III.3.7 Espacement :

$$S_L \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$S_L \leq \min (51 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

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

III.3.8 Calcul de flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{17}{350} = 0.0485 < \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{F_e}$$

$$\frac{3.92}{1530} = 0.00256 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Selon CBA 93 Annexe D (P.174) on a :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2+3 \frac{b_0}{b})\rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = 0.00256$$

$$\lambda_i = 8.2$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2+3 \frac{b_0}{b})\rho} = 3.28$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1+\lambda_i \mu}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + \eta [A (\frac{h}{2} - d)^2 + A_c (\frac{h}{2} - d)^2]$$

$$I_0 = \frac{100 \cdot 17^3}{12} + 15 [3.92 (\frac{17}{2} - 15.3)^2] = 43660.57 \text{ cm}^4$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 0.35$$

$$I_{fi} = 12409.98 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1+\lambda_v \mu} = 22358.76 \text{ cm}^4$$

$$F_i = \frac{M L^2}{10 E_i I_{fi}} = 6.27 \text{ mm}$$

$$F_v = \frac{M L^2}{10 E_v I_{fv}} = 10.45 \text{ mm}$$

$$\Delta f = F_v - F_i$$

$$\Delta f = 10.45 - 6.27 = 4.18 \text{ mm}$$

$$f = \frac{L}{500} = \frac{3500}{500} = 7 \text{ mm} > \Delta f = 4.18 \text{ mm}$$

Donc la dalle est rigide

III.3.9 Présentation de ferrailage :

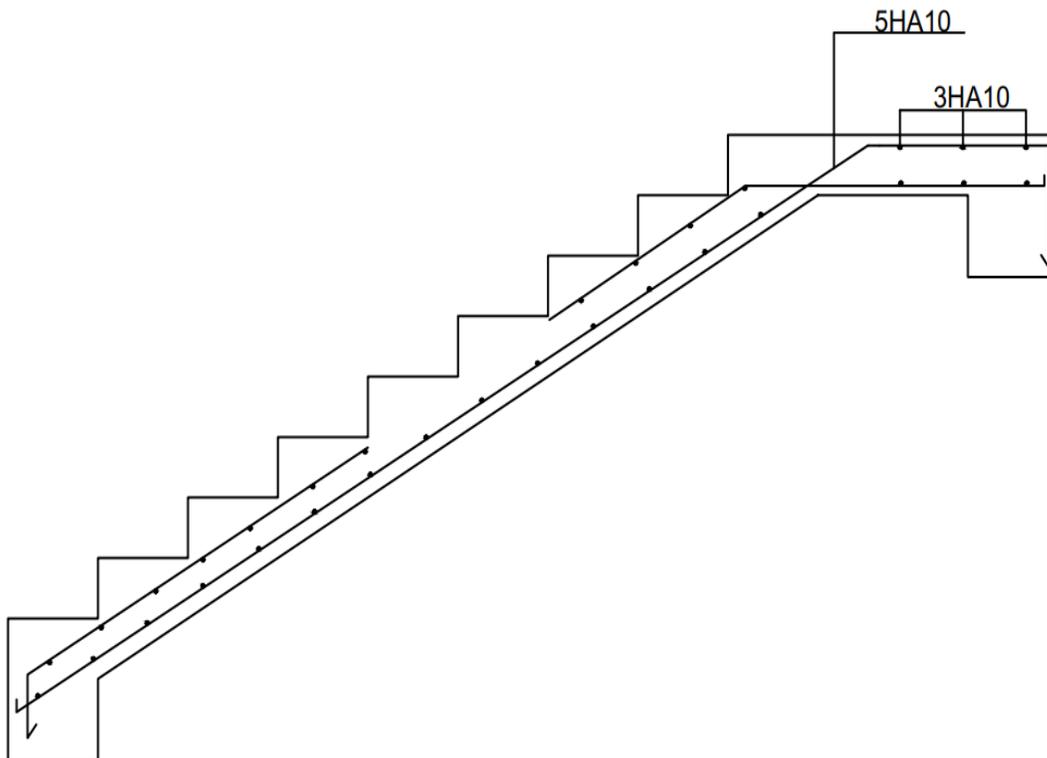


Figure III.10. Ferrailage d'escalier

III.4. Poutre palière :

III.4.1 Prédimensionnement :

On a $L = 4.2$ m

Selon le R.P.A99/03 on a :

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

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

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

Donc on prend $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

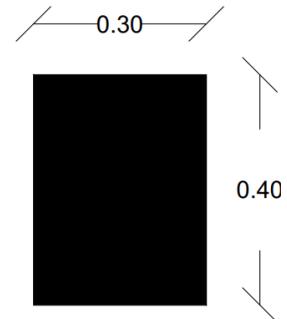


Figure III.11. Coupe de poutre palière

III.4.2 Evaluation des charges :

Poids propre de la poutre : $0.3 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ KN/m}$

Poids du mur : $2.76 \times 1.53 = 4.23 \text{ KN/m}$

Poids de palier : 5.41 KN/m ($b = 1\text{m}$)

Poids de paillasse : 7.91 KN/m

La charge équivalente : $q_{eq} = \frac{7.91 \times 2.4 + 7.91 \times 1.1}{2} + 4.23 + 3 = 21.07 \text{ KN/m}$

III.4.3 Combinaisons d'actions :

ELU : $P_u = 1.35 \times 21.04 + 1.5 \times 2.5 = 32.15 \text{ KN/m}$

ELS : $P_s = 21.04 + 2.5 = 23.54 \text{ KN/m}$

$$M_0 = P_u \times \frac{L^2}{8} = 55.01 \text{ KN.m}$$

$$T = P_u \times \frac{L}{2} = 59.47 \text{ KN}$$

III.4.4 Calcul de ferrailage :*III.4.4.1 Calcul à la flexion simple :*

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 46.76 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 \times M_0 = 27.51 \text{ KN.m}$$

III.4.4.1.1 Travée :

$$C = 3 \text{ cm}$$

$$D = h - c = 40 - 3 = 37 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$\mu = \frac{46.76 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14.2} = 0.080 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.080}) = 0.104$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.104 = 0.96$$

$$A_{u1} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_{u1} = \frac{46.76 \times 10^6}{348 \times 0.96 \times 370} = 3.78 \text{ cm}^2$$

III.4.4.1.2 Appui :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$\mu = \frac{27.51 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14.2} = 0.047 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.047}) = 0.060$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.060 = 0.97$$

$$A_{u1} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_{u1} = \frac{27.51 \times 10^6}{348 \times 0.97 \times 370} = 2.2 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.2 \text{ cm}^2$$

III.4.4.1.3 Vérifications :

III.4.4.1.3.1 ELU :

Condition non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} \geq 1.34 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal :

$$A_{\min 2} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_{\min 2} \geq 0.001 \times 30 \times 40$$

$$A_{\min 2} \geq 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A = \max (A_{u1}, A_{\min}, A_{\min 2})$$

$$A = 3.78 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimale R.P.A99/03 :

$$A_{\min \text{ R.P.A}} = 0.5\% \times b \times h = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } A = 6\text{HA}12 = 6.73 \text{ cm}^2$$

III.4.4.1.3.2 ELS :

$$M_0 = P_s \times \frac{L^2}{8} = 40.28 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 34.23 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 \times M_0 = 20.14 \text{ KN.m}$$

Fissuration nuisible C.B.A 93 Art A 4.5.3.3

$$\sigma_s = \min \left[\left(\frac{2}{3} \right) \times F_e ; 110 \sqrt{\eta \times F_{tj}} \right] \text{ Tell que } \eta = 1.6 \text{ (HA)}$$

$$\sigma_s = \min [266.67 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}]$$

$$\sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$$

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \alpha_{adm} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$$

Travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.36$$

$$\alpha_{adm} = 0.43$$

Appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.36$$

$$\alpha_{adm} = 0.43$$

III.4.4.1.4 Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_U = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{59.47 \times 10^3}{300 \times 370} = 0.53 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Uadm} = \min \left(\frac{0.2 F_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_{Uadm} = 3.33 \text{ MPa} > \tau_U = 0.53 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4.4.1.5 Armatures de répartitions :

$$A_r = \left[\frac{1}{4} \div \frac{1}{2} \right] A$$

$$A_r = 2.5 \text{ cm}^2 \text{ On prend } \mathbf{5\text{Ø}8} = \mathbf{2.51 \text{ cm}^2}$$

III.4.4.1.6 Calcul de flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{40}{370} = 0.1081 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 \quad \text{Condition vérifier}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{F_e}$$

$$\frac{3.92}{30 \times 37} = 0.00353 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifier}$$

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

$$\frac{40}{370} = 0.1081 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifier}$$

Donc la flèche est vérifiée.

III.4.4.2 Calcul à la torsion :

B.A.E.L 91 Art A.5.4

$$\tau_U = \frac{M_{\text{torsion}}}{2 \times e \times \Omega}$$

$$M_{\text{torsion}} = 0.3 \times M_0 = 6.14 \text{ KN.m}$$

M_0 = moment isostatique équivalent (P_{eq} palier et volée)

Le principe consiste que la section réelle est remplacée par une section creuse d'épaisseur égale à 1/6 de diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour intérieure (BAEL article 3.2)

e : épaisseur de la paroi au point considérée

Ω : L'air du contour tracé à mi-épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b-e) \times (h-e)$$

$$e = \frac{b}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (40 - 5) = 875 \text{ cm}^2$$

$$\tau_U = \frac{6.14 \times 10^6}{2 \times 50 \times 87500} = 0.7 \text{ MPa}$$

La fissuration est nuisible

$$\tau_{U\text{adm}} = \min \left(\frac{0.15 F_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_{Uadm} = 2.5 \text{ MPa} > \tau_U = 0.7 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.4.4.2.1 Armatures longitudinales :

D'après le C.B.A93

$$\sum A_l = \frac{M_{\text{torsion}} \times U}{2 \times \sigma_s \times \Omega}$$

U : périmètre Ω

$$U = 2 \times [(30 - 5) \times (40 - 5)] = 120 \text{ cm}$$

$$\sum A_l = \frac{6.14 \times 10^6 \times 1200}{2 \times 348 \times 87500} = 1.20 \text{ cm}^2$$

III.4.4.2.2 Condition de non fragilité :

$$A_{L \min} \geq \frac{0.4 \times b \times U}{F_e}$$

$$A_{L \min} \geq \frac{0.4 \times 300 \times 1200}{400}$$

$$A_{L \min} \geq 3.6 \text{ cm}^2$$

On adopte 2HA16 = 4.02 cm²

III.4.4.2.3 Armatures Transversales :

On prend un espacement de 15 cm

$$A_t = \frac{M_{\text{torsion}} \times S_t}{2 \times \sigma_s \times \Omega}$$

$$A_t = \frac{6.14 \times 10^6 \times 150}{2 \times 348 \times 87500} = 0.15 \text{ cm}^2$$

Soit 2Ø8 At = 1.01 cm²

III.4.5 Présentation de ferrailage :

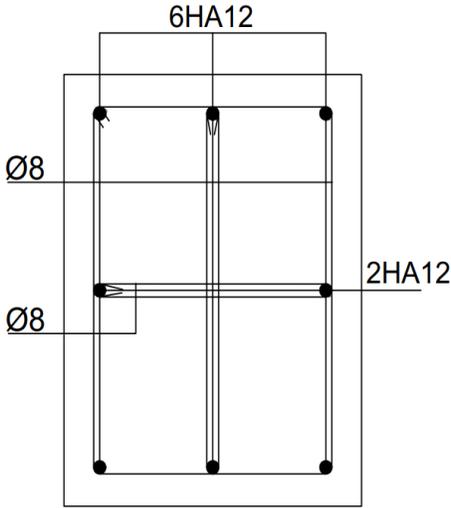


Figure III.12.Ferraillage de poutre palière coupe A-A

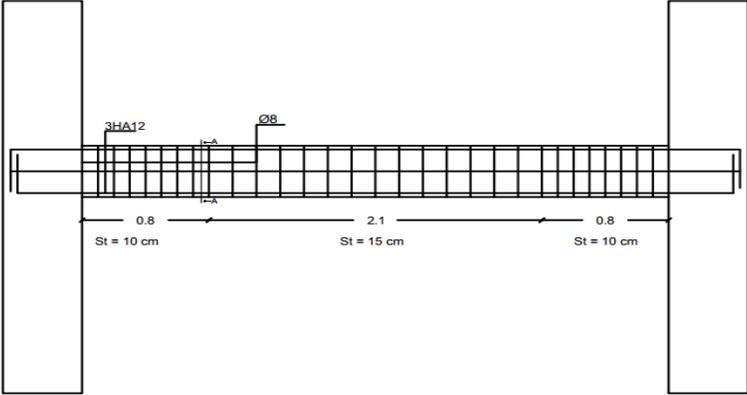


Figure III.13.Ferraillage de poutre palière

Chapitre IV
Etude des planchers

IV.1 Introduction :

Les planchers sont des parties importantes des bâtiments qui supportent les charges et assurent la stabilité. Dans notre projet, nous utilisons un plancher corps-creux avec des nervures qui transportent les charges, offrant ainsi une bonne combinaison de légèreté et de solidité.

IV.2 Prédimensionnement :

Hauteur totale du plancher : (CBA 93 Art B.6.4.2.4)

$$\frac{L_{\max}}{22.5} \leq H_t$$

On a $L_{\max} = 4.2\text{m}$

$$\frac{420}{22.5} = 18.67 \text{ cm} \leq H_t \quad \text{Donc } H_t = 20 \text{ cm}$$

Donc on adoptera **16+4 cm**

Avec :

16 cm : hauteur du corps creux

4 cm : hauteur de dalle de compression

Dimension des poutrelles :

$$b = 65 \text{ cm (longueur du hourdis)}$$

$$0.3h_t \leq b_0 \leq 0.6h_t$$

$$0.3H_t = 6\text{cm} \leq b_0 \leq 0.6H_t = 12 \text{ cm}$$

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

$$b_1 = \min\left(\frac{L}{2}, \frac{L_{\max}}{10}\right)$$

Tell que: $L = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$

$$b_1 = \min\left(\frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm}, \frac{420}{10} = 42 \text{ cm}\right)$$

$$b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

IV.3 Charges :

Tableau IV.1 Les charges

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Plancher terrasse	6.46	1
Plancher étage courant	5.04	1.5

IV.4 Méthodes de calcul :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de caquot
- Méthode exacte

Les types de Plancher :

Nous avons (plancher terrasse et étage courant)

Type 1 : Plancher repose sur 4 appuis

Type 2 : Plancher repose sur 3 appuis

IV.5 Schémas :

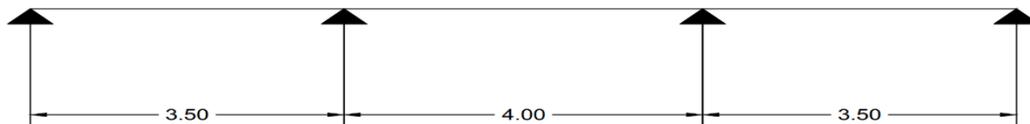


Figure IV.1 Type 1 de plancher

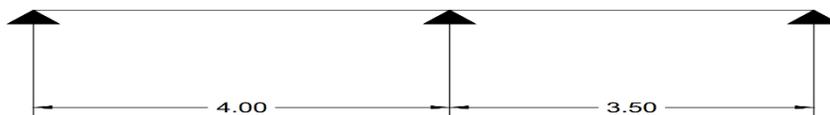


Figure IV.2 Type 2 de plancher

Condition d'application de la méthode forfaitaire :

- $Q \leq 2G$ Alors $1 \leq 2 \times 6.46 = 12.92$ Condition vérifier
- **Inertie constant** Condition Vérifier

- **Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier** $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

$$\frac{3.5}{4} = 0.87 \text{ Condition vérifier}$$

$$\frac{4}{3.5} = 1.14 \text{ Condition vérifier}$$

- **Fissuration préjudiciable**

On a les fissurations non préjudiciables parce que la plancher est protégés par l'étanchéité multicouche donc la condition est vérifiée.

Nous avons choisi d'appliquer **la Méthode de Caquot**.

IV.6 Principe de la méthode :

IV.6.1 Moment en Appui :

$$M_a = - \frac{PwL'w^3 + PeL'e^3}{8.5(L'w + L'e)} \text{ (cas particuliers parce que on a } I = \text{cst)}$$

Avec :

$L' = L$ (la portée réelle de la travée) pour une travée de rive

$L' = 0.8L$ pour une travée intermédiaire

$L'w$ et $L'e$: étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui

IV.6.2 Moment en Travée :

$$X_{tmax} = \frac{L}{2} - \left(\frac{Mw - Me}{P \times L} \right)$$

$$M_t = \frac{P \times X_{tmax}^2}{2} + Mw$$

Avec :

Mw et Me : étant les moments à gauche et à droite de la travée

IV.6.3 Effort tranchant :

$$V_{xa} = + \frac{P \times L}{2} + \left(\frac{Me - Mw}{L} \right)$$

$$V_{xb} = - \frac{P \times L}{2} + \left(\frac{Me - Mw}{L} \right)$$

IV.7 Combinaisons d'actions :

Tableau IV.2. Combinaisons d'action

	G	Q	P _u	P _s
Plancher terrasse	6.46	1	6.64	4.85
Plancher étage	5.04	1.5	5.89	3.93

IV.8 Calcul des moments et des efforts tranchants :

IV.8.1 Plancher terrasse :

Type 1 :

Tableau IV.3. Les moments dans les appuis

Appui	M _A (KN.m)	M _B (KN.m)	M _C (KN.m)	M _D (KN.m)
ELU	0	- 6.44	- 6.44	0
ELS	0	- 2.62	- 2.62	0

Tableau IV.4. Les moments dans les travées

Travée	A-B	B-C	C-D
X _{max} (m)	1.63	1.6	1.86
ELU (KN.m)	8.82	5.87	8.86
X _{max} (m)	1.37	1.6	2.13
ELS (KN.m)	4.55	0.23	4.56

Tableau IV.5. Les efforts tranchants

	A	B		C		D
V (KN)	10.87	- 11.62	13.28	-13.28	12.36	- 10.87

Type 2 :

Tableau IV.6. Les moments dans les appuis

Appui	M_A (KN.m)	M_B (KN.m)	M_C (KN.m)
ELU	0	- 11.13	0
ELS	0	- 8.13	0

Tableau IV.7 Les moments dans les travées

Travée	A-B	B-C
X_{max} (m)	1.58	2.22
ELU (KN.m)	8.28	5.23
X_{max} (m)	1.69	2.22
ELS (KN.m)	6.92	3.28

Tableau IV.8 Les efforts tranchants

	A	B		C
V (KN)	10.49	- 16.06	14.08	- 8.44

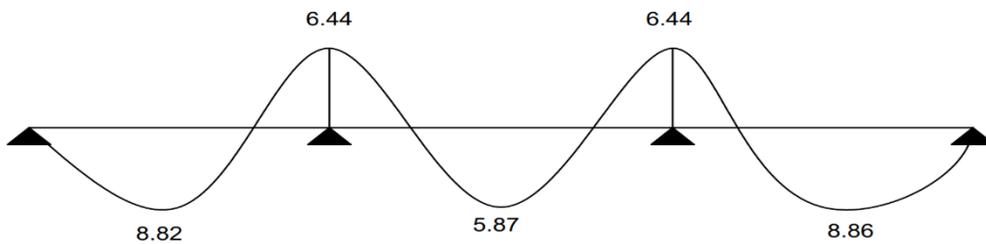


Figure IV.3 Schéma de moments selon ELU

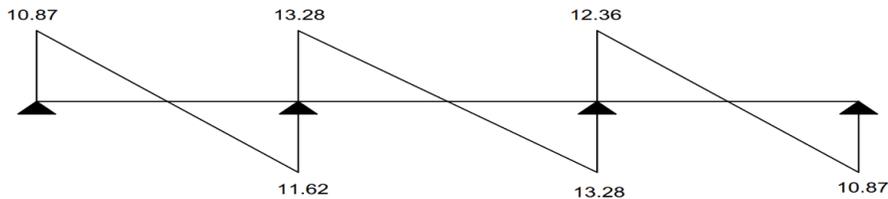


Figure IV.4 Schéma de l'effort tranchant

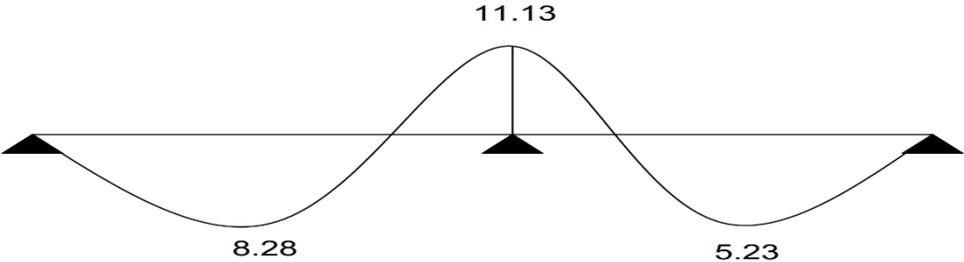


Figure IV.5 Schéma de moments selon ELS

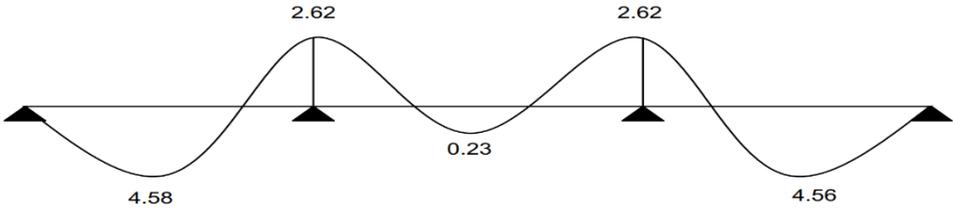


Figure IV.6 Schéma de moments selon ELU

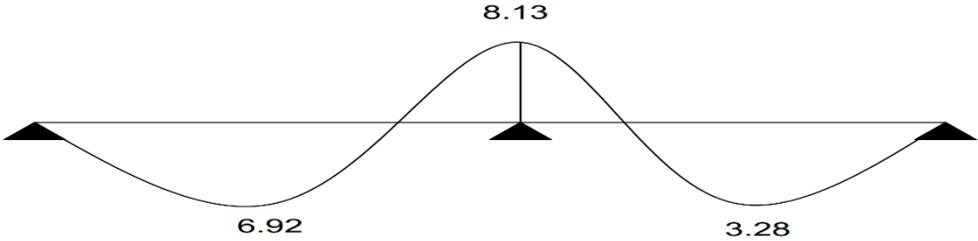


Figure IV.7 Schéma de moments selon ELS

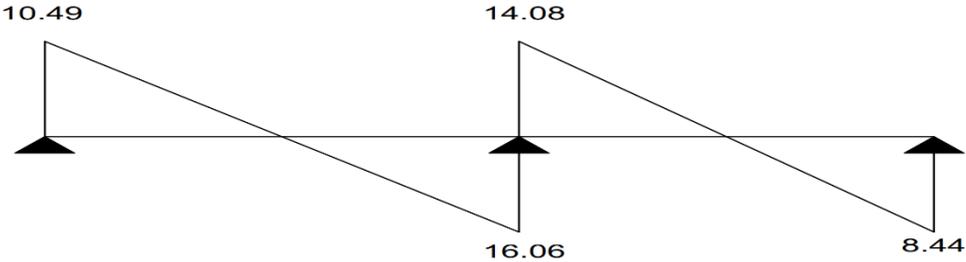


Figure IV.8 Schéma de l'effort tranchant

IV.8.1 Plancher étage courant :**Type 1 :***Tableau IV.9. Les moments dans les appuis*

Appui	M_A (KN.m)	M_B (KN.m)	M_C (KN.m)	M_D (KN.m)
ELU	0	- 7.87	- 7.87	0
ELS	0	- 5.21	- 5.21	0

Tableau IV.10. Les moments dans les travées

Travée	A-B	B-C	C-D
X_{max} (m)	1.36	1.6	2.13
ELU (KN.m)	5.44	0.33	5.49
X_{max} (m)	1.37	1.6	2.12
ELS (KN.m)	3.68	0.17	3.62

Tableau IV.11. Les efforts tranchants

	A	B	C	D
V (KN)	8.05	- 12.55 11.78	-11.78 12.55	- 8.05

Type 2 :*Tableau IV.12. Les moments dans les appuis*

Appui	M_A (KN.m)	M_B (KN.m)	M_C (KN.m)
ELU	0	- 9.87	0
ELS	0	- 6.58	0

Tableau IV.13. Les moments dans les travées

Travée	A-B	B-C
X_{maxu} (m)	1.58	2.22
E.L.U (KN.m)	7.35	4.64
X_{maxs} (m)	1.58	2.22
E.L.S (KN.m)	4.9	3.82

Tableau IV.14. Les efforts tranchants

	A	B	C
V (KN)	9.13	- 14.24 13.12	- 7.48

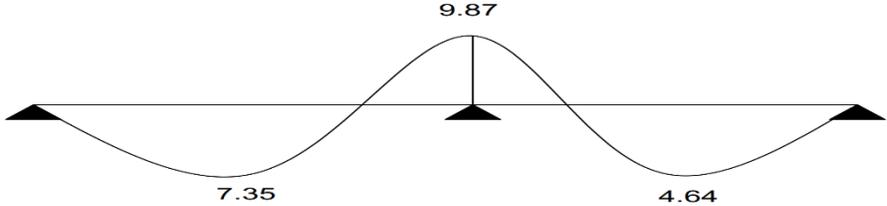


Figure IV.9 Schéma de moments selon ELU

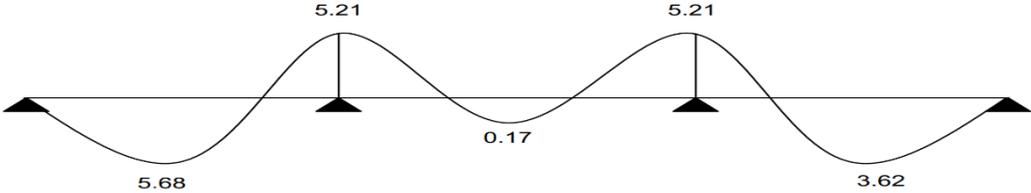


Figure IV.10. Schéma de moments selon ELS

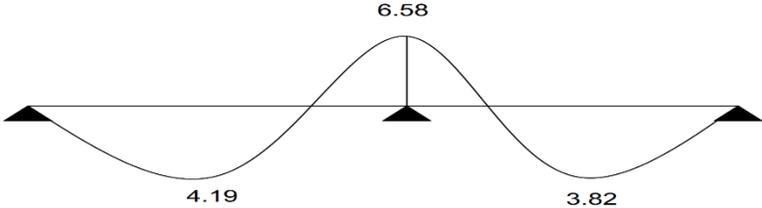
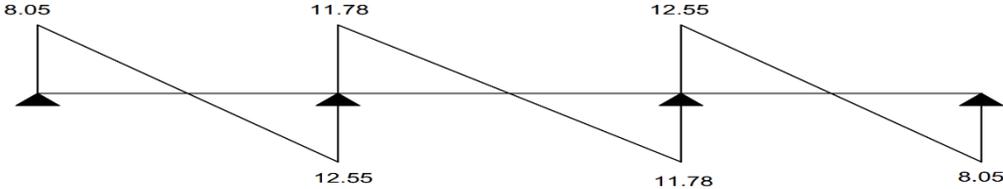


Figure IV.11. Schéma de moments selon ELS

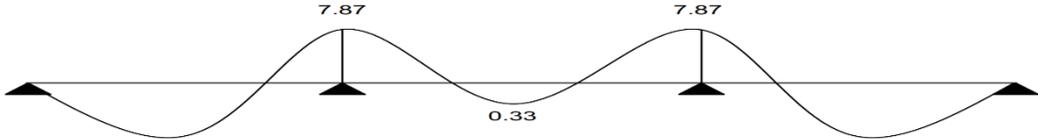


Figure IV.12 Schéma de moments selon ELU

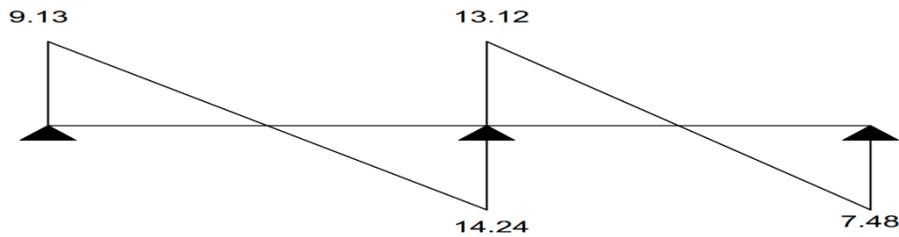


Figure IV.13 Schéma de l'effort tranchant

IV.9 Calcul de ferrailage :

$$b = 65 \text{ cm} \quad ; \quad b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm} \quad ; \quad h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad F_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Les fissurations peu préjudiciables

On prend $C = 2 \text{ cm}$

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

IV.9.1 Plancher terrasse :

IV.9.1.1 Travée :

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_0 = 14.2 \times 650 \times 40 \times \left(180 - \frac{40}{2}\right)$$

$$M_0 = 59.07 \text{ KN.m} > M_t = 8.86 \text{ KN.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$\mu = \frac{8.86 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.029 < \mu_1 = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.029}) = 0.036$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.036 = 0.98$$

$$A_{u1} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_{u1} = \frac{8.86 \times 10^6}{348 \times 0.98 \times 180} = 1.44 \text{ cm}^2$$

IV.9.1.2 Appui :

Le moment est négatif alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$\mu = \frac{11.13 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14.2} = 0.241 < \mu_1 = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.241}) = 0.350$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.350 = 0.86$$

$$A_{u1} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_{u1} = \frac{11.13 \times 10^6}{348 \times 0.86 \times 180} = 2.06 \text{ cm}^2$$

IV.9.1.3 Vérifications :

IV.9.1.3.1 ELU :

Travée :

Condition non fragilité

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} \geq 1.41 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal

$$A_{\min 2} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_{\min 2} \geq 0.001 \times 65 \times 20$$

$$A_{\min 2} \geq 1.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A = \max (A_{u1}, A_{\min}, A_{\min 2})$$

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

APPUI :Condition non fragilité

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} \geq 0.21 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal

$$A_{\min 2} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_{\min 2} \geq 0.001 \times 10 \times 20$$

$$A_{\min 2} \geq 0.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A = \max (A_{u1}, A_{\min}, A_{\min 2})$$

$$A = 2.06 \text{ cm}^2$$

Diamètres minimaux :

D'après le B.A.E.L 91 Art A.7.2.2

[Le diamètre des armatures d'âme d'une poutre est au plus égale à $\frac{h}{35}$ (h étant la hauteur totale de la poutre), ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales et au dixième de la largeur de l'âme]

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

$$\emptyset \leq \min \left(\frac{200}{35} ; \frac{100}{10} \right)$$

$$\emptyset \leq \min (5.7; 10)$$

$$\emptyset = 6 \text{ mm donc } \mathbf{A} = \mathbf{2\emptyset 6} = \mathbf{0.56 \text{ cm}^2}$$

IV.9.1.3.2 ELS :

D'après le BAEL

La fissuration est peu nuisible alors pas de vérification de σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée

Travée :

$$\alpha \leq \alpha_{\text{adm}} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.28$$

$$\alpha_{\text{adm}} = 0.39 > \alpha = 0.029 \text{ Condition vérifier}$$

Appui :

$$\alpha \leq \alpha_{\text{adm}} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.36$$

$$\alpha_{\text{adm}} = 0.43 > \alpha = 0.35 \text{ Condition vérifier}$$

IV.9.1.4 Espacement :

$$St \leq \min (0.9 d, 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (0.9 \times 18, 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (16.2 \text{ cm}, 40 \text{ cm})$$

$$St = 16 \text{ cm}$$

IV.9.1.5 Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_U = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16.06 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Uadm} = \min \left(\frac{0.2 F_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_{Uadm} = 3.33 \text{ MPa} > \tau_U = 0.89 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

IV.9.1.5 Vérification de l'effort tranchant à l'extrémité :

Selon CBA93 Art A.5.1.3.1.3

$$V_u \leq \frac{0.8 \times F_{cj} \times b_0 \times a}{\gamma_b \times 2} \quad / \quad a = 0.9d = 16.2 \text{ cm}$$

$$V_u \leq \frac{0.8 \times 25 \times 100 \times 162}{1.5 \times 2}$$

$V_u \leq 108 \text{ KN}$ donc condition vérifier

Tableau IV.15 Résumé des résultats

	$M_u \text{ (KN.m)}$	$M_s \text{ (KN.m)}$	$T \text{ (KN)}$	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min1} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min2} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	8.86	6.92		1.44	1.41	1.3	2HA12 = 2.26 cm ²
Appui	11.13	8.13	16.06	2.06	0.21	0.2	2HA12 = 2.26 cm ²

IV.9.2 Plancher étage :

IV.9.2.1 Travée :

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14.2 \times 650 \times 40 \times \left(180 - \frac{40}{2} \right)$$

$$M_0 = 59.07 \text{ KN.m} > M_t = 7.35 \text{ KN.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$\mu = \frac{7.35 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.024 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.024}) = 0.030$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.030 = 0.98$$

$$A_{u1} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_{u1} = \frac{7.35 \times 10^6}{348 \times 0.98 \times 180} = 1.19 \text{ cm}^2$$

IV.9.2.2 Appui :

Le moment est négatif alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$\mu = \frac{9.87 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14.2} = 0.214 < \mu_1 = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.214}) = 0.304$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.304 = 0.87$$

$$A_{u1} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_{u1} = \frac{9.87 \times 10^6}{348 \times 0.87 \times 180} = 1.81 \text{ cm}^2$$

IV.9.2.3 Vérifications :

IV.9.2.3.1 ELS :

D'après le BAEL

La fissuration est peu nuisible alors pas de vérification de σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée

Travée :

$$\alpha \leq \alpha_{adm} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.5$$

$$\alpha_{adm} = 0.5 > \alpha = 0.03 \text{ Condition vérifier}$$

Appui :

$$\alpha \leq \alpha_{adm} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.5$$

$$\alpha_{adm} = 0.5 > \alpha = 0.304 \text{ Condition vérifiée}$$

IV.9.2.4 Espacement :

$$St \leq \min (0.9 d, 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (0.9 \times 18, 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (16.2 \text{ cm}, 40 \text{ cm})$$

$$St = 16 \text{ cm}$$

IV.9.2.5 Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_U = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14.24 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.79 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Uadm} = \min \left(\frac{0.2 F_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_{Uadm} = 3.33 \text{ MPa} > \tau_U = 0.79 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

IV.9.1.5 Vérification de l'effort tranchant à l'extrémité :

Selon CBA93 Art A.5.1.3.1.3

$$V_u \leq \frac{0.8 \times F_{cj} \times b_0 \times a}{\gamma_b \times 2} \quad / a = 0.9d = 16.2 \text{ cm}$$

$$V_u \leq \frac{0.8 \times 25 \times 100 \times 162}{1.5 \times 2}$$

$$V_u \leq 108 \text{ KN donc condition vérifier}$$

Tableau IV.16. Résumé des résultats

	$M_u (KN.m)$	$M_s (KN.m)$	$T (KN)$	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min1} (cm^2)$	$A_{min2} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Travée	7.35	4.9		1.19	1.41	1.3	2HA12 = 2.26 cm ²
Appui	9.87	6.58	14.24	1.81	0.21	0.2	2HA12 = 2.26 cm ²

IV.10 Calcul de flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{20}{400} = 0.05 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.014 \quad \text{Condition vérifier}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{F_e}$$

$$\frac{2.3}{65 \times 18} = 0.0019 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifier}$$

IV.11 Dalle de compression :

D'après BAEL 91

On a l'épaisseur de la table est 4 cm

Elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser

20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures

33 cm pour les armatures parallèles aux nervures

Donc on choisit treillis soudés de type TLE520 de diamètre Ø6 telle que $F_e = 520 \text{ MPa}$

IV.11.1 Armatures perpendiculaires :

$$A_{\perp} = \frac{4Ln}{F_e}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 650}{520} = 0.52 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } \mathbf{5\text{Ø}5} = \mathbf{0.98 \text{ cm}^2}$$

IV.11.2 Espacement :

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

IV.11.3 Armatures parallèles :

$$A// = \frac{A_{\pm}}{2} = 0.49 \text{ cm}^2$$

On adopte **3Ø5 = 0.59 cm²**

St = 30 cm

IV.12 Présentation de ferrailage :

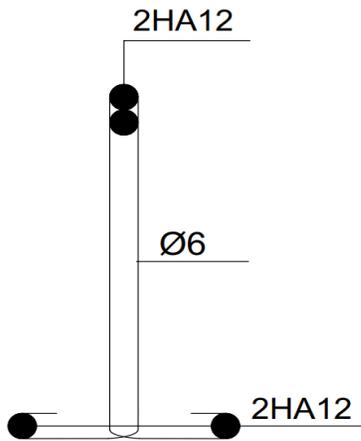


Figure IV.14 Ferrailage de nervure (appui, travée)

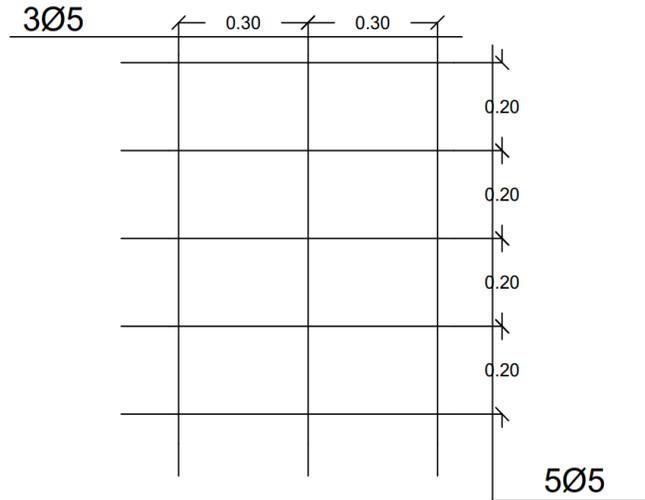


Figure IV.15 Ferrailage de la dalle de compression

Chapitre V
Etude dynamique

V.1 Introduction :

L'étude sismique a pour objectif d'évaluer le comportement des structures sous l'effet des charges dynamiques engendrées par les séismes, conformément aux règles parasismiques algériennes. Cette étude est essentielle pour garantir la sécurité des structures et réduire les risques d'effondrement en cas de séisme.

V.2 Choix de méthode :

Selon le R.P.A03 on a 3 méthodes

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode par accélérogramme

V.2.1 Méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

V.2.2 Classification d'ouvrage :

L'implantation est dans la wilaya d'Oran en zone IIa

L'usage est pour habitation donc le groupe d'usage 2

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie (S3)

La hauteur de la structure est 33.66 m

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale

V.2.2 Spectre de réponse :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Tell que :

A : Coefficient d'accélération de zone

η : Coefficient de correction d'amortissement

Q : Facteur de qualité

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

R : Coefficient de comportement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 RPA99 03

D'après le R.P.A99 03 (tableau 4.7) on a :

Sol meuble (S3) donc :

$$T_1 = 0.15 \text{ s}, T_2 = 0.5 \text{ s}$$

$$A = 0.15$$

$$\xi = 10\%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0.765$$

R : Coefficient de comportement donné par le tableau 4.3 RPA99/03

D'après le Robot Structural Analysis on a :

$$N_v \text{ (l'effort normale sur les voiles)} = 22733.1 \text{ KN}$$

$$N_t \text{ (l'effort normale totale)} = 193908.88 \text{ KN}$$

$$\frac{N_v}{N_t} = \frac{22733.1}{193908.88} = 0.12 < 0.2$$

Donc le type de contreventement est mixte, **R = 5**

D'après le RPA99/03 Art 3.4.4.a :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux ; les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage

Le facteur de qualité Q est déterminée par :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_i$$

Tell que :

P : facteur de pénalité

Sa valeur est donnée d'après le tableau 4.4 RPA99/03

Tableau V.1 Facteur de pénalité

<i>Critère</i>	<i>P</i>
<i>Condition minimale sur les files de contreventement</i>	0.05
<i>Redondance en plan</i>	0.05
<i>Régularité en plan</i>	0.05
<i>Régularité en élévation</i>	0
<i>Contrôle de qualité des matériaux</i>	0.05
<i>Contrôle de qualité de l'exécutions</i>	0

$$Q_x = Q_y = 1.2$$

V.3 Période fondamentale de structure :

Sa valeur peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques

La formule empirique est :

$$T_{emp} = \min \left(C_t \times H_n^{\frac{3}{4}} ; 0.09 \times \frac{H_n}{\sqrt{L}} \right)$$

Tell que :

C_t : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 RPA99/03

H_n : Hauteur totale de la structure

$$C_t \times H_n^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times 33.66^{\frac{3}{4}} = 0.699 \text{ s}$$

$$0.09 \times \frac{H_n}{\sqrt{L_x}} = 0.09 \times \frac{33.66}{\sqrt{18}} = 0.714 \text{ s}$$

$$0.09 \times \frac{H_n}{\sqrt{L_y}} = 0.09 \times \frac{33.66}{\sqrt{14.8}} = 0.787 \text{ s}$$

$$T_{emp} = 0.698 \text{ s}$$

V.4 Analyse de la structure initiale :

V.4.1 Représentation des résultats de la méthode modale spectrale et commentaires :

La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :

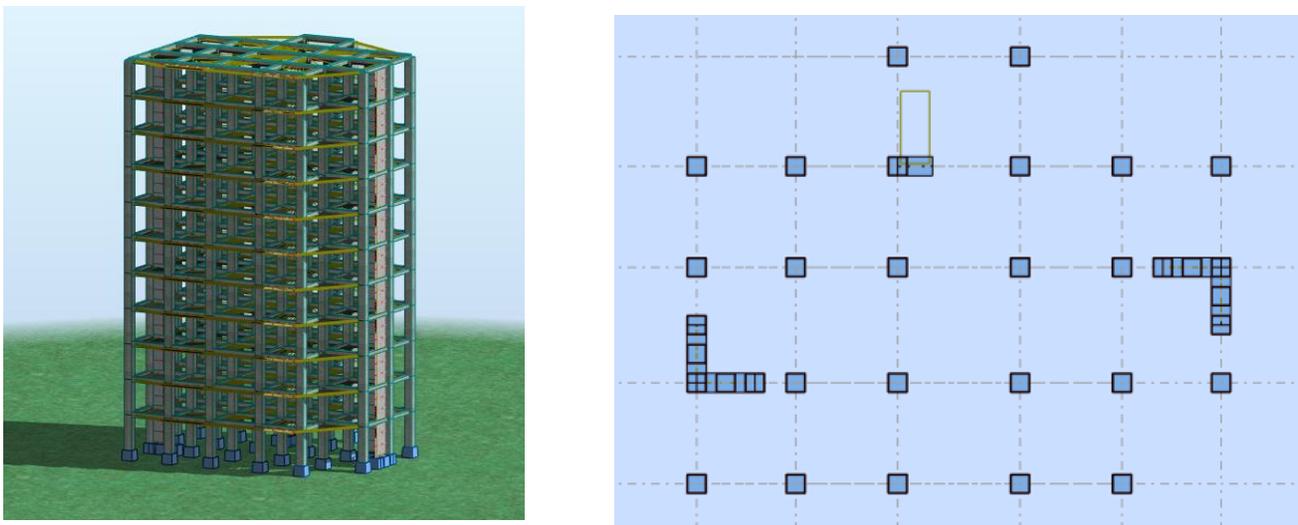


Figure V.1 Répartition des voiles

Le système proposé se présente comme suit :

- 2 voiles longitudinaux de 15 cm d'épaisseur
- 2 voiles transversaux de 15 cm d'épaisseur

L'analyse automatique de la variante initiale en utilisant le logiciel Robot a donné les résultats suivants :

V.4.2 Interprétation des résultats :

Tableau V.2. Période et les modes propres

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
5/ 1	1.94	0.52	0.14	77.49	0.14	77.49	3338441.29	3338441.29
5/ 2	2.28	0.44	79.68	77.68	79.54	0.19	3338441.29	3338441.29
5/ 3	2.56	0.39	79.82	77.68	0.14	0.00	3338441.29	3338441.29
5/ 4	6.16	0.16	79.83	91.60	0.00	13.91	3338441.29	3338441.29
5/ 5	7.00	0.14	92.09	91.60	12.27	0.00	3338441.29	3338441.29
5/ 6	7.77	0.13	92.11	91.60	0.01	0.00	3338441.29	3338441.29
5/ 7	11.27	0.09	92.13	95.41	0.03	3.81	3338441.29	3338441.29
5/ 8	12.37	0.08	95.70	95.45	3.57	0.04	3338441.29	3338441.29

La période fondamentale de la structure $T_{analytique} = 0.52$ s

Le 1^{er} mode de translation selon l'axe (Y), avec une masse modale de 77.49%

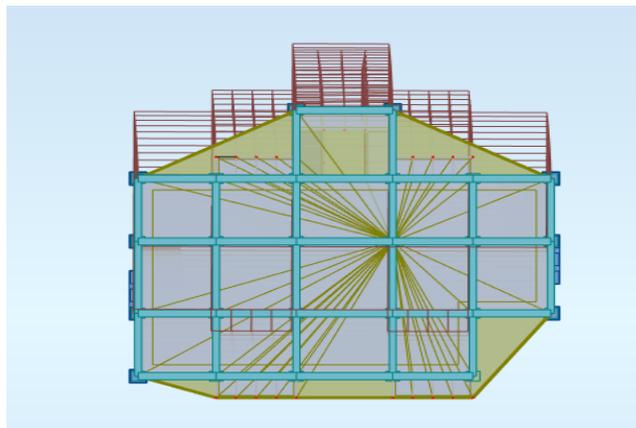


Figure V.2 Mode 1 Translation selon Y

Le 2^{ème} mode de translation selon l'axe (X), avec une masse modale de 79.54%

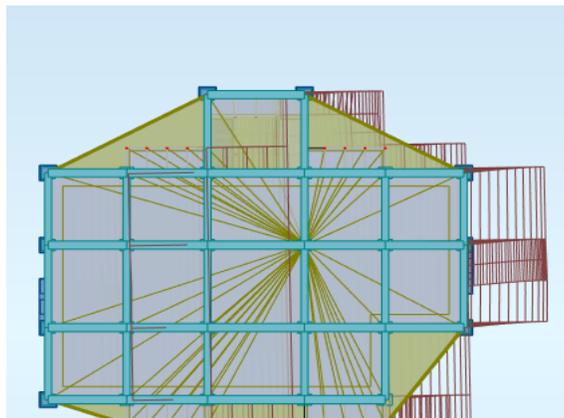


Figure V.3. Mode 2 Translation selon X

Le 3^{ème} mode c'est rotation

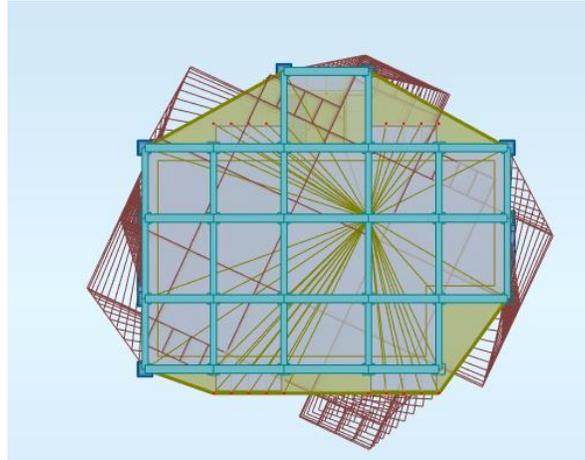


Figure V.4. Mode 3 torsion

La période :

$$T_{\text{emp}} = 0.699 \text{ s} > T_{\text{analytique}} = 0.51 \text{ s}$$

$$\text{Donc } T = T_{\text{emp}} = 0.699 \text{ s}$$

Les 3 premier modes :

V.5 Calcul de force sismique totale par la méthode statique équivalente :

D'après le RPA99/03 Art 4.2.3 (Calcul de la force sismique totale) on a :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$\text{On a : } A = 0.15$$

$$R = 5$$

$$Q = 1.2$$

D (facteur d'amplification dynamique) :

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3\text{sec} \end{cases}$$

Sol meuble (S3) donc : $T_1 = 0.15$ s, $T_2 = 0.5$ s

$T_2 = 0.5$ s < $T_x = 0.699$ s < 3 s

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0.763$$

$$D_x = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D_x = 1.527 = D_y$$

W : poids totaux de la structure

$$W = \sum W_i$$

$$W_i = W_G + \beta \times W_Q$$

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA99/03)

$\beta = 0.2$ (usage d'habitation)

$$W_G = 3227.4 \text{ (T)} ; W_Q = 388.41 \text{ (T)}$$

$$W = 3305.082 \text{ (T)}$$

Tableau V.3 Les résultats des forces sismique

Sens	A	D	Q	R	W(T)	V _{dyn} (T)	V _{st} (T)	0.8V _{st} (T)
X-X	0.15	1.527	1.2	5	3305.082	1702.419	181.710	145.368
Y-Y	0.15	1.527	1.2	5	3305.082	1650.898	181.710	145.368

Donc : $V_{dyn} > 0.8V_{st}$ Condition vérifier

V.6 Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

Selon RPA99/03 Art 4.2.5

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$F_t = 0.07 \times T \times V \quad \text{si } T > 0.7 \text{ s}$$

$$F_t = 0 \quad \text{si } T < 0.7 \text{ s}$$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i \times H_i}{\sum W_i \times H_i}$$

H_i : niveau du plancher

H_j : niveau d'un plancher quelconque

V.6.1 Sens Y :

$$T = 0.52 \text{ s} < 0.7 \text{ s} ; \quad F_t = 0$$

$$V = 1650.898 \text{ (T)}$$

Tableau V.4 Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens Y

Niveau	W_i (T)	H_i (m)	$W_i \times H_i$	$\sum W_i \times H_i$	$V - F_t$	F_i (T)	V_i (T)
RDC	443.21	3.06	1356.2226	88307.6832	1650.898	25.3543644	1650.898
1	443.21	6.12	2712.4452	88307.6832	1650.898	50.7087288	1625.54364
2	443.21	9.18	4068.6678	88307.6832	1650.898	76.0630932	1574.83491
3	443.21	12.24	5424.8904	88307.6832	1650.898	101.417458	1498.77181
4	443.21	15.3	6781.113	88307.6832	1650.898	126.771822	1397.35436
5	443.21	18.36	8137.3356	88307.6832	1650.898	152.126186	1270.58253
6	443.21	21.42	9493.5582	88307.6832	1650.898	177.480551	1118.45635
7	443.21	24.48	10849.781	88307.6832	1650.898	202.834915	940.975797
8	443.21	27.54	12206.003	88307.6832	1650.898	228.189279	738.140882
9	443.21	30.60	13562.226	88307.6832	1650.898	253.543644	509.951603
10	407.47	33.66	13715.44	88307.6832	1650.898	256.407959	256.407959

V.6.2 Sens X :

$T = 0.44 \text{ s} ; \quad F_t = 0$

$V = 1702.419 \text{ (T)}$

Tableau V.5. Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens X

NIVEAU	WI (T)	HI (M)	WI × HI	$\sum w_j$ × H _j	V - F _T	FI (T)	VI (T)
RDC	443.21	3.06	1356.2226	88307.6832	1702.419	26.1456199	1702.419
1	443.21	6.12	2712.4452	88307.6832	1702.419	52.2912399	1676.27338
2	443.21	9.18	4068.6678	88307.6832	1702.419	78.4368598	1623.98214
3	443.21	12.24	5424.8904	88307.6832	1702.419	104.58248	1545.54528
4	443.21	15.3	6781.113	88307.6832	1702.419	130.7281	1440.9628
5	443.21	18.36	8137.3356	88307.6832	1702.419	156.87372	1310.2347
6	443.21	21.42	9493.5582	88307.6832	1702.419	183.01934	1153.36098
7	443.21	24.48	10849.781	88307.6832	1702.419	209.164959	970.341642
8	443.21	27.54	12206.003	88307.6832	1702.419	235.310579	761.176682
9	443.21	30.60	13562.226	88307.6832	1702.419	261.456199	525.866103
10	407.47	33.66	13715.44	88307.6832	1702.419	264.409903	264.409903

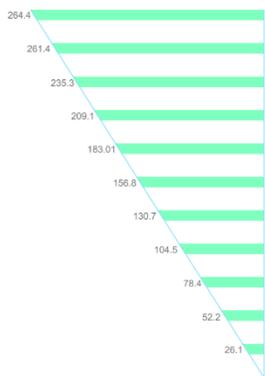


Figure V.6 Les forces sismique sens X

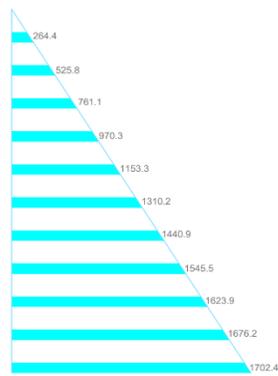


Figure V.8. Les Efforts tranchants sens X



Figure V.7 Les forces sismique sens Y

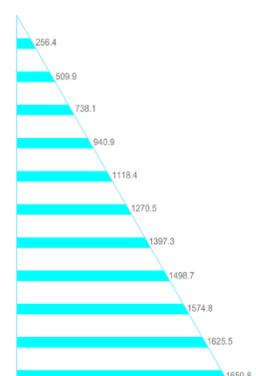


Figure V.5. Les Efforts tranchants sens Y

V.7 Vérification de déplacement :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ck}$$

δ_k : déplacement horizontal à chaque niveau de la structure

δ_{ck} : déplacement du aux forces sismique Fi

R : coefficient de comportement

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Δ_k : Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1

D'après le RPA99/03 Art 5.10 :

$$\Delta_k \leq 0.01 \times H_e$$

$$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$$

Δ_{adm} : déplacement admissible

$$\Delta_{adm} = 0.01 \times H_e = 0.01 \times 3.06 = 3.06 \text{ cm}$$

V.7.1 Sens X :

Tableau V.6. Déplacements selon le sens X

Etage	δ_k	Δ_{adm}	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
RDC	0.3	3.06	CV
1	0.3	3.06	CV
2	0.3	3.06	CV
3	0.3	3.06	CV
4	0.3	3.06	CV
5	0.3	3.06	CV
6	0.3	3.06	CV
7	0.2	3.06	CV
8	0.2	3.06	CV
9	0.2	3.06	CV
10	0.1	3.06	CV

V.7.2 Sens Y :*Tableau V.7. Déplacements selon le sens Y*

<i>Etage</i>	δ_k	Δ_{adm}	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
<i>RDC</i>	0.3	3.06	CV
<i>1</i>	0.4	3.06	CV
<i>2</i>	0.4	3.06	CV
<i>3</i>	0.4	3.06	CV
<i>4</i>	0.4	3.06	CV
<i>5</i>	0.4	3.06	CV
<i>6</i>	0.4	3.06	CV
<i>7</i>	0.3	3.06	CV
<i>8</i>	0.3	3.06	CV
<i>9</i>	0.3	3.06	CV
<i>10</i>	0.2	3.06	CV

V.8 Justification de l'effet P- Δ :

Selon Art 5.9 du RPA99/03

$$\emptyset = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_k \times H_k} \leq 0.1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau K

$$P_k = \sum(WG_i + \beta WQ_i)$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau K

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1

H_k : Hauteur de l'étage K

V.8.1 Sens Y :Tableau V.8.L'effet P- Δ selon le sens Y

<i>Etage</i>	<i>Pk</i>	ΔK	<i>Vk</i>	<i>Hk</i>	\emptyset	$\emptyset \leq 0.1$
<i>RDC</i>	3305.172	0.3	1650.898	306	0.002	CV
<i>1</i>	2973.142	0.4	1625.54364	306	0.002	CV
<i>2</i>	2669.914	0.4	1574.83491	306	0.002	CV
<i>3</i>	2366.686	0.4	1498.77181	306	0.002	CV
<i>4</i>	2063.459	0.4	1397.35436	306	0.002	CV
<i>5</i>	1760.231	0.4	1270.58253	306	0.002	CV
<i>6</i>	1457.004	0.4	1118.45635	306	0.002	CV
<i>7</i>	1153.776	0.3	940.975797	306	0.001	CV
<i>8</i>	850.548	0.3	738.140882	306	0.001	CV
<i>9</i>	547.321	0.3	509.951603	306	0.001	CV
<i>10</i>	243.635	0.2	256.407959	306	0.001	CV

V.8.2 Sens X :Tableau V.9. L'effet P- Δ selon le sens X

<i>Etage</i>	<i>Pk</i>	ΔK	<i>Vk</i>	<i>Hk</i>	\emptyset	$\emptyset \leq 0.1$
<i>RDC</i>	3305.172	0.3	1702.419	306	0.002	CV
<i>1</i>	2973.142	0.3	1676.27338	306	0.002	CV
<i>2</i>	2669.914	0.3	1623.98214	306	0.002	CV
<i>3</i>	2366.686	0.3	1545.54528	306	0.002	CV
<i>4</i>	2063.459	0.3	1440.9628	306	0.001	CV
<i>5</i>	1760.231	0.3	1310.2347	306	0.001	CV
<i>6</i>	1457.004	0.3	1153.36098	306	0.001	CV
<i>7</i>	1153.776	0.2	970.341642	306	0.001	CV
<i>8</i>	850.548	0.2	761.176682	306	0.001	CV
<i>9</i>	547.321	0.2	525.866103	306	0.001	CV
<i>10</i>	243.635	0.1	264.409903	306	0.0001	CV

Donc l'effet P- Δ est négligeable pour les deux directions

V.9 Vérification au renversement :

On a l'ancrage 1.5 m

D'après le RPA99/03 Art 4.41

La vérification se fera pour les deux sens d'après :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

M_r : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales

$$M_r = \sum F_i \times H_i$$

M_s : Moment stabilisateur provoqué par les charges verticales

$$M_s = W \times \frac{L_{x,y}}{2}$$

W : Le poids total de la structure

L : dimension de la structure (largeur x ou longueur y)

V.9.1 Sens X :

Tableau V.4.Moment renversement

<i>Etage</i>	<i>H_i</i>	<i>Fix</i>	<i>M_r</i>
<i>RDC</i>	4.56	26.1456199	119.224027
<i>1</i>	7.62	52.2912399	398.459248
<i>2</i>	10.68	78.4368598	837.705663
<i>3</i>	13.74	104.58248	1436.96328
<i>4</i>	16.8	130.7281	2196.23208
<i>5</i>	19.86	156.87372	3115.51208
<i>6</i>	22.92	183.01934	4194.80327
<i>7</i>	25.98	209.164959	5434.10563
<i>8</i>	29.04	235.310579	6833.41921
<i>9</i>	32.1	261.456199	8392.74399
<i>10</i>	35.16	264.409903	9296.65219

$$M_r = 42255.8207 \text{ T.m}$$

$$M_s = W \times X_g$$

Tableau V.5. Moment stabilisateur

Etage	W	X _g	M _s
RDC	3305.172	8.69	28721.94468
1	2973.142	8.69	25836.60398
2	2669.914	8.69	23201.55266
3	2366.686	8.69	20566.50134
4	2063.459	8.69	17931.45871
5	1760.231	8.69	15296.40739
6	1457.004	8.69	12661.36476
7	1153.776	8.69	10026.31344
8	850.548	8.69	7391.26212
9	547.321	8.69	4756.21949
10	243.635	8.65	2107.44275

$$M_s = 168497.0713 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{168497.0713}{42255.8207} = 3.99 \geq 1.5 \text{ Condition vérifiée}$$

V.9.2 Sens Y :

Tableau V.6. Moment renversement

Etage	H _i	F _{iy}	M _r
RDC	4.56	25.3543644	115.615902
1	7.62	50.7087288	386.400513
2	10.68	76.0630932	812.353835
3	13.74	101.417458	1393.47587
4	16.8	126.771822	2129.76661
5	19.86	152.126186	3021.22605
6	22.92	177.480551	4067.85423
7	25.98	202.834915	5269.65109
8	29.04	228.189279	6626.61666
9	32.1	253.543644	8138.75097
10	35.16	256.407959	9015.30384

$$M_r = 40977.0156 \text{ T.m}$$

$$M_s = W \times Y_g$$

Tableau V.7. Moment stabilisateur

Etage	W	X_g	M_s
RDC	3324.988	6.55	21681.92832
1	2992.508	6.55	19474.0801
2	2687.479	6.55	17487.9367
3	2382.449	6.55	15501.7933
4	2077.42	6.55	13515.65645
5	1772.391	6.55	11529.51305
6	1467.362	6.55	9543.3762
7	1162.333	6.55	7557.2328
8	857.304	6.55	5571.0894
9	552.275	6.55	3584.95255
0	246.788	6.16	1491.0462

$$M_s = 126938.6051 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{127781.348}{41863.5386} = 3.1 \geq 1.5 \text{ Condition vérifiée}$$

V.10 Conclusion :

Après les simulations, nous avons opté pour une variante pour laquelle nous avons obtenu des résultats satisfaisants à travers les résultats obtenus et les vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique ; les dimensions finales des éléments principales sont :

Tableau V.8. Les section des éléments porteurs

Elément	Epaisseur	Section
Poteau	/	55×60
Poutre principale	/	40×45
Poutre secondaire	/	30×30
Voile	15	/

Note : Nous avons calculé le vent et sa force était faible par rapport à la force sismique, c'est pourquoi nous n'avons pas inclus le chapitre de vent.

Chapitre VI
Ferraillage des éléments structuraux

VI.1 Ferraillage de poteau :

On a les caractéristiques des matériaux suivant :

Béton :

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

$$\sigma_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bacc} = 18.5 \text{ MPa}$$

Acier :

FeE 400

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sacc} = 400 \text{ MPa}$$

VI.1.1 Calcul de ferraillage :

Les sollicitations :

Tableau VI.1 Les sollicitations

ELU		ELS		G+Q+E		0.8G±E	
N_{max}	M_{cors}	N_{max}	M_{cors}	N_{cors}	M_{max}	N_{min}	M_{cors}
(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)
1837.83	23.65	1346.41	17.16	1263.65	123.96	37.16	20.10

VI.1.1.1 Armatures longitudinales :

VI.1.1.1.1 ELU :

Les sections soumises à un effort normal de compression sont justifiées vis-à-vis de E.L.U.R de forme en adoptant une excentricité totale de calcul $e_t = e_1 + e_2$

Cependant il est possible de tenir compte des effets du second ordre de façon forfaitaire lorsque :

$$\frac{L_f}{H} < \text{Max} \left(15 ; 20 \frac{e_1}{h} \right)$$

Avec :

H : hauteur totale de la structure dans la direction du flambement

e_1 : excentricité de la résultante des contraintes normales ; y compris l'excentricité additionnelle

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques des efforts appliqués

$$e_a = \max \left(2\text{cm}, \frac{L}{250} \right)$$

Donc $e_a = 2 \text{ cm}$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liée à la déformation de la structure

$$e_2 = \frac{3 L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \times \Theta)$$

α : le rapport du moment du premier ordre, du aux charges permanentes et quasi permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1

Θ : le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égale à 2

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{23.65}{1837.83} = 0.013 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.013 + 0.02 = 0.033 \text{ m}$$

$$L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{2.14}{0.60} = 3.56$$

$$\text{Max} \left(15 ; 20 \times \frac{e_1}{h} \right)$$

$$\frac{e_1}{h} = \frac{0.033}{0.6} = 0.055$$

$$0.055 \times 20 = 1.1$$

$$\frac{L_f}{h} = 3.56 < 15$$

Donc l'effet de second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h} = 12.33 < 50$$

On a $\lambda < 50$ donc :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.82$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.6} (2 + 0.82 \times 0.02)$$

$$e_2 = 0.004 \text{ m}$$

$$e_t = e_1 + e_2$$

$$e_t = 0.037 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{ELU}} \times e = 1837.83 \times 0.037 = 68 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{max}} = 1837.83 \text{ KN} ; M_{\text{cors}} = 68 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 68 + 1837.83 \times (0.57 - 0.6/2)$$

$$M_{\text{ua}} = 564.21 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{ua}}}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$\mu = \frac{564.21 \times 10^6}{550 \times 570^2 \times 14.2} = 0.222 < \mu_1 = 0.48$$

La section est partiellement comprimée, le calcul selon la flexion simple

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$\mu = \frac{564.21 \times 10^6}{550 \times 570^2 \times 14.2} = 0.222 < \mu_1 = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.222}) = 0.317$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.317 = 0.87$$

$$A_{u1} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_{u1} = \frac{564.21 \times 10^6}{348 \times 0.87 \times 570} = 32.7 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_s} = 32.7 - \frac{1837.83 \times 10^3}{100 \times 348} = - 20.11 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage est nul

VI.1.1.1.2 G+Q+E :

$$M_{\max} = 123.96 \text{ KN.m} ; N_{\text{cors}} = 1263.65 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{123.96}{1263.65} = 0.09 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.09 + 0.02 = 0.11 \text{ m}$$

$$e_2 = 0.004 \text{ m}$$

$$e_t = 0.114 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \times e = 1263.65 \times 0.114 = 144.05 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{corr}} = 1263.65 \text{ KN} ; M_{\max} = 144.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ua}} = M + N \times (d - h/2) = 144.05 + 1263.65 \times (0.57 - 0.6/2)$$

$$M_{\text{ua}} = 485.23 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{ua}}}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$\mu = \frac{485.23 \times 10^6}{550 \times 570^2 \times 18.5} = 0.146 < \mu_1 = 0.48$$

La section est partiellement comprimée, le calcul selon la flexion simple

$$\mu = \frac{M_{\text{ua}}}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$\mu = \frac{485.23 \times 10^6}{550 \times 570^2 \times 18.5} = 0.146 < \mu_1 = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.146}) = 0.198$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.198 = 0.92$$

$$A_{u1} = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_{u1} = \frac{485.23 \times 10^6}{400 \times 0.92 \times 570} = 23.13 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_s} = 23.13 - \frac{1263.65 \times 10^3}{100 \times 400} = - 8.46 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage est nul.

VI.1.1.1.3 0.8G+E :

$$N_{\min} = 37.16 \text{ KN} ; M_{\text{cors}} = 20.10 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{20.10}{37.16} = 0.54 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.54 + 0.02 = 0.56 \text{ m}$$

$$e_2 = 0.004 \text{ m}$$

$$e_t = 0.564 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \times e = 37.16 \times 0.564 = 21 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\min} = 37.16 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 21 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 21 + 37.16 \times (0.57 - 0.6/2)$$

$$M_{ua} = 31.03 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$\mu = \frac{31.03 \times 10^6}{550 \times 570^2 \times 18.5} = 0.009 < \mu_1 = 0.48$$

La section est partiellement comprimée, le calcul selon la flexion simple

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$\mu = \frac{31.03 \times 10^6}{550 \times 570^2 \times 18.5} = 0.009 < \mu_1 = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.009}) = 0.0113$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.0113 = 0.99$$

$$A_{u1} = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_{u1} = \frac{31.03 \times 10^6}{400 \times 0.99 \times 570} = 1.37 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_s} = 1.37 - \frac{37.16 \times 10^3}{100 \times 400} = 0.44 \text{ cm}^2$$

VI.1.1.1.4 Vérification de section selon RPA99/03 :

$$A_{min} = 0.8\% (b \times h) = 0.008 (55 \times 60) = 26.4 \text{ cm}^2$$

VI.1.1.1.5 Condition de non fragilité BAEL91 :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 55 \times 57 \times \frac{2.1}{400} = 3.78 \text{ cm}^2$$

Choix de l'armatures :

On a $A_{max} = 26.4 \text{ cm}^2$

On adopte : $6HA20 + 4HA16 = 18.85 + 8.04 = \mathbf{26.89 \text{ cm}^2}$

VI.1.1.2 Vérification à L'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser}, M_{ser})

La contrainte du béton est limitée par : 15 MPa

La contrainte de l'acier est limitée par : 400 MPa

$N_{max} = 1346.41 \text{ KN}; M_{cors} = 17.16 \text{ KN.m}$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{17.16}{1346.41} = 0.013 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = 0.1 \text{ m} > e_0$$

La section est entièrement comprimée

$$B_0 = b \times h + 15 \times (A_1 + A_2)$$

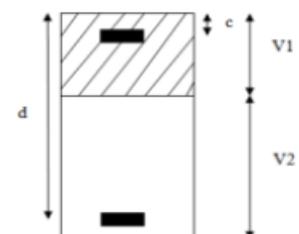


Figure VI.1. Section de poteau

$$B_0 = 55 \times 60 + 15 \times (28.9)$$

$$B_0 = 3733.5$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[\frac{bh^2}{2} + 15 \times (A_1 \times c + A_2 \times d) \right]$$

$$V_1 = \frac{1}{3733.5} \times \left[\frac{55 \times 60^2}{2} + 15 \times (18.85 \times 3 + 10.05 \times 57) \right]$$

$$V_1 = 29.04 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_1 (V_1 - c_1)^2 + A_1 (V_1 - c_1)^2$$

$$I_{xx} = \frac{55}{3} \times (29.04^3 + 29.04^3) + 15 \times 18.85 \times (29.04 - 3)^2 + 18.85 \times (29.04 - 3)^2$$

$$I_{xx} = 1102478.25 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{MG}{I_{xx}}$$

$$M_G = 17.16 \text{ KN.m}$$

$$K = \frac{17.16 \times 10^6}{110247825} = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times V_1$$

$$\sigma_0 = \frac{N}{100 \times B_0} = \frac{1346.41 \times 10^3}{100 \times 3733.5} = 3.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.4 + 0.16 \times 29.04$$

$$\sigma_b = 8.04 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures déterminées pour l'ELUR conviennent.

Fissuration est préjudiciable, alors la vérification de σ_s à l'ELS est :

$$\sigma_s^1 = 15 \times [\sigma_0 + K \times (V_1 - c)] = 15 \times [3.6 + 0.16 \times (29.04 - 30)] = 51.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15 \times [\sigma_0 + K \times (d - V_1)] = 15 \times [3.6 + 0.16 \times (29.04 - 570)] = 13.1 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } (\sigma_s^1, \sigma_s^2) < 400 \text{ MPa}$$

VI.1.1.3 Vérification de l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armature pour tous les poteaux.

$$V_{\max} = 122.54 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{122.54 \times 10^3}{550 \times 600} = 0.37 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Uadm} = \min \left(\frac{0.2 F_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_{Uadm} = 3.33 \text{ MPa} > \tau_U = 0.37 \text{ MPa}$$

VI.1.1.4 Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{H_1 \times F_e}$$

Tell que :

V_u : l'effort tranchant de calcul

H_1 : hauteur totale de la section brute

ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2.5 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3.75 dans le cas contraire

S_t : l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min} (10\emptyset_1, 15 \text{ cm}) \text{ en zone II}$$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq 15\emptyset_1 \text{ en zone II}$$

Où \emptyset_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

La quantité d'armatures transversales minimale en % est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : \quad 0.3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : \quad 0.8\%$$

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

λ_g est l'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{h} \right)$$

$$\lambda_g = \left(\frac{2.14}{0.55} = 3.89, \frac{2.14}{0.6} = 3.56 \right) < 5$$

Donc $\rho = 3.75$

Selon RPA99/03 Art 7.4.2.2 Zone II :

Dans la zone nodale :

$St \leq \text{Min}(10\emptyset_1, 15 \text{ cm})$ en zone II

Dans la zone courante :

$St \leq 15\emptyset_1$ en zone II

On adopte dans la zone nodale $St = 10 \text{ cm}$

dans la zone courante $St = 15 \text{ cm}$

Alors :

En zone nodale

$$\frac{At}{St} = \frac{\rho \times Vu}{h1 \times Fe}$$

$$At = \frac{\rho \times Vu \times St}{h1 \times Fe} = \frac{3.75 \times 122540 \times 100}{600 \times 400} = 1.91 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Vérification des armatures minimales Zone II

Où \emptyset_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

La quantité d'armatures transversales minimale en % est donnée comme suit :

Si : $\lambda_g \geq 5$: 0.3%

Si : $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

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

Zone nodale :

$$\frac{A_t}{S_t \times b} \geq 0.3\%, A_t = 0.003 \times 10 \times 55 = 1.65 \text{ cm}^2$$

Zone courante :

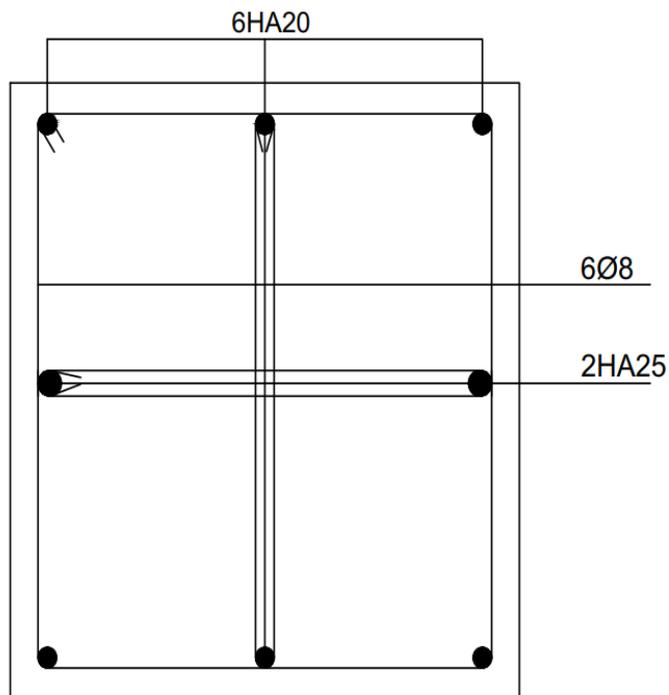
$$\frac{A_t}{S_t \times b} \geq 0.3\%, A_t = 0.003 \times 15 \times 55 = 2.48 \text{ cm}^2$$

Soit : $5\emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}^2$

$S_t \leq \min (15\emptyset l; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$S_t \leq \min (37.5 \text{ cm}; 40 \text{ cm} ; 65 \text{ cm})$

VI.1.2 Présentation de ferrailage :



Figures VI.2. Ferrailage de poteau

VI.2 Ferrailage de poutres :*VI.2.1 Poutre principale :**VI.2.1.1 Calcul de ferrailage :**VI.2.1.1.1 Travée :*

$$M_t = 12.49 \text{ KN.m}$$

Le section (40*45) cm²

L'enrobage

En prend c = 3 cm

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$\mu = \frac{12.49 \times 10^6}{400 \times 420^2 \times 14.2} = 0.012 < \mu_1 = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.012}) = 0.015$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.015 = 0.99$$

$$A_{u1} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_{u1} = \frac{12.49 \times 10^6}{348 \times 0.99 \times 420} = 0.86 \text{ cm}^2$$

VI.2.1.1.2 Appui :

$$M_a = 55.25 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$\mu = \frac{55.25 \times 10^6}{400 \times 420^2 \times 18.5} = 0.055 < \mu_1 = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.055}) = 0.070$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.070 = 0.97$$

$$A_{u1} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_{u1} = \frac{55.25 \times 10^6}{348 \times 0.97 \times 420} = 3.89 \text{ cm}^2$$

VI.2.1.2 Vérification :

VI.2.1.2.1 ELS :

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivant est vérifiée

$$\alpha \leq \alpha_{adm} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$$

Tableau VI.2 Les sollicitations

	M	M _{ser}	γ	α	α _{adm}	Condition
Travée	12.49	9.25	1.35	0.015	0.42	c.v
Appui	55.25	18.5	2.98	0.07	1.24	c.v

VI.2.1.2.2 Pourcentage minimale d'après le RPA99/03 :

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h$$

$$A_{min} = 9 \text{ cm}^2$$

VI.2.1.2.3 Pourcentage minimale d'après le BAEL91 :

$$A_{min} = 0.1\% (b \times h)$$

$$A_{min} = 0.001 \times 40 \times 45 = 1.8 \text{ cm}^2$$

VI.2.1.2.4 Condition de non fragilité CBA93 :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{tj}}{F_e} = 2.02 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.3. Résumé des résultats

	A _{cal}	A _{BAEL}	A _{CBA}	A _{RPA}	A _{ADOPT}
Travée	0.86	1.8	2.02	9	5HA16 = 10.05
Appui	3.89	1.8	2.02	9	5HA10 = 10.05

VI.2.1.3 Vérification de flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{45}{360} = 0.125 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 \quad \text{Condition vérifier}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{F_e}$$

$$\frac{4.52}{40 \times 42} = 0.005 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ Condition vérifier}$$

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

$$\frac{45}{360} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ Condition vérifier}$$

VI.2.1.4 Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u = 54.3 \text{ KN}$$

$$T_U = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{54.3 \times 10^3}{400 \times 420} = 0.32 \text{ MPa}$$

$$T_{Uadm} = \min \left(\frac{0.2 F_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$T_{Uadm} = 3.33 \text{ MPa} > T_U = 0.32 \text{ MPa}$$

VI.2.1.5 Armatures transversales :

VI.2.1.5.1 Zone courante :

RPA93/03

$$St \leq \frac{h}{2}$$

$$St \leq \frac{45}{2}$$

$$St \leq 22.5$$

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

VI.2.1.5.2 Zone nodale :

RPA99/03

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$St \leq \min (11.25 ; 14.4 ; 30 \text{ cm})$$

$$St = 10 \text{ cm}$$

VI.2.1.5.3 Section d'armature transversale :

BAEL91

$$St \leq \frac{At \times Fe}{0.4 \times b_0}$$

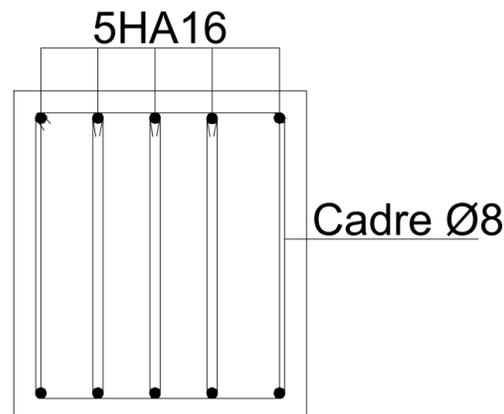
$$At \geq \frac{St \times 0.4 \times b_0}{Fe} = 0.4 \text{ cm}^2$$

Condition exigée par le RPA99/03

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$At = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 \text{ Zone nodale}$$

$$At = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2 \text{ Zone courante}$$

Soit cadre de 5Ø8 = 2.51 cm²VI.2.1.6 Présentation de ferrailage :

Figures VI.3. Ferrailage de poutre principales

VI.2.2 Poutre secondaire :VI.2.2.1 Calcul de ferrailage :VI.2.2.1.1 Travée :

$$Mt = 28.22 \text{ KN.m}$$

Le section (30*30) cm²

L'enrobage :

En prend $c = 3 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$\mu = \frac{28.22 \times 10^6}{300 \times 270^2 \times 14.2} = 0.090 < \mu_1 = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.09}) = 0.118$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.118 = 0.95$$

$$A_{u1} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_{u1} = \frac{28.22 \times 10^6}{348 \times 0.95 \times 270} = 3.16 \text{ cm}^2$$

VI.2.2.1.2 Appui :

$M_a = 41.24 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$\mu = \frac{41.24 \times 10^6}{300 \times 270^2 \times 18.5} = 0.101 < \mu_1 = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.101}) = 0.133$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.133 = 0.94$$

$$A_{u1} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_{u1} = \frac{41.24 \times 10^6}{400 \times 0.94 \times 270} = 4.06 \text{ cm}^2$$

VI.2.2.2 Vérification :

VI.2.2.2.1 ELS :

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée

$$\alpha \leq \alpha_{adm} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$$

Tableau VI.4. Résumé des résultats

	M	M_{ser}	γ	α	α_{adm}	Condition
Travée	28.22	20.62	0.68	0.118	0.43	c.v
Appui	41.24	37.26	1.1	0.133	0.3	c.v

VI.2.2.2.2 Pourcentage minimale d'après le RPA99/03 :

$$A_{min} = 0.5\% (b * h)$$

$$A_{min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

VI.2.2.2.3 Pourcentage minimale d'après le BAEL91 :

$$A_{min} = 0.1\% (b \times h)$$

$$A_{min} = 0.001 \times 30 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

VI.2.2.2.4 Condition de non fragilité CBA93 :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{tj}}{F_e} = 0.97 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.5. Résumé des résultats

	A_{cal}	A_{BAEL}	A_{CBA}	A_{RPA}	A_{ADOPT}
Travée	3.16	0.9	0.97	4.5	4HA12 = 4.52
Appui	4.06	0.9	0.97	4.5	4HA12 = 4.52

VI.2.2.3 Vérification de flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{30}{345} = 0.087 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 \quad \text{Condition vérifier}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{F_e}$$

$$\frac{4.42}{30 \times 27} = 0.005 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifier}$$

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

$$\frac{30}{345} = 0.087 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifier}$$

VI.2.2.4 Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u = 44.64 \text{ KN}$$

$$T_U = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{44.64 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.55 \text{ MPa}$$

$$T_{Uadm} = \min \left(\frac{0.2 F_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$T_{Uadm} = 3.33 \text{ MPa} > T_U = 0.55 \text{ MPa}$$

*VI.2.2.5 Armatures transversales :**VI.2.2.5.1 Zone courante :*

RPA99/03

$$St \leq \frac{h}{2}$$

$$St \leq \frac{30}{2}$$

$$St \leq 15$$

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

VI.2.2.5.2 Zone nodale :

RPA99/03

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_1 ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$St \leq \min (7.5 ; 14.4 ; 30 \text{ cm})$$

$$St = 7 \text{ cm}$$

VI.2.2.5.3 Section d'armature transversale :

BAEL91

$$St \leq \frac{A_t \times F_e}{0.4 \times b_0}$$

$$A_t \geq \frac{St \times 0.4 \times b_0}{F_e} = 0.21 \text{ cm}^2$$

Condition exigée par le RPA99/03

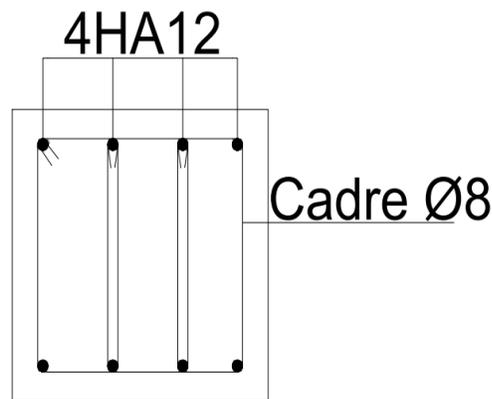
La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ Zone courante}$$

$$A_t = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 7 \times 30 = 0.63 \text{ Zone nodale}$$

Soit cadre de $4\text{Ø}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

VI.2.2.6 Présentation de ferrailage :



Figures VI.4. Ferrailage de poutre secondaire

VI.3 Ferrailage de voile :

VI.3.1 Caractéristique géométrique :

$$a = 0.15 \text{ m} ; L = 2.0 \text{ m}$$

VI.3.2 Calcul des contraintes :

Les sollicitations :

Tableau VI.6 Les sollicitations

$N_{max} (KN)$	$M_{cors} (KN.m)$	$N_{min} (KN)$	$M_{cors} (KN.m)$	$M_{max} (KN.m)$	$N_{cors} (KN)$
1757	345.54	31.52	33.37	345.54	1757

$$\sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{6 \times M}{a \times e^2}$$

$$\sigma_t = \frac{N}{A} - \frac{6 \times M}{a \times e^2}$$

Tableau VI.7. Les contraintes

Cas n°1		Cas n°2		Cas n°3	
σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)
9.31	2.4	9.31	2.4	0.43	- 0.23

On a tous les contraintes inférieures à 18 MPa ; et on a $(\sigma_c ; \sigma_t) > 0$ donc la section est entièrement comprimée

Tel que la section est entièrement comprimée et le béton est bien résister à la compression donc le ferraillage est d'après le RPA99/03

VI.3.3 Calcul de ferraillage :

VI.3.3.1 Le pourcentage minimum d'armatures verticales :

Globalement dans la section du voile : 0.15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1) :

$$A_{minG} = 0.0015 \times a \times L = 0.0015 \times 15 \times 200 = 4.5 \text{ cm}^2$$

On prend : 8HA10 = 6.3 cm²

St = 25 cm

VI.3.3.2 Calcul de l'effort tranchant :

C = 3 cm

$$\tau_u = 1.4 \times \frac{T_{cal}}{b_0 \times d}$$

$$\tau_u = 1.4 \times \frac{233.29 \times 10^3}{150 \times 1970}$$

$\tau_u = 1.10 \text{ MPa}$

La contrainte limite (Selon l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003) est :

$$\tau_{uadm} = 0.2 \times F_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa} > \tau_u = 1.10 \text{ MPa}$$

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement.

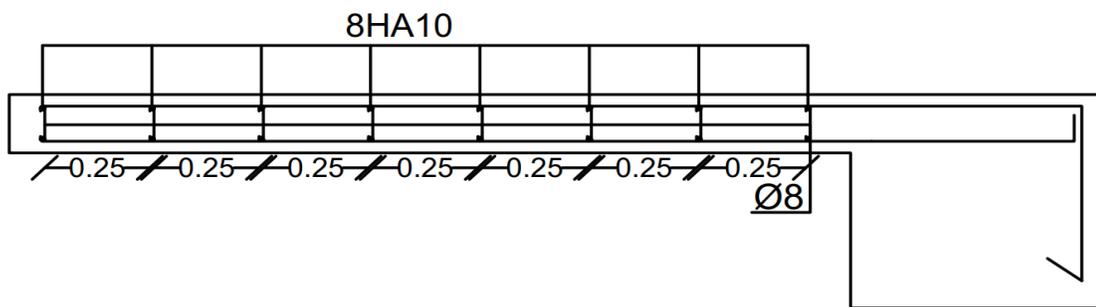
VI.3.4 Armatures transversales :

Le pourcentage minimum de l'armature horizontale pour une bande de 1 m de largeur

Globalement dans la section du voile (RPA99 version 2003) (art 7.7.4.3) :

$$A_{\min G} = 0.0015 \times a \times 1\text{m} = 3\text{ cm}^2$$

On prend : 8Ø8

VI.3.5 Présentation de ferrailage :

Figures VI.5. Ferrailage de voile

Chapitre VII

Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble

VII.2 Choix de type de fondation :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier et enfin on opte pour le choix qui convient. Le bâtiment est à usage d'habitation implanté dans la wilaya d'Oran les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- Contrainte admissible : $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Type de sol : classé dans la catégorie S3 selon le RPA 2003 (site meuble).

VII.3 Type de fondation :

En vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes

$$\frac{S_{radier}}{S_{batiment}} < 50\%$$

$$S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$N_{ser} = 36159 \text{ KN}$$

$$S_{radier} \geq \frac{36159}{200} = 180.8 \text{ m}^2$$

$$S_{batiment} = 266.4 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{radier}}{S_{batiment}} = 67 \% > 50\%$$

VII.4 Radier générale :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre de radier

Prédimensionnement du radier

VII.4.1 Hauteur de radier :

Condition forfaitaire :

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ($L_{max} = 4.2$ m)

$$\frac{L_{max}}{8} \leq H_r \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$\frac{420}{8} \leq H_r \leq \frac{420}{5}$$

$$52.5 \text{ cm} \leq H_r \leq 84 \text{ cm}$$

VII.4.2 Nervures :

$$H_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{420}{10} = 42 \text{ cm} ; H_n \geq 42 \text{ cm}$$

VII.4.3 Dalle de radier :

Une hauteur minimale de 25 cm

$$H_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{420}{20} = 21 \text{ cm}$$

VII.4.4 Condition de rigidité :

Pour un radier, il faut que $Le \geq \frac{2 \times L_{max}}{\pi} = \frac{2 \times 420}{\pi} = 2.67$ m

$$Le = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient de raideur du sol

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

$$K = 4 \text{ Kg/cm}^3$$

$$E = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$Ht \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{max}^4}{E \times n^4}} = 0.43 \text{ m}$$

Donc :

$$Hr = 70 \text{ cm}$$

$$Hn = 55 \text{ cm}$$

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

$$Le = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

$$I = \frac{1 \times 0.6^3}{12} = 0.018 \text{ m}^4$$

$$Le = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.018}{4000 \times 0.9}} = 2.83$$

$$Le \geq 2.67 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.5 Surface de radier :

$$S' = S + D \times 2 \times (Lx + Ly)$$

$$Lx : 18 \text{ m}$$

$$Ly : 14.8 \text{ m}$$

Calcul de débordement D :

$$D \geq \text{Max} \left(\frac{Hr}{2} ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$D \geq \text{Max} (30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$$

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

$$S' = S + D \times 2 \times (Lx + Ly) = 286.1 \text{ m}^2$$

Poids du radier :

$$Prd = (0.25 \times 286.1) \times 25 = 1788.13 \text{ KN}$$

Combinaison d'action :

$$Nu = 49397.26 + 1.35 \times 1788.13 = 51811.2 \text{ KN}$$

$$Ns = 36159 + 1788.13 = 37947.1 \text{ KN}$$

$$S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$S_{bat} = 266.4 \text{ m}^2 < 286.1 \text{ m}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

VII.6 Vérification nécessaire :

VII.6.1 Vérification de contrainte de cisaillement :

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

$$D = 0.9 \times h = 22.5 \text{ cm}$$

$$V_u = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$V_u = 380.3 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{380.3 \times 10^3}{1000 \times 225} = 1.69 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uadm} = \min \left(\frac{0.15 \times FC28}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_{uadm} = 2.5 \text{ MPa} > \tau_u = 1.69 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

VII.6.2 Vérification de stabilité du radier sous $0.8G \pm E$:

Tableau VII.1 Vérification de stabilité de radier

	Sens X	Sens Y
$N \text{ (KN)}$	2107.43	2107.43
$M \text{ (KN.m)}$	132.56	121.12
$e \text{ (m)}$	0.06	0.05
$\frac{L}{4} \text{ (m)}$	4.5	3.7
Condition	C.V	C.V

VII.6.3 Vérification au non soulèvement :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{36 \text{ max} + 6 \text{ min}}{4}$$

Tableau VII.2. Vérification au non soulèvement

	Sens X	Sens Y
$N \text{ (KN)}$	25830.41	25830.41
$M \text{ (KN.m)}$	132.56	121.12
σ_{max}	0.12	0.13
σ_{min}	0.125	0.124
σ_{moy}	0.121	0.128
$1.5 \sigma_{\text{sol}}$	3	3
$\sigma_{\text{moy}} < 1.5 \sigma_{\text{sol}}$	C.V	C.V

VII.7 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode de BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépend du coefficient de poisson et du rapport $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

VII.7.1 Méthode de calcul :

Pour la petite portée : $M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Pour la grande portée : $M_y = \mu_y \times M_x$

μ_x ; μ_y : sont des coefficients en fonction de $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$; v (0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

VII.7.1.1 Charges :

Tableau VII.3.Les charges

ELU	ELS
$q_u = \frac{1.35G+1.5Q}{S_{rad}}$	$q_s = \frac{G+Q}{S_{rad}}$
184.76 KN/m ²	135.35 KN/m ²

VII.7.2 Ferrailage de la dalle :

Le plus grand panneau est (4.2 × 4) (intermédiaire)

$$\alpha = \frac{4}{4.2} = 0.95 > 0.4 \text{ deux sens}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y$$

$$M_a = 0.5 \times M_x$$

Tableau VII.4.Les moments

	μ_x	μ_y	M_x	M_y	M_{tx}	M_{ty}	M_a
ELU	0.0410	0.888	121.2	107.6	91	81	60.6
ELS	0.0483	0.923	115.32	106.44	86.49	79.8	60.6

VII.7.2.1 Calcul d'armature :

$$b = 100 \text{ cm}$$

Formules de calculs :

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} = \frac{25}{10} = 2 \text{ cm} ; d_x = h - c - \frac{\emptyset}{2} = 19 \text{ cm} ; d_y = h - c - \frac{2\emptyset}{2} = 18 \text{ cm} (c = 5 \text{ cm})$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} ; \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \beta = 1 - 0.4 \alpha ; A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e}$$

Pourcentage minimal

$$A_{\min 2} \geq 0.001 \times b \times h$$

Tableau VII.5 Résumé des résultats

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
$M \text{ (KN.m)}$	60.6	91	60.6	81
μ	0.106	0.160	0.106	0.142
$\mu < \mu_l$	Oui	Oui	Oui	Oui
α	0.140	0.219	0.140	0.192
β	0.94	0.91	0.94	0.92
$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	1.87	2.87	1.87	2.53
$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$		2.42		
$A_{pmin} \text{ (cm}^2\text{)}$		2.5		
$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$	2.87	2.87	2.87	2.87
Choix des barres (cm ²)	4HA12 = 4.52	4HA12 = 4.52	4HA12 = 4.52	4HA12 = 4.52
Espacement (cm)		25		

VII.7.2.2 Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_U = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2L_y + L_x} = 250.3 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_u}{b \times d} = 1.39 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable

$$\tau_{U \text{ adm}} = \min \left(\frac{0.15 F_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_{Uadm} = 2.5 \text{ MPa} > \tau_U = 1.39 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VII.7.3 Ferrailage des nervures :

$$b = 50 \text{ cm} ; h = 55 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm} ; d = 40 \text{ cm}$$

VII.7.3.1 Calcul des charges revenants à nervures :

VII.7.3.1.1 Sens X :

$$q = \frac{\sum N}{L} = \frac{7521.45}{15.8} = 476.04 \text{ KN/m}^2$$

VII.7.3.1.2 Sens Y :

$$q = \frac{\sum N}{L} = \frac{8904.43}{15} = 468.65 \text{ KN/m}^2$$

Formule de calcul :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} ; \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \beta = 1 - 0.4 \alpha ; A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e}$$

Pourcentage minimal :

$$A_{min 2} \geq 0.001 \times b \times h$$

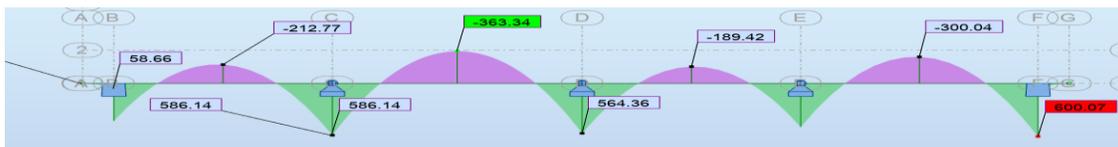
L'effort tranchant :

$$\tau_U = \frac{V_u}{b \times d}$$

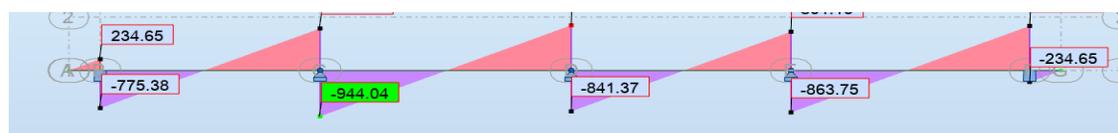
$$\tau_{Uadm} = \min \left(\frac{0.27 F_{c28}}{\gamma_b} ; 7 \text{ MPa} \right) \text{ pour } 45^\circ$$

VII.7.3.2 Moments et les efforts tranchant :

VII.7.3.2.1 Sens X :



Figures VII.1 Diagramme de moment



Figures VII.2. Diagramme de l'effort tranchant

VII.7.3.2.2 Sens Y :



Figures VII.3. Diagramme de moment

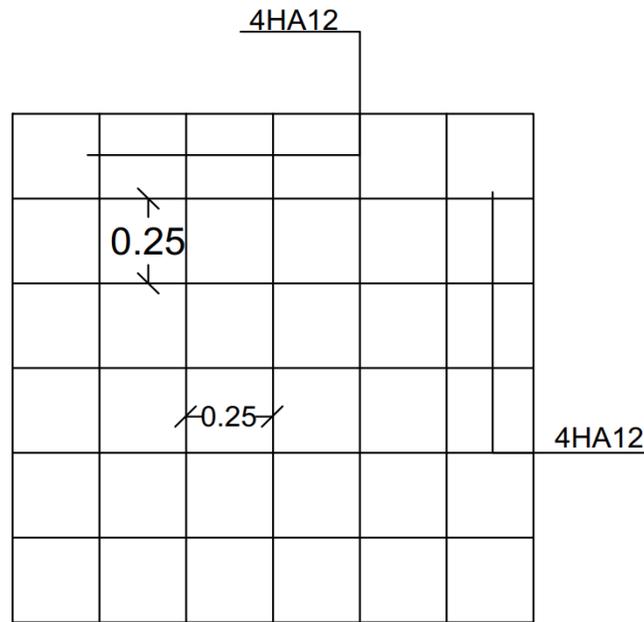


Figures VII.4 Diagramme de l'effort tranchant

	Sens X		Sens Y	
	Appui	Travée	Appui	Travée
C (cm)	5			
D (cm)	50			
Charge (KN/m)	476.04	476.04	468.65	468.65
M (KN.m)	600.07	363.34	614.27	404.22
μ	0.338	0.204	0.346	0.227
$\mu < \mu_1$	Oui			
$A_c = 0$	Oui			
α	0.538	0.288	0.556	0.326
β	0.78	0.88	0.77	0.87
A_{cal} (cm²)	44.21	23.73	45.84	26.7
A_{min} (cm²)	3.01			
A_{min} (cm²)	2.75			
A_{adp} (cm²)	49.09	30.82	49.09	30.82
Choix des barres (cm²)	10HA25	5HA25+2HA20	10HA25	5HA25+2HA20
T_U	3.88		3.99	
T_{Uadm}	4.5		4.5	
$T_U < T_{Uadm}$	Oui		Oui	

Figures VII.5. Résumé des résultats

VII.7.4 Présentation de ferrailage :



Figures VII.6 Ferrailage de la dalle

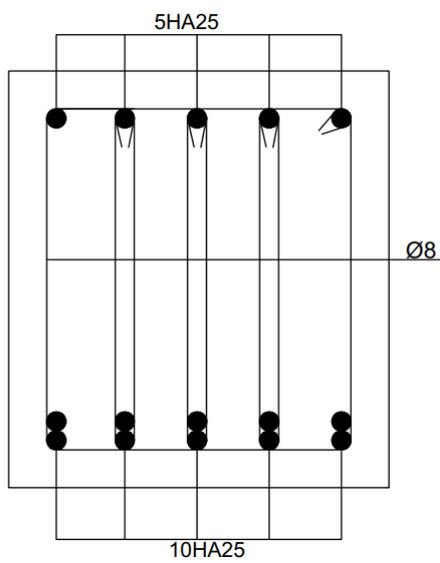
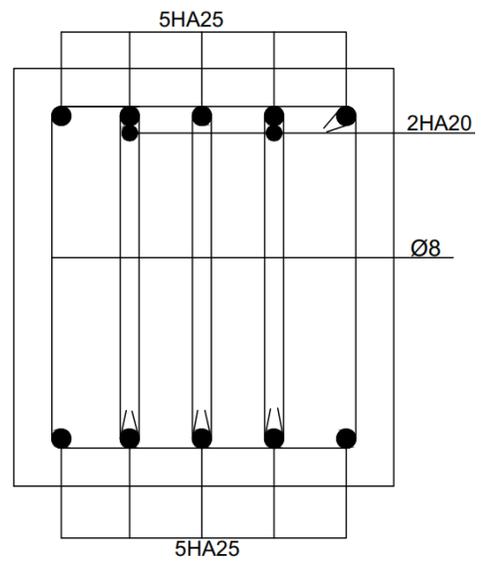


Figure VII.8. Ferrailage de nervure (appui)



Figures VII.7. Ferrailage de nervure (travée)

Conclusion Générale

Conclusion General :

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur.

Les points importants tirés de cette étude sont :

La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil. Cette contrainte architecturale influe directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.

Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet $P-\Delta$).

Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.

Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Bibliographie

➤ Les règlements :

- **RPA99/03** : Règlement parasismique algérien
- **BAEL91R99** : Béton armé aux Etats Limites
- **CBA93** : Règle de Calcul des structures en Béton Armé
- **DTR.BC.2.2** : Document Technique Règlementaire (charges permanentes et d'exploitation)
- **DTR.BC.2.3.3.1** : Calcul des fondations

➤ Les livres :

- Calcul des ouvrages en béton armé règles BAEL83 – Charon, P