

Université Mohamed khider – Biskra

جامعة محمد خيضر - بسكرة

Faculté des Sciences et de la Technologie

كلية العلوم و التكنولوجيا

Département de Génie Civil et d'Hydraulique

قسم الهندسة المدنية و الري

Référence :...../ 2020

المرجع:...../2020



Mémoire de master

Spécialité : Génie civil

Option : Structure

Thème :

Calcul et modélisation d'un bâtiment en (R+9) à usage
d'habitation implanté en zone sismique « Alger »

Etudiante: Encadreur :

TAHAR Djihad

M. CHABI Samia

Année : 2019-2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué de rez de chaussée + 9 étages, implanté dans la wilaya d'Alger.

Cette étude se compose de quatre parties :

-La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

- La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier ; poutrelles, et l'acrotère).

- L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par ROBOT afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).

-La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres, voiles).

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

الملخص:

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة مكونة من طابق أرضي و تسعة طوابق علوية

اشتملت الدراسة على أربعة محاور

المحور الأول : تفصيل عام للمشروع يشمل على تعريف المشروع و البناية مع إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر و حمولة كل عنصر المكونة لها

المحور الثاني: دراسة الأجزاء الثانوية من البناية (المدرج, البلاطات المفرغة....)

المحور الثالث : الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة برنامج ROBOT الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية مع الأخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل RPA99

أما المحور الأخير يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية (الأعمدة, الأساسات, الروافد, الجدران)

اعتمادا على RPA99 و BAEL 91

REMERCIEMENT

Toute notre parfaite gratitude et remerciement a Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon encadreur M. CHABI. Samia.

J'aimerais bien remercier ceux qui m'ont :

Aide,

Encouragement,

Fait des douâas,

Et tous ceux qui m'ont poussé à travailler.

SOMMAIRE

	pages
INTRODUCTION GENERALE.....	01
 CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux	
I.1. Introduction	04
I.2. Caractéristiques géométriques	04
I.3. Données du site d'implantation	04
I.4. Conception de la structure	04
I.5. Règle des calculs	05
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux	05
I.7. Hypothèse de calcul	11
I.8. Les combinaisons d'action	11
 CHAPITRE II : Pré-dimensionnement et descente des charges	
II.1. Pré-dimensionnement des éléments	13
II.1.1. Introduction	13
II.1.2. Planchers à Corps Creux	13
II.1.3. les poutres	15
II.1.4. Les poteaux.....	16
II.1.5. Les voiles.....	16
II.1.6. L'escalier.....	17
II.1.7. Balcon	19
II.2. Descente des charges	24
II.2.1. Introduction	24
II.2.2. loi de dégradation	24
II.2.3. Descente des charges sur le poteau intermédiaire (G3).....	24
 CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires	
III.1. L'acrotère	31

III.1.1. Evaluation des charges.....	31
III.1.2. Vérification du ferrailage vis-à-vis auséisme.....	31
III.1.3. Calcul des sollicitations.....	32
III.1.4. Ferrailage de l'acrotère.....	33
III.1.5. Vérification	35
III.1.6. présentation du ferrailage.....	37
III.2.1. Etudes de l'escalier.....	38
III.2.1.1. Introduction	38
III.2.1.2. étude de l'escalier.....	38
III.2.1.3. mode de calcul.....	38
III.2.1.4. les charges appliqués.....	39
III.2.1.5. détermination des sollicitations	39
III.2.1.6. vérification de l'effort tranchant	47
III.2.1.7. vérification de flèche	47
III.2.1.8. schéma de ferrailage.....	48
III.2.2. Poutre palière.....	49
III.2.2.1. Dimensionnement.....	49
III.5.2.2. Evaluations des charges	49
III.5.2.3. calcul des sollicitations	49
III.5.2.4. Ferrailage.....	50
III.5.2.5. VERIFICATION	51
III.5.2.6. schéma de ferrailage	52
III.3. plancher.....	53
III.3.1. méthode de calcul.....	53
III.3.2. calcul des poutrelles.....	53
III.3.3. calcul du moment.....	53
III.3.4. combinaison d'action.....	54
III.3.5. vérification des conditions.....	54
III.3.6. Calcul des sollicitations	55
III.3.7. calcul de ferrailage	61
III.3.8. schéma de ferrailage	66

III.4.Balcon	67
III.4.1. Étage courant type (1).....	67
III.4.1.1.calcul des sollicitations.....	67
III.4.1.2.calcul de ferrailage ELU	68
III.4.1.3.vérification.....	68
III.4.1.4.calcul de flèche.....	69
III.4.2.Etage terrasse Type (2)	70
III.4.2.1. Calcul des sollicitations.....	70
III.4.2.2 Calcul du ferrailage à l'E.L.U	70
III.4.2.3. Vérification	71
III.4.2.4. Calcul de la flèche.....	72
III.4.2.5. Ferrailage des balcons	73

CHAPITER IV : Etude dynamique

IV.1.Introduction.....	75
IV.2.méthode de calcul	75
IV.3.classification de l'ouvrage.....	76
IV.4.représentation des résultats.....	78
IV.5.calcul l'effort sismique	82
IV.6.distribution des charges	85
IV.7. vérification des déplacements.....	86
IV.8. caractéristique géométrique.....	86
IV.9. Justification de l'effort P- Δ	88
IV.10. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble	90
IV.11.conclusion	91

CHAPITRE V : ferrailage des éléments porteurs

les poteaux	93
<i>V.1.1.Calcule ferrailage des poteaux</i>	<i>93</i>
Les Poutres.....	103
V.2 .Ferrailage des poutres	103
V.2.1 .Combinaisons d'actions	103
V.2.2 .Recommandations du RPA 99/version 2003	103
V.2.3 .Vérification nécessaire pour la poutre principale	103
V.3.Vérification nécessaire pour la poutre secondaire.....	110
V.3.1.calcul de ferrailage	110
lesVoiles.....	
V.4.1 ferrailage verticale.....	116
V.4.3 Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical)	117
V.4.4.exemple.....	120

VI. Infrastructure

VI.1.Introduction	130
VI.2.Présentation de rapport de sol	130
VI.3.Calcul des fondations	130
VI.4. Définition de type de semelle	131
VI.5.Radier général	131
VI.6. Caractéristiques géométriques du radier.....	135
VI.7.Vérification de stabilité	135
VI.8.Ferrailage du radier	137
VI.9.Calcul des armatures.....	139
VI.10. Etude du débord du radier	140
VI.11. Les sollicitations sur les nervures	141
VI.12.Calcul des sollicitations	141
VI.13. Calcul du ferrailage	145
CONCLUSION GENERALE	149

LISTE DES FIGURES

Figure .I.1. Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.	08
Figure.I.2 Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.	08
Figure.I.3. Diagramme Déformation - Contrainte d'acier	09
Figure.II.1. Plancher à corps creux	13
Figure.II.2. Nervure	14
Figure.II.3. coupe verticale d'un voile.	17
Figure.II.4. Plancher terrasse	19
Figure.II.5. Plancher étage courant	19
Figure .II.6. Mur extérieurs en maçonnerie	22
Figure.II.7. Schéma statique de l'acrotère.	23
Figure. III.1.1 : Vue en plan d'un acrotère.	31
Figure .III.1.2. Diagrammes des sollicitations M, N, V.	32
Figure.III.1.3 : ferrailage de l'acrotère	33
Figure.III.2.1 : Schéma	38
Figure .III.2.2 : schéma statique de l'escalier	39
Figure.III.2.3.schéma de ferrailage d'escalier	48
Figure .III.3.1 : Ferrailage des planchers	66
Figure.III.4.1.Schéma statique des charges de balcon	67
Figure .III.4.2.schéma de ferrailage de balcon	73
Figure .IV.1: Courbe de spectre de réponse.	77
Figure.IV.2. Disposition des portiques	78
Figure.IV.3: Premier mode de vibration (vue en plan et Vue 3D)	80
Figure.IV.4. Deuxième mode de vibration (vue en plan et Vue 3D).	80
Figure.IV.5. Troisième mode de vibration (vue en plan et Vue 3D)	81
Figure.V.1. Le ferrailage des poteaux	102
Figure.V.2.1. Ferrailage de la poutre principale	109
Figure.V.2.2. Ferrailage de la poutre secondaire	115
Figure .VI.1.Schéma statique de la nervure sens (x-x)	141
Figure .VI.2Schéma statique de la nervure sens (y-y)	142
Figure .VI.3 Diagramme des moments fléchissants x	143

Figure .VI.4	Diagramme des efforts tranchant x	143
Figure .VI.5	Diagramme des moments fléchissant y	143
Figure .VI.6	Diagramme des efforts tranchant y	144
Figure .VI.7	Diagramme des moments fléchissant x	144
Figure .VI.8	Diagramme des efforts tranchant x	144
Figure .VI.9	Diagramme des moments fléchissant y	145
Figure .VI.10	Diagramme des efforts tranchant (y-y)	145

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1. Caractéristiques des Aciers

Tableau II.1. Charge permanente revenant au plancher étage terrasse.

Tableau II.2. Charge permanente revenant au plancher étage courant.

Tableau II.3. Charge permanente revenant sur la paillasse.

Tableau II.4. Charge permanente revenant sur le palier..

Tableau II.5. Charge permanente revenant au balcon terrasse

Tableau II.6. Charge permanente revenant au balcon étage courant.

Tableau II.7. Charge permanente revenant au mur extérieur.

Tableau IV.1: Périodes et facteurs de participation massique du modèle.

Tableau IV.2 : les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.

Tableau .IV.3: coefficient d'accélération de zone A

Tableau. IV.4 : Valeur de ξ (%) RPA 99

Tableau IV.5 : Valeurs des pénalités P_q

Tableau. IV.6: les résultats des forces sismiques

Tableau .IV.7: Déplacements absolus pour les deux directions principales.

Tableau .IV.8: Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité

Tableau .IV.9 : L'excentricité

Tableau. IV. 10: Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal

Tableau IV.11: Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal

Tableau. IV.12: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (X)

Tableau.IV.13: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (Y)

Tableau.IV.13: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (Y)

INTRODUCTION GÉNÉRAL

Le Génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol.

Ces activités se partagent en deux grandes catégories :

- ✓ Les bâtiments : ouvrages abritant des individus ou des biens
- ✓ Les Travaux Publics : ouvrages de construction d'utilité générale

Au sens large, tout objet fabriqué dans le but de transmettre les charges qui lui sont imposée sans subir des déformations importantes est une structure. Pour l'ingénieur civil il s'agit principalement de bâtiments, tours, murs ponts, barrages, arches, câbles, ect...

Les ouvrages du bâtiment sont des ensembles limités et clos. Ils doivent protéger le milieu intérieur et corriger des agressions du milieu extérieur

La conception et la construction d'une structure sont des processus dans lesquels interviennent plusieurs catégories de personnes dont principalement le client, l'architecte et l'ingénieur civil. Ce dernier est appelé pour concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dus aux dommages subis par les structures.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important):assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

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

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Notre travail consiste en l'étude et la conception d'une tour (R+9) avec un Contreventement mixte (portique/voile) implanté dans la wilaya d'ALGER qui est une zone de forte sismicité (zone III).

Ce mémoire est constitué de six chapitres:

- * Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- * Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux.
- * Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers et les balcons).
- * Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de se vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ROBOT 2018.
- * Le 5ème chapitre surle calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ROBOT 2018.
- * Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation du projet et caractéristique des matériaux

I. Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

I.1. Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

L'ouvrage à étudier est un bâtiment habitation en béton armé (R+9), le bâtiment est implanté à Alger, C'est une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de fort sismicité (zone III).

I.2. Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont :

Longueur en plan26.62m.
Largeur en plan14.88m.
Hauteur du RDC3.06m.
Hauteur étage courant3.06m.
Hauteur totale30.60m.

I.3. Données du site d'implantation :

- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- ✓ Le site est considéré comme un site meuble (S3).
- ✓ La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.70$ bars.

I.4. Conception de la structure :

I.4.1. Planchers corps creux :

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

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

I.4.2. Poutres :

- Les poutres (principales).
- Les poutres (secondaires).

I.4.3. Poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharges et charges ramenées par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

I.4.5. Escaliers :

Sont des éléments secondaires, ils permettent la circulation verticale des personnes entre les étages. Ils sont construits en béton armé.

I.4.6. Ascenseur :

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels.

I.4.7. Les balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

I.4.8. Maçonnerie :

Ils se composent d'une enveloppe extérieure isolant de l'humidité et du bruit.

- Les murs de façade sont constitués par double parois en briques creuses.
- Les murs intérieurs briques creuses.

I.5. Règle des calculs :

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

- Règles Parasismique Algérienne (RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48).
- Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.2).
- Document techniques réglementaire (D.T.R. C 2-4.7)
- Règlement neige et vent (RNV 1999).
- Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la Méthode des États Limites (BAEL 91).

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

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

I.6.1. Béton :

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

I.6.1.1. Béton Armé :

Le béton armé est le matériau principal utilisé pour la réalisation de la structure de notre ouvrage.

I.6.1.2. Compositions : Le béton qu'on va utiliser comprend pour 1 m³ :

- Ciment 350 kg/m³ (CPJ42.5) ; (HTS42.5 pour l'infrastructure).
- Gravier 800 kg/m³ ($\Phi \leq 25$ mm).
- Sable 400 kg/m³ ($\Phi \leq 5$ mm).
- Eau 180 L/ m³.

I.6.1.3. Résistance mécanique du béton :

a) Résistance à la compression : La résistance caractéristique à la compression du béton **fcj** à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes (16cm x 32cm) . On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : **fc28**. Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de **fc28** par:

$$(1) : \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} \leq 40MPa \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} > 40MPa \end{cases} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.1)}$$

- Lorsque $28 < j < 60 \rightarrow$ on utilise la relation (1)

- Lorsque $j \geq 60 \rightarrow$ on utilise la relation $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$

b) Résistance à la traction : La résistance à la traction du béton à j jours, notée **ftj**, est conventionnellement définie par les relations :

$f_{tj} = 0.60 + 0.06 f_{cj}$ si $f_{cj} \leq 60MPa$ (A.2.1.12 BAEL91)

$f_{tj} = 0.275(f_{cj})^{2/3}$ Si $f_{c28} > 60MPa$

Pour : j=28 jours et fc28 = 25MPa \Rightarrow ft 28 = 2.1MPa.

c) Module de déformation longitudinale du béton :

➤ **Instantané E_{ij}** : il est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. (A.2.1.21 BAEL91)

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)} \text{ On a : } f_{c28} = 25\text{MPa}$$

Donc : $E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$.

➤ **Différé E_{vj}** : il est utilisé pour les chargements de longue durée (cas courant).

$$\text{(A.2.1.22 BAEL91): } E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{1/3}$$

On a : $f_{c28} = 25\text{MPa}$ Donc : $E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$.

d) Coefficients de poisson : BAEL91 (ART.A.2.1,3)

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\nu = 0.2$ pour un calcul de déformations à l'ELS.

e) Contrainte de calcul du béton comprimé :

➤ **Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) :BAEL91 (ART. A.4.3,41)**

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole rectangle. Sur un diagramme contraintes déformations donné sur la Figure ci-après, avec sur cette figure.

$$\varepsilon_{bc1} = 2\text{‰}$$

$$\varepsilon_{bc1} = 3.5 \text{‰} \text{ Si } f_{cj} \leq 40\text{MPa}.$$

$$(4.5 ; 0.025 f_{cj}) \text{‰} \quad \text{Si } f_{cj} > 40\text{MPa}.$$

- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Ou : le coefficient de sécurité partiel γ_b égale 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

✓ θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$ si la durée est inférieure à 1 h.

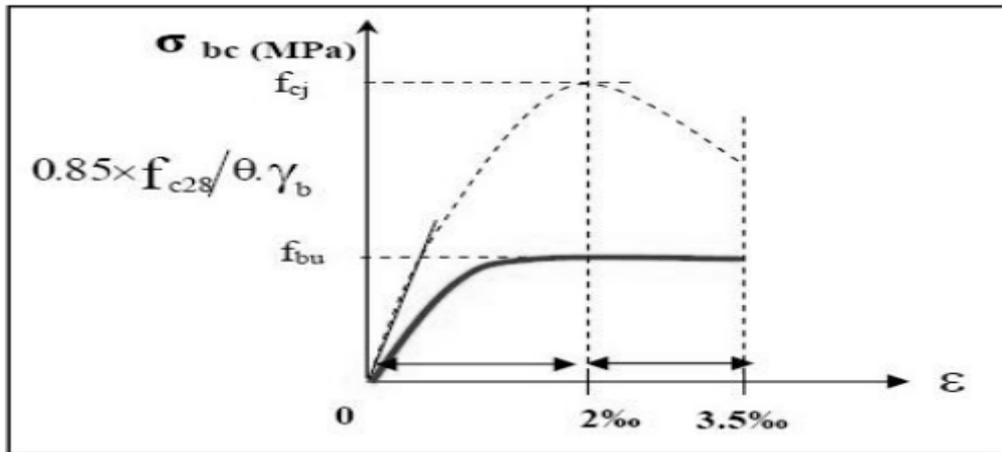


Figure .I.1: Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.

➤ **Etat Limite de Service(ELS) :**

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour d'écrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$. La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

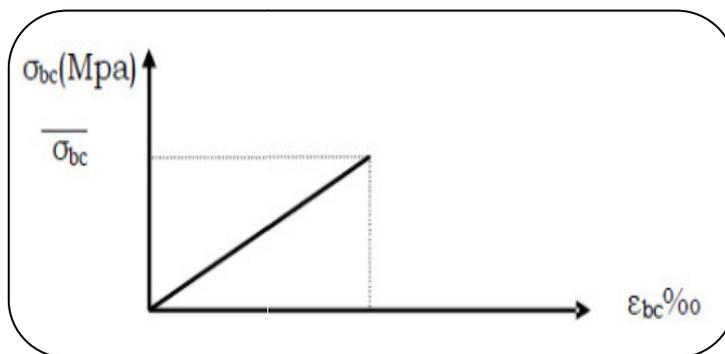


Figure. I.2 Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ avec } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

I.6.2. Acier :

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

I.6.2.1. Limite d'élasticité :

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e) cette valeur est donnée selon le BAEL99 dans le tableau suivant :

Type	Désignation	Limite élastique (Mpa)	Allongement (%)	Contrainte de Rupture (Mpa)
Rond Lisse	FeE215	215	22	380 – 390
	FeE235	235	25	410 – 490
Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	490
Fils très filés lisse	Ø>6mm	500	14	580

Tableau I.1:Caractéristiques des Aciers.

A) Etat limite ultime :Diagramme déformation-Contrainte :

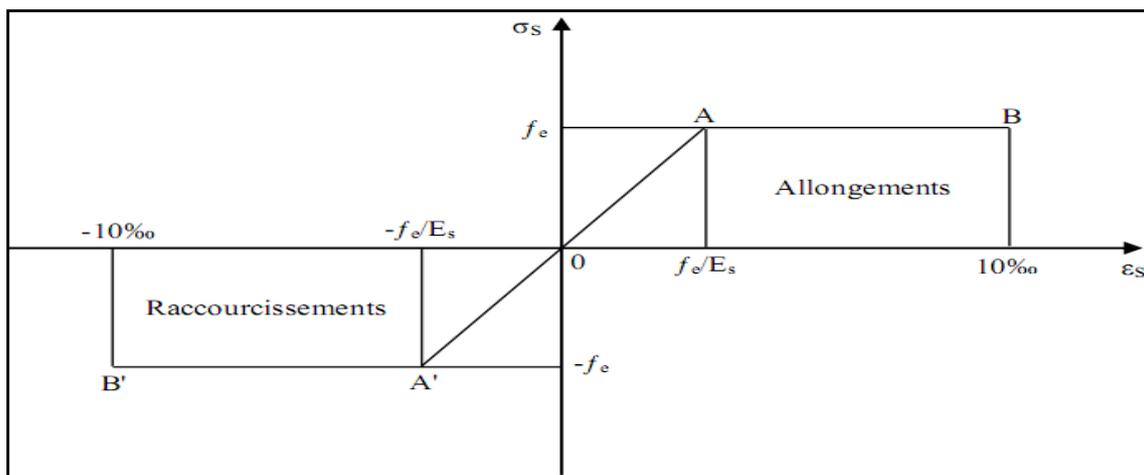


Figure. I. 3 : Diagramme Déformation - Contrainte d'acier.

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité ayant pour valeur:

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_s = 1 & \text{situation accidentelle (choc et séisme).} \\ \gamma_s = 1.15 & \text{situation durable ou transitoire.} \end{array} \right.$$

- la contrainte de l'acier est $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

B) Etat limite de service: on distingue les cas suivants:

✓ **Cas où la fissuration est préjudiciable** : la vérification à l'état limite est suffisante.

La contrainte est limitée à:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \text{ BAEL91 (Article A.4.5.3.2)}$$

f_{ij} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

✓ **Cas où fissuration très préjudiciable:**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \text{ BAEL91 (Article.4.5.3.2)}$$

η : Coefficient de fissuration avec:

$\eta=1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.

$\eta=1.6$: pour les hautes adhérences $\phi \geq 6mm$.

$\eta=1.3$: pour les hautes adhérences $\phi < 6mm$.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par:

- Limite élastique: $f_e=400Mpa$.
- Contrainte admissible: $\sigma_s=348Mpa$.
- Coefficient de fissuration: $\eta=1.6$
- Coefficient de sécurité: $\gamma_s=1.15$
- Module d'élasticité: $E_s = 2.10^5 Mpa$.

I.7.Hypothèse de calcul :

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1$ MPa.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865$ Mpa.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195$ Mpa.
- Limite élastique de l'acier : $FE_e = 400$ MPa.

I.8. Les combinaisons d'action :RPA99 (Article V.5.2)

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$$

Actions permanentes (G) :

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

Actions variables (Q) :

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

Actions accidentelles (E) :

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

Chapitre II :

Pré-dimensionnement Et Descente des charges

II.1. Pré dimensionnement des éléments

II.1.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

➤ Sollicitations verticales :

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

➤ Sollicitations horizontales :

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91, et R.P.A 99 V2003

II.1.2. Planchers à corps creux :

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4cm selon le **BAEL91 (art. B.6.8.4.23 hourdis)**.

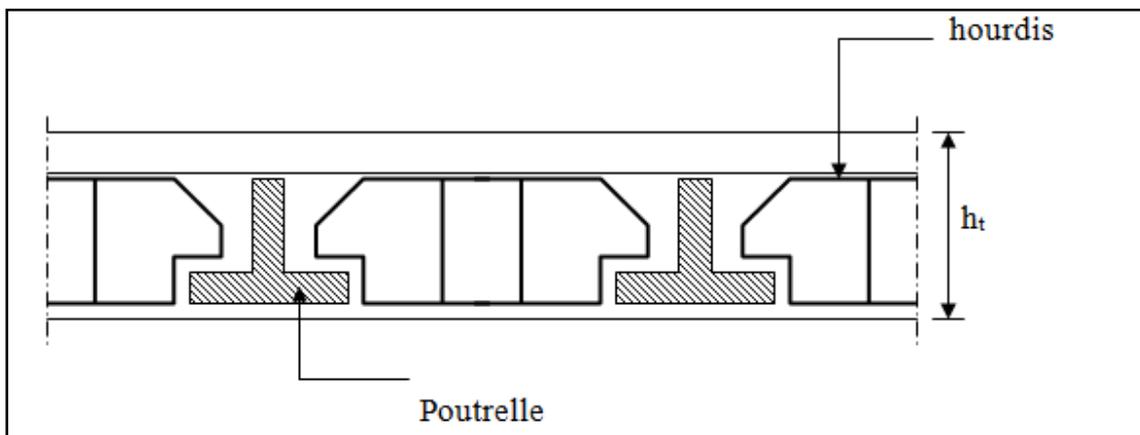


Figure. II.1 : Plancher à corps creux

➤ Condition de flèche : B.6.8.24 déformations BAEL 91

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour lesquelles le rapport h/L est au moins égal à $1/22.5$.

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

L : est la plus grande portée parallèle à la poutrelle (nervure)

$$L_{MAX}=3.45m$$

h_t: Hauteur totale du plancher.

$$h_t > \frac{345}{22.5} \text{ D'où } : h_t = 15.33cm$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$\Rightarrow h_t = 20cm \quad \left\{ \begin{array}{l} 16cm : \text{ épaisseur de corps creux} \\ 4cm : \text{ la dalle de compression} \end{array} \right.$$

➤ **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

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

- Le hourdis choisis est normalisé de hauteur 16 cm et de longueur 55 cm.

- La section en travée à considérer est une section en T.

- Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} ; \frac{L}{10} \right\}$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives

$$L_n = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} ; \frac{345}{10} = 34.5 \right\}$$

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend $b_1 = 27.5 \text{ cm}$.

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

Soit $b = 65 \text{ cm}$.

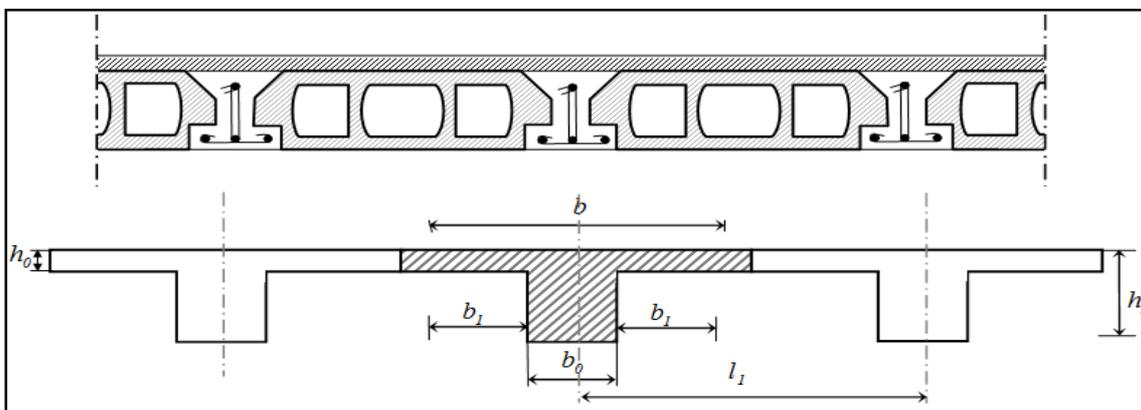


Figure. II.2 : Nervure

II.1.3. Pré dimensionnement des poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

➤ Les poutres principales:

Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

• Condition de la portée :

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

Avec :

-h : hauteur de la poutre

-L_{max} : distance maximale entre axe → L_{max} = 3.79m

$$h = (25.27 ; 37.9) \text{ cm}$$

On prend : **h = 35cm**

$$b = (0.3 ; 0.4) h = (0.3 ; 0.4)35 = (10.5 ; 14)$$

On prend : **b = 30cm**

➤ Condition de RPA 99 :

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA99/2003** (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

- b=30 cm ≥ 20cm
 - h= 35cm ≥ 30cm
 - h/b=1.2 < 4
- } conditions vérifiées

donc on adopte la section suivante : (30× 35)cm²

➤ Les poutres secondaires :

• Condition de la portée :

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

$$L_{\max} = 3.45\text{m}$$

$$h = (23 ; 34.5) \rightarrow h = 30\text{cm}$$

On prend : $b = (0.3; 0.4) h = (9 ; 12)$

On prend : $b = 30\text{cm}$

- **Condition de RPA 99 :**

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA99/2003** (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

- | | |
|-------------------------------------|------------------------|
| - $b=30\text{ cm} \geq 20\text{cm}$ | } conditions vérifiées |
| - $h= 30\text{cm} \geq 30\text{cm}$ | |
| - $h/b=1 < 4$ | |

donc on adopte la section suivante : $(30 \times 30)\text{cm}^2$

II.1.4. Les poteaux :

Nous avons proposé une section carrée des poteaux $(40 \times 40)\text{ cm}^2$

Selon les règles (RPA99/v.2003) : Selon les règles (RPA99/v.2003) art (7.4.1) dans la zone III

$$\text{Min}(b_i; h_i) \geq 30\text{cm} \rightarrow \text{Min}(b_i; h_i) = 40 \geq 30\text{cm}$$

$$\text{Min}(b_i; h_i) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow \text{Min}(b_i; h_i) = 40 \geq \frac{306}{20} = 15.3$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 40/40 = 1 < 4$$

} conditions vérifiées

II.1.5. Les voile :

Selon le RPA99 V2003 (Art 7.7.1) l'épaisseur minimale d'une voile est de 15 cm.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$\Rightarrow e \geq h_e/20$$

$$h_e = 3.06\text{m}$$

Sens x-x :

Poutres principales : $(30 \times 35) \text{cm}^2 \rightarrow h_e = 3.06 - 0.35 = 2.71 \text{m}$

Donc $e \geq \frac{2.71}{20} = 13.55 \text{cm}$

On prend : **e=15cm**

Sens y-y :

Poutres secondaires : $(30 \times 30) \text{cm}^2 \rightarrow h_e = 3.06 - 0.30 = 2.76 \text{m}$

Donc $e \geq \frac{2.76}{20} = 13.8 \text{cm}$

On prend : **e=15cm**

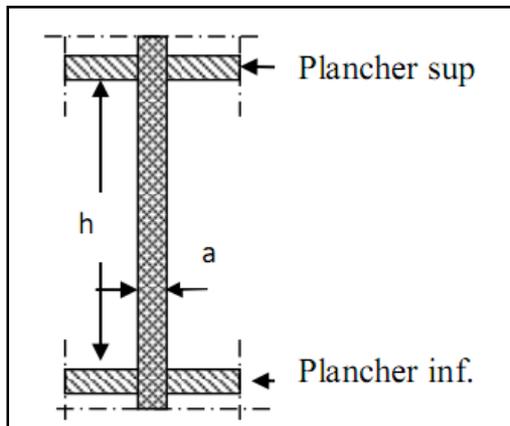


Figure .II.3 : coupe verticale d'un voile.

II.1.6.Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Pour qu'un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la contremarche : $14 < h < 18$; On choisit: $h=17 \text{ cm}$
- la marche : $24 < g < 32$; On choisit: $g=30 \text{ cm}$

On a : Formule de **BLONDEL** :

$$\rightarrow 59 < 2h + g < 66 \quad \text{donc :} \quad 59 < 64 < 66$$

- Hauteur: $H=3.06\text{m}$

- **Nombre de contre marche** : $n = \frac{H}{h}$

Avec :

$\left\{ \begin{array}{l} n : \text{nombre de contre marche.} \\ H : \text{hauteur d'étage.} \\ h : \text{hauteur de la contre marche.} \end{array} \right.$

$$n = \frac{306}{17} = \mathbf{18} \text{ Contre marche.}$$

$\left\{ \begin{array}{l} 9 \text{ contremarches (8marches) volé I} \\ 9 \text{ contremarches (8marches) volé II} \end{array} \right.$

- **Longueur de la volée** :

$$L = (n-1)g = (9-1)30 = 240\text{cm}$$

- Inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = \mathbf{32.52^\circ}$$

- **Epaisseur de la paillasse** :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$\text{Avec : } L=L' = \sqrt{L_v^2 + h'^2}$$

$$h'^2 = 3.06/2 = 1.53\text{m}$$

$$L = L' = \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} = 2.85\text{m}$$

$$L_{\text{total}} = L' + L_{\text{palier}} = 2.85 + 1.25 = \mathbf{4.1\text{m}}$$

$$\frac{410}{30} \leq e \leq \frac{410}{20} \rightarrow 13.67 \leq e \leq 20.5$$

On prend : $e=\mathbf{14\text{cm}}$

II.1.7. Les balcons :

1. On a balcon sur un seul appui : $e \leq \frac{Lx}{20}$

Avec :

$$L_x = \frac{L_{max}}{4} = 1.035 \text{ m} \rightarrow e \leq \frac{1.035}{20} = 5.175 \text{ cm}$$

⇒ on prend : $e = 5\text{cm}$

2. Résistance au feu : on prend $e = 11\text{cm}$ (pour 2 heures de coup de feu)

3. Selon CBA93 : épaisseur du plancher supérieur ou égale 13cm

⇒ On prend : $e = 14\text{cm}$

Donc : $e_{max} = 14\text{cm}$

II.1.8 Evaluation des charges :

II.1.8.1. plancher terrasse inaccessible :

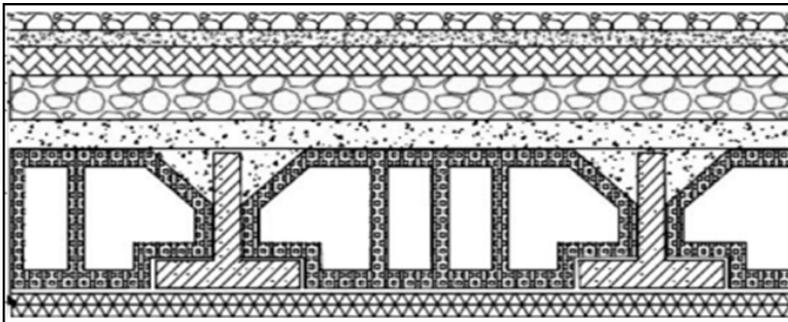


Figure.II.5. Plancher terrasse

N°	désignation	e (m)	$\gamma \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \right)$	Poids (KN/m ²)
01	gravier	0.05	–	0.85
02	Etanchéité multicouche	0.02	–	0.12
03	Forme de pente	0.1	22	2.2
04	Isolation thermique	0.04	4	0.16
05	Dalle en corps creux	16+4	-	2.75
06	Enduit en plâtre	0.01	–	0.10
				6.33KN /m²

Tableau .II. 2: Charge permanente revenant aux Plancher terrasse

Surcharge d'exploitation : (DTR .BC2-2)

$$Q_t = 100 \text{ DaN /m}^2 = 100 \times 1 \text{ m} = 100 \text{ DaN/ml}$$

II.1.8.2.plancher étage courant :

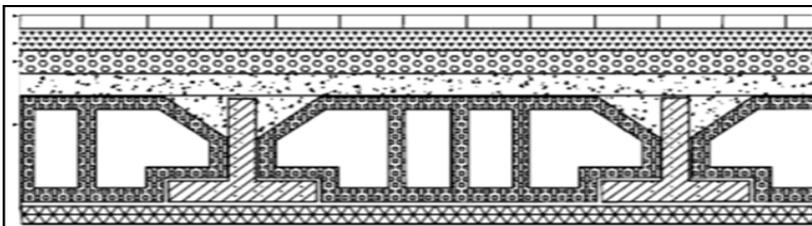


Figure.II.6. Plancher étage courant

N°	Désignations	e (m)	$\gamma \text{ (KN/m}^3\text{)}$	Charges (KN/m ²)
01	Carrelage	0.02	22	0.44
02	mortier de pose	0.02	20	0.4
03	Lit de sable	0.02	18	0.36
04	Dalle en corps creux	16+4	-	2.75
05	enduit de plâtre	0.01	-	0.1
06	Cloisons	-	-	1
				G = 5.05

Tableau .II.3: Charge permanente revenant aux Plancher étage courant.

Surcharge d'exploitation : DTR .BC2-2 : Q = 150 DaN/m²

II.1.8.3.Escalier :

- Evaluation des charges et sur charges sur la volée :

Désignation des éléments	γ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement du sol en carrelage horizontal	22	0.02	44
Mortier de pose	20	0.020	40
Dalle pleine	25	0.14	3.5
Enduit de plâtre	0.1	-	0.1
Marche	22	0.085	1.87
			G = 6.31

Tableau. II.4: Evaluation des charges sur la volée.

Surcharge d'exploitation : $Q = 250 \text{ DaN / m}^2$

- Evaluation des charges sur le palier :

Désignation des éléments	γ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement de sol en carrelage	22	0.02	44
Mortier de pose	20	0.02	40
Lit de sable	18	0.02	36
Dalle pleine	25		
Enduit de plâtre	-	0.01	0.1
			G = 4.90

Tableau II.5 : Evaluation des charges sur le palier.

Surcharge d'exploitation : $Q = 250 \text{ DaN / m}^2$

II.1.8.4.Balcon :

- Etage courant Type (1) :

N°	Designations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (DaN/m ²)
01	Carrelage	0.02	22	0.44
02	mortier de pose	0.02	20	0.4
03	Dalle pleine	0.14	25	3.5
04	Enduit en plâtre	0.01	-	0.1
				4.44 KN/m²

Tableau .II.6 : Charge permanente revenant aux balcons d'étage courant

Surcharge d'exploitation : $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2 = 350 \text{ DaN/m}$

- **Etage terrasse Type (2) :**

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0,05	17	0.85
2	Etanchéité multicouches	0,02	22	0.44
3	Isolation thermique	0,04	4	0.16
4	Béton de pente	0,1	22	2.2
5	Plancher dalle pleine	0.14	25	3.5
6	Enduit en plâtre	0.01	-	0.1
				7.25

Tableau .II.7: Charge permanente revenant aux balcons terrasse

Surcharge d'exploitation: $Q = 100 \text{ DaN/m}^2 = 1 \text{ KN/m}^2$

II.1.8.5.Mur extérieurs :

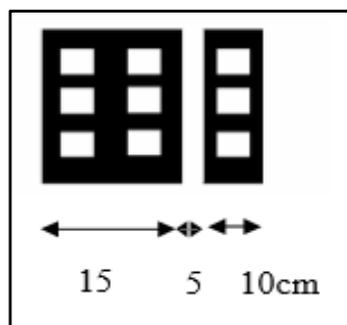


Figure. II.7: Mur extérieurs en maçonnerie

Description	Epaisseur "e"(m)	Poids volumique " γ " (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
Enduit ciment extérieur	0.02	–	0.18
Brique creuse de 15 cm	0.15	–	1.30
Brique creuse de 10cm	0.1	–	0.9
Enduit plâtre intérieur	0.020	–	0.1
			2.48 KN/m²

Tableau .II. 7: Charge permanente revenant aux murs extérieurs.

Avec :

30% des ouvertures :

$$\Rightarrow 248 \times 70/100 = \mathbf{173.6 \text{ DaN/m}^2}$$

$$\Rightarrow P_{\text{mur}} = 173.6 \times 0.3 = \mathbf{52.08 \text{ DaN/ml}}$$

II.1.8.6. L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionné dans les plans d'architecture. Pour la terrasse inaccessible on prend $H = 60\text{cm}$.

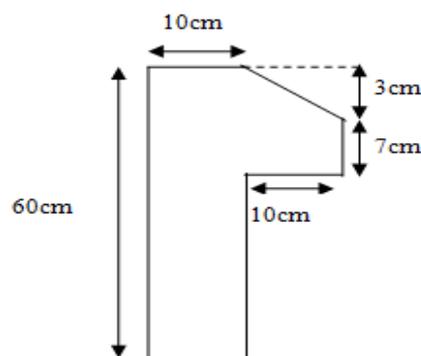


Figure .II.8 : Schéma statique de l'acrotère.

✓ **Surface :**

$$\Rightarrow S_1+S_2+S_3=(0.1 \times 0.6+0.07 \times 0.1+0.1 \times 0.03 \times 0.5) = \mathbf{0.0685 \text{ m}^2}$$

Conclusion :

	G(DaN/m²)	Q(DaN/m²)
Plancher terrasse non accessible	633	100
Plancher étage courant	505	150
Mur extérieurs	248	-
Balcon	444	350
Les escaliers		
Volée	631	250
palier	490	250
L'acrotère	171.25	100

II.2.LA DESCENTE DES CHARGES

II.2.1. Introduction :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui viennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concerne les charges permanentes(le poids propre de l'élément, le poids des planchers, des murs de façades Etc.) et les charges d'exploitations.

Rôle de descente des charges :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

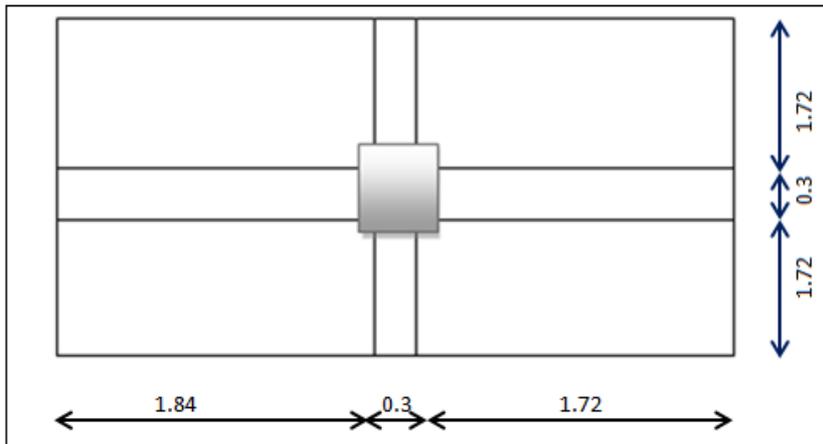
II.2.2.loi de dégression:

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour la toiture ou terrasse : Q_0
- Pour le dernier étage : Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0.9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0.8Q$

et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

II.2.3.Descente des charges sur le poteau intermédiaire (G3) :



➤ Surface afférentes :

$$SG = (1.89+1.72) \times (1.72+1.72) = 12.42 \text{ m}^2$$

$$SQ_{\text{etg}} = (4.14 \times 3.80) - (0.4 \times 0.4) = 15.57 \text{ m}^2$$

$$SQ. \text{ ter} = 4.14 \times 3.80 = 15.73 \text{ m}^2$$

Niveaux	Eléments			G(DaN)	Q(DaN)
1_1		Surface	γ		
	plancher terrasse :	12.42*633	633	7861.86	
	poutre p :	0.35*0.3*3.62	2500	950.25	
	poutre s :	0.3*0.3*3.45	2500	776.25	
	surcharge : (*1)	100*15.73	100		1573
	Total			9588.36	1573
	Venant 1-1			9588.36	1573
	Poteau	0.4*0.4*3.06	2500	1224	
	totale			10812.36	1573
2-2	Plancher étage :	12.42*505	505	6272.1	
	poutre p:	0.35*0.3*3.62	2500	950.25	
	poutre s :	0.3*0.3*3.45	2500	776.25	
	surcharge : (*1)	150*15.57	150		2335.5
	Total			7998.6	2335.5

	Venant 2-2			7998.6	2335.5
	poteau			1224	
	totale			20034.96	3908.5
3-3	Plancher étage :	12.42*505		6272.1	
	poutre p :	0.35*0.3*3.62	2500	950.25	
	poutre s :	0.3*0.3*3.45	2500	776.25	
	surcharge : (*0,9)	150*15.57*0.9	150		2101.95
	Total			7998.6	2101.95
	Venant 3-3			7998.6	2101.95
	poteau			1224	
	totale			29257.56	6010.45
4-4	Plancher étage :		2500	6272.1	
4-4	poutre p :	0.35*0.3*3.62	2500	950.25	
	poutre s :	0.3*0.3*3.45	2500	776.25	
	surcharge : (*0,8)	150*15.57*0.8	150		1868.4
	Total			7998.6	1868.4
	Venant 4-4			7998.6	1868.4
	poteau			1224	
	totale			38480.16	7878.85
5-5	Plancher étage :		2500	6272.1	
	poutre p :	0.35*0.3*3.62	2500	950.25	
	poutre s :	0.3*0.3*3.45	2500	776.25	
	surcharge : (*0,7)	150*15.57*0.7	150		1634.85
	Total			7998.6	1634.85
	Venant 5-5			7998.6	1634.85
	poteau			1224	
	totale			47702.76	9513.7
6-6	Plancher étage :		2500	6272.1	
	poutre p :	0.35*0.3*3.62	2500	950.25	
	poutre s :	0.3*0.3*3.45	2500	776.25	
	surcharge : (*0,6)	150*15.57*0.6	150		1401.3
	Total			7998.6	1401.3
	Venant 6-6			7998.6	1401.3

	poteau			1224	
	totale			56925.36	10915
7-7	Plancher étage :		2500	6272.1	1167.75
	poutre p:	0.35*0.3*3.62	2500	950.25	
	poutre s :	0.3*0.3*3.45	2500	776.25	
	surcharge : (*0,5)	150*15.57*0.5	150		
	Total			7998.6	1167.75
	Venant 7-7			7998.6	1167.75
	poteau			1224	
	totale			6147.96	12082.75
8-8	plancher		2500	6272.1	1167.75
	Poutre p	0.35*0.3*3.62	2500	950.25	
	Poutr S	0.3*0.3*3.45	2500	776.25	
	Surcharge (*0.5)		150		
	totale			7998.6	1167.75
	Venant 8-8			7998.6	
	poteau			1224	
	totale			75370.56	13250.5
9-9	plancher			6272.1	
	Poutre p		2500	950.25	
	poutreS		2500	776.25	
	surcharge	(*0.5)	150		1167.75
	totale			7998.6	1167.75
	Venant9-9			7998.6	1167.75
	poteau			1224	
	totale			84593.16	14418.25
$N_u = 1.35G + 1.50Q = (1.35 \times 84593.16) + (1.5 \times 14418.25) = 135828.14 \text{ DaN}$ $N_{ser} = G + Q = 99011.41 \text{ DaN}$					

➤ **Vérification de la section de poteau : BAEL91 (B.8.4.1)**

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$- N_u = 1,35G + 1,5Q$$

α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ , qui prend les valeurs :

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

$$\alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \text{ pour } 50 < \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h}$$

$$L_f = 0.7L_0$$

$$\Rightarrow L_f = 0.7 \times 2.71 = 1.879 \text{ m}$$

➤ **Poteau (40×40) :**

$$\lambda_x = \sqrt{12} \frac{189.7}{30} = 21.90; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \frac{189.7}{30} = 21.90$$

$$\lambda = 21.90 < 50 \text{ donc } \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.8$$

✓ **Pas de risque de flambement.**

- B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périmètre.

$$B_r = (h-2)(b-2) = (40-2) \times (40-2) = 1444 \text{ cm}^2.$$

$$\gamma_b = 1.50 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15 \quad .$$

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

-**A** : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$\rightarrow A = \max (A_{\min}^{\text{BAEL}} , A_{\min}^{\text{RPA}})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B) ; \quad B = b \cdot h$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max (4 ; \frac{0,2bh}{100} = \frac{0,2 \times 400 \times 400}{100} = 320 \text{ mm}^2)$$

$$\rightarrow A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,9 \%B \text{ (zone III)}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0,9}{100} \times B = \frac{0,9}{100} \times (400 \times 400) = 1440 \text{ mm}^2$$

$$\text{Alors :} \quad A = \max (320 , 1440) = 1440 \text{ mm}^2$$

$$N_u \leq \frac{1444 \times 25}{0,9 \times 1,5} + \frac{1440 \times 400}{1,15} = 2679834,074 \text{ N}$$

$$\text{On remarque que : } N_u = 1358281,4 \text{ N} < 2679834,074 \text{ N}$$

Condition de RPA (Art 7.4.3.1) :

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

$$V = 0,024 < 0,3 \rightarrow \text{c.v}$$

Donc on adopte a section de poteau (40×40)cm²

Chapitre III :

Etude des éléments secondaires

III. Etude des éléments secondaires.

III.1. L'acrotère :

C'est un élément en béton armé castré au niveau du plancher terrasse inaccessible, ses dimensions sont adoptées d'après les plans architecturaux.

- Largeur $b=100\text{cm}$
- Hauteur $H=60\text{cm}$
- Epaisseur $e=10\text{cm}$
- $S=0.0685\text{ m}^2$

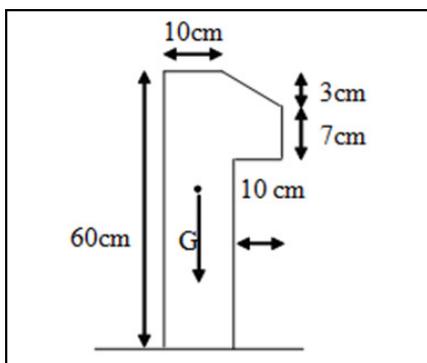


Figure. III.1.1 : Vue en plan d'un acrotère.

III.1.1. Evaluation des charges:

Poids propre : $G=25 \times 0.0685 \times 1 = 1.7125\text{ KN/ml.}$

Poids du mortier de crépissage: $G_2=20 \times 0.01 \times 0.6 \times 1 = 0.12\text{ KN/ml.}$

$W_p=G_1+G_2 = 1.7125+0.12=1.833\text{ KN}$

$Q=1\text{KN}=1000\text{N}$

III.1.2. Vérification du ferrailage vis-à-vis séisme :

D'après **RPA 99/ V2003 (Art 6.2.3)** Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule:

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2 ; zone III, $A = 0.25$). (Tableau 4.1 RPA 99/2003).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0.8$). (Tableau 6.1 RPA 99/2003).

W_p : Poids de l'acrotère.

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.833 = 1.466 \text{ KN/ml}$$

Soit $Q = 1 \text{ KN}$ (surcharge due à la main courante)

$$F_p = 1466 \text{ N/ml}$$

$$Q = 1000 \text{ N/ml}$$

$$F = \max(F_p; Q) \rightarrow F_p = 1466 \text{ N/ml}$$

$$MQ = 1466 \times 1 = 1466 \text{ N.m}$$

$$T_\mu = F_p = 1466 \text{ N.}$$

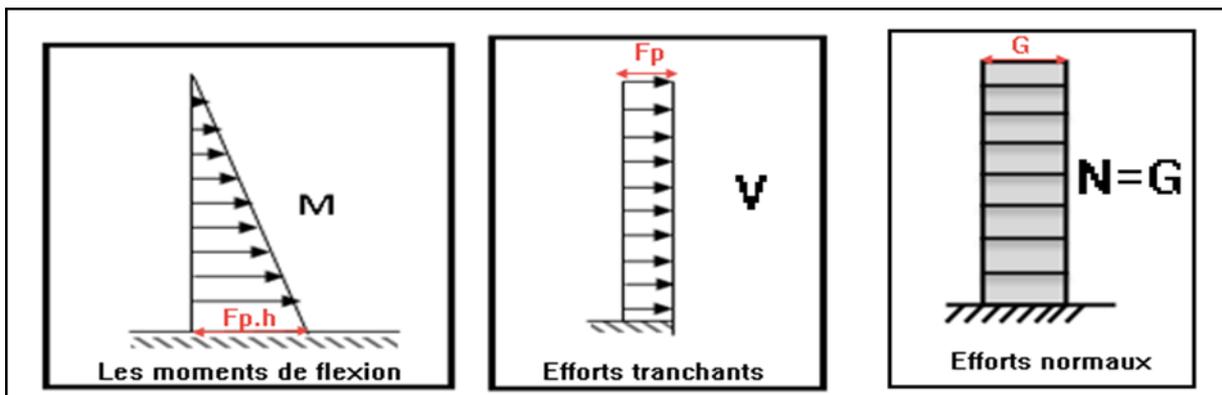


Figure .III.1.2. Diagrammes des sollicitations M, N, V.

III.1.3. Calcul des sollicitations :

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$MQ = F_p \times h = 1.466 \times 0.6 = 0.879 \text{ KN.m}$$

$$N_u = G = 1.833 \text{ KN.}$$

Combinaison d'action :

➤ à l'état limite de résistance (ELU) :

Effort normal de compression	$N_u = 1 G = 1.833 \text{ kN}$
Moment fléchissant	$M_u = 1.5 F_p h = 1.319 \text{ kN.m}$
Effort tranchant	$V_u = 1.5 F_p = 2.19 \text{ kN}$

➤ à l'état limite de service (ELS) :

Effort normal de compression	$N_s = G = 1.833 \text{ kN}$
Moment fléchissant	$M_s = = 0.879 \text{ kN.m}$
Effort tranchant	$V_s = F = 1.466 \text{ kN}$

III.1.4. Ferrailage de l'acrotère :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

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

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 0.9.h = 9 \text{ cm} ; \text{ soit } d = 7.5 \text{ cm.}$$

$$c = 3 \text{ cm} \quad \text{Acier FeE400} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

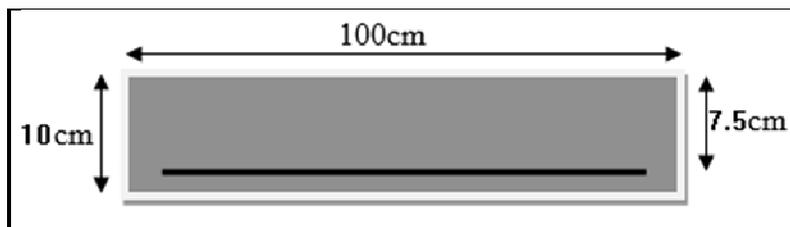


Figure.III.1.3 : ferrailage de l'acrotère

➤ Armature longitudinale :

- Calcul à l'ELU :
 - ✓ Calcul l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.319}{1.833} = 0.72 \text{ m}$$

$$h/2 = 0.1/2 = 0.05 \text{ m}$$

✓ Contrôle :

On remarque que : $e_0=0.72m > h/2=0.05 m$ alors ;

- ⇒ Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section.
- ⇒ Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues

Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = M_u + N_u [(h/2 - c)] = 1319 + 1833 [(0.1/2 - 0.030)] = 1355.66 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = (0.85 \times f_c) / 1.5 = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.016$$

$$\mu = 0.016 < \mu_l = 0.392$$

Donc les Armature comprimée ne sont pas nécessaires ($A' = 0$)

$$\mu = 0.016 \Rightarrow \alpha = 0.022 \Rightarrow \beta = 0.991 ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{M_1}{\beta \times d \times \sigma_s} = 0.52 \text{ cm}^2$$

Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

N : est un effort de compression

$$A = A_u - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} \quad \text{On a :}$$

$$A' = A'_1 = 0$$

$$A = 0.47 \text{ cm}^2$$

M_1 (N.m)	μ	α	β	A^u (cm ²)	A (cm ²)
1355.66	0.016	0.022	0.991	0.52	0.47

III.1.5.Vérification :

✓ **E.L.U :**

➤ **Condition De Non Fragilité :**

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_G - 0.455 \times d}{e_G - 0.185 \times d} \right]$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7.5 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{72 - 0.455 \times 7.5}{72 - 0.185 \times 7.5} \right] = 0.88 \text{cm}^2$$

$$A^{\min} = 0.813 \text{cm}^2$$

✓ **E.L.S :**

➤ **La contrainte de traction d'armature : (BAEL91 A.4.5,33)**

$$\text{Fissurations Préjudiciables : } \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

η : coeff.de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(266.66; 201.63)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{Mpa}$$

➤ **Détermination du centre de pression :**

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{879}{1833} = 0.48 \text{m}$$

✓ La section est partiellement comprimée.

➤ **Calcul de la section a la flexion simple:**

$$M_1 = M_{\text{ser}} + N_{\text{ser}} \left[\frac{h}{2} - c \right] = 879 + 1833 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 915.6 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{915.6}{15 \times 100 \times 7.5^2} = 0.012$$

Avec :

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right)$$

$$\alpha_r = \frac{15\bar{\sigma}_b}{15\bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \alpha_r = 0.527$$

$$\Rightarrow \mu_{rb} = 0.217$$

On remarque que : $\mu = 0.012 < \mu_{rb} = 0.217 \Rightarrow A' = 0$

$$\beta = \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0.824$$

$$A_1^u = \frac{915.66}{201.63 \times 0.824 \times 7.5} = 0.73 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition De Non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)**

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

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7.5 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal d'armature longitudinale : BAEL (B.5.3.1)**

$$A_L \geq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max(A^{\text{cal}} ; A^{\min} ; A_L) \Rightarrow A = \max(0.52 ; 0.88 ; 2.5) \text{ cm}^2$$

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

On adopte : $A_L = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}^2$.

III.2.5. Vérification de l'effort tranchant : BAEL (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{\vartheta_u}{b_0 \times d} \dots \dots \text{ou : } b_0 = b$$

$$\vartheta_u = F \times 1.5 = 1560 \times 1.5 = 2340 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{2190}{1000 \times 75} = 0.03 \text{ Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min[0.10 \times f_{cj}; 4 \text{ Mpa}] \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.03 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

✓ Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ **Armatures de répartition : BAEL (A.8.2.41)**

$$A_r = \frac{A_{l\text{adopt}}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.627 \text{ cm}^2$$

→ On adopte ; $A_r = 3\emptyset 8 = 1.51 \text{ cm}^2$

➤ Espacement des armatures : BAEL(B.5.3.3)

$S_L \leq \min (2.5h ; 25 \text{ cm}) = \min (25 ; 25) \text{ cm}.$

$A_l = 5\emptyset 8 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

$A_r = 3\emptyset 8 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

III.6.Représentation de ferrailage :

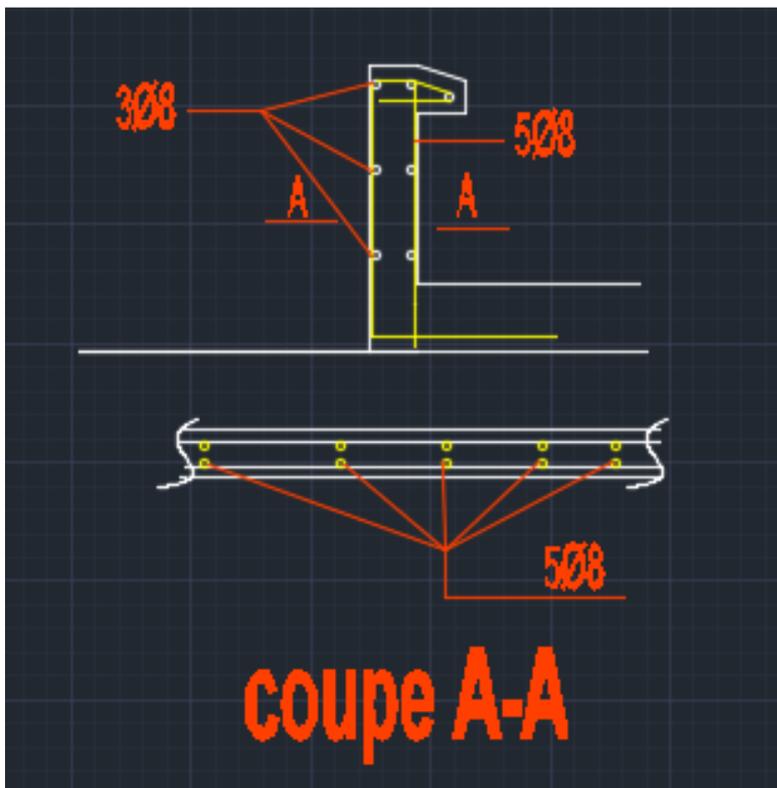


Figure.III.1.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.2.1. Les escaliers

III.2.1.1. Définition générale :

Un escalier est une succession de marches permettant le Passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on a un seul type d'escalier et il est fait en béton armé.

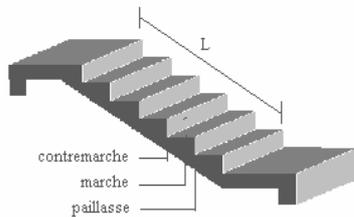


Figure. III.2.1- Schéma

III.2.1.2. Etude de l'escalier :

Ce type d'escalier est composé de :

- Paliers d'épaisseur 14cm.
- Volées parallèles d'épaisseur 14cm.
- Giron de 30cm.
- Contre marche de 17cm.

III.2.1.3. mode de calcul :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple, et le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

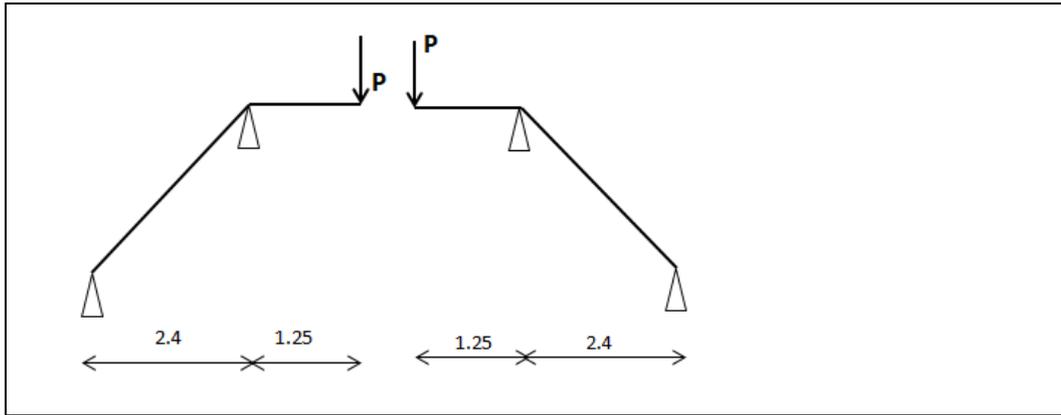
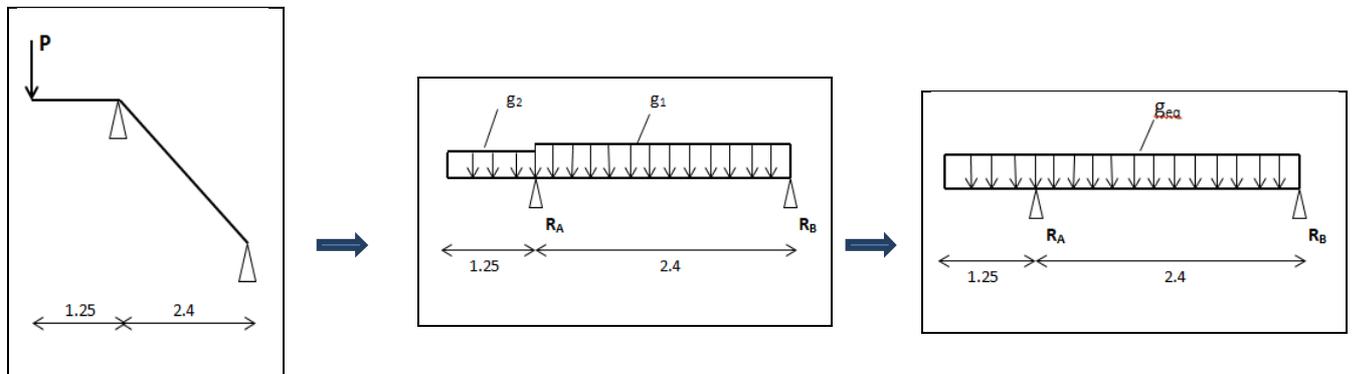


Figure. III.2.2 schéma statique de l'escalier

III.2.1.4 les charges appliquées :

- Sur la paillasse :
 - ✓ $G=631 \text{ DaN/m}^2$
 - ✓ $Q = 250 \text{ DaN/m}^2$
- Sur palier :
 - ✓ $G=490 \text{ DaN/m}^2$
 - ✓ $Q = 250 \text{ DaN/m}^2$

III.2.1.5 détermination des sollicitations :



🚧 Charge de mur extérieur :

⇒ $G_{\text{mur}} = 248 \text{ DaN/m}^2$

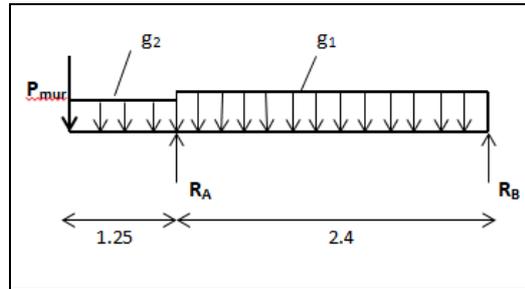
On à cas de mur avec des fenêtres : (70%)

⇒ $G_{\text{mur}} = 248 \times \frac{70}{100} = 173.6 \text{ DaN/m}^2$

⇒ Donc $G_{\text{mur}}=P_{\text{mur}}= 173.6 \times 0.3 = 52.08 \text{ DaN/ml}$

🔧 Calcul les réactions :

- Sous l'effet de P_{mur} et charge permanente :



On à :

$$\left\{ \begin{array}{l} G_1 = 631 \text{ DaN/ml} \\ G_2 = 490 \text{ DaN/ml} \end{array} \right.$$

$$P_{mur} = 52.8 \text{ DaN/ml}$$

$$\sum f_y = 0 \rightarrow R_A + R_B = P_{mur} + (G_1 \times 1.25) + (G_2 \times 2.4)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 2178.98 \text{ DaN} \dots\dots\dots(1)$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow R_B \times 2.4 + P_{mur} \times 1.25 + G_2 \times 1.25^2/2 - G_1 \times 2.4^2/2 = 0$$

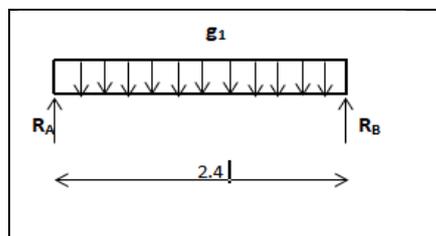
$$\Rightarrow R_B = \frac{1369.36}{2.4} = 570.57 \text{ DaN}$$

$$\sum M_B = 0 \rightarrow R_A \times 2.4 - (G_1 \times 2.4^2/2) + (G_2 \times (1.25^2/2 + 2.4)) - P_{mur} \times (1.25 + 2.4) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 1608.4 \text{ DaN}$$

$$\Rightarrow (1) \dots R_A + R_B = 2178.98 \text{ DaN} \dots\dots\dots(\text{vérifier})$$

🔧 Calcul le moment statique :



$$M_0 = \frac{G_1 \times l^2}{8} = \frac{631 \times 2.4^2}{8} = 454.32 \text{ DaN.m}$$

✓ **Moment sur appui :** $M_a = 0.4 M_0 = 181.72 \text{ DaN.m}$

✓ **Moment sur travée :** $M_t = 0.75 M_0 = 340.74 \text{ DaN.m}$

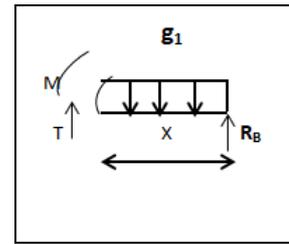
Calcul l'effort tranchant :

Coupe I-I : $0 \leq x \leq 2.4$

$\Rightarrow T = R_B + G_1 \times x$

$\Rightarrow T = 570.57 + 631.x$

$$T = \begin{cases} X=0 : T = 570.57 \text{ DaN} \\ X=2.4 : T = 2084.97 \text{ DaN} \end{cases}$$

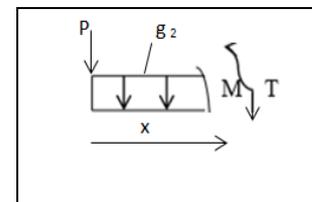


Coupe II-II : $0 \leq x \leq 1.25$

$\Rightarrow T = P_{\text{mur}} - G_2 \times x$

$\Rightarrow T = 52.08 - 490.x$

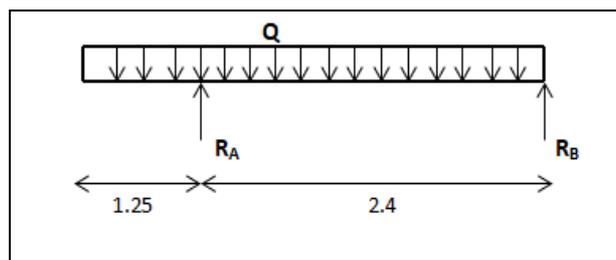
$$T = \begin{cases} X=0 : T = 52.08 \text{ DaN} \\ X=1.25 : T = -560.42 \text{ DaN} \end{cases}$$



$\Rightarrow M = -P_{\text{mur}} .x - G_2 \times x^2 / 2 = -52.08 .x - 490 \times \frac{x^2}{2}$

$$M = \begin{cases} X=0 : M = 0 \\ X=1.25 : M = -447.91 \text{ DaN.m} \end{cases}$$

- Calcul les réactions sous l'effet de charge d'exploitation Q :



On à :

$\Rightarrow Q = 250 \text{ DaN/m}^2 \rightarrow Q = 250 \times 1 = 250 \text{ DaN/ml}$

$\sum f_y = 0 \rightarrow R_A + R_B = Q \times (1.25 + 2.4)$

$\Rightarrow R_A + R_B = 912.5 \text{ DaN} \dots\dots\dots(1)$

$\sum M_A = 0 \rightarrow R_B \times 2.4 - Q \times \frac{2.4^2}{2} + Q \times \frac{1.25^2}{2} = 0$

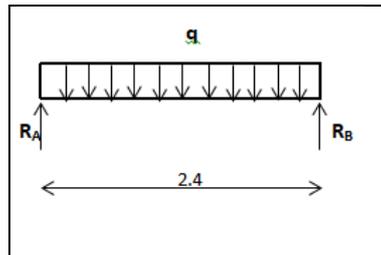
$\Rightarrow R_B = 218.62 \text{ DaN}$

$$\sum M_B = 0 \rightarrow R_A \times 2.4 - Q \times \frac{2.4^2}{2} - Q \times 1.25 \times \left(\frac{1.25}{2} + 2.4 \right) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 693.88 \text{ DaN}$$

$$\Rightarrow (1) \dots R_A + R_B = 912.49 \text{ DaN} \dots \dots \dots (\text{vérifier})$$

✚ Calcul le moment statique :



$$M_0 = \frac{Q \times l^2}{8} = \frac{250 \times 2.4^2}{8} = 180 \text{ DaN.m}$$

✓ Moment sur appui : $M_a = 0.4 M_0 = 72 \text{ DaN.m}$

✓ Moment sur travée : $M_t = 0.75 M_0 = 135 \text{ DaN.m}$

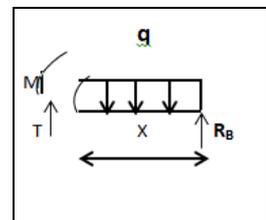
✚ Calcul l'effort tranchant :

Coupe I-I : $0 \leq x \leq 2.4$

$$\Rightarrow T = -R_B + Q \times x$$

$$\Rightarrow T = -218.62 + 250.x$$

$$T = \begin{cases} X=0 : T = -218.62 \text{ DaN} \\ X=2.4 : T = 381.38 \text{ DaN} \end{cases}$$



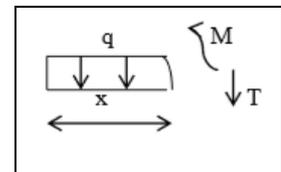
Coupe II-II : $0 \leq x \leq 1.25$

$$T = -Q \times x = -250.x$$

$$T = \begin{cases} X=0 : T = 0 \\ X=1.25 : T = -312.5 \text{ DaN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M = -Q \times x^2 / 2 = -250 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M = \begin{cases} X=0 : M = 0 \\ X=1.25 : M = -195.31 \text{ DaN.m} \end{cases}$$



Finalement :

$$\text{Volée : } \left\{ \begin{array}{l} \text{sur appui : } M_g = 181.72 \text{ DaN.m ; } M_q = 72 \text{ DaN.m} \\ \text{Sur travée : } M_g = 340.74 \text{ DaN.m ; } M_q = 135 \text{ DaN.m} \\ T_g = 570.57 \text{ DaN ; } T_q = 218.62 \text{ DaN} \end{array} \right.$$

$$\text{Palier : } \left\{ \begin{array}{l} \text{sur appui : } M_g = 447.91 \text{ DaN.m ; } M_q = 195.31 \text{ DaN.m} \\ T_g = 2084.97 \text{ DaN ; } T_q = 381.38 \text{ DaN} \end{array} \right.$$

➤ Les combinaisons d'actions :

❖ ELU :

Sur volée :

- Travée :

$$M_t^u = 1.35 M_g + 1.5 M_q = (1.35 \times 340.74) + (1.5 \times 135) = 662.49 \text{ DaN.m}$$

- Appui :

$$M_{app}^u = 1.35 M_g + 1.5 M_q = (1.35 \times 181.72) + (1.5 \times 72) = 353.32 \text{ DaN.m}$$

Sur palier :

- Appui :

$$M_{app}^u = 1.35 M_g + 1.5 M_q = (1.35 \times 447.91) + (1.5 \times 195.31) = 1000.18 \text{ DaN.m}$$

❖ ELS :

Sur volée :

- Travée :

$$M_t^{ser} = M_g + M_q = 475.74 \text{ DaN.m}$$

- Appui :

$$M_{app}^{ser} = M_g + M_q = 253.72 \text{ DaN.m}$$

Sur palier :

- Appui :

$$M_{app}^{ser} = M_g + M_q = 643.22 \text{ DaN.m}$$

➤ **Calcul de ferrailage :**

Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de 1 m de largeur.

✚ **Sur pallasse :**

III.4.5.1. Armatures longitudinales:

➤ **E.L.U :**

$$f_c = 400 \text{ MPa} , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} , \quad \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_\ell = 0.392 , \quad \mu < \mu_\ell \Rightarrow \dot{A} = 0 ; \text{ avec : } \mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

L'enrobage:

$$C = C_0 + \emptyset / 2$$

$$\Rightarrow C_0 = 1 \text{ cm} ; h = e = 14 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \emptyset \leq h/10 = 1.4 \rightarrow C = 3 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow d = 0.9 \times e = 0.9 \times 14 = 12.6 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) , \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) , \quad A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Désignation	Mu (N.m)	μ	μ _l	Condition	A'	α	β	A _s (cm ²)
Travée	6624.9	0.029	0.392	μ < μ _l	0	0.036	0.986	1.53
appui	3533.2	0.015	0.392	μ < μ _l	0	0.0188	0.992	0.81

➤ **ELS :**

- La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s.

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

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Désignation	α	$M_u(N.m)$	$M_{ser}(N.m)$	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	0.036	6624.9	4757.4	1.39	25	0.44	Vérifiée
appui	0.0188	3533.2	2537.2	1.39	25	0.44	Vérifiée

➤ **Condition de non fragilité :** BAEL91 (art A.4.2,1)

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

$$\rightarrow A_{s \min} \geq 0.23 \times 100 \times 12.6 \times \frac{2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{s \min} \geq 1.52 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal :** BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_{\min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 14 = 1.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}(\text{MAX}) = \max(A_{s \min}, A_{\min}) = A_{s \min} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A = \max(A_s; A_{\min}(\text{MAX})) = A_s$$

Désignation	$A_s (\text{cm}^2)$	$A_{\min} \text{ MAX} (\text{cm}^2)$	$A_{\max} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
Travée	1.53	1.52	1.53	4HA12 = 4.52
appui	0.81	1.52	1.52	4HA12 = 4.52

➤ **Armatures de répartition :** $A_r = \frac{A_{\text{adopt}}}{4}$

Désignation	$A_{\text{adopt}} (\text{cm}^2)$	$A_r (\text{cm}^2)$	$A_r \text{ adp} (\text{cm}^2)$
Travée	4.52	1.13	4HA8 = 2.01
appui	4.52	1.13	4HA8 = 2.01

✚ **Sur palier :**

❖ **ELU :**

On à :

$$\left[\begin{array}{l} C = 3 \text{ cm} \\ d = 12.6 \text{ cm} \end{array} \right.$$

-	M_u (N.m)	μ	μ_l	Condition	A'	α	β	A_s (cm ²)
Valeur	10001.8	0.044	0.392	Vérifier	0	0.056	0.9776	2.33

❖ ELS :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Désignation	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
appui	0.056	10001.8	6432.2	1.55	25	0.52	Vérifiée

➤ Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2.1)

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

$$\rightarrow A_{s \min} \geq 0.23 \times 100 \times 12.6 \times \frac{2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{s \min} \geq 1.52 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_{\min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 14 = 1.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}(\text{MAX}) = \max(A_{s \min}, A_{\min}) = A_{s \min} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A = \max(A_s; A_{\min}(\text{MAX})) = A_s$$

Désignation	A_s (cm ²)	$A_{\min} \text{ MAX}$ (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
appui	2.33	1.52	2.33	4HA12 = 4.52

➤ Armatures de répartition : $A_r = \frac{A_{\text{adopt}}}{4}$

Désignation	A_{adopt} (cm ²)	A_r (cm ²)	$A_r \text{ adp}$ (cm ²)
appui	4.52	1.13	4HA8 = 2.01

➤ **Espacement entre les armatures : (BAEL 91 A.8.2.42)**

➤ **Armatures longitudinales :**

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(42; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{Travée : } S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

$$\Rightarrow \text{Appui : } S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

➤ **Armatures de répartitions :**

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(56; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{Travée : } S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

$$\Rightarrow \text{Appui : } S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

III.2.1.6 : Vérification de l'effort tranchant :

on à :

$$\left. \begin{array}{l} T_g = 2084.97 \text{ DaN} \\ T_q = 381.38 \text{ DaN} \end{array} \right\} T = 1.35 T_g + 1.5 T_q = 3386.77 \text{ DaN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{33867.7}{1000 \times 126} = 0.26 \text{ MPa BAEL91 (art A.5.1,1)}$$

✓ Les armatures d'âme sont droites, la fissuration est préjudiciable, (BAEL91 art A.5.1,211)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.26\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

III .2.1.7.Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5, 1)

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{14}{240} = 0.06 \geq \frac{0.75 M_0}{10M_0} = 0.075 \dots \text{ Condition vérifié}$$

$$2) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 12.6} = 2.49 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{ Condition vérifié}$$

$$3) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{240} = 0.06 \approx \frac{1}{16} = 0.06 \dots \text{ Condition vérifiée}$$

III.2.8 : ferrailage de l'escalier

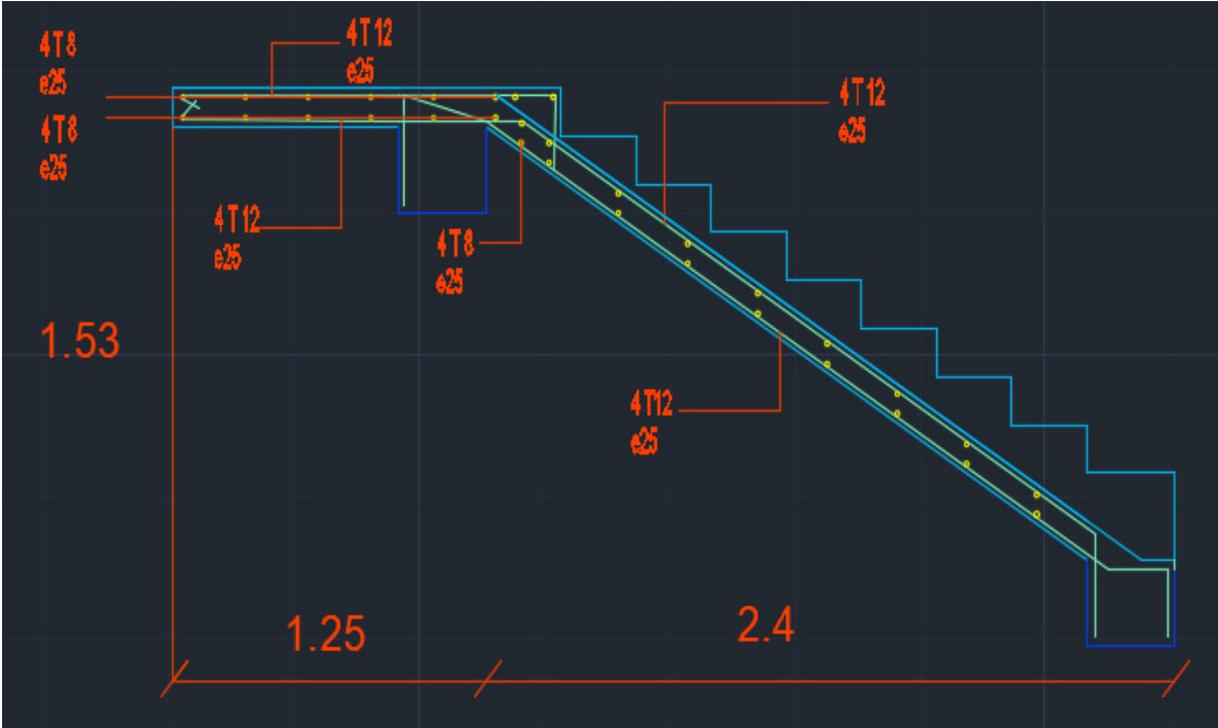


Figure.III.2.1.Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.2.2.poutre palier :

III.2.2.1.Pré dimensionnement :

○ Condition de flèche :

$$1/ h = \left(\frac{1}{15}; \frac{1}{10}\right) L_{max}$$

Avec : $L_{max} = 3.79m$

$$\Rightarrow h = \left(\frac{1}{15}; \frac{1}{10}\right) 3.79$$

$$\Rightarrow h = (25.27; 37.9)$$

\Rightarrow on prend : **h=30cm**

$$2/ b = (0.3; 0.4)h$$

$$\Rightarrow b = (0.3; 0.4)30$$

$$\Rightarrow \mathbf{b = 30cm}$$

○ Condition selon RPA :

$$\checkmark b = 30 > 20cm$$

$$\checkmark h = 30 = 30cm$$

$$\checkmark h/b = 1 < 4$$

} conditions vérifiées

\Rightarrow donc on adopte la section **(30 × 30)cm²**

III.2.2.2.détermination des charges :

pois propre de poutre palier : $P_1 = 0.3 \times 0.3 \times 2500 = \mathbf{225DaN/ml}$

pois de mur : $P_2 = 248 \times \frac{70}{100} \times 0.3 = \mathbf{52.08DaN/ml}$

réaction de l'escalier: $T_u = \mathbf{3386.77DaN}$

$$T_{ser} = T_{gmax} + T_{qmax} = \mathbf{2466.35DaN}$$

Pois de palier : $P_3 = 2500 \times 1.25 \times 0.14 = \mathbf{437.5DaN}$

III.2.2.3.calcul les sollicitations :

Remarque :

Dans ce cas la poutre palier travaille à la flexion simple.

○ ELU :

$$P_u = 1.35 (P_1 + P_2 + P_3) + T_u/L$$

Avec : $L = 2.93m$

$$\Rightarrow P_u = 2120.57 \text{ DaN/ml}$$

Sur appui :

$$M_1 = M_2 = \frac{P_u \times L^2}{12} = 1517.07 \text{ DaN.m}$$

sur travée :

$$M_0 = M_t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 758.54 \text{ DaN.m}$$

✓ Calcul l'effort tranchant :

$$T_1 = T_2 = \frac{P_u \times L}{2} = 3106.63 \text{ DaN/ml}$$

○ ELS :

$$P_{ser} = P_1 + P_2 + P_3 + T_u / L$$

$$\Rightarrow P_{ser} = 1556.34 \text{ DaN/ml}$$

✓ calcul le moment :

Sur appui :

$$M_1 = M_2 = \frac{P_{ser} \times L^2}{12} = 1113.42 \text{ DaN.m}$$

sur travée :

$$M_0 = M_t = \frac{P_{ser} \times L^2}{24} = 556.71 \text{ DaN.m}$$

✓ Calcul l'effort tranchant :

$$T_1 = T_2 = \frac{P_{ser} \times L}{2} = 2280.04 \text{ DaN/ml}$$

III.2.2.4.calcul de ferrailage :

✓ ELU :

Enrobage :

$$C_0 = 1 \text{ cm}$$

$$C = C_0 + \emptyset / 2$$

$$\Rightarrow \emptyset \leq \frac{h}{10} \rightarrow \emptyset \leq \frac{30}{10} = 3 \text{ cm} \rightarrow C = 1 + 3/2 = 2.5 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } C = 3 \text{ cm ; } d = h - C = 27 \text{ cm}$$

Désignation	Mu (N.m)	μ	μ_1	Condition	A'	α	β	A _s (cm ²)
Travée	7585.4	0.024	0.392	$\mu < \mu_1$	0	0.06	0.976	0.83
appui	15170.7	0.048	0.392	$\mu < \mu_1$	0	0.061	0.0976	1.65

✓ ELS :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Désignation	α	M _u (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	f _{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	0.06	7585.4	5567.1	1.36	25	0.43	Vérifiée
appui	0.061	15170.7	11134.2	1.36	25	0.43	Vérifiée

⇒ Donc aucun vérification à faire à ELS.

➤ **Condition de non fragilité :** BAEL91 (art A.4.2,1)

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

$$\rightarrow A_{s \min} \geq 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.978 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{s \min} \geq 0.978 \text{ cm}^2$$

Donc A = max(A_s; A_{min}) = A_s

Désignation	A _s (cm ²)	A _{min} MAX (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	0.83	0.978	0.978	4HA12 = 4.52
appui	1.65	0.978	1.65	2HA12 = 2.26

III.2.2.5. Vérification :

✓ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{31066.3}{300 \times 270} = 0.383 \text{ MPa BAEL91 (art A.5.1,1)}$$

✓ Les armatures d'âme sont droites, la fissuration est préjudiciable, (BAEL91 art A.5.1,211)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.383 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$\emptyset_t \leq \min(\emptyset_1, h/35, b/10) = (10, 8.57, 30)$$

$$\Rightarrow \emptyset_t \leq 8.57$$

$$\Rightarrow \emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

✚ Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5, 1)

- 1) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{293} = 0.1024 \geq \frac{M_0}{10M_0} = 0.1$ Condition vérifié
- 2) $\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{Fe} \Rightarrow \frac{1.51}{30 \times 27} = 1.86 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105$ Condition vérifié
- 3) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{293} = 0.1024 > \frac{1}{16} = 0.062$ Condition vérifié

III.2.2.6.Schéma de Ferrailage :

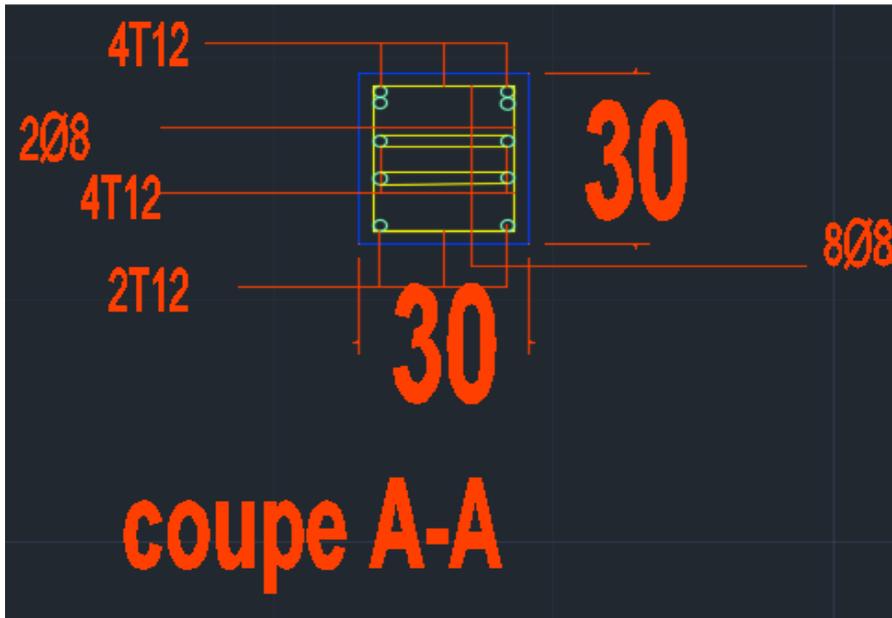


Figure.III.2.2.Schéma de ferrailage de poutre palier

III.3. plancher:

➤ Plancher à corps creux :

III.3.1 Méthode de calcul :

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple la méthode forfaitaire et la méthode exacte et de Caquot.

III.3.2. Calcul des poutrelles :

A) méthode forfaitaire :

Pour la détermination des efforts (M) et (T) on utilise la méthode forfaitaire si :

- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq 2G$.
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25.$$

B) Méthode de Caquot : Condition d'application :

- $Q > 2G$ et $Q > 500 \text{ Kg/m}^2$.
- Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées.
- Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants.

III.3.3. Calcul des moments:

❖ Les moments en appui :

- $0.2M_0$ pour appui de rive.
- $0.6M_0$ pour poutre de deux travées.
- $0.5M_0$ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus de deux travées.
- $0.4M_0$ pour les appuis intermédiaires (plus de trois travées).

❖ Les moments en travées :

$$M_T = \begin{cases} 1.05M_0 ; (1+0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w - M_e}{2} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{travée intermédiaire} \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{travée de rive} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

C) Dimensionnement des poutrelles :

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

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

III.3.4. Les combinaison d'action :

a) **Plancher étage courant (habitation):** D'après le (DTR BC 2.2)

$$\text{Charge permanente} = G = 505 \text{ DaN/m}^2$$

$$\text{Surcharge d'exploitation} = Q = 150 \text{ DaN/m}^2$$

b) **Plancher terrasse (habitation) :** D'après le (DTR BC 2.2)

$$\text{Charge permanente} : G = 633 \text{ DaN/m}^2$$

$$\text{Surcharge} : Q = 100 \text{ DaN/m}^2$$

Donc :

Plancher	ELU : $(1.35G + 1.5Q) \times 0.65$	ELS : $(G + Q) \times 0.65$
Étage	$P_{\text{etg}} = 589.38 \text{ DaN/ml}$	$P = 425.75 \text{ DaN/ml}$
Terrasse	$P_{\text{ter}} = 652.96 \text{ DaN/ml}$	$P = 476.45 \text{ DaN/ml}$

III.3.5. vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- Fissuration peu nuisible
- $Q \leq 2G \rightarrow$ $Q_{\text{Etg}} = 150 < 1010 \text{ DaN/m}^2 \rightarrow \text{c.v}$
- $Q \leq 500 \text{ DaN/m}^2 \rightarrow$ $Q_{\text{Etg}} = 150 < 500 \text{ DaN/m}^2 \rightarrow \text{c.v}$
- $Q_{\text{ter}} = 100 < 1266 \text{ DaN/m}^2 \rightarrow \text{c.v}$
- $Q_{\text{Etg}} = 100 < 500 \text{ DaN/m}^2 \rightarrow \text{c.v}$

- Moment d'inertie constante sur toute la poutre (section constante) $I_1=I_2= \dots I_n$

- Les portées successives dans le rapport :

$$0.8 \leq \frac{L_1}{L_2} = \frac{3.64}{3.80} = 0.95 \leq 1.25 \rightarrow \text{c.v}$$

$$0.8 \leq \frac{L_2}{L_3} = \frac{3.80}{3.80} = 1 \leq 1.25 \rightarrow \text{c.v}$$

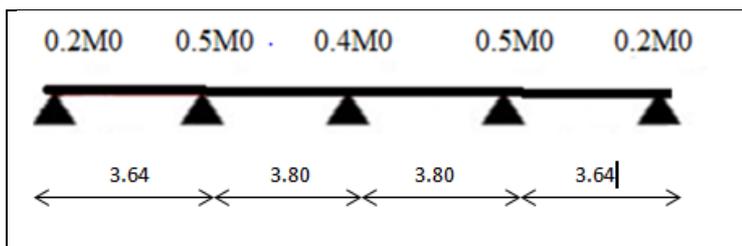
$$0.8 \leq \frac{L_1}{L_2} = \frac{3.80}{3.64} = 1.04 \leq 1.25 \rightarrow \text{c.v}$$

Remarque :

On remarque que toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

III.3.6. Détermination des sollicitations :

III.3.6.1. Plancher terrasse :



-ELU:

- Moment statique:

$$M_0 = \frac{q \times L_{\max}^2}{8}$$

Avec: $L_{\max} = 3.80\text{m}$

$$Q = P_{\text{ter ELU}} = 652.96 \text{ DaN/ml}$$

$$M_0 = 1178.59 \text{ DaN.ml}$$

📊 Tableau récapitulatif pour Les moments sur appuis:

M_a	1	2	3	4	5
valeur	235.72	589.29	471.43	589.29	235.72

🚧 Tableau récapitulatif pour Les moments en travées :

On a : $\alpha_{ter} = 0.133$

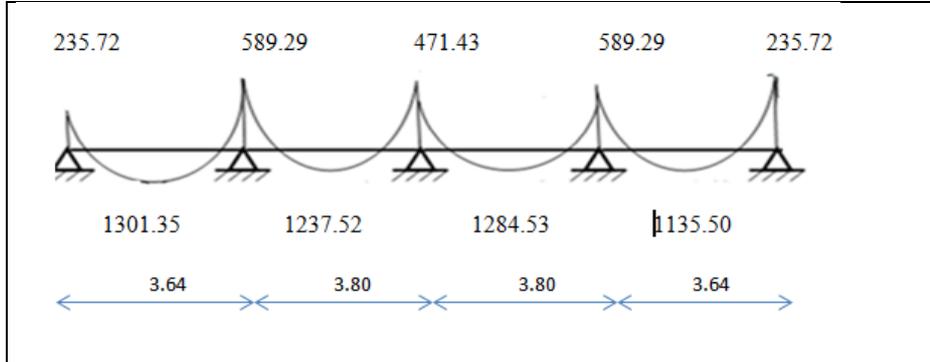
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
L(m)	3.64	3.80	3.80	3.64
P (N)	652.96	652.96	652.96	652.96
M0(N.M)	1081.43	1178.59	1178.59	1081.43
Mg(N.M)	235.72	589.29	471.43	589.29
Md(N.M)	589.29	471.43	589.29	235.72
Mt(N.M)	1301.35	1237.52	1284.53	1135.50
Tg(N)	1285.52	1209.61	1271.64	1091.25
Td(N)	-1091.25	-1271.64	-1209.61	-1285.52

➤ Effort tranchant :

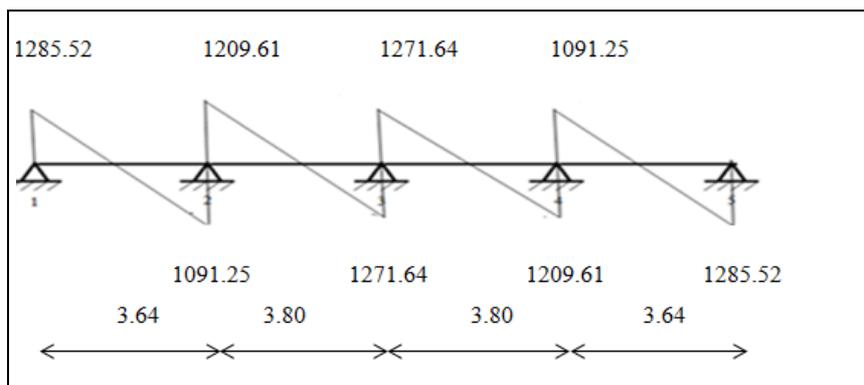
$$T_w = T_g = \frac{P \times l}{2} - \frac{M_d - M_g}{2}$$

$$T_e = T_d = -\frac{P \times l}{2} - \frac{M_d - M_g}{2}$$

✓ Diagramme des moments:



✓ Diagramme des efforts tranchantes :



-ELS :

➤ Moment statique:

$$M_0 = \frac{q_{ser} \times l_{max}^2}{8}$$

Avec: $L_{max} = 3.80m$

$Q = P_{ter\ ELS} = 476.45 \text{ DaN/ml}$

$M_0 = 860 \text{ DaN.ml}$

📊 Tableau récapitulatif pour Les moments sur appuis:

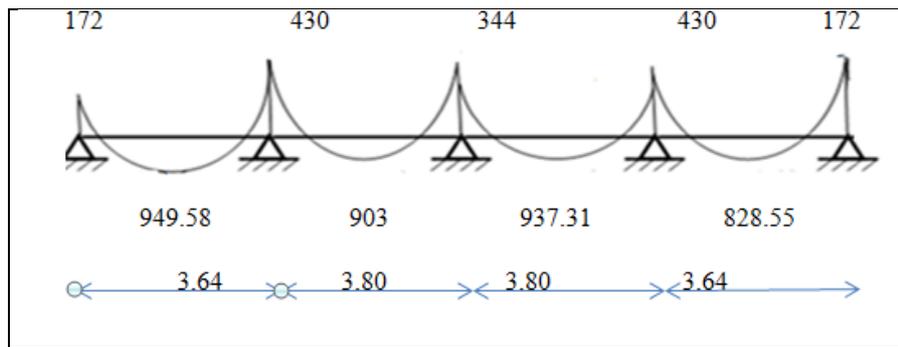
M_a	1	2	3	4	5
valeur	172	430	344	430	172

📊 Tableau récapitulatif pour Les moments en travées :

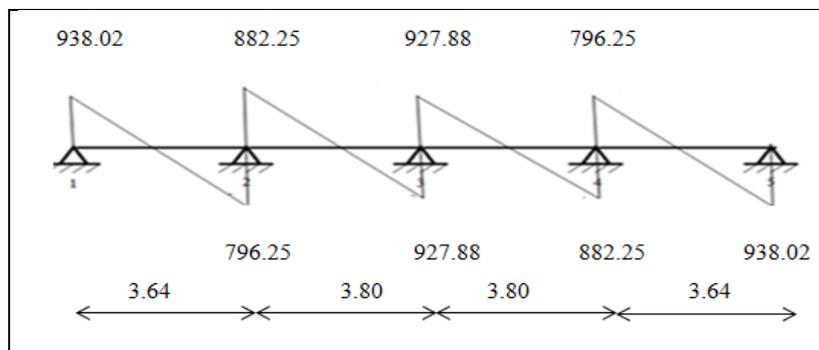
On a : $\alpha_{ter} = 0.133$

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
L(m)	3.64	3.80	3.80	3.64
P (N)	476.45	476.45	476.45	476.45
M0(N.M)	789.1	860	860	789.1
Mg(N.M)	172	430	344	430
Md(N.M)	430	344	430	172
Mt(N.M)	949.58	903	937.31	828.55
Tg(N)	938.02	882.62	927.88	796.25
Td(N)	-796.25	-927.88	-882.62	-938.02

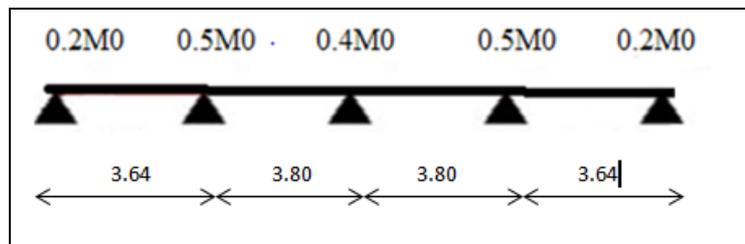
✓ Diagramme des moments:



➤ Diagramme des efforts tranchants :



III.2.6.2. Plancher étage :



-ELU:

➤ Moment statique:

$$M_0 = \frac{q \times l_{max}^2}{8}$$

Avec: $L_{max} = 3.80m$

$Q = P_{\text{etag ELU}} = 589.38 \text{ DaN/ml}$

$M_0 = 1063.83 \text{ DaN.ml}$

🚧 Tableau récapitulatif pour Les moments sur appuis:

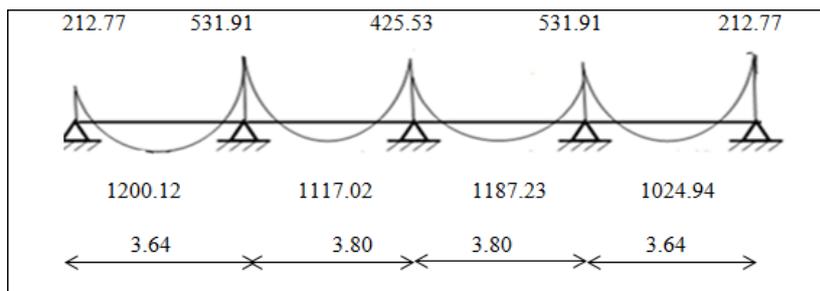
M_a	1	2	3	4	5
valeur	212.77	531.91	425.53	531.91	212.77

🚧 Tableau récapitulatif pour Les moments en travées :

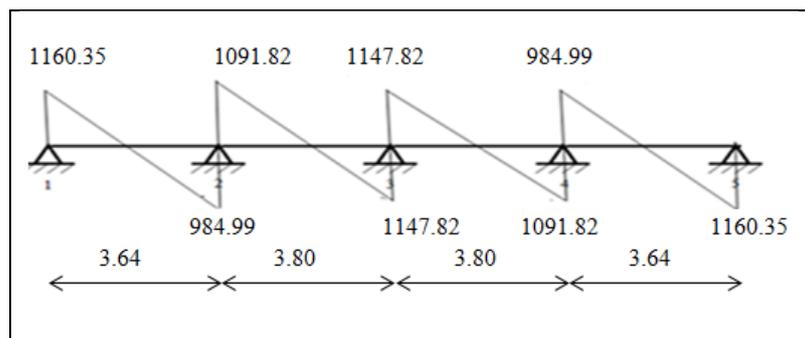
On a : $\alpha_{etg} = 0.22$

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
L(m)	3.64	3.80	3.80	3.64
P (N)	589.38	589.38	589.38	589.38
M0(N.M)	976.13	1063.83	1063.83	976.13
Mg(N.M)	212.77	531.91	425.53	531.91
Md(N.M)	531.91	425.53	531.91	212.77
Mt(N.M)	1200.12	1117.02	1187.23	1024.94
Tg(N)	1160.35	1091.82	1147.82	984.99
Td(N)	-984.99	-1147.82	-1091.82	-1160.35

✓ Diagramme des momentes:



➤ Diagramme des éfortes tranchantes :



ELS :

➤ Moment statique:

$$M_0 = \frac{q_{ser} \times l_{max}^2}{8}$$

Avec: $L_{max} = 3.80m$

$Q = P_{etg\ ELS} = 425.75\ DaN/ml$

$M_0 = 768.47\ DaN.ml$

📊 Tableau récapitulatif pour Les moments sur appuis:

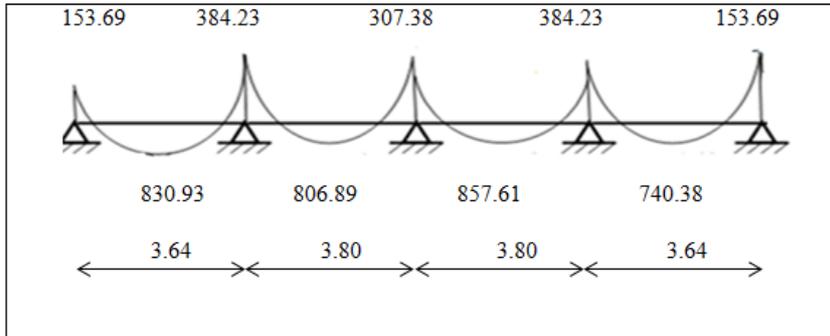
M_a	1	2	3	4	5
valeur	153.69	384.23	307.38	384.23	153.69

📊 Tableau récapitulatif pour Les moments en travées :

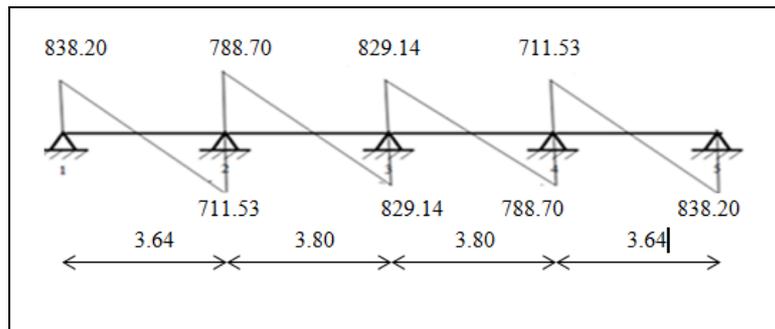
On a : $\alpha_{etg} = 0.22$

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
L(m)	3.64	3.80	3.80	3.64
P (N)	425.75	425.75	425.75	425.75
M0(N.M)	705.13	768.47	768.47	705.13
Mg(N.M)	153.69	384.23	307.38	384.23
Md(N.M)	384.23	307.38	384.23	153.69
Mt(N.M)	830.93	806.89	857.61	740.38
Tg(N)	838.20	788.70	829.14	711.53
Td(N)	-711.53	-829.14	-788.70	-838.20

✓ Diagramme des momentes:



➤ Diagramme des efforts tranchantes :



III.3.7. Calcul du Ferrillage :

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

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

- l'enrobage :

$$C \geq C_0 + \frac{\Phi}{2}$$

$$C_0 = 1\text{cm} \text{ (fissuration peu préjudiciable). (BAEL91.A.7.1)}$$

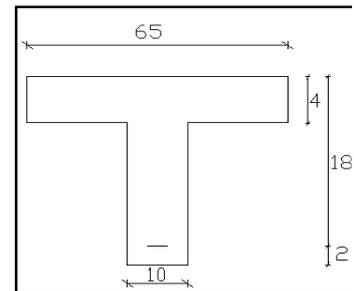
$$\Phi = \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm (BAEL91.A.7.2.1)}$$

$$C \geq 1 + \frac{2}{2} = 2 \text{ cm}$$

✓ Donc on adopte $C = 2\text{cm}$.

$$\rightarrow d = h - c = 20 - 2 = 18$$

$$\boxed{d = 18\text{cm}} \quad ; \quad \boxed{c = 2\text{cm}}$$



E.L.U.E.L.S

$$M_{\max(\text{appui})} = 589.29\text{DaN.m}$$

$$M_{\max(\text{appui})} = 430\text{DaN.m}$$

$$M_{\max(\text{travée})} = 1301.35 \text{ DaN.m}$$

$$M_{\max(\text{travée})} = 949.58\text{DaN.m}$$

$$T_{\max} = 1285.52\text{DaN}$$

$$T_{\max} = 938.02\text{DaN}$$

➤ **Les armatures longitudinales :**

✓ **En Travée :**

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14.2 \times 650 \times 40 \times \left(180 - \frac{40}{2} \right) = 59072 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 13013.5 \text{ N.m} \leq M_0 = 59072 \text{ N.m}$$

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

$$\mu = \frac{M t}{\sigma \times b \times d^2}$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha_u$$

$$A_u = \frac{M t_{\max}}{\beta \times d \times f_{su}}$$

✓ **Sur Appuis :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

	M_{\max} N.m	μ	μ_l	condition	A'	α_u	β	Au Cm ²
travée	13013.5	0.043	0.392	c.v	0	0.782	0.687	3.02
appui	5892.9	0.12	0.392	c.v	0	0.16	0.936	1.00

E. L. S : D'après le BAEL 91

-La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

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

vérifiée : $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$; avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	A	Mu (N.m)	M ser (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
En Travée	3.02	13013.5	9495.8	1.37	25	0.43	Condition vérifiée
Sur Appui	1.00	5892.9	430	1.37	25	0.43	Condition vérifiée

➤ **Condition de non fragilité** : BAEL (A.4.2, 1)

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

En Travée : $A_{r\min} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$

Sur Appuis : $A_{r\min} = 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$

➤ **Pourcentage minimal** : BAEL91 (art B.6.4)

$$A_m' \geq 0.001 \times b \times h$$

En Travée : $A_m' \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1,30 \text{ cm}^2$.

Sur Appuis : $A_m' \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0,20 \text{ cm}^2$.

➤ **Tableau Récapitulatif** :

$$A = \max (A^{cal} ; A_{\min} ; A_m')$$

Eléments	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{min}' (\text{cm}^2)$	A_{max}	$A_{adop} (\text{cm}^2)$
Travée	3.02	1.41	1,30	3.02	2HA14 = 3.08
Appuis	1.00	0.22	0,20	1.00	1HA14 = 1.54

➤ **Diamètre minimale Φ_t** : BAEL91 (A.7.2, 2)

Le diamètre des armatures d'âme d'une poutre est au plus à $h/35$ (h étant la hauteur totale de la poutre) , ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales et au dixième de la largeur de

l'âme . $\phi_t \leq \min \left(\frac{ht}{35} ; \phi_t ; \frac{b_0}{10} \right)$

Avec :

Φ : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; 10; \frac{100}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(5,71; 10; 10)$$

Soit : $\phi_t = 6mm$ FeE235 (BAEL (A.6.1,252))

$$A_t = 2\phi^2 = 0,57cm^2.$$

➤ **Espacement des cadres St**: BAEL91 (A.5.1, 22)

$$\bullet S_{t1} \leq \min(0.9d; 40cm) = \min(16.2; 40) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_{t1} = 16.2 \text{ cm}$$

$$\bullet S_{t2} \leq A_t \times f_e / 0.4 \times b_0 = 0.57 \times 235 / 0.4 \times 10 = 33.48 \text{ cm}$$

$$\bullet S_{t3} \leq [0.9 \times f_e (\cos\alpha + \sin\alpha) A_t] / [10 \times \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28} \times k)]$$

Avec : $k = 1$ → flexion simple

$$\Rightarrow S_{t3} \leq (0.9 \times 235 \times 1 \times 0.57) / [10 \times 1.15 (1.11 - 0.3 \times 2.1 \times 1)] = 21.84 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_t \leq \min(16.2 ; 33.48 ; 21.84) \rightarrow S_t = 16.2 \text{ cm}$$

Alors on prend : **St=15 cm**

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

➤ **Vérification de l'effort tranchant** : BAEL91 (art A.5.1)

La contrainte tangente : $\tau_u = T_U / (b_0 \times d)$BAEL91 (A.5.1, 1)

T_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

b_0 : Désigne la largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$T_U = 12855.2 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{12855.5}{100 \times 180} = 0.71 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0, 20 \frac{f_{ej}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL91 (A.5.1, 211)).}$$

$$= \min [0, 20. (25/1,5) ; 5 \text{ Mpa}] = \min (3.333 ; 5 \text{ Mpa}) = 3.3333 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0.71 \leq \bar{\tau}_\mu = 3,333 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis** : BAEL91 (A.5.1,31)

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que L'on a :

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Au maximum : $a = 0.9.d = 16.20 \text{ cm}$.

$$T_u = 12855.2 \text{ N}$$

$$T_u = 12855.2 \leq 0.267 \times 16.2 \times 10 \times 100 \times 25 = 108135 \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e}$$

$$A_{\text{adopt}} = 2T1 = 1.57 \text{ cm}^2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$A \geq \gamma \frac{T_u}{f_e} = 1.15 \times \frac{12855.2}{400} = 36.95 \text{ mm}^2$$

$$A = 157 \text{ mm}^2 \geq 36.38 \text{ mm}^2$$

➤ **Vérification de la flèche** : BAEL91 (B.6.8, 424)

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{380} = 0,053 \geq 0,0444 \dots\dots\dots$$

..... Conditions vérifiées

$$2/ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,60}{F_e} \Rightarrow \frac{1,57}{65 \times 18} = 0,0013 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots\dots\dots$$

$$3/ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \Rightarrow \frac{20}{380} = 0,053 \leq 0,073 \dots\dots\dots \text{condition non vérifié}$$

III.3.8.schéma du Ferrailage :

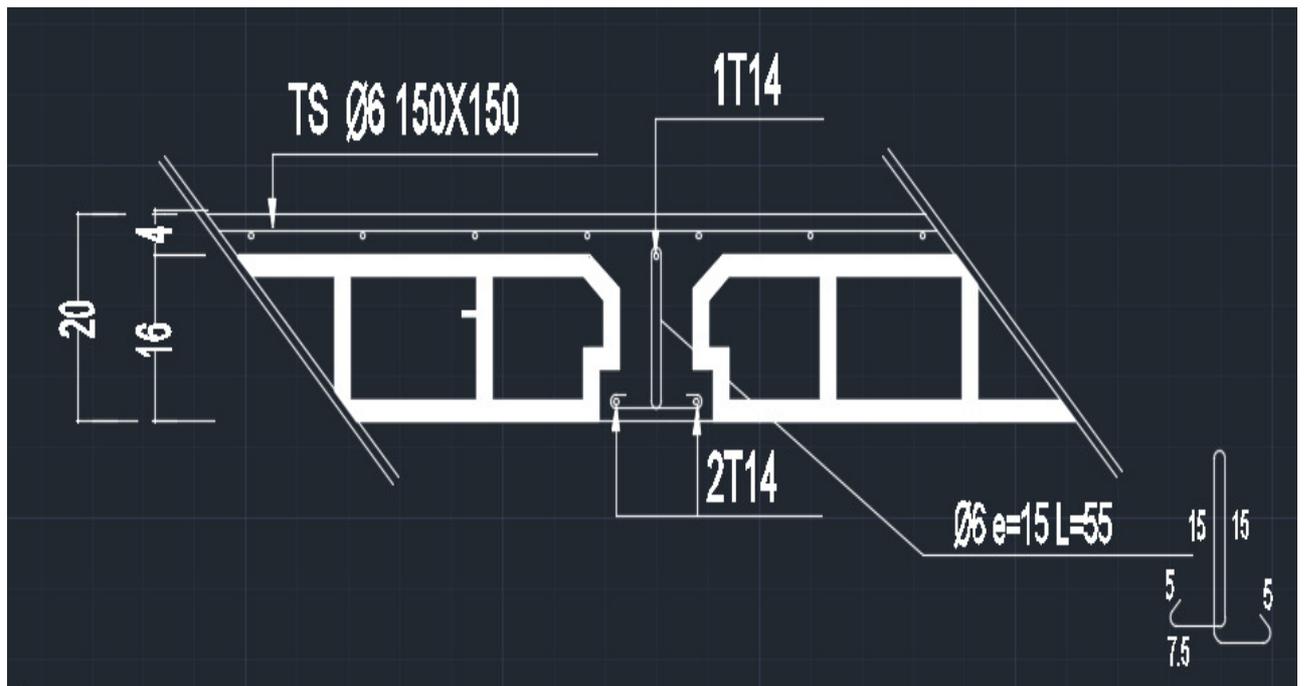


Figure.III.2.1.schéma du ferrailage du plancher

III.4. Balcon:

III.4.1. Étage courant type (1) :

Charge permanente: On a : $G=444\text{DaN/m}^2$

Surcharge d'exploitation: $Q = 350\text{DaN/m}^2$.

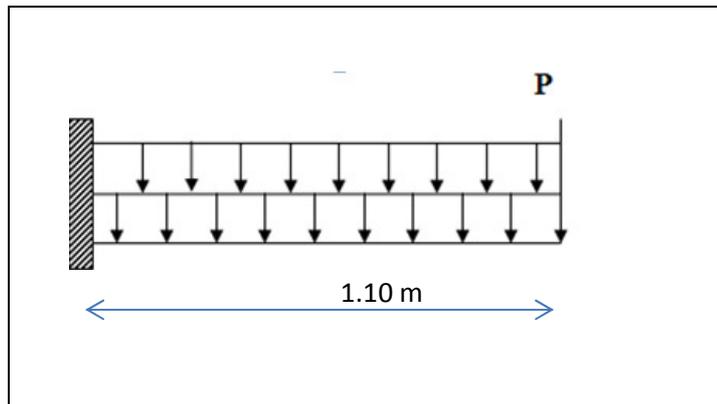


Figure III.4.1.Schéma statique des charges de balcon

III.4.1.1. Calcul des sollicitations :

La hauteur du mur : $h = 3.06-0.14=2.92\text{m}$.

On prend une bande de 1 m.

$$P=2.48 \times 2.92=7.2416 \text{ KN/m}$$

$$M_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times L^2 / 2 + 1.35 \cdot p \cdot L$$

$$M_u = (1.35 \times 4.44 + 1.5 \times 3.50) \times \frac{1.10^2}{2} + 1.35 \times 7.2416 \times 1.10$$

$$\rightarrow M_u = 17.55639 \text{ KN.m} = 17556.39 \text{ N.m.}$$

$$T_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times L + 1.35 \times p$$

$$= (1.35 \times 4.44 + 1.5 \times 3.50) \times 1.10 + 1.35 \times 7.2416$$

$$\rightarrow T_u = 22.144 \text{ KN/m} = 22144.56 \text{ N/m}$$

$$M_{ser} = (G+Q) \times L^2 / 2 + p \times L$$

$$= (4.44+3.50) \times \frac{1.10^2}{2} + 7.2416 \times 1.10$$

$$\rightarrow M_{ser} = 12.769 \text{ KN.m} = 12769.46 \text{ N.m}$$

III.4.1.2. Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage courant et on adopte le même ferrailage pour les autres balcons.

-fissuration peu nuisible

On prend : $C = 2 \text{ cm}$; $d = h - C = 14 - 2 = 12 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{17556.39 \times 10^3}{14.2 \times 1000 \times 120^2} = 0.085 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (A' = 0)$$

✓ La section est simplement armée.

$$\mu = 0.085 \rightarrow \alpha = 0.054 \rightarrow \beta = 0.978$$

$$A = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{17556.39}{348 \times 0.978 \times 12} = 4.29 \text{ cm}^2$$

III.4.1.3. Vérification :

❖ Vérification à l'E.L.U :

➤ Condition de non fragilité : BAEL 91(ART-A.4.2)

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.449 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage minimal : BAEL91 (ART-B.5.3,1)

$$A_L \geq 0.001 \cdot b \cdot h = 0.001 \times 100 \times 14 = 1.4 \text{ cm}^2$$

➤ Contrainte de cisaillement : BAEL 91 (ART : A.5.1)

$$T_u = 22144.56 \text{ N.m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{22144.56}{1000 \times 120} = 0.184 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_\mu = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$.

$\bar{\tau}_\mu = 3.33 \text{ MPa} > \tau_u = 0.184 \text{ MPa}$ (Condition vérifiée).

✓ Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Vérification à l'E.L.S :

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE 400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est

remplie : $\alpha \leq (\gamma - 1/2 + (f_{c28}/100))$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{Ser}} = \frac{17556.39}{12769.46} = 1.37$$

$$\alpha = 0.054 \leq (1.37 - 1) / 2 + (25/100) = 0.46 \quad \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

- ✓ Comme la condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b .
- ✓ Comme la fissuration est peu nuisible, alors pas de vérification de σ_s .
- ✓ Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification a E.L.S. Donc :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_L) = \max (4.29 ; 1.449 ; 1.4) \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A = 4.29 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit: } A = 4.71 \text{ cm}^2 \text{ (6HA10)}$$

➤ **Armature de réparation :**

$$A_r = A_{ad}/4 = 4.71/4 = 1.177 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA}8=2,01 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement des armatures :**

A) armature longitudinal :

$$S_L \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = \min (42 ; 33) \text{ cm}.$$

$$S_L = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } S_L = 25 \text{ cm}$$

B) armature de répartition :

$$S_r \leq \min (4.h ; 45 \text{ cm}) = \min (56 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$$

$$S_L = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_r = 25 \text{ cm}.$$

III.4.1.4. Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1)

$$\left. \begin{array}{l} * \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{14}{110} = 0.127 > \frac{1}{16} = 0.0625 \\ * \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.20}{Fe} \rightarrow 0.00392 < \frac{4.20}{400} = 0.011 \end{array} \right\} \text{conditions vérifiées}$$

- ✓ Alors les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas.

III.4.2.Etage terrasse Type (2) :

$G = 725 \text{ DaN/m}^2$ (charge permanents).

Surcharge d'exploitation: $Q = 100 \text{ DaN/m}^2$.

III.4.2.1. Calcul des sollicitations :

charge de l'acrotère : $P = 1712,5 \text{ N/ml}$

$$\begin{aligned} M_u &= (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L^2 / 2 + 1,35 \times L \times P_{\text{acro}} \\ &= (1,35 \times 7250 + 1,5 \times 1000) \times \frac{1,10^2}{2} + 1,35 \times 1,10 \times 1712,5 \\ &\rightarrow M_u = \mathbf{9372 \text{ N.m}}. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_u &= (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L + 1,35 \times P_{\text{acro}} \\ &= (1,35 \times 7250 + 1,5 \times 1000) \times 1,10 + 1,35 \times 1712,5 \\ &\rightarrow T_u = \mathbf{14728,12 \text{ N.m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{ser}} &= (G + Q) \times L^2 / 2 + L \times P_{\text{acro}} \\ &= (7250 + 1000) \times 1,10^2 / 2 + 1,10 \times 1712,5 \\ &\rightarrow M_{\text{ser}} = \mathbf{6875 \text{ N.m}} \end{aligned}$$

III.4.2.2. Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage terrasse et on adopte le même ferrailage pour les autres balcons

-fissuration peu nuisible

On prend : $C = 2 \text{ cm}$; $d = h - C = 14 - 2 = 12 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{9372 \times 10^3}{14,2 \times 1000 \times 120^2} = 0,045 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0,045 \rightarrow \alpha = 0,057 \rightarrow \beta = 0,977$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{9372 \times 10^2}{348 \times 0,977 \times 12 \times 100} = \mathbf{2,297 \text{ cm}^2}$$

III.4.2.3. Vérification :

❖ Vérification à l'E.L.U :

➤ Condition de non fragilité : BAEL 91(ART-A.4.2)

$$A_{min} \geq 0.23 . b . d . \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.449 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage minimal :

$$A_L \geq 0.001 . b . h = 0.001 \times 100 \times 14 = 1.4 \text{ cm}^2$$

➤ Contrainte de cisaillement : BAEL 91 (ART : A.5.1)

$$T_u = 14728.12 \text{ N/m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.123 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est préjudiciable:

$$\bar{\tau}_\mu = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_\mu = 3.25 \text{ Mpa} > \tau_u = 0.123 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Vérification à l'E.L.S :

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE 400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{9372}{6875} = 1.36$$

$$\alpha = 0.057 \leq \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 \quad \dots\dots\dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

✓ Comme la condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b ,

✓ Comme la fissuration est peu nuisible, alors pas de vérification de σ_s .

✓ Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification à E.L.S. Donc :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_L) = \max (2.297 ; 1.449 ; 1.42) = 2.297 \text{ cm}^2.$$

Soit: **A = 5HA8 = 2.51 cm².**

➤ **Armature de réparation :**

$$A_r = A_{ad}/4 = 2.51/4 = 0.627 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_r = 3HA8=1.51 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des armatures :**

A) armature longitudinal :

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

$$S_L = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

soit : $S_L = 25\text{cm}$

B) armature de répartition :

$$S_r \leq \min (4.h; 45 \text{ cm}) = \min (64\text{cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$$

$$S_L = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Soit : $S_r = 25 \text{ cm}.$

III.4.2.4. Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1) :

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{14}{110} = 0.127 > \frac{1}{16}=0.0625 \quad \left. \vphantom{\frac{h}{L}} \right\} \text{conditions vérifiées}$$

$$* \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.20}{Fe} \rightarrow 0.00209 < \frac{4.20}{400}=0.010$$

✓ Alors les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas.

III.4.3. Ferrailage des balcons :

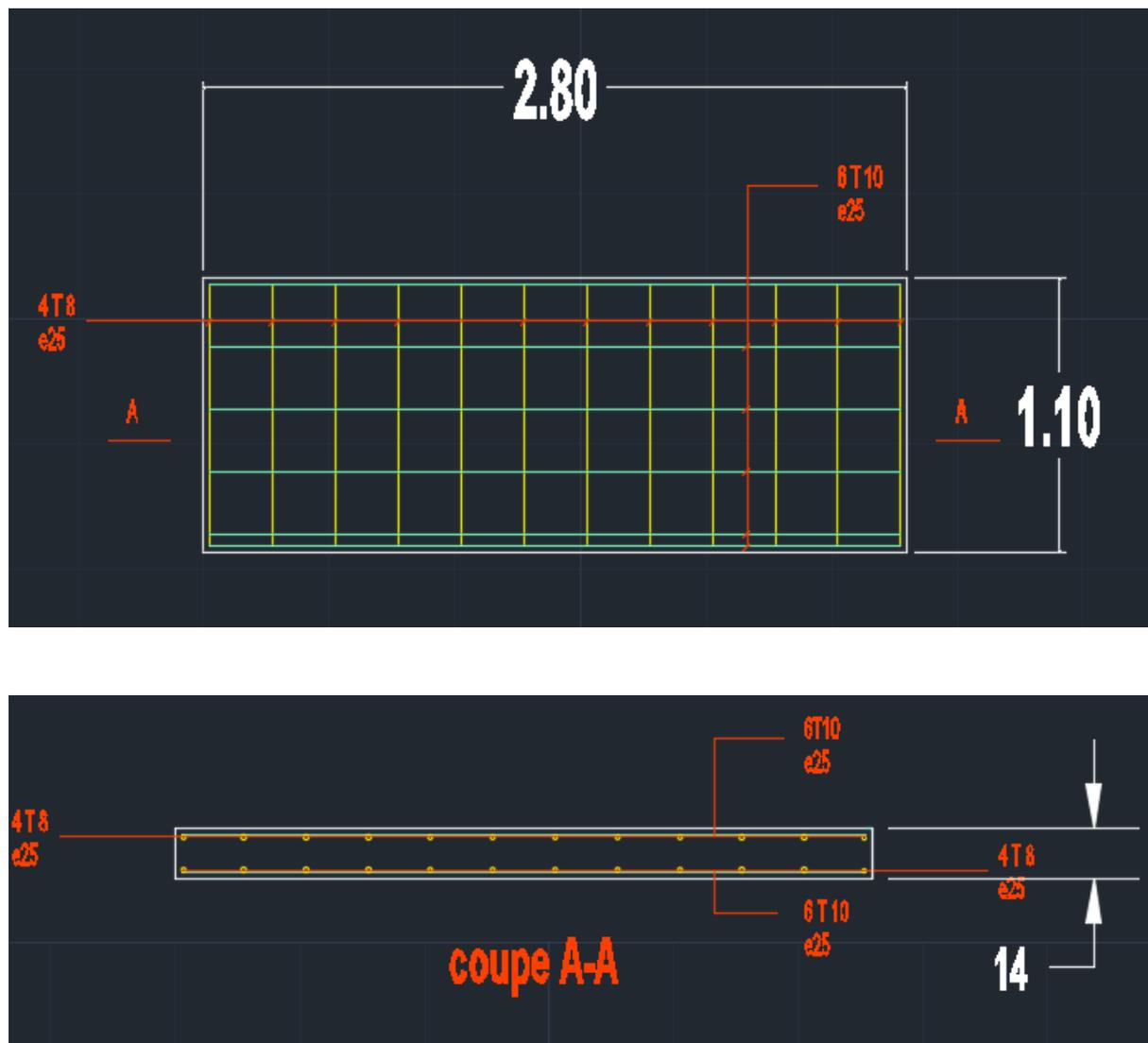


Figure.III.4.2.schéma de ferrailage de balcon

Chapitre IV :

Etude dynamique

IV.1.Introduction:

Le séisme ou tremblement de terre correspond à une vibration de sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau.

Cette vibration du sol a pour origine, selon les géologues; le mouvement des plaques terrestre appelé aussi la **dérive des continents**. Car ils pensent que la planète est morcelée en six à quinze principale plaques appelées **plaques tectoniques** et de plusieurs plaques secondaires.

But de l'étude parasismique:

L'**étude parasismique** va permettre à l'ingénieur ou le concepteur d'une étude génie civil de déterminer théoriquement les sollicitations engendrées par un éventuel **séisme** à différent niveau de la structure.

IV.2.Méthode de calcul : RPA99 (Art. 4.1.1)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- * par la méthode statique équivalente.
- * par la méthode d'analyse modale spectrale.
- * par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.1.Méthode statique équivalente :RPA99 (Art. 4.1.2)

a- Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

b- Modélisation des masses :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est Plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés,

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

La résultante de force sismique à la base V_t , obtenue par combinaison de valeurs modales ne doit pas être inférieure à «80%» de la résultante des forces sismique déterminées par la méthode statique équivalente V par une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée, Si ($V_d > 0,8V_s$) il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse calculés par la méthode modale (forces, déplacement, moments) dans le rapport $0,8V_s/V_d$ (RPA99 (Art. 4.3.6)).

IV.2.2. La méthode dynamique:

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentés par un spectre de réponse de calcul. ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Pour offrir plus de performance, de capacité de calcul de vitesse d'exécution et de précision pour l'analyse dynamique ; on utilise le logiciel «ROBOT».

IV.3.1 Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003

- ✚ Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de **ALGER** donc en Zone **III**.
- ✚ Notre bâtiment est à usage d'habitation donc classé dans le Groupe **2**.
- ✚ Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol **Meuble** catégorie **S3**.

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99V2003, quant à l'application de la méthode statique équivalente.

IV.3.2. Spectre de réponse de calcul.

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \cdot \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (1,25 A) \cdot \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

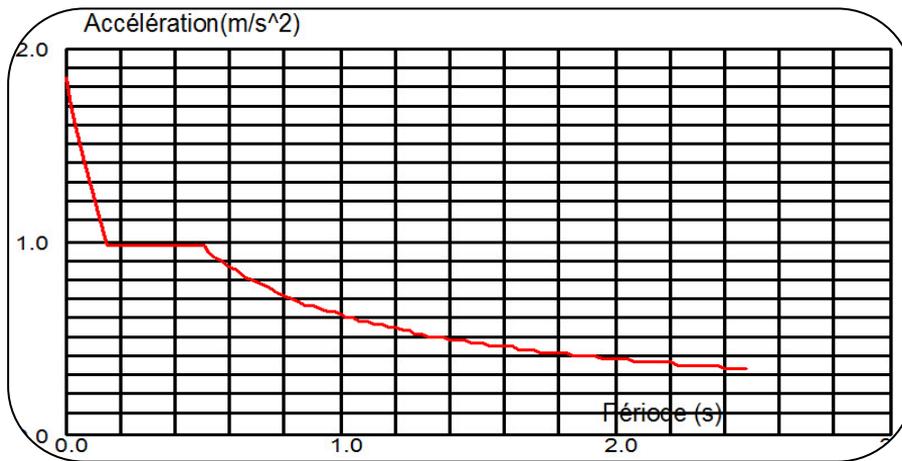


Fig .IV.1: Courbe de spectre de réponse.

Avec :

S_a / g : Accélération spectrale

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad (4.3)$$

ξ (%) : **pourcentage d'amortissement critique**; fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. *Tableau (4.2)RPA2003* .

On prend : $\xi = 7$ $\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0,882 \geq 0,7$

R : **coefficient de comportement global de la structure** donnée par le *Tableau (4.3)RPA2003* , en fonction de système de contreventement.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

IV.4. Représentations des résultats de la méthode modale spectral et commentaires .

On a pris en considération le plan d'architecture et le nombre minimale des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

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

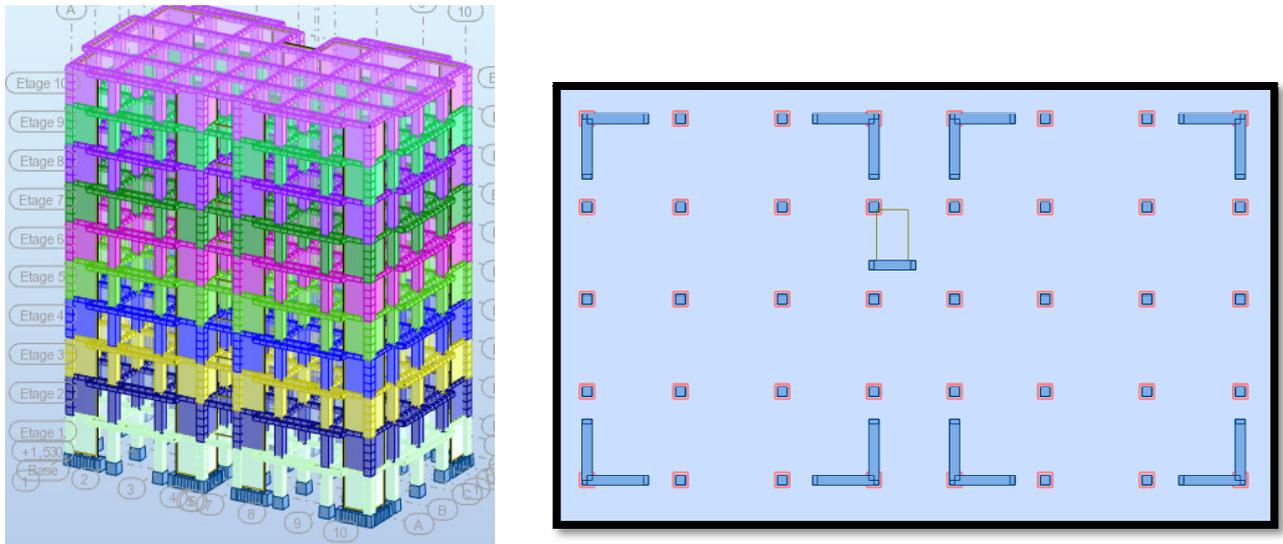


Figure.IV.2. disposition des portiques

Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous.

Mode	Période	Facteurs de Participation Massique (en%)				Nature
		U _X	U _Y	ΣU _X	ΣU _Y	
1	0,72	0,00	72,38	0,00	72,38	Trans. Y
2	0,69	72,63	0,00	72,63	72,38	Trans. X
3	0,59	0,00	0,00	72,63	72,38	Torsion
4	0,20	0,00	14,24	72,63	86,62	/
5	0,19	14,22	0,00	86,84	86,62	/
6	0,16	0,00	0,00	86,85	86,62	/
7	0,10	0,05	5,42	86,90	92,04	/
8	0,10	5,24	0,05	92,14	92,09	/
9	0,08	0,01	0,00	92,15	92,09	/
10	0,08	0,00	0,00	92,15	92,09	/

Tableau .IV.1: Périodes et facteurs de participation massique du modèle.

Remarque:

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

- ◆ La période fondamentale **T_y(dyn)= 0,72 s.**
- ◆ La période fondamentale **T_x(dyn)= 0,69 s.**

RPA99/version 2003 préconise (Art 4.2.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la

méthode numérique, ne dépasse pas la valeur $T_e = 0,05 \times (30.60^{\frac{3}{4}}) = 0,65 \text{sec.}$ estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_x = \frac{0,09 \times 30,60}{\sqrt{26,62}} = 0,53 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0,09 \times 30,60}{\sqrt{14,88}} = 0,71 \text{ sec}$$

On a : $1,3 \times T_{ey} = 1,3 \times 0,65 = 0,85 \geq T_y(\text{dyn}) = 0,72$ (la condition est vérifiée).

$1,3 \times T_{ex} = 1,3 \times 0,53 = 0,69 \geq T_x(\text{dyn}) = 0,69$ (la condition est vérifiée).

- ◆ Le premier et le deuxième mode sont des translations suivant les axes (yy') et (xx')
- ◆ Le troisième mode c'est un mode de torsion.
- ◆ Le 8 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90%

(selon le **RPA99version 2003**).

- Les schémas des trois premiers modes de vibration.

Les trois premiers modes de vibration engendrés de cette disposition des voiles :

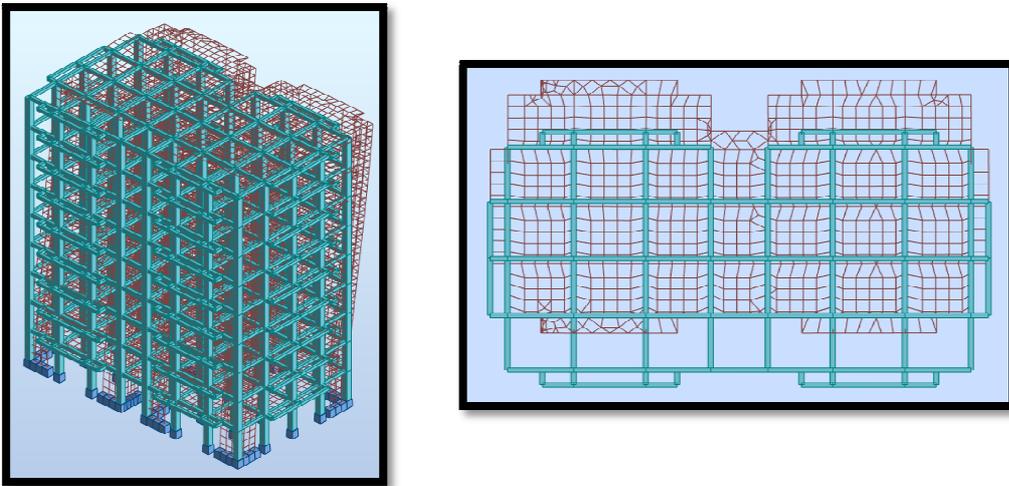


Fig.IV.2: Premier mode de vibration suivant axe (y). Vue 3D et vue en plan (T1=0,72)

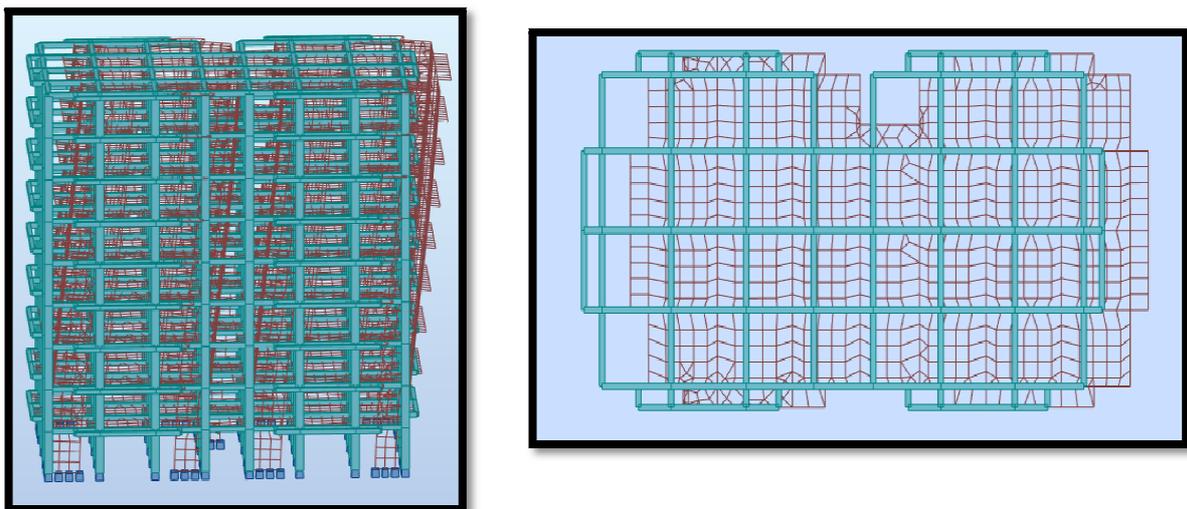


Fig.IV.3: Deuxième mode de vibration suivant axe (x). Vue 3D et vue en plan.(T2=0,69 s)

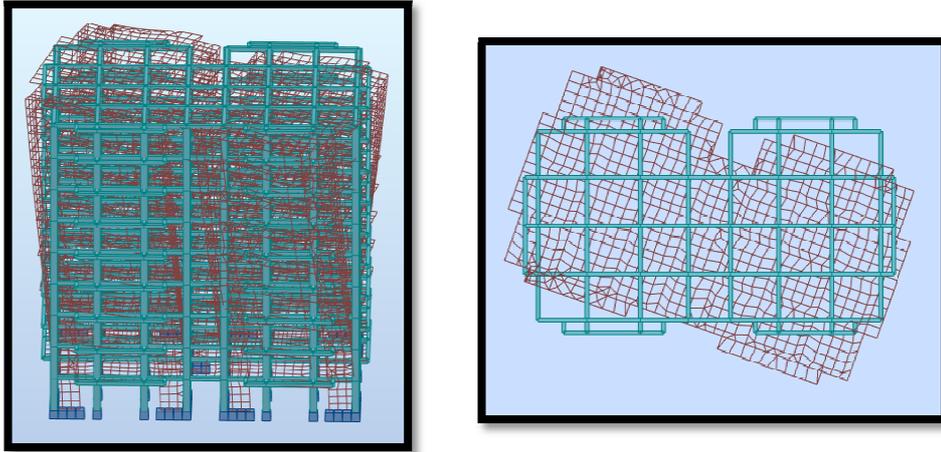


Fig.IV.4: Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. (T=0,59s)

✓ **distribution horizontale des forces sismiques:**

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

$$V_{k \rightarrow F}$$

Tableau IV. 2 : les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.

FX [T]	FX sur les poteaux [T]	FY T	FY sur les poteaux [T]	FZ [T]	FZ sur les voiles T
502,437	275,615	476,231	245,395	-4467,97	-853,18

$$\frac{F_{xpoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{275,615}{502,437} = \mathbf{0,5486} = 55 \% \geq 25 \%$$

$$\frac{F_{ypoteau}}{F_{yttotal}} = \frac{245,395}{476,231} = \mathbf{0,5153} = 52 \% \geq 25 \%$$

$$\frac{F_{zvoile}}{F_{ztotal}} = \frac{-853,18}{-4467,97} = \mathbf{0,1910} = 19\% \leq 20 \%$$

✓ **Selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) :**

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles dans ce système de contreventement :

- ⇒ 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.
- ⇒ **Donc notre système de contreventement est mixte (portiques-voiles).**

IV.5.Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent :

- ◆ D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

- ◆ **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment Dans notre cas, on est dans une Zone de type **III** et un Groupe d'usage **2**.

Groupe D'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0.1	0,15	0,20	0.25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau .IV.3.: coefficient d'accélération de zone A

Nous trouverons : **A = 0.25**

- ◆ **D** : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

- ◆ Avec **T₂** : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau **4.7** du RPA99/ version 2003, (site ferme S₂) : **T₂(S3) = 0.5 sec**
 η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule .

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

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

⇒ ξ est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 : $\xi(\%) = 7 \%$

D'où $\eta = 0,882 > 0.7$

⇒ $\eta = 0,882$

Estimation de la période fondamentale.

T : période fondamentale de la structure qui peut être estimée à partir des formules empiriques

ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau. IV.4 : Valeur de ξ (%) RPA 99

La méthode empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times H_N^{3/4} \text{ (Formule 4.6 du RPA)}$$

- ◆ H_N : hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$H_N = 30.60 \text{ m}$

- ◆ C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 (RPA 99).

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA ⇒ $C_T = 0.05$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (30.60)^{3/4} = 0.65s$$

Pour ce type de contreventement, on peut également utiliser la formule :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} \right\}$$

L : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$T_x = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{26.62}} = 0,53sec$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_Y}} = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{14.88}} = 0,71sec$$

D'après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction

- Sens longitudinal : $T_x = 0.53 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_x \leq 3,0$)
- Sens transversal : $T_y = 0.71 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_y \leq 3,0$)

$$D_x = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,5}{0,53} \right)^{2/3}$$

$$D = \begin{cases} D_x = 2,11 \\ D_y = 1,85 \end{cases}$$

- **R** : coefficient de comportement de la structure, donné par le tableau 4.3 (RPA99)

Pour une structure mixte portiques voiles avec interaction $\Rightarrow R = 5$

- **Q** : est le facteur de qualité et est fonction de : Sa valeur est déterminé par la formule :

$$Q = 1 + \Sigma P_q$$

Critère q »	P _q		
	Observé	N/observé	condition
• Conditions minimales sur les files de contreventement	✓ 0	0,05	observé
• Redondance en plan	✓ 0	0,05	observé
• Régularité en plan	0	✓ 0,05	N. observé
• Régularité en élévation	✓ 0	0,05	observé
• Contrôle de la qualité des matériaux	0	✓ 0,05	N. observé
• Contrôle de la qualité de l'exécution	0	✓ 0,10	N. observé

Tableau IV.5 : Valeurs des pénalités P_q

A partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve : **Q = 1.2**

- **W** : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) .

$$W = \sum w_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : la charge d'exploitation

β: coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation => **β** = 0.20

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}$ Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Donc : $W = \sum w_i = 3897.99$ (T)

✓ Résumé des résultats :

Sens	A	D	R	Q	W(T)	V dyn (T)	Vst (T)	0,8Vst	
Longitudinale (X-X)	0,25	2,11	5	1,2	4465,32	502,437	565,5693	452,45544	CV
Transversale (Y-Y)	0,25	1,85	5	1,2	4465,32	476,231	495,699391	396,559512	CV

Tableau. IV.6: les résultats des forces sismiques.

⇒ Donc : $V_{dyn} > 0,8 \times V_{stat}$ (RPA99 art 4.3.6) ⇒ Condition vérifier

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

la résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:(art 4.2.5RPA99)

$$\Rightarrow V = F_t + \sum F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \cdot T \cdot V & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

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

$$\Rightarrow F_i = \left[\frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum (W_j \cdot h_j)} \right]$$

Avec :

- F_i : effort horizontal revenant au niveau i
- h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i

- h_j : niveau d'un plancher quelconque.
- $W_i ; W_j$: poids revenant au plancher $i ; j$

IV.7. Verification les déplacements:

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique F_i

R : coefficient de comportement = 5

Δ_K : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$

Nous allons relever à l'aide de Robot les déplacements à chaque niveau (EX et EY) .

Etage	$\delta_{kx}(cm)$	$\Delta x(cm) = \delta_k - \delta_{k-1}$	$\delta_{ky}(cm)$	$\Delta y(cm) = \delta_k - \delta_{k-1}$
RDC	0,6	0,6	0,6	0,6
1	1,8	1,2	1,8	1,2
2	3,4	1,6	3,4	1,6
3	5,1	1,7	5,1	1,8
4	6,9	1,8	6,9	1,8
5	8,7	1,7	8,7	1,8
6	10,3	1,6	10,4	1,7
7	11,8	1,5	11,9	1,5
8	13,2	1,3	13,3	1,4
9	14,3	1,2	14,5	1,2

Tableau .IV.7 : Déplacements absolus pour les deux directions principales.

Donc: $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$ sont inférieurs à $\Delta_{adm} = 1\%(h) = 1\%(3,4) = 0,0340m = 3.40cm$.

IV.8.Caractiristique géométrique et massique:

a. centre de masse :

Définition:

Le centre de masse d'un niveau considère est simplement le centre de gravité de la structure, on peut dire aussi qu'il est calculé le point d'application de la résultante des

efforts horizontaux extérieurs (vents ; séisme).il est calculé comme étant le barycentre des masses de structure dont les coordonnées sont données par rapport à un repère (globale) de la structure (XOY) par la formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : masse de l'élément considéré.

X_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y) .

Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y) .

b. centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités de l'ensemble des éléments constituant le contreventement de la structure, autrement dit c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles et des poteaux.

➤ Si le centre de torsion et le centre de masse se confondent ; les efforts horizontaux (séisme, Vent...etc.) ne provoquent qu'une translation sur la structure.

➤ Si les deux centres sont excentrés la résultante provoque une translation et une rotation ce qui nous ramène à tenir compte dans les calculs un effort tranchant supplémentaire.

La position du centre de torsion se détermine à partir des formules suivantes :

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{XJ} X_J}{\sum I_{XJ}} \quad Y_{CT} = \frac{\sum I_{YJ} Y_J}{\sum I_{YJ}}$$

	Position du centre de masse			Position du centre de Torsion	
	W [t]	X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)
RDC	4465,32	13,312	7,42	13,31	7,5
1	4465,32	13,312	7,42	13,31	7,5
2	4465,32	13,312	7,42	13,31	7,5
3	4465,32	13,312	7,42	13,31	7,5
4	4465,32	13,312	7,42	13,31	7,5
5	4465,32	13,312	7,42	13,31	7,5
6	4465,32	13,312	7,42	13,31	7,5
7	4465,32	13,312	7,42	13,31	7,5
8	4465,32	13,312	7,42	13,31	7,5
9	4465,32	13,312	7,42	13,31	7,5

Tableau

.IV.8 :Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

c. excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = |X_{CT} - X_{CM}|$$

$$e_y = |Y_{CT} - Y_{CM}|$$

Le tableau suivant résume les résultats :

Cas/Etage	Nom	Masse [t]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	lx [tm2]	ly [tm2]	lz [tm2]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
4/ 1	Etage 1	441,62	13,312 7,425 1,	13,310 7,505 2,	11958,37	31435,11	43393,48	0,002	0,080	0,0	0,0
4/ 2	Etage 2	441,62	13,312 7,425 4,	13,310 7,505 5,	11958,27	31435,09	43393,36	0,002	0,080	0,0	0,0
4/ 3	Etage 3	441,62	13,312 7,425 7,	13,310 7,505 8,	11958,27	31435,09	43393,36	0,002	0,080	0,0	0,0
4/ 4	Etage 4	441,62	13,312 7,425 10	13,310 7,505 11	11958,27	31435,09	43393,36	0,002	0,080	0,0	0,0
4/ 5	Etage 5	441,62	13,312 7,425 13	13,310 7,505 14	11958,27	31435,09	43393,36	0,002	0,080	0,0	0,0
4/ 6	Etage 6	441,62	13,312 7,425 16	13,310 7,505 17	11958,27	31435,09	43393,36	0,002	0,080	0,0	0,0
4/ 7	Etage 7	441,62	13,312 7,425 19	13,310 7,505 20	11958,27	31435,09	43393,36	0,002	0,080	0,0	0,0
4/ 8	Etage 8	441,62	13,312 7,425 22	13,310 7,505 23	11958,27	31435,09	43393,36	0,002	0,080	0,0	0,0
4/ 9	Etage 9	441,62	13,312 7,425 26	13,310 7,505 26	11958,31	31435,12	43393,43	0,002	0,080	0,0	0,0
4/ 10	Etage 10	490,74	13,310 7,375 29	13,310 7,440 29	13131,44	34828,76	47960,20	0,000	0,065	0,0	0,0

Tableau .IV.9 :L'excentricité.

d. L'excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par le **RPA 99V2003** (art4.2.7) est de **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

- $e_{ax} = 0.002 L_x$ avec : $L_x = 26.62$ m $e_{ax} = 0.053$ m
- $e_{ay} = 0.08 L_y$ avec : $L_y = 14.88$ m $e_{ay} = 1.19$ m

L'excentricité à prendre dans le calcul :

- $e_{ax} = 0.053$ m
- $e_y = 1.19$ m

IV.9. Justification de l'effort P-Δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

L'article 5.9 du RPA99/version2003 p40

$$\Theta = \frac{PK \cdot \Delta K}{VK \cdot hK} \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

hk : hauteur de l'étage k.

Tableau. IV. 10: Vérification de l'effet P-Δ pour le sens longitudinal

Etage	W_t (T)	Δx	V_x (T)	H(m)	Θ θ	Vérification
RDC	4465,32	0,6	502,437	3,06	0,01743	vérifier
1	4023,7	1,2	505,159	3,06	0,03124	vérifier
2	3582,08	1,6	487,125	3,06	0,03845	vérifier
3	3140,46	1,7	460,764	3,06	0,03787	vérifier
4	2698,84	1,8	426,618	3,06	0,03721	vérifier
5	2257,22	1,7	383,403	3,06	0,03271	vérifier
6	1815,6	1,6	330,867	3,06	0,02869	vérifier
7	1373,98	1,5	271,063	3,06	0,02485	vérifier
8	932,36	1,3	203,706	3,06	0,01944	vérifier
9	490,74	1,2	144,158	3,06	0,01335	vérifier

Tableau IV.11: Vérification de l'effet P-Δ pour le sens transversal

Etage	W_t (T)	Δy	V_y (T)	H(m)	Θ θ	Vérification
RDC	4465,32	0,6	476,231	3,06	0,01839	vérifier
1	4023,7	1,2	479,162	3,06	0,03293	vérifier
2	3582,08	1,6	459,612	3,06	0,04075	vérifier
3	3140,46	1,8	433,59	3,06	0,04261	vérifier
4	2698,84	1,8	401,188	3,06	0,03957	vérifier
5	2257,22	1,8	360,705	3,06	0,03681	vérifier
6	1815,6	1,7	311,487	3,06	0,03238	vérifier
7	1373,98	1,5	255,474	3,06	0,02636	vérifier

8	932,36	1,4	192,051	3,06	0,02221	vérifier
9	490,74	1,2	134,762	3,06	0,01428	vérifier

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée.

IV.10. Justification vis-a-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$$

Mr : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

Ms : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times \frac{L}{2}$$

W : le poids total de la structure.

➤ **Sens longitudinal:**

Etage	Fi (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	-2,722	3,06	-8,3293
1	18,034	6,12	110,368
2	26,361	9,18	241,994
3	34,146	12,24	417,947
4	43,215	15,3	661,19
5	52,536	18,36	964,561
6	59,804	21,42	1281
7	67,357	24,48	1648,9
8	59,548	27,54	1639,95
9	144,158	30,6	4411,23

Tableau. IV.10: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X)

Vérifications:

$$M_S = 4465,32 \times (26.62/2) = 59433,4 \text{ T.m}$$

$$M_r = 10927,7 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_S}{M_{Rx}} = 5,43879 > 1,5 \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

➤ Sens transversal :

Etage	Fk (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	-2,931	3,06	-8,9689
1	19,55	6,12	119,646
2	26,022	9,18	238,882
3	32,402	12,24	396,6
4	40,483	15,3	619,39
5	49,218	18,36	903,642
6	56,013	21,42	1199,8
7	63,423	24,48	1552,6
8	57,289	27,54	1577,74
9	134,762	30,6	4123,72

Tableau.IV.13: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (Y)

Verifications:

$$M_S = 4465,32 \times (14.88/2) = 33222 \text{ T.m}$$

$$M_r = 10723 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_S}{M_{Rx}} = 3,09819 > 1,5 \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

IV.11.Conclusion:

Après toutes ces vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique. Les résultats obtenus pour le logiciel ROBOT 2018 (différentes sollicitation des éléments principaux) seront utilisés pour calculer les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux).

Chapitre V :

Ferraillage des éléments porteurs

Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants se fait suivant le **BAEL91** et le **BAEL 83** ; le règlement parasismique algérien **RPA99 v2003**, Les éléments résistants qui reprennent l'action sismique sont : Poteaux, Poutres et Voiles

V.1. FERRAILAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont soumis à des moments fléchissant en tête et à la base dans les sens transversaux et longitudinaux et aussi à des efforts normaux et des efforts tranchants. Ils seront donc calculés en flexion composée et la fissuration étant comme peu préjudiciable.

➤ Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14,2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.5	1	400	400

Tableau. V.1. caractéristique de situation.

➤ Combinaison de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 et BAEL 91 comme suit :

✓ **Selon BAEL 91** : Situation durable :

$$1.35 G + 1.5 Q \dots\dots\dots (1)$$

$$G + Q \dots\dots\dots(2)$$

✓ **Selon le R.P.A 99** : situation accidentelle

$$G+Q+E\dots\dots\dots (3)$$

$$0.8G+E\dots\dots\dots (4)$$

➤ **La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes pour les deux sens X et Y comme suit :**

1) $N_{max} \rightarrow M_{corr}$

2) $M_{max} \rightarrow N_{corr}$

3) $N_{min} \rightarrow M_{corr}$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs.

➤ **Recommandation du RPA99/version 2003 :**

D'après le RPA99/version 2003 (Article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

- ✓ Leur pourcentage minimal sera de : $A_{\min} = 0.9 \% b \times h$ en Zone III.
- ✓ Leur pourcentage maximal :
4% en zone courante et 6 % en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de : 50 en zone III
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.

	Section des poteaux (cm ²)	A _s min RPA (cm ²)	A _s max RPA Zone courante (cm)	A _s max RPA Zone de recouvrement
Poteaux	65*65	38.02	169	253.5

Tableau V.2. Pourcentage minimale des armatures longitudinales

	ELU		G + Q + E		0,8G + E		ELS	
Sens y	N _{max} (KN)	M _{COR} (KN.m)	M _{MAX} (KN)	N _{cor} (KN)	N _{min} (KN)	M _{cor} (KN)	N _{max} (KN)	M _{COR} (KN)
	1801.95	50.512	222.528	2389.348	2143.73	216.763	1310.776	36.617

Tableau V.3. Tableau résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

➤ **E.L.U :**

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article.A.4.3.5 du BAEL 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 : $L_f/h \leq \max (15 ; 20 \frac{e_1}{h})$.

Avec : h : la hauteur totale de la structure dans la direction du flambement.

e₁ : excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales ;

y compris l'excentricité additionnelle. $e_1 = \frac{M}{N} + e_a$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques des efforts appliqués.
e_a = max (2cm , L/250)

e_a = max (2cm , 306/250) → e_a = 2 cm.

e₂ : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3.(l_f)^2}{10^4.h} . (2 + \alpha.\Phi)$$

Φ: Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à **2**.

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = \mathbf{2.142 \text{ m}}$$

$$\Rightarrow \lambda = \mathbf{18.52}$$

$$\lambda < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \mathbf{0.544}$$

$$\Rightarrow e_2 = \mathbf{0.006539 \text{ cm}}$$

Calcul l'excentricité : $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{50.512}{1801.959} = 0.028 \text{ m}$

$$e_1 = 0.028 + 0.02 = \mathbf{0.048 \text{ m}}$$

$$e_t = e_1 + e_2 = 0.048 + 0.00654 = \mathbf{0.0545 \text{ m}}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \times e_t = 1801.959 \times 0.0545 = \mathbf{98.206 \text{ KN.m}}$$

✓ **Les efforts corrigés seront :**

$$M_{\text{cor}} = \mathbf{98.206 \text{ (KN.m)}} \quad ; \quad N_{\text{max}} = \mathbf{1801.959 \text{ (KN)}}$$

$$\Rightarrow A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$\Rightarrow A = (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.03) \times 0.65 \times 0.65 \times 14.2 = \mathbf{1.168 \text{ MN.m}}$$

$$\Rightarrow B = Nu (d - c') - M_{ua}$$

$$\Rightarrow M_{ua} = M_{\text{corr}} + Nu \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 98.206 + 1801.959 \times \left(0.62 - \frac{0.65}{2}\right) = 629.785 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow B = 1801.959(0.62 - 0.03) - 629.785 = 433.37 \text{ KN.m} = \mathbf{0.43337 \text{ MN.m}}$$

Donc : A > B ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$A_{\text{cal}} = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma}$$

$$A_f = \frac{Ma}{\sigma \times \beta \times d}$$

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

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

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma \times b \times d^2} = \frac{629785000}{14.2 \times 650 \times 620^2} = 0.177 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.245$$

$$\Rightarrow \beta = 0.902$$

$$\Rightarrow A_f = 32.36 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{cal} = -19.42 \text{ cm}^2$$

➤ **G+Q±E :**

$$M_{max} = 222.528 \text{ KN.m} ; N_{corr} = 2389.348 \text{ KN}$$

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

$$\frac{L}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul l'excentricité } e_0 = \frac{M}{N} = \frac{222.526}{2389.348} = 0.093 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.113 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot (l_f)^2}{10^4 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \cdot \Phi)$$

$$\Rightarrow e_2 = 0.00654 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_t = e_1 + e_2 = 0.119 \text{ m}$$

$$M_{corrigé} = N \times e_t = 2389.348 \times 0.122 = 285.94 \text{ KN.m}$$

✓ **Les efforts corrigés seront :**

$$M_{cor} = 285.94 \text{ (KN.m)} ; N_{cor} = 2389.348 \text{ (KN)}$$

$$\Rightarrow A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b = 1.522 \text{ MN.m}$$

$$\Rightarrow B = Nu (d - c') - Ma$$

$$\Rightarrow Ma = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 285.94 + 2389.348 \times \left(0.62 - \frac{0.65}{2}\right) = 990.79 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow B = 2389.348(0.62 - 0.03) - 990.79 = 418.92 \text{ KN.m} = 0.41892 \text{ MN.m}$$

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma}$$

$$A_f = \frac{Ma}{\sigma \times \beta \times d}$$

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

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

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma \times b \times d^2} = 0.214 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.3046$$

$$\Rightarrow \beta = 0.878$$

$$\Rightarrow A_f = 45.50 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{cal}} = -14.23 \text{ cm}^2$$

➤ **0.8G+E :**

$$N_{\text{min}} = 2143.73 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 216,763 \text{ KN.m}$$

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

$$e_0 = 0.101 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.121 \text{ m}$$

$$e_2 = 0.006539 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.127 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \times e = 2143.73 \times 0.127 = 273.65 \text{ KN.m}$$

✓ **Les efforts corrigés seront :**

$$M_{\text{cor}} = 273.65 \text{ (KN.m)} ; N_{\text{min}} = 2143.73 \text{ (KN)}$$

$$\Rightarrow A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b = 1.522 \text{ MN.m}$$

$$\Rightarrow B = Nu (d - c') - Ma$$

$$\Rightarrow Ma = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 273.65 + 2143.73 \times \left(0.62 - \frac{0.65}{2}\right) = 906.05 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow B = 2143.73(0.62 - 0.03) - 906.05 = 358.75 \text{ KN.m} = 0.35875 \text{ MN.m}$$

A > B ; Donc la section est partiellement comprimé.

$$A_{\text{cal}} = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma}$$

$$A_f = \frac{Ma}{\sigma \times \beta \times d}$$

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

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

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma \times b \times d^2} = 0.196$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.275$$

$$\Rightarrow \beta = 0.889$$

$$\Rightarrow A_f = 41.09 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{cal}} = -12.49 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2 :**

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

$$A_{min} = 4.866 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage RPA (7.4.2.1) :**

$$A_{RPA} = 0.009 \times 65 \times 65 = 38.02 \text{ cm}^2$$

	A _{cal} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{BAEL} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
ELU	-19.42	38.02	4.866	38.02	12HA20+2HA16 39.71 cm ²
G+Q±E	-14.23				
0.8G+E	-12.49				

Tableau V.4. Tableau récapitulatif des résultats.

➤ **Vérification à L'ELS :**

Après avoir fait le calcul du ferraillage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

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

- La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

* La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

* La contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

➤ **Les poteaux sont calculés en flexion composée.**

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{36,617}{1310,779} = 0.0279 e_0 = 0.0279 < \frac{h}{6} = \frac{0.65}{6} = 0.108$$

✓ La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

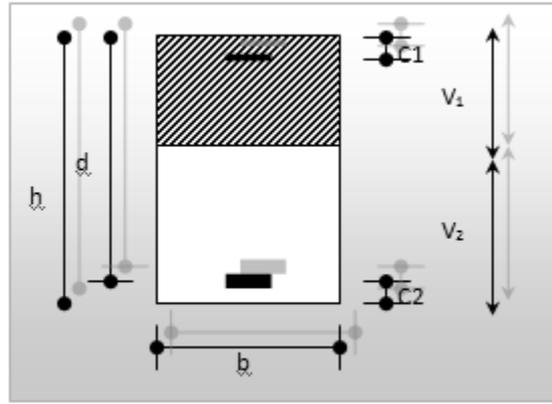
➤ **Nous avons les notions suivantes :**

$$B_0 = b \times h + 15 (A) = 65 \times 65 + 15(38.02) = 4795.3 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right]$$

$$= \frac{1}{4795.3} \left[\frac{65 \times 65^2}{2} + 15(38.02 \times 3 + 38.02 \times 62) \right] = \mathbf{29.48 \text{ cm.}}$$

$$v_2 = h - v_1 = 65 - 29.48 = \mathbf{35.52 \text{ cm.}}$$



$$I_{xx} = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{65}{3}(29.48^3 + 35.52^3) + 15(38.02 \times (29.48 - 3)^2 + 38.02 \times (35.52 - 3)^2)$$

$$I_{xx} = 1966182.72 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section tendue homogène

$$\sigma_0 = \frac{N}{100 \times B_0} = \frac{1310,779 \times 10^3}{100 \times 4795.3} = 2.733 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{36.617 \times 10^6}{1966182.72 \times 10^4} = 0.00186$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1$$

$$\sigma_b = 2.733 + 0.00186 \times 29.48 = 2.78 \text{ MPa}$$

$< 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ (condition vérifiée)

✓ Donc les armatures déterminées pour L'E.L. U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L. S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[2.733 + 0.00186(29.48 - 3)] = 41.733 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[2.733 - 0.00186(62 - 29.48)] = 40.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^1 = 41.733 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

$$\sigma_s^2 = 40.08 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

➤ **Armatures transversales :**

Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max.

$$V_{\max} = 289.639 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{289.639 \times 10^3}{650 \times 620} = 0.718 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau = 0.718 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul armature transversal:**

RPA99 (VER2003) : Art 7.4.2.2

Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_l : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 400 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho_a = 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

S : est l'espacement des armatures transversales

- la zone nodale : $S_t \leq 10 \text{ cm}$ (Zone III)

- la zone courante : $S_t \leq 15\phi$, En prend 15 cm dans la Zone courante.

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

lf : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

➤ **Dans notre cas :**

$$\Lambda_g = \left[\frac{2.142}{0.65} \text{ ou } \frac{2.142}{0.65} \right]$$

$$\lambda_g = 3.29 < 5 \text{ alors } \rho_a = 3.75$$

✓ **En zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 289639 \times 10}{65 \times 400 \times 100} = 4.177 \text{ cm}^2$$

✓ **En zone courante :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 289639 \times 15}{65 \times 400 \times 100} = 6.26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6.26 \text{ cm}^2 \text{ soit : 6 cadres de } \emptyset 12, A_t = 6.7 \text{ cm}^2$$

➤ **BAEL91 :(art A.8.1. 3)**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.67 \text{ cm}$$

2/ leur espacement : $S_t \leq \min(15 \phi_l; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm})$.

$S_t \leq \min(30 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 75 \text{ cm}) \rightarrow$ Condition Vérifiée .

Finalemnt :

Section de poteau	As RPA(cm ²)	N ^{mbr} des barres	Aadopt (cm ²)
65×65	38.02	12HA20+2HA16	39.71

➤ Schéma de ferraiallge des poteaux :

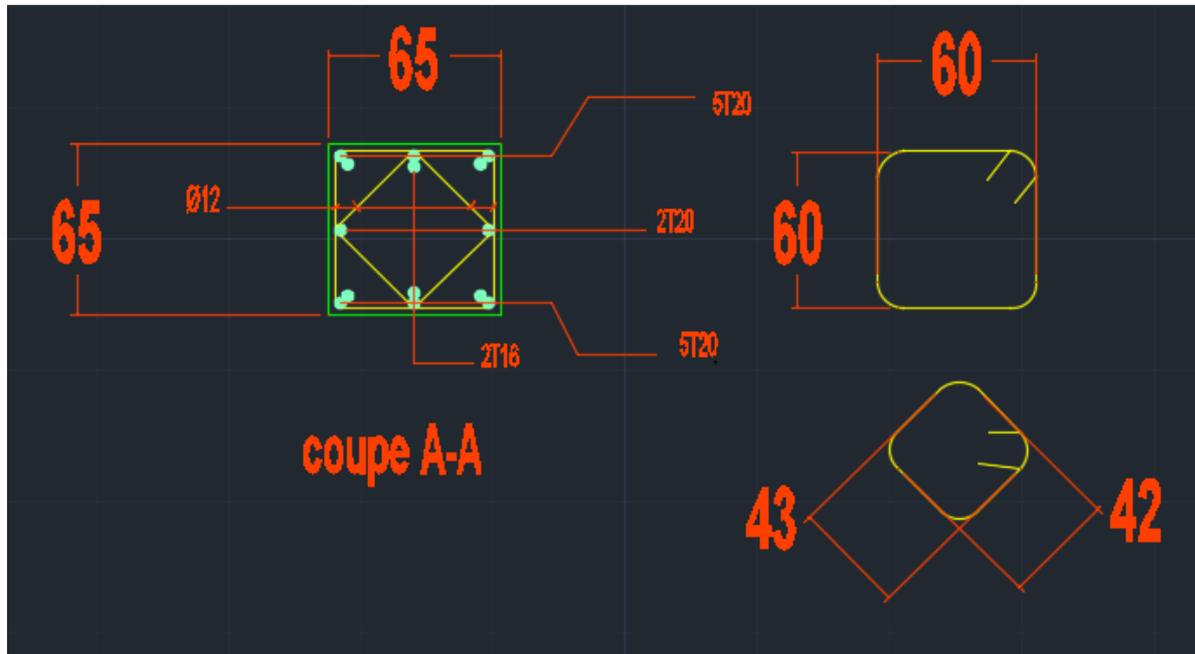


Figure.VI.1. Schéma de ferraiillage des poteaux

V.2 .Ferrailage des poutres :

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchant donc elles sont calculées à la flexion simple, Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries par conséquent la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

V.2.1 .Combinaisons d'actions :

En fonction du type de situation, nous distinguons les combinaisons suivantes :

- Selon BAEL91 :

1.35G+1.5Q en travée

- Selon RPA99/2003

G+Q+E en appui

0.8G ±E sur appui

V.2.2 .Recommandations du RPA 99/version 2003 :

* Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

* Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de

- 4% en zone courante

- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 50 ϕ en zone III.

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et en appui pour une Situation accidentelle.

V.2.3 .Vérification nécessaire pour la poutre principale :

$$S = 30 \times 35 \text{ cm}^2.$$

$$\emptyset \geq \frac{h}{10}, \emptyset \geq \frac{35}{10} = 3.5\text{cm}, c \geq 1 + \frac{\emptyset}{2}, c \geq 1 + \frac{3.5}{2} = 2.75\text{cm}$$

on prend : **C=3cm**

A) Pour les poutres principales (30× 35) :

Combinaisons	1.35G+1.5Q		G+Q		G+Q+E	
	En travée	sur appuis	En travée	sur appuis	En travée	appuis
Valeurs (KN.m)	26.849	-47.176	19.571	-34.393	19.474	-101.096

Tableau V.2.1. les résultats de chaque combinaison.

V.2.3.1.Étapes de calcul des armatures longitudinales :

➤ **ELU :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa} , \quad b = 30 \text{ cm} , \quad h = 35 \text{ cm} , \quad d = 32 \text{ cm}$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0 , \quad \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] ; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

➤ **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

$$\text{vérifier : } \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} , \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

➤ **Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art7.5.2.1) :**

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 5.25 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :**

4 % en zone courante.

5 % en zone de recouvrement.

➤ **Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (ArtB.6.4) :**

$$A_{\min} = 0.1\% (b \times h) = 1.05 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A > \frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 2.1}{400} = 1.15 \text{ cm}^2$$

V.2.3.2. Calcul des armatures:

Combinaisons:1.35G+1.5Q

$$\text{En travée: } A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Niveau	M _u (KN.m)	μ	μ _t	A'	α	β	A _{travé} (cm ²)
RDC+ 9 étages	26.849	0.0615	0.392	0	0.0794	0.968	2.49

En appui:

Niveau	M _u (KN.m)	μ	μ _t	A'	α	β	A _{travé} (cm ²)
RDC+ 9 étages	47.176	0.108	0.392	0	0.1432	0.943	4.49

✓ **Tableau recapitulative (travée) :**

Niveau	A _{travée} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A ^{BAEL} (cm ²)	A _{max} ^{RPA} (cm ²)	A _{max}	A _{adopt} (cm ²)
RDC+9 etages	2.49	1.05	1.15	5.25	5.25	6HA12 6.79

✓ **Tableau recapitulative (appui) :**

Niveau	A _{appui} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A ^{BAEL} (cm ²)	A _{max} ^{RPA} (cm ²)	A _{max}	A _{adopt} (cm ²)
RDC+9 etages	4.49	1.05	1.15	5.25	5.25	6HA12 6.79

➤ **ELS :**

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c25}}{100}$$

niveau	α	M_u (kN.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC+9 etages	0.1432	26.849	19.571	1.37	0.435	Vérifiée

➤ **Situation accidentelle :**

Sur Appui :

Niveau	M_u (kN.m)	μ	μ_ℓ	A'	α	β	A_{appuis} (cm ²)
RDC+9 etages	101.096	0.177	0.392	0	0.245	0.901	8.76

Sur travée:

Niveau	M_u (kN.m)	μ	μ_ℓ	A'	α	β	A_{appuis} (cm ²)
RDC+9 etages	19.474	0.0342	0.392	0	0.0435	0.982	1.549

✓ **Tableau récapitulatif (appui) :**

Niveau	A_{appuis} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{max}^{RPA} (cm ²)	A_{max}	A_{adopt} (cm ²)
RDC+9 etages	8.76	1.05	1.15	5.25	8.76	9 HA12 10.18

✓ **Tableau recapulative (travée) :**

Niveau	$A_{travée}$ (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{max}^{RPA} (cm ²)	A_{max}	A_{adopt} (cm ²)
RDC+9 etages	1.549	1.05	1.15	5.25	5.25	6 HA 12 6.79

➤ **État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{414} = 0.084 > \frac{1}{16} = 0.062 \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$\frac{4.2}{f_e} = 0.0105 > \frac{A}{b \times d} = \frac{6.79}{32 \times 30} = 0.007072 \text{ (condition vérifiée)}$$

⇒ Les conditions précédentes sont vérifiées.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)**

$$V_u^{\max} = 63.06 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$3.34 \tau_u^{\max} = \frac{63.06 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.656 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{(Fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u\max} = 0.656 < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

➤ **Influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis :BAEL 91 (art A.5.1,313)**

$$V_u = 63.06 \text{ KN} \quad \alpha = 0.9 \times d = 0.9 \times 32 = 28.8 \text{ cm}$$

$$V_u = 63.06 \leq 0.267 \times \alpha \times b \times f_{c28}$$

$$V_u = 63060 \text{ N} < 0.267 \times 28.8 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 576720 \text{ N} \quad \dots\dots\dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

➤ **Armatures transversales :**

✓ **Le diamètre : BAEL91 (art A.7.2,2)**

$$\phi_t \leq \min (h / 35, \phi_L, b / 10)$$

$$\phi_t \leq \min (350 / 35, 16, 300 / 10) = 10 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance **FeE235**

ESCAPEMENT:

➤ **D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):**

On a : $D = 32 \text{ cm}$

$$S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm}$$

➤ **D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_L^{\min}; 30 \text{ cm} \right) = 8.7 \text{ cm} \quad \text{dans la Zone nodale.}$$

$S_t \leq h / 2 = 17.5 \text{ cm}$ dans la Zone courante.

Avec : $L' = 2h = 70 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

✓ **La section de ferrailage transversal:**

➤ **D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times b_0 \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 17.5}{400} = \mathbf{0.5 \text{ cm}^2}$$

➤ **D'après RPA 99 :**

$$A_t \geq 0.003 S_t \cdot b = 0.003 \times 20 \times 30 = \mathbf{1.8 \text{ cm}^2}$$

$$A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}}; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}} = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = \mathbf{4\text{Ø}8 = 2.01 \text{ cm}^2}$$

➤ schéma de ferrailage :

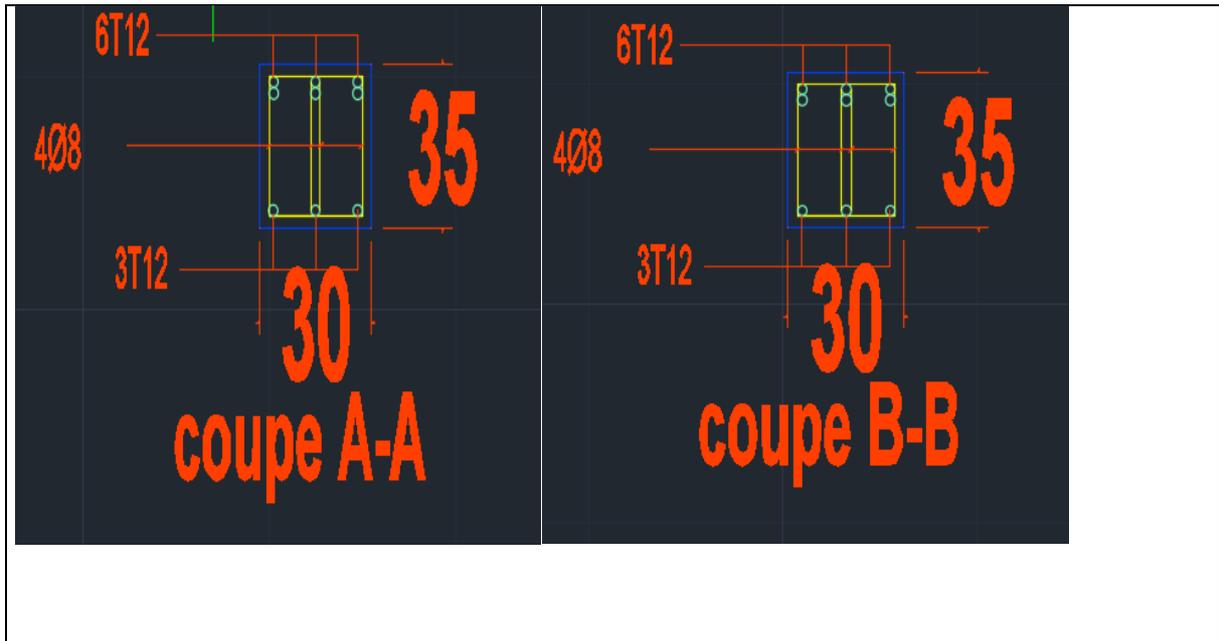


Figure.VI.2.1.Schéma de ferrailage de la poutre principale

V.3.Vérification nécessaire pour la poutre secondaire :

B) Les poutres secondaires (30*30) :

Pour les poutres secondaires le même principe adopté précédemment pour les étapes de calcul de ferrailage.

➤ **Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 :**

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 4.50 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :**

4 % en zone courante.

5 % en zone de recouvrement.

➤ **Pourcentage minimal d'après le BAEL :**

$$A_{\min} = 0.1\% (b \times h) = 0.90 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A > \frac{0.23 \times 30 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.978 \text{ cm}$$

V.3.1 Calcul des armatures :

Combinaisons	1.35G+1.5Q		G+Q		G+Q+E _y	
	En travée	sur appuis	En travée	sur appuis	En travée	sur appuis
Valeurs (KN.m)	6.447	-16.437	4.710	-11.944	4.563	-52.124

➤ **Combinaisons:1.35G+1.5Q**

En travée :

$$\underline{\text{E.L.U}} : A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} , d = h - c = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$$

Niveau	M_u (KN.m)	μ	μ_t	α	β	$A_{travée}(cm^2)$
RDC+9etage	6.447	0.0207	0.392	0.0261	0.989	0.694

E.L.S:

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

niveau	α	M_u (kN.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC+9 etages	0.0261	6.447	4.710	1.37	0.435	Vérifiée

Tableau récapitulatif (travée):

Niveau	$A_{travée}$ (cm^2)	A_{min}^{BAEL} (cm^2)	A^{BAEL} (cm^2)	A_{max}^{RPA} (cm^2)	A_{max}	A_{adopt} (cm^2)
RDC+9 etages	0.694	0.90	0.978	4.50	4.50	6HA12 6.79 cm^2

En appui :

Niveau	M_u (KN.m)	μ	μ_t	α	β	$A_{travée}(cm^2)$
RDC+9etage	16.437	0.0529	0.392	0.0679	0.972	1.799

Tableau recapitative (appui) :

Niveau	$A_{travée}$ (cm^2)	A_{min}^{BAEL} (cm^2)	A^{BAEL} (cm^2)	A_{max}^{RPA} (cm^2)	A_{max}	A_{adopt} (cm^2)
RDC+9 etages	1.799	0.90	0.978	4.50	4.50	6HA12 6.79 cm^2

➤ **La combinaison : G+Q+Ev :**

Sur Appuis :

Niveau	M _u (KN.m)	μ	μ _ℓ	A'	α	β	A _{appui} (cm ²)
RDC+9 etages	52.124	0.128	0.392	0	0.171	0.931	5.18

Sur travée:

Niveau	M _u (KN.m)	μ	μ _ℓ	A'	α	β	A _{appui} (cm ²)
RDC+9 etages	4.563	0.011	0.392	0	0.0138	0.994	0.425

Tableau recapitulative (appui):

Niveau	A _{appui} (cm ²)	A ^{BAEL} _{min} (cm ²)	A ^{BAEL} (cm ²)	A ^{RPA} _{max} (cm ²)	A _{max}	A _{adopt} (cm ²)
RDC+9 etages	5.18	0.9	0.978	4.50	5.18	6HA12 6.79cm ²

Tableau recapitulative (travée):

Niveau	A _{travée} (cm ²)	A ^{BAEL} _{min} (cm ²)	A ^{BAEL} (cm ²)	A ^{RPA} _{max} (cm ²)	A _{max}	A _{adopt} (cm ²)
RDC+9 etages	0.425	0.9	0.978	4.50	4.50	6HA12 6.79cm ²

➤ **État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{380} = 0.0789 > \frac{1}{16} = 0.0697 \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$\frac{4.2}{f_e} = 0.0105 > \frac{A}{b \times d} = \frac{6.79}{27 \times 30} = 0.00838 \text{ (condition vérifiée)}$$

⇒ Les conditions précédentes sont vérifiées.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement** : BAEL91 (art A.5.1)

$$V_u^{\max} = 19.946 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{19946}{300 \times 270} = 0.246 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{(Fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u\max} = 0.246 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

➤ **Influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis** : BAEL 91 (art A.5.1,313)

$$V_u = 16.946 \text{ KN} \quad \alpha = 0.9 \times d = 0.9 \times 27 = 24.3$$

$$V_u = 19946 \text{ N} \leq 0.267 \times \alpha \times b \times f_{c28}$$

$$V_u = 19946 \text{ N} \leq 0.267 \times 24.3 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 486607.5 \text{ N} \quad \dots\dots\dots \text{ (condition vérifiée)}$$

Les Armatures transversales :

➤ **Le diamètre** : BAEL91 (art A.7.2,2)

$$\phi_t \leq \min (h / 35, \phi_L, b / 10)$$

$$\phi_t \leq \min (300 / 35, 16, 300 / 10) = 8.57 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

Espacement :

➤ **D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):**

$$\Rightarrow S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm}$$

➤ **D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_L^{\min} ; 30 \text{ cm} \right) = 7.5 \text{ cm} \quad \text{dans la Zone nodale.}$$

$$S_t \leq h / 2 = 15 \text{ cm} \quad \text{dans la Zone courante.}$$

Avec : $L' = 2h = 60 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

section de ferrailage transversal:

➤ **D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):**

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \cdot b_0 \cdot S_t}{f_e} = \frac{0,4 \cdot 30 \cdot 15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

➤ **D'après RPA 99 :**

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0.003 \cdot 20 \cdot 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}} ; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}} = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ Schéma de ferrailage de la poutre secondaire :

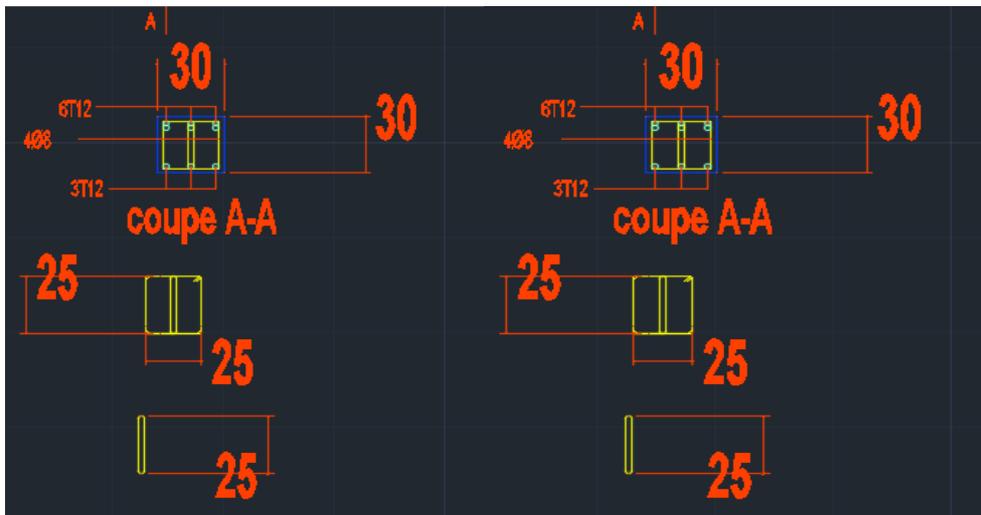


Figure.VI.2.2.Schéma de ferrailage de la poutre secondaire

V.3.Ferraillage Des Voiles

V.5. Voiles:

V.5.1.Ferraillage vertical :

Le ferraillage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée, en tenant compte des prescriptions du RPA 99/version 2003, citées ci-dessous :

- 1) L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontal du béton tendu.
 - 2) Les barres verticales des zones extrêmes devraient être accrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
 - 3) Les barres verticales de ces derniers doivent être munies de crochets (jonction de recouvrement).
 - 4) A chaque extrémité du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement est au plus égal à 15cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison du changement du signe du moment).
 - 5) Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - * Globalement dans la section du voile égale a 0.15%.
 - * En zone courante égale a 0.10%.
- 6) Si il ya des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

V.4.2. Ferraillage horizontal :

Les armatures transversales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendrées par l'effort tranchant. Ces barres doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

ϕ : Diamètre des barres horizontales.

➤ Règles communes :

Dans le calcul du ferraillage des voiles, le RPA 99/version 2003 préconise les recommandations suivantes :

- ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

* $S \leq 1.5a$ (a : Epaisseur du voile).

* $S \leq 30\text{cm}$.

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur, Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être de $40 \varnothing$ pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être de $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.
- **Armatures transversaux :**

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile et servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel. Ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carré.

V.4.3. Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical) :

➤ **Ferrailage vertical:**

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ✓ Entièrement tendu (S. E. T).
- ✓ Entièrement comprimée (S. E.C).
- ✓ partiellement comprimée (S. P. C).

➤ **Étapes de calcul :**

- Détermination de la nature de la section :

- Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est : $h/6$).

- Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal

($e = M/N$).

➤ **Calcul des sections suivant leurs natures :**

Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement

tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

$$a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$

Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A' \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A' \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s\%}} ; A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s\%}}$$

Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

➤ **Section entièrement comprimée :**

La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.

- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec:} \quad \sigma_2 \rightarrow \epsilon = 2\%$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-Si: $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par :

$$A=0 ; A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'}$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

➤ **Section partiellement comprimée :**

la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.
- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.
- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81 c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\left. \begin{array}{l} \circ \sigma_1 = \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \\ \circ \sigma_2 = \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \end{array} \right\} \text{ Pour les voiles pleins}$$

$$\diamond 1^{\text{ere}} \text{ cas (S.P.C)} : \sigma_1 \geq 0 ; \quad \sigma_2 \leq 0 ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$\diamond 2^{\text{eme}} \text{ cas (S.E.T)} : \sigma_1 \leq 0 ; \quad \sigma_2 \leq 0 ; \quad l_t = h$$

$$\diamond 3^{\text{eme}} \text{ cas (S.E.C)} : \sigma_1 \geq 0 ; \quad \sigma_2 \geq 0 ; \quad l_t = 0$$

$$\triangleright A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002 \cdot a \cdot l_t$$

$$\triangleright A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015 \cdot a \cdot h$$

$$\triangleright A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001 \cdot a \cdot h \quad (\text{en zone courante})$$

➤ **Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :**

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$N_{\min} = 0,8N_g + N_e \cdot (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$$

$$M = 0,8M_g + M_e$$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité c à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{\text{corr}} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{\text{max}} = M_g + M_q + M_e$$

V.4.4.Exemple de calcul (RDC)

		combinaison					
		1.35G+1.5Q		G+Q+E		0.8G+E	
N°	h	N _{max} (KN)	M _{COR} (KN.m)	M _{MAX} (KN.m)	N _{cor} (KN)	N _{min} (KN)	M _{cor} (KN)
V1	3.06	817.076	1.809	1168.200	844.643	-715.939	38.675

➤ Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL 91

On a :

$$h = 306\text{cm} \quad ; \quad c = 3 \text{ cm} , \quad \sigma = 18.5\text{MPa}$$

$$d = h - c = 303\text{cm} ; e = a = c' = 0.15\text{m} ; b = 15\text{cm}$$

➤ ELU :

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article.A.4.3.5 du BAEL 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 : $L_f/h \leq \max(15 ; 20 \frac{e_1}{h})$.

Avec :h : la hauteur totale de la structure dans la direction du flambement.

e₁ : excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales ;

$$y \text{ compris l'excentricité additionnelle. } e_1 = \frac{M}{N} + e_a$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques des efforts appliqués.

$$e_a = \max (2\text{cm} , L/250)$$

$$e_a = \max (2\text{cm} , 306/250) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

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

$$e_2 = \frac{3.(l_f)^2}{10^4.h} . (2 + \alpha.\Phi)$$

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda = 18.52$$

$$\lambda < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.544$$

$$\Rightarrow e_2 = 0.006539 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul l'excentricité : } e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1.809}{817.076} = 0.00221 \text{ m}$$

$$e_1 = 0.00221 + 0.02 = 0.0222 \text{ m}$$

$$e_t = e_1 + e_2 = 0.0222 + 0.00654 = 0.0287 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \times e_t = 817.076 \times 0.0287 = 23.494 \text{ KN.m}$$

✓ Les efforts corrigés seront :

$$M_{\text{cor}} = 23.49 \text{ (KN.m)} \quad ; \quad N_{\text{max}} = 817.076 \text{ (KN)}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') . b.h. \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 3.06 - 0.81 \times 0.03) \times 0.15 \times 3.06 \times 18.5 = 8.55 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_{\text{corrigé}} + N_u \times (d - h/2) = 1249.104 \text{ KN.m}$$

$$B = 1202.124 \text{ KN.m} = 1.202124 \text{ MN.m}$$

$A > B \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

✓ **Vérification de flambement:**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20 \times e}{h} = 0.98 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.7$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.7 < 15 \text{ (Condition vérifiée)}$$

✓ **Calcul de ferrailage :**

➤ **Calcul des armatures à la flexion simple :**

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 1249.104 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{1249.104 \times 10^6}{14.2 \times 150 \times 3030^2} = 0.0638 < \mu_l = 0.392$$

$$(\alpha = 0.0825 ; \beta = 0.967)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} = \frac{1249.104}{348 \times 0.967 \times 303} = 12.250 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des armatures à la flexion composée :**

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = -11.228 \text{ cm}^2$$

➤ **G+Q+E :**

Détermination de l'excentricité :

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

$$e_0 = 1.383 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 1.403 \text{ m}$$

$$e_2 = 0.006539 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 1.4096 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \times e = 844.643 \times 1.4096 = 1190.615 \text{ KN.m}$$

✓ **Les efforts corrigés seront :**

$$M_{\text{cor}} = 1190.615 \text{ (KN.m)} \quad ; \quad N_{\text{min}} = 844.643 \text{ (KN)}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 3.06 - 0.81 \times 0.03) \times 0.15 \times 3.06 \times 18.5 = 8.55 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_{\text{corrigé}} + N_u \times (d - h/2) = 2457.58 \text{ KN.m}$$

$$B = 76.349 \text{ KN.m} = 0.076349 \text{ MN.m}$$

A > B ⇒ donc la section est partiellement comprimée.

✓ **Vérification de flambement:**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20 \times e}{h} = 0.98 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.7$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.7 < 15 \text{ (Condition vérifiée)}$$

✓ **Calcul de ferrailage :**

➤ **Calcul des armatures à la flexion simple :**

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 2457.58 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{Ma}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{2457.58 \times 10^6}{18.5 \times 150 \times 3030^2} = 0.0965 < \mu_l = 0.392$$

($\alpha = 0.127$; $\beta=0.949$)

$$A_f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} = \frac{2457.58}{400 \times 0.949 \times 303} = 21.366 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des armatures à la flexion composée :**

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 0.251 \text{ cm}^2$$

➤ **0.8G+E :**

Détermination de l'excentricité e :

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

$$e_0 = 0.054 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.074 \text{ m}$$

$$e_2 = 0.006539 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.0805 \text{ m}$$

$$M_{corrigé} = N \times e = 715.939 \times 0.0805 = 57.63 \text{ KN.m}$$

✓ **Les efforts corrigés seront :**

$$M_{cor} = 57.63 \text{ (KN.m)} \quad ; \quad N_{min} = 715.939 \text{ (KN)}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$A = (0.337 \times 3.06 - 0.81 \times 0.03) \times 0.15 \times 3.06 \times 18.5 = 8.55 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{corrigé} + N_u \times (d - h/2) = 1131.54 \text{ KN.m}$$

$$B = 1016.277 \text{ KN.m} = 1.016277 \text{ MN.m}$$

A > B ⇒ donc la section est partiellement comprimée.

✓ **Vérification de flambement:**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20 \times e}{h} = 0.98 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.7$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.7 < 15 \text{ (Condition vérifiée)}$$

✓ **Calcul de ferrailage :**

➤ **Calcul des armatures à la flexion simple :**

$$M_{ua} = M_{corrig} + N_u \times (d - h/2) = 57.63 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{57.63 \times 10^6}{18.5 \times 150 \times 3030^2} = 0.00262 < \mu_l = 0.392$$

$$(\alpha = 0.00327; \beta = 0.998)$$

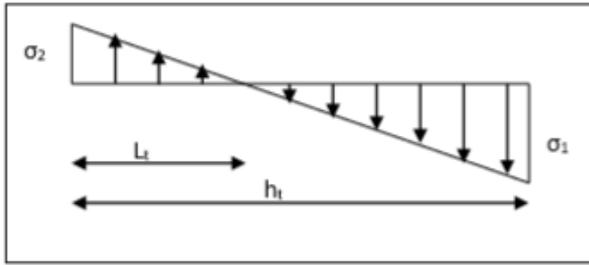
$$A_f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} = \frac{57.63}{400 \times 303 \times 0.998} = \mathbf{0.476 \text{ cm}^2}$$

➤ **Calcul des armatures à la flexion composée :**

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = -17.42 \text{ cm}^2$$

➤ **L'armature verticale minimale:**

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{844.643 \times 10^3}{150 \times 3060} + \frac{6 \times 1168.200 \times 10^6}{150 \times 3060^2} = 6.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{844.643 \times 10^3}{150 \times 3060} - \frac{6 \times 1168.200 \times 10^6}{150 \times 3060^2} = -3.15 \text{ MPa}$$

➤ **Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :**

- Globalement dans la section du voile : 0.15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)
- $A_{min}^g = 0.0015 \times b \times h = 6.88 \text{ cm}^2$
- $A_{min}^{RPA} = 0.02 \times L_t \times a = 0.02 \times 114 \times 15 = 3.42 \text{ cm}^2$

Donc on prend :

- Dans la zonetendue : $A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA})$
- Alors on prend : $A = \max(0.251 ; 3.42) = 3.42 \text{ cm}^2$
 \Rightarrow On adopte : $A = 5.50 \text{ cm}^2$ (7HA10)
- En zone courante : $l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 0.96 \text{ m}$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 < 0$$

$$h' = h - 2 \times l_t = 1.14 \text{ m} > 0$$

$$A_{min2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.0171 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 2 A_{tendu} + A_{min2} > A_{min}^g$$

$$A_{tot} = 6.85 \text{ cm}^2 < A_{min}^g = 6.88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{max} = 6.88 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{On adopte : } A = 7.92 \text{ cm}^2 \text{ (7HA12)}$$

L'espacement :

- D'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1.5 \times a ; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 15 ; 30 \text{ cm})$$

On prend : $S = 22.5 \text{ cm}$

- Dans la zone $h/10$:

$$D = \frac{S}{2} = \frac{22.5}{2} = 11.25 \text{ cm}$$

On prend : $D = 11.25 \text{ cm}$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{cal}}{a \cdot d} = \frac{1.4 \times 270.266 \times 10^3}{150 \times 3030} = 0.83 \text{ MPa (condition vérifiée)}$$

✓ **Armatures horizontales :**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de **1 m** de largeur.

a : épaisseur du voile ($a = 15 \text{ cm}$)

Globalement dans la section du voile : (RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{min}^g = 0.0015 \times a \times 1\text{m} = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante :**

$$A_{min}^c = 0.001 \times b \times 1\text{m} = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.50 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{hor} = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

➤ **Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »**

-Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5 \text{ MPa}$

-La vérification s'effectuera en considération les combinaisons :

$$N = N_g + N_q + N_E$$

$$M = M_g + M_q + M_E$$

-Cette combinaison donne le cas le plus défavorable ou l'effort normal « N » est très important.

- Le calcul de « σ_c » contrainte de compression se fait conformément à la formule de

➤ **Navier Bernoulli** : $\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2}$

$$N = 691.27 \text{ KN} \quad , \quad M = 40.38 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{844.643 \times 10^3}{150 \times 3060} + \frac{6 \times 1168.200 \times 10^6}{150 \times 3060^2} = 6.83 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa}$$

➤ Schema de ferrailage de voile:



Chapitre VI :

Etude de l'infrastructure

VI. ETUDE DES FONDATIONS

VI.1.Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure , elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent la bonne tenue de l'ensemble.

L'ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- ✓ La forme et l'emplacement de la fondation.
- ✓ La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- ✓ Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble

➤ Différents types de fondations :

- ✓ Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- ✓ Semi profondes (les puits)
- ✓ Profondes (les pieux)
- ✓ Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

VI.2.Présentation de rapport de sol :

Le bâtiment est usage d'habitation dans la wilaya : « ALGER »

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

-contrainte admissible : $Q=1.7$ bars pour l'ensemble du site.

-types de sol : classé dans la catégorie S3 (site meuble)

-ancrage des fondations : $D = 45m$

VI.3.Calcul des fondations :

Fondations superficielles de type :

- ✓ Semelle isolée.
- ✓ Semelle filante.
- ✓ Radier général.

Remarque :

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux et filantes sous murs. pour cela , nous allons procéder à une petite vérification telle que :

→ La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment :
($S_s / S_b < 50\%$)

VI.4. Définition de type de semelle :

➤ **calcul la section des semelles :**

La surface des semelles donne par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

S: La surface total de la semelle

$$\sigma_{sol} = 1.70 \text{ bars} = 17 \text{ T/m}^2$$

La somme des réactions des poteaux et voiles sont :

➤ **A L'ELS**

$$N_{ser} = N_G + N_Q$$

$$N_{ser} = 5185.037 \text{ T}$$

$$S_s = \frac{5185.037}{17} = \mathbf{305 \text{ m}^2}$$

➤ **Vérification du chevauchement :**

- On a la surface totale du bâtiment $S_b = 26.62 \times 14.88 = \mathbf{396.10 \text{ m}^2}$

- Faisant le rapport $\frac{S_s}{S_b} = 77\%$ on déduit :

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de Fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La facilité d'exécution

VI.5. Radier général :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

➤ **Pré dimensionnement du radier :**

- Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$).

- Selon la condition forfaitaire :

➤ **Sous poteaux :**

La dalle : La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h \geq \frac{414}{20} = \mathbf{20.7 \text{ cm}}$$

La nervure : La nervure du radier doit avoir une hauteur h_f égale à :

$$h \geq \frac{380}{10} = \mathbf{38 \text{ cm}}$$

➤ **Condition de la rigidité :**

$$L_e \geq \frac{2 L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux poteaux :

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{bh^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne résistance il est pris égal à ($K=40\text{MN/m}^3$).

b : largeur du radier (bande de 1m). D'où:

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 KL_{\max}^4}{E \pi^4}}$$

$L_{\max} = 4.14 \text{ m}$; $E = 3.2 \times 10^6 \text{ t/m}^2$; $K = 4000 \text{ t/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4.14^4}{3.2 \times 10^6 \times 3.14^4}} = \mathbf{0.565 \text{ m}}$$

Conclusion :

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_{\text{radier}} = \max (56.50 \text{ cm} , 20.7 \text{ cm} , 38 \text{ cm})$$

On prend une épaisseur plus proche de l'épaisseur calculée :

⇒ **On prend : $h_r = 80\text{cm}$.**

Calcul de surface minimale du radier:

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{adm} \Leftrightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{adm}}$$

✓ Détermination des efforts :

ELU: $N_u = 7134.739 \text{ T}$; **ELS:** $N_s = 5185.037 \text{ T}$

$$\Rightarrow \text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.5\bar{\sigma}_s} = \frac{7134.739}{1.5 \times 17} = \mathbf{279.79 \text{ m}^2}$$

$$\Rightarrow \text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1.5\bar{\sigma}_s} = \frac{5185.037}{1.5 \times 17} = \mathbf{203.33 \text{ m}^2}$$

$$\Rightarrow S_{\text{batiment}} = \mathbf{396.10\text{m}^2} > \text{Max}(S_1; S_2) = \mathbf{279.79 \text{ m}^2}$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, On ajoute un débordement (D)
.L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

S' : la surface final du radier.

S : surface totale du bâtiment

D : débordement

L_x: longueur en plan (26.62 m)

L_y: largeur en plan (14.88 m)

✓ Calcul de débordement D:

$D \geq \text{Max}(h_{\text{radier}}/2 ; 30 \text{ cm})$. Où: $h_r = 80\text{cm} \Rightarrow D \geq \text{Max}(40; 30 \text{ cm})$.

On prend :

$D = 50 \text{ cm}$ alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = 396.10 + 0.5 \times 2(26.62 + 14.88) = \mathbf{437.6 \text{ m}^2}$$

Remarque: Pour des raisons d'économie on va choisir :

$$h_{\text{radie}} = 45 \text{ cm} ; \quad h_{\text{Nervure}} = 80\text{cm}$$

➤ Vérification au poinçonnement:

a) Vérification pour les poteaux : N

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante : **(Article A.5.2.42) BAEL 91**

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge revenant au poteau plus chargé.

Dans notre cas **le poteau (N°133)** le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante **61.91 KN**

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

$$\mu_c = 2(a+b+2h_r)$$

$$\mu_c = 2(0.40+0.40+2 \times 0.80) = 4.8 \text{ m}$$

h : Epaisseur du radier.

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h_r \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 4.8 \times 0.80 \times 25 \times \frac{10^2}{1.5} = 288 \text{ T}$$

$N_u=61.91\text{KN} \leq 2880\text{KN} \dots\dots\dots$ (Condition vérifiée)

a) Vérification pour les voiles (N° 3142) :

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$

Avec :

N_u : Charge revenant au voile plus chargé.

$$N_u = 26.57 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2(1.5+0.15+2 \times 0.8) = 6.5 \text{ m}$$

$$N_u = 26.57\text{KN} \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h_r \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3900 \text{ KN} \dots\dots\dots$$
 (Condition vérifiée)

➤ **Vérification de la stabilité du radier:**

a) Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Donc il faut vérifier : $\sigma = \frac{N_r}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

N : effort normal du aux charges verticales

Donc :

$$N_G = 5185.037 \text{ T}$$

$$\sigma = \frac{5185.037}{437.6} = 11.85 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 17 \text{ T/m}^2 \dots\dots\dots$$
 (Condition vérifiée)

b) Vérification a l'effort de sous pression:

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont l'effort de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

Avec:

W: poids total du bâtiment à la base du radier.

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$).

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/ m}^3$).

h: profondeur de l'infrastructure ($h = 4.896 \text{ m}$).

S: surface de radier ($S = 437.6 \text{ m}^2$).

$$W = 4416.2 \text{ T}$$

$$\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 3213.73 \text{ T}$$

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

$$4416.2 \text{ T} > 3213.73 \text{ T} \dots\dots\dots(\text{Condition vérifiée})$$

✓ La condition est vérifiée, donc pas de risque de soulèvement.

VI.6. Caractéristiques géométriques du radier:

Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :

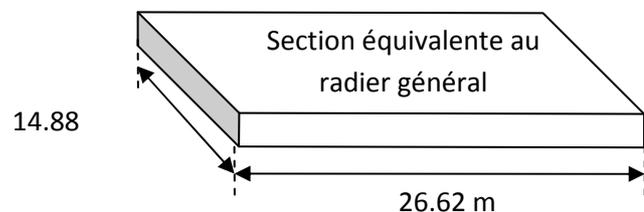
$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 13.31 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 7.5 \text{ m}$$

➤ **Moment d'inertie d'un radier :**

$$I_{x-x} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 7308.62 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 23390.84 \text{ m}^4$$



VI.7. Vérification de stabilité :

➤ **Vérification de la stabilité de radier :**

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de Renversement.

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

✓ (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.

✓ (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

➤ **Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E) :**

* Moment de renversement dû au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \rightarrow e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales.}$$

$$L = (L_x ; L_y)$$

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N_{tot} (T)	577.709	557.626
M (T.m)	30.985	22.203
e (m)	0.053	0.039
L / 4 (m)	6.65	3.72
Condition	Condition vérifiée	Condition vérifiée

➤ **Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E) :**

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}} \times 1,5$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} X_G ; \sigma_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} Y_G$$

$$N_x = 576.134 \text{ T}$$

$$N_y = 540.085 \text{ T}$$

$$M_{x-x} = 38522.276 \text{ T.m}$$

$$M_{y-y} = 69038.377 \text{ T.m}$$

$$S_{radier} = 437.6 \text{ m}^2$$

$$I_{x-x} = 7308.62 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = 23390.84 \text{ m}^4$$

$$X_G = 13.31 \text{ m}$$

$$Y_G = 7.5 \text{ m}$$

	G+Q+E			$\overline{\sigma}_{sol} \times 1,5$ (T/m ²)	Observation
	σ_{max} (T/m ²)	σ_{min} (T/m ²)	σ_{moy} (T/m ²)		
Sens (X-X)	20.755	11.934	18.549	25.5	Condition vérifiée
Sens (Y-Y)	24.877	9.04	20.917	25.5	Condition vérifiée

VI.8.Ferraillage 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 contrainte 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 :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

➤ Méthodes de calcul :

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

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

Tel que :

μ_x ; μ_y : sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)
Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
à travail	$M_{tx} = 0.85M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Nous avons utilisé pour le ferraillage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

➤ Calcul des moments fléchissant :

On a : $N_{ELU} = 7134.739 \text{ T}$

$$N_{ELS} = 5185.037T$$

ELU	ELS
$q_u=(1.35G + 1.5Q)/S_{rad}$	$q_{ser}=(G+Q)/S_{rad}$
$q_u= 16.30 T/m$	$q_s=11.85T/m$

➤ **Le plus grand panneau est le panneau du 4.14×3.80 :**

a) l'ELU : $v = 0$; $q_u= 16.30 T/m$

$\alpha = 3.80/4.14= 0.92 > 0.4$ ➔ alors le panneau travaille dans les deux sens.

A partir du tableau (BAEL E3) :

$$\Rightarrow \mu_x = 0.0438$$

$$\Rightarrow \mu_y = 0.819$$

Donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \quad \rightarrow M_x = 0.0438 \times 16.30 \times 3.80^2 = 10.31 T.m/ml.$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 0.819 \times 10.31 = 8.44 T.m/ml.$$

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x \quad \rightarrow M_{tx} = 0.75 \times 10.31 = 7.73 T.m/ml.$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 0.75 \times 8.44 = 6.33 T.m/ml.$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x \rightarrow M_{ax=ay} = 0.5 \times 10.31 = 5.15 T.m/ml.$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad A_{s,min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$\sigma_b = 14.2 Mpa \quad \rightarrow \quad b = 100cm \quad \sigma_s = 348 Mpa$$

$$dx = h - c - \emptyset_x / 2 = 45 - 5 - 2/2 = 39cm$$

$$dy = dx - (\emptyset_x + \emptyset_y) / 2 = 37 cm$$

	Dans le sens (x x)		Dans le sens (y y)	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M (T.m)	5.15	7.73	5.15	6.33
μ	0.0238	0.0357	0.0265	0.0325
α	0.030	0.045	0.335	0.51

β	0.988	0.982	0.986	0.795
As (cm ² /ml)	3.84	5.79	4.05	6.18
As min (cm ² /ml)	4.71	4.71	4.47	4.47
Choix des barres	6HA10	6HA12	6HA10	6HA12
As Choix (cm ² /ml)	4.71	6.79	4.71	6.79
Espacement (cm)	12	12	12	12

L'ELS : $v = 0.2$; $q_s = 11.85\text{T/m}$

$\alpha = 3.80/4.14 = 0.92 > 0.4 \rightarrow$ le panneau travaille dans les deux sens

A partir du tableau:

$$\Rightarrow \mu_x = 0.0510$$

$$\Rightarrow \mu_y = 0.875$$

donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \rightarrow M_x = 8.73\text{T.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 7.64\text{T.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 6.55\text{T.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 5.73\text{T.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x \rightarrow M_{ax=ay} = 4.36\text{T.m/ml.}$$

VI.9. Calcul des armatures:

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M (T.m)	4.36	6.55	4.36	5.73
μ	0.020	0.016	0.022	0.029
α	0.025	0.020	0.028	0.036
β	0.99	0.992	0.988	0.985
As (cm ² /ml)	3.24	4.42	3.43	4.52
As min (cm ² /ml)	4.71	4.71	4.47	4.47
Choix des barres	6 HA10	6HA10	6HA10	6HA10
As Choix (cm ² /ml)	4.71	4.71	4.71	4.71
Espacement (cm)	12	12	12	12

➤ **Vérification au cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{16.30 \times 3.80 \times 4.14}{2 \times 4.14 + 3.80} = 212.27 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{212.27 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.47 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5; 4 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.47 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa}$$

⇒ La condition est vérifiée n'est pas nécessaire des armatures transversales.

VI.10. Etude du débord du radier:

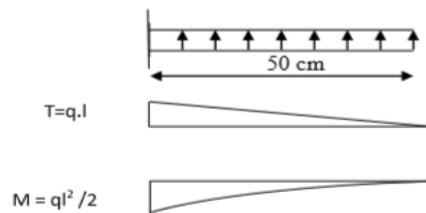
Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50 cm. Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur de un mètre.

b(cm)	h (cm)	d(cm)	L(cm)	qu KN/m	qs KN/m
100	45	39	50	163	118.5

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{s \min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_c}$$

$$A^{\text{BAEL}} = 0.0025 \times b \times h = 11.25 \text{ cm}^2$$



L'ELU :

$$M_u = q_u \times l^2 / 2 = 20.37 \text{ KN.m}$$

Mu (KN.m)	μ	μ_1	A'	α	β (m)	A _S (cm ²)	A _{Smin}	A _{BAEL}
20.37	0.0094	0.392	0	0.0118	0.995	1.51	4.71	11.25

Donc : A_S = max (A_{BAEL} , A_{sser} , A_{Smin}).

$$A_S = 11.25 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

✓ Donc on choisit A = 6HA16 /ml .

VI.11. Les sollicitations sur les nervures :

➤ Charge triangulaire :

$P = \frac{q_u \times l_x}{4}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.

➤ Charge trapézoïdale :

$P = (1 - \frac{\rho}{2}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.

On a : $\rho = 0.85 \rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

$$q_u = 16.30 \text{ T/m}^2$$

$$q_s = 11.85 \text{ T/m}^2$$

VI.12. Calcul des sollicitations :

➤ Calcul les moments avec logiciel ROBOT 2018 :

Sens (x-x) :



Figure .VI.1. Schéma statique de la nervure sens (x-x)

L'ELU :

Travée	3.80m	4.14m	3.73m	3.28m	3.73m	4.14m	3.80m
La charge P (KN/m)	30.97	33.74	30.40	26.73	30.40	33.74	30.97

L'ELS:

Travée	3.80m	4.14m	3.73m	3.28m	3.73m	4.14m	3.80m
La charge P (KN/m)	23.70	25.82	23.26	20.46	23.26	25.82	23.70

Sens Y-Y:

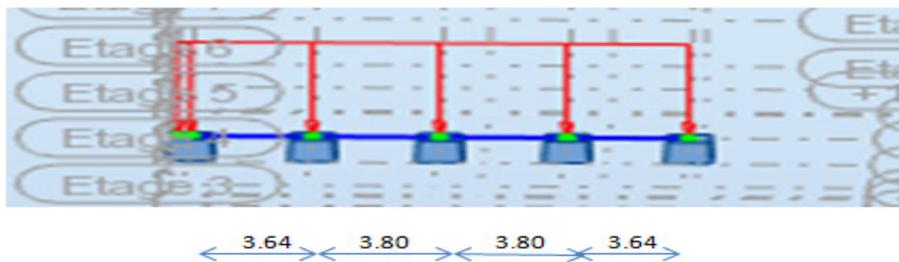


Figure .VI.2 Schéma statique de la nervure sens (y-y)

L'ELU :

Travée	3.64m	3.80m	3.80m	3.64m
La charge P (KN/m)	29.66	30.97	30.97	29.66

L'ELS:

Travée	3.64m	3.80m	3.80m	3.64m
La charge P (KN/m)	22.70	23.70	23.70	22.70

➤ **Diagrammes des sollicitations :**

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel **ROBOT 2018**.

A L'ELU:

➤ **Sens (x-x) :**

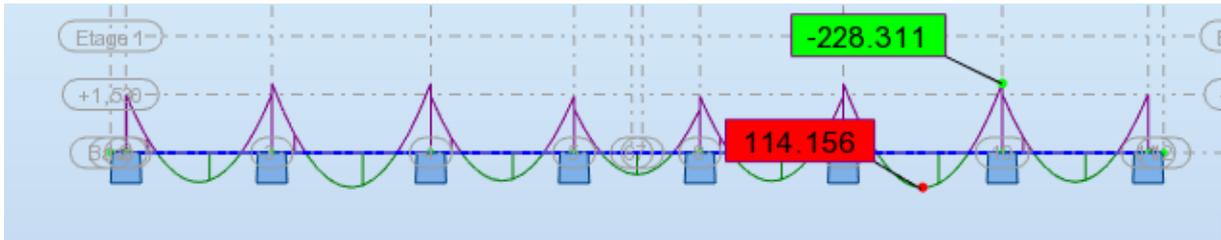


Figure .VI.3 Diagramme des moments fléchissant(x-x)

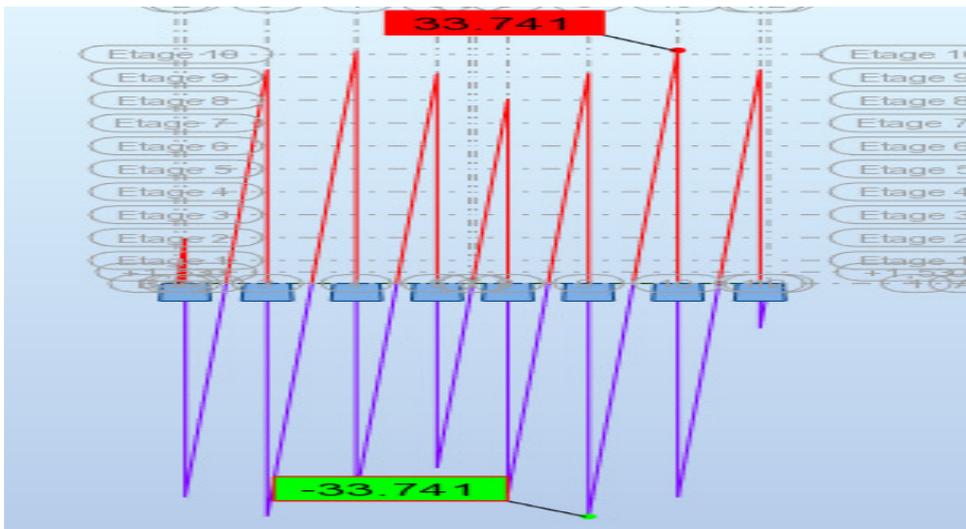


Figure .VI.4 Diagramme des efforts tranchant(x-x)

➤ Sens (y-y) :

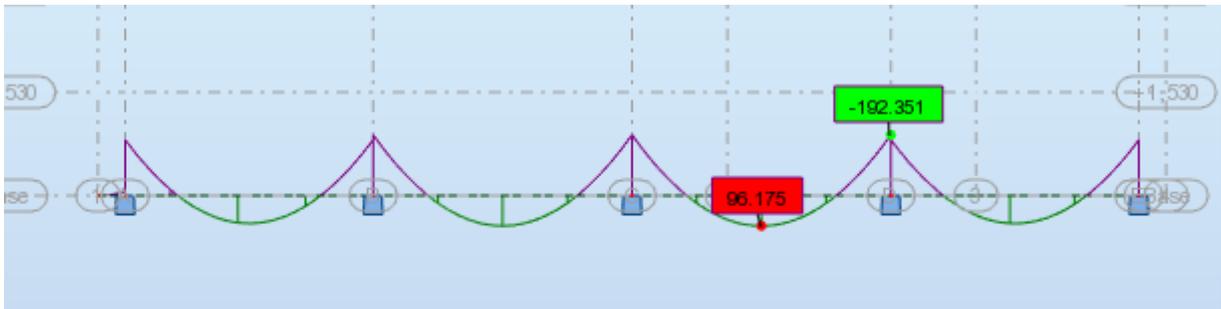


Figure .VI.5 Diagramme des moments fléchissant (y-y)

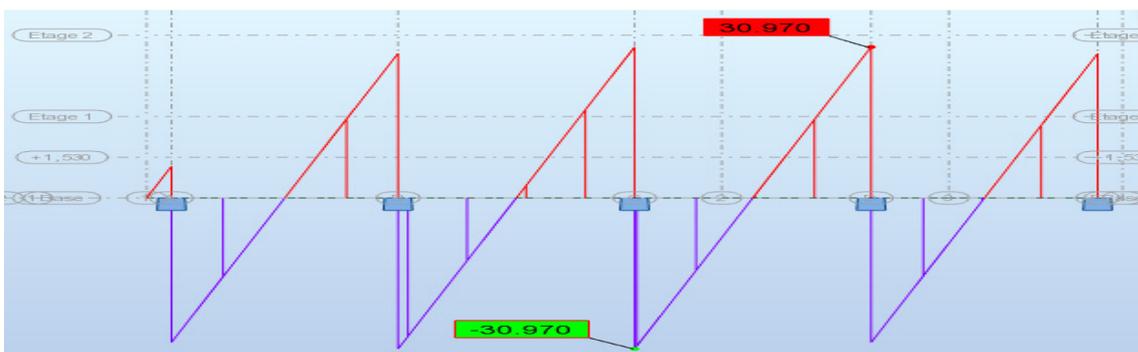


Figure .VI.6 Diagramme des efforts tranchant (y-y)

➤ **ELS :**

Sens X-X :

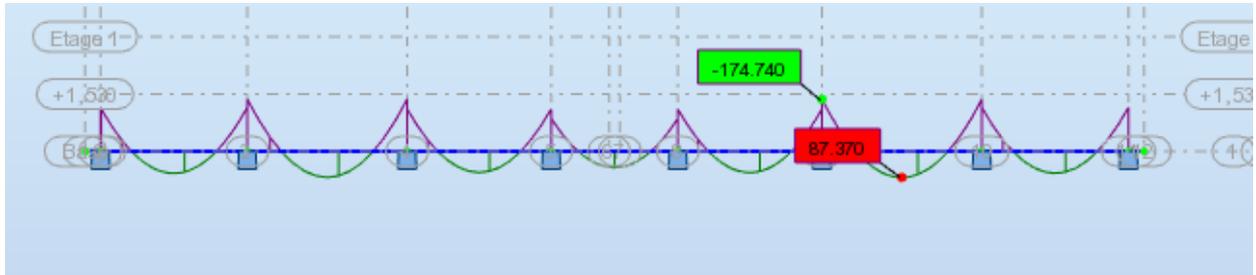


Figure .VI.7 Diagramme des moments fléchissant(x-x)

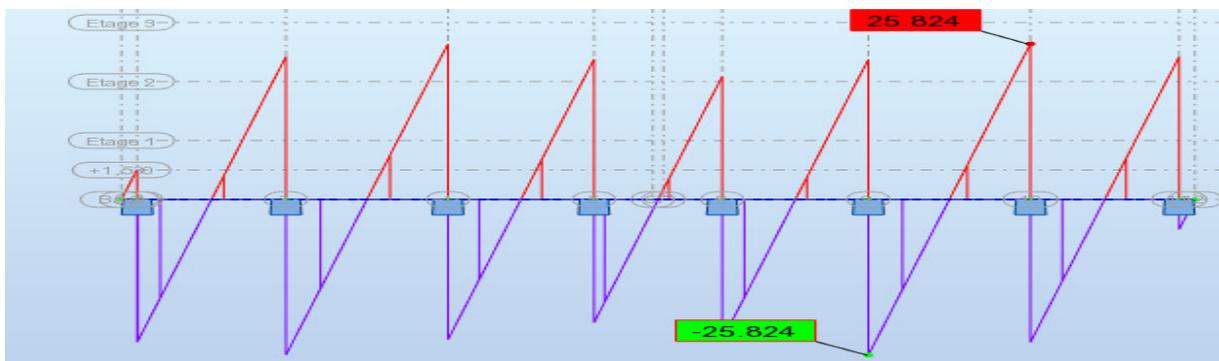


Figure .VI.8 Diagramme des efforts tranchants (x-x)

Sens Y-Y :

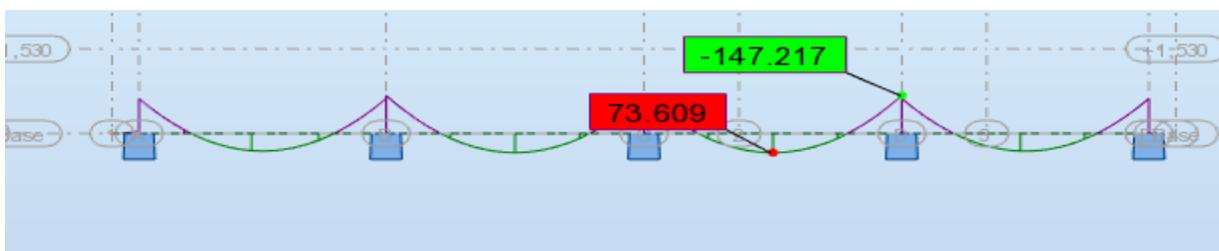


Figure .VI.9 Diagramme des moments fléchissant (y-y)

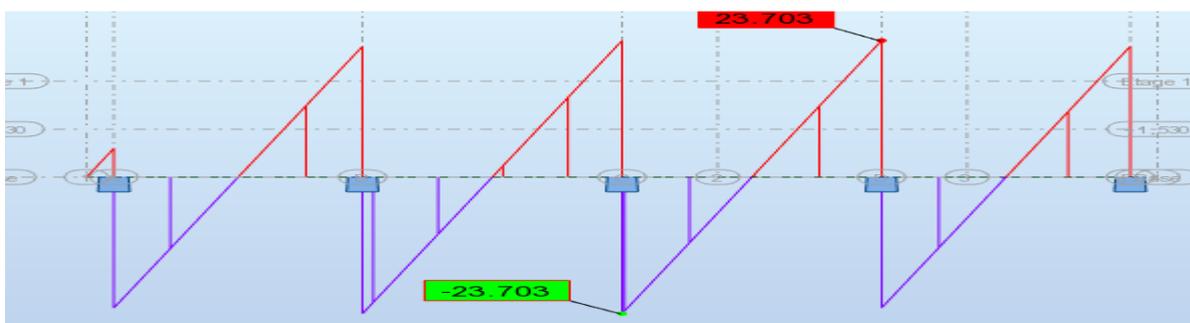


Figure .VI.10 Diagramme des efforts tranchants (y-y)

VI.13. Calcul du ferrailage :

➤ L'enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}, \quad \phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{80}{10} = 8$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm} \Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{8}{2} = 5$$

✓ Alors on adopte $c = 5 \text{ cm}$.

➤ Calcul des armatures longitudinales :

✓ Sens (x-x) :

- En travée : $M_{ut} = 114.56 \text{ KN.m}$

- Sur appuis : $M_{app} = 228.311 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

Avec : $b = 50 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 72 \text{ cm}$

Tableau récapitulatif des résultats :

Elément	M(KN.m)	dt(cm)	μ	μ_l	α	β	$A_{\text{calc}} (\text{cm}^2)$
Appuis	228.311	72	0.062	0.392	0.080	0.968	9.41
Travée	114.56	72	0.0311	0.392	0.0395	0.984	4.65

Sens y-y :

Elément	M(KN.m)	dt(cm)	μ	μ_l	α	β	$A_{\text{calc}} (\text{cm}^2)$
Appuis	192.351	72	0.052	0.392	0.067	0.973	7.88
Travée	96.175	72	0.026	0.392	0.033	0.987	3.88

➤ Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 b \cdot d \frac{f_{r28}}{f_l}$$

$$\Rightarrow A_{\text{min}} = 4.35 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)**

$$A'_m \geq 0.001 b h \quad ; \quad A_m = 4 \text{ cm}^2$$

➤ **section minimale de RPA :**

$$ARPA = 0.5\% b \times h = 20 \text{ cm}^2$$

Tableau récapitulatif des résultats :

✓ **Sens (x-x) :**

Elément	A_u (cm ²)	A_{ser} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
Appuis	9.41	7.145	4.35	4	20	20	8 HA20=25.13
Travée	4.65	3.53	4.35	4	20	20	8 HA20=25.13

✓ **Sens (y-y) :**

Elément	A_u (cm ²)	A_{ser} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
Appuis	7.88	6.00	4.35	4	20	20	8 HA20=25.13
Travée	3.88	2.97	4.35	4	20	20	8 HA20=25.13

➤ **ELS :**

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c25}}{100}$$

sens x-x :

Elément	α	M_u (kN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
appui	0.080	228.311	174.740	1.31	0.405	Vérifiée
traver	0.0395	114.156	87.370	1.31	0.405	Vérifiée

Sens y-y :

Elément	α	M_u (kN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
appui	0.067	192.351	147.217	1.31	0.405	Vérifiée
traver	0.033	96.175	73.609	1.37	0.405	Vérifiée

VI.14.État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\Rightarrow \text{sens x-x} : \frac{80}{414} = 0.19 > 0.0625 \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

$$\Rightarrow \text{sens y-y} : \frac{80}{360} = 0.22 > 0.0625 \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

$$2) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\text{Sens (x-x)} : 0.00129 < 0.0105 \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

$$\text{Sens (y-y)} : 0.00107 < 0.0105 \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

➤ **Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)**

$$\text{Sens (x-x)} : T_{\max}^u = 33.741 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = 0.094 \text{ Mpa}$$

$$\text{Sens (y-y)} : T_{\max}^u = 30.970 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{\max} = 0.086 \text{ Mpa}$$

➤ **La fissuration est préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

✓ Selon BAEL les armatures transversale ne sont pas nécessaire, et il font disposer des cadre des armatures minimale :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right\}.$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \{ 22,85; 20 ; 50 \}$$

$$\Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

➤ **Espacement des armatures transversales : RPA 99.**

- dans la zone nodale $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm} \right)$

$$\Rightarrow S_t \leq (20 ; 24; 30 \text{ cm})$$

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

- dans la zone courante : $S'_i \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} \Rightarrow S'_i \leq 40 \text{ cm}$
 $S'_i = 15 \text{ cm}$

- la longueur de la zone nodale :

$$L' = 2h = 160 \text{ cm} .$$

➤ **RPA 99 :**

$$A_t \geq 0.003.S.b = 2.25 \text{ cm}^2$$

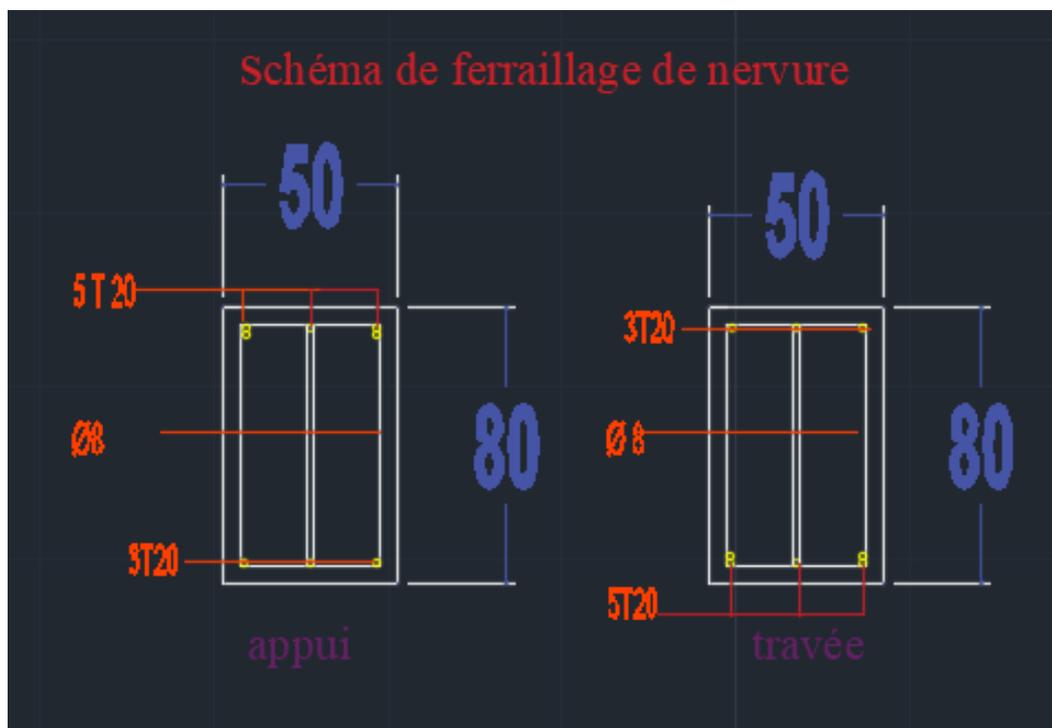
➤ **BAEL 91 (A.5.1) :**

$$A_t \geq 0.4 \times b \times \frac{S_t}{F_e} = 0.75 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t^{\text{bael}} ; A_t^{\text{rpa}}) = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5\phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

➤ **Schema de ferrailage du nervure:**



CONCLUSION GÉNÉRAL

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel ROBOT afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus à notre département et servira pour les promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

Les règlements :

-  **RPA99/Version2003** : règlement parasismique algérien.

-  **BAEL91** : béton armé aux états limites.

-  **D.T.R.B.C .2.2**:Document technique réglementaire (charges permanentes et charges d'exploitation).

Cours :

-  Béton armé.
-  Dynamique des structures.
-  Résistance des matériaux.

Logiciels :

- ROBOT 2018
- AUTOCAD 2016
- WORD+Excel 2010