

N°Ref:.....

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf-Mila

Institut des Sciences et de Technique
Département des Sciences et Technique

Projet de fin d'étude préparé en vue de l'obtention du
diplôme de **Master**
Spécialité: Génie Civile

Etude d'un bâtiment R+5 à usage d'habitation

Réalisée par:

- KHALFA Radhia
- DAAS Fouzia

Soutenu devant le jury :

Mr. KITCHAH Fathi

Mr. TALEB Hosni Abderrahmane

Mr. TIOUA Tahar

Président

Examineur

Promoteur

Année Universitaire: 2019/2020



Remerciement

Nous remercions, en premier lieu, notre dieu qui a bien voulu-Nous donnons la force pour effectuer le présent travail.

Très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

Nous exprimons nos profonds remerciements à mon encadreur M^{es} TIOUA TAHAR pour son orientation et ses Précieux conseils et surtout pour sa patience.

Nous remercions chaleureusement tous les professeurs de génie civil qui ont contribué à mon formation .





Dédicace

On dédions ce travail à :

Nous chers parents, qui nous ont toujours encouragé et soutenu dans nos études jusqu'à atteindre ce stade de formation ; Nous frères et sœurs ; Toute notre famille Daass et Khalfa et vos amis(es) ; à toute la Promotion 2020 et Tous les enseignants qui nous ont dirigés vers la porte de la réussite.

Fouzia et Radia.



LISTE DES SYMBOLES

A	Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
A_s	Aire d'une section d'acier.
A_t	Section d'armatures transversales.
B	Aire d'une section de béton.
Ø	Diamètre des armatures.
Q	Charge d'exploitation.
γ_s	Coefficient de sécurité dans l'acier.
γ_b	Coefficient de sécurité dans le béton.
σ_s	Contrainte de traction de l'acier.
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton.
σ̄_s	Contrainte de traction admissible de l'acier.
σ̄_{bc}	Contrainte de compression admissible du béton.
τ̄_u	Contrainte de cisaillement admissible
τ	Contrainte de cisaillement tangentielle.
β	Coefficient de pondération.
σ̄_{sol}	Contrainte du sol.
D	Facteur d'amplification dynamique moyen.
ELS	Etat limite de service.
ELU	Etat limite ultime.
E_{vj}	Module d'élasticité longitudinal différé.
E_{ij}	Module d'élasticité longitudinal instantané.
f_e	Limite élastique d'acier.
F	Force.
F_{c28}	Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).
F_{t28}	Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).
G	Charge permanente.
Q	Charge variable (d'exploitation).
I	Moment d'inertie (m ⁴)
Q	Facteur de qualité .
L	Longueur du portée.

$L_{\max}$	La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
M	Moment en général.
M_a	Moment sur appui.
M_u	Moment de calcul ultime.
M_{ser}	Moment de calcul de service.
M_t	Moment en travée.
N_s	Effort normal de service.
N_u	Effort normal ultime
N	Effort normale du aux charges verticales.
N_{Tot}	Poids total transmis par la superstructure (KN).
P	Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
R	Coefficient de comportement global.
S	Section.
St	Espacement des armatures.
T	Effort tranchant.
T_2	Période caractéristique, associé à la catégorie du site.
V	Effort tranchant.
V_{ser}	Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite de service.
V_u	Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.
Z	Coordonnée d'altitude, bras de levier.
b_0	Epaisseur brute de l'âme de la poutrelle.
d	Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.
d'	Distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus comprimée.
e	Excentricité, épaisseur.
f	Flèche.
ht	k_8 Hauteur total du radier (m).
v	Coefficient de poison .
σ_{adm}	Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).
Δf_t	La flèche totale.
$\Delta f_{t \text{ adm}}$	La flèche admissible.
H	hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).
ht	hauteur totale du plancher.

h_0	épaisseur de la dalle de compression.
h_e	hauteur libre d'étage.
I_{ji}	Moment d'inertie correspondant à j.
I_{gi}	Moment d'inertie correspondant à g.
I_{qi}	Moment d'inertie correspondant à q. I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v.
f_{bu}	Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.
η	Facteur d'amortissement.
μ_l	Moment réduit limite.
μ_u	Moment ultime réduit.
λ_i	Coefficient instantané.
λ_v	Coefficient différé.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I :Présentation de projet

I.1.Introduction.....	1
I.2.Présentation de l'ouvrage étudié.....	2
I.3.Conception de l'ouvrage.....	2
I.4.Caractéristiques du sol.....	3
I.5.Hypothèses de calcul.....	3
I.6.Règles et normes de calcul.....	4
I.7.Caractéristiques des matériaux	4
I.8.Les actions.....	7

Chapitre II : Pré-dimensionnement et Descent de charge

II.1.Introduction	9
II.2.Pré-dimensionnement des éléments secondaires.....	9
II. 2.1. Les planchers.....	9
II.2.2. Les escaliers.....	10
II.2.3. Balcon.....	11
II.2.4. L'acrotère.....	12
II.3. Pré-dimensionnement des éléments structuraux.....	13
II.3.1. Introduction.....	13
II.3.2. Les poutres	13
II.3.3. Les poteaux.....	14
II.3.4. Les Voiles.....	15
II.4. Evaluation des charges et des surcharges.....	17
II.5.Descente de charge.....	20

Chapitre III : Calcul des élément secondaire

III.1.Introduction.....	25
III.2.L'acrotère	25
III.2.1. Dimensionnement.....	25
III.2.2. Evaluation des charges.....	25
III.2.3. Détermination de l'effort due au séisme.....	25
III.2.4. Les sollicitations	26
III.2.5. combinaison d'action	26
III. 2.6. Calcul de ferrailage	26
III.3. Les Balcons	29
III.3.1. Evaluation des charges.....	29
III.3.2. Combinaison des charges.....	29
III.3.3. Calcul des efforts dans le balcon.....	30
III.3.4. Calcul des armatures.....	30
III.4.Les plancher.....	32
III.4.1. Etude des planchers à corps creux.....	32

III. 4.1.1. Méthode forfaitaire.....	32
III.4.4.2. Méthode de Caquot.....	34
III.5.Les Escaliers.....	47
III.5.1.Introduction.....	47
III.5.2.Dimensionnement.....	47
III.5.3.Evaluation des charge et surcharges.....	47
III.5.4Combinaisons des charges.....	48
III.5.5.Calcul des sollicitations.....	48
III.5.6.Calcul de ferrailage.....	49
III.5.7.Etude de la poutre de palière.....	53
III.5.8.Calcul le ferrailage.....	54
Chapitre IV : Etude Sismique	
IV.1.Introduction.....	60
IV.2.Présentation de la différente méthode d'estimation des forces sismiques.....	60
IV.3.Méthode statique équivalente.....	60
IV.3.1.Principe de la méthode.....	60
IV.3.2.Condition d'application de la méthode.....	60
IV.3.3.Calcul de la force sismique totale.....	61
IV.4.Etude dynamique	66
IV.4.1.Caractéristiques géométriques et massiques de la structure.....	69
IV.4.2.Calcul de l'excentricité.....	69
IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques.....	69
IV.4.4.Justification de l'interaction portiques-voiles.....	70
IV.4.5.Vérification des déplacements	71
IV.4.6.Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	73
IV.5.Conclusion.....	73
Chapitre V : Ferrailage des éléments porteuses	
V.1.Introduction.....	74
V.2.Ferrailage des poteaux.....	74
V.2.1.Recommandation du RPA 99/version 2003.....	74
V.2.2. Calcul de ferrailage.....	75
V.3.Ferrailage des poutres.....	88
V.3.1. Recommandation du RPA 99/version 2003.....	88
V.3.2. Calcul de ferrailage.....	89
V.4.Etude des voiles.....	99
V.4.1.Recommandation du RPA 99/Version 2003.....	99
V.4.2. Ferrailage des voiles.....	100
V.4.3. Exemple de schéma de ferrailage.....	107
V.5.Conclusion.....	107
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	
VI.1.Introduction.....	108
VI.2.Choix de type de fondation.....	108
VI.3. Combinaison d'action.....	108
VI.4. Etude des fondations.....	108
VI. 4.1.Calcul de surface revenant à la semelle.....	108

VI.4.2.Hypothèse de calcul.....	109
VI. 4.3. Pré-dimensionnement de la semelle filante.....	109
VI. 4.4.Calcul de ferrailage.....	110
VI.5. Etude de la poutre de redressement.....	112
VI.5.1.Pré dimensionnement de la poutre.....	112
VI.5.2. Calcul le ferrailage.....	112

Conclusion générale

Annexe

Bibliographie

Liste des tableaux

Tableau II.1 : charges permanents revenant au plancher terrasse inaccessible.....	17
Tableau II.2 : charges permanents de la dalle de niveau étage courant.....	17
Tableau II.3 : Evaluation des charges permanentes de balcon de terrasse.....	17
Tableau II.4 : Evaluation des charges permanentes de balcon d'étage courant.....	18
Tableau II.5 : Evaluation des charges permanentes dans le paillasse d'escalier.....	18
Tableau II.6 : Evaluation des charges permanentes de palier.....	18
Tableau II.7 : Evaluation des charges permanentes de mur extérieur.....	18
Tableau 8.II : Evaluation des charges permanentes de mur intérieure.....	19
Tableau 9.II :Les charges d'exploitation.....	19
Tableau 10.II :La descente des charges de poteaux intermédiaire.....	20
Tableau 11.II :Descente de charge de poteau de rive.....	35
Tableau 12.II :Descente de charge de poteaux de d'angle.....	22
Tableau III.1 : Charges et surcharges d'exploitations.....	35
Tableau III.2 : chargement est moment sur appui.....	36
Tableau III.3 :Moment en travée et l'effort tranchant	36
Tableau III.4 : Récapitulatif des résultats.....	36
Tableau III.5 : Chargement est moment sur appui.....	40
Tableau III.6 : Moment en travée et l'effort tranchant.....	41
Tableau III.7 : Récapitulatif des résultats.....	41
Tableau III.8 : Récapitulatif des résultats.....	42
Tableau III.9 : Récapitulatif des résultats des armatures longitudinales.....	43
Tableau III.10 : récapitulatif Combinaisons des charges.....	48
Tableau III.10 : récapitulatif des résultats.....	49
Tableau III.11 : récapitulatif des résultats des armatures longitudinales.....	50
Tableau III.12 : récapitulatif des résultats des armatures transversales.....	50
Tableau III.13 : récapitulatif des résultats.....	50
Tableau III.14 : récapitulatif des résultats de Ferrailage de la poutre palière.....	55
Tableau III.15 : récapitulatif des résultats.....	55
Tableau IV.1 : Classification du Site.....	61
Tableau IV.2 : Valeur de $\xi(\%)$	62
Tableau IV.3 : Valeurs des pénalités P_q	62
Tableau IV.4 :Distribution de la résultante des forces sismiques pour Chaque étage.....	64
Tableau IV.5 :Modes et Périodes de vibration et taux de participation massique.....	65
Tableau IV.6 :Les coordonnées de centre des masses et de centre des rigidités.....	68
Tableau IV.7 :L'excentricité théorique et accidentelle.....	69
Tableau IV.8 :Vérification de l'interaction sous charge verticale.....	70
Tableau IV.9 :Vérification de l'interaction sous charges horizontale.....	70
Tableau IV.10 :Vérification des déplacements. (sens x-x).....	71
Tableau IV.11 :Vérification des déplacements (sens y-y).....	71

Tableau IV.12 : Le poids de chaque niveau.....	72
Tableau IV.13 : Vérification de moment de renversement et le moment stabilisant.....	72
Tableau IV.14 : Vérification de moment de renversement et le moment stabilisant.....	72
Tableau IV.15 : Vérification a L'effet P- Δ	73
Tableau V.1 : Vérification de l'effort normal réduit.....	76
Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux.....	76
Tableau V.3 : Armatures longitudinales des poteaux.....	87
Tableau V.4 : Armatures transversales des poteaux.....	87
Tableau V.5 : Armatures longitudinales des poutres.....	97
Tableau V.6 : Armatures transversales des poutres.....	97
Tableau V.7 : Sollicitations maximales de calcul dans le voile V_{x1}	100
Tableau V.8 : Sollicitations maximales de calcul dans le voile V_{y1}	100
Tableau V.9 : Sollicitations maximales de calcul dans le voile V_{y2}	101
Tableau V.10 : Résultats de calcul dans le voile (V_{x1}).....	105
Tableau V.11 : Résultats de calcul dans le voile (V_{y1}).....	105
Tableau V.12 : Résultats de calcul dans le voile (V_{y2})	106
Tableau VI.1: La surface revenant aux semelles.....	109

Liste des figures

Figure I.1 : Coupe des niveaux.....	1
Figure I.2 : La vue en plan de la structure niveau d'un étage courant	2
Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.....	5
Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.....	6
Figure I.5 : diagramme contrainte-déformation de l'acier.....	6
Figure II.1 : Schéma de poutrelle.....	10
Figure II.2 : section de poutre de palier.....	11
Figure II.3 : Schéma de l'acrotère.....	11
Figure II.4 : section poutre principale.....	13
Figure II.5 : section poutre secondaire.....	14
Figure II.6 : Coupe de voile en élévation	15
Figure II.7 : Coupes de voiles en plan.....	16
Figure II.8 : Représentation du poteau le plus sollicité.....	25
Figure III.1 : Dimension de l'acrotère.....	29
Figure III.2 : ferrailage de l'acrotère.....	32
Figure III.3 : ferrailage du balcon.....	32
Figure III.4 : schéma d'une poutre.....	33
Figure III.5 : poutre à deux travées.....	34
Figure III.6 : L'effort tranchant sur une poutre à deux travées ou plus deux travées.....	34
Figure III.7 : Les Longueurs effectives.....	35
Figure III.7 : schéma de poutrelle.....	36
Figure III.8 : schéma de ferrailage des poutrelles du plancher terrasse.....	40
Figure III.9 : schéma de ferrailage des poutrelles du plancher étage courant.....	47
Figure III.10 : Schéma statique de l'escalier.....	47
Figure III.11 : Schéma statique de volée.....	48
Figure III.12 : schéma de ferrailage d'escalier.....	53
Figure III.13 : Schéma statique de la poutre palière.....	54
Figure III.14 : Schéma statique de la poutre palière Section creuse équivalente.....	56
Figure III.15 : schéma de la poutre à la torsion.....	57
Figure III.16 : Schéma de ferrailage du poutre palière.....	59
Figure IV.1 : Force sismique par niveau.....	65
Figure IV.2 : Disposition des voiles proposés.....	66
Figure IV.3 : Mode 1 translation selon y-y.....	67
Figure IV.4 : Mode 2 translation selon x-x.....	67
Figure IV.5 : Mode 3 rotation au tour de l'axe z-z.....	68
Figure IV.6 : Vue en 3D du model obtenu par logiciel ROBOT V2014.....	68
Figure V.1 : Section d'un poteau.....	81
Figure V.2 : Ferrailage des poteaux.....	88

Figure V.3 : Ferrailage des poutres principales.....	89
Figure V.4 : Ferrailage des poutres secondaire.....	89
Figure V.5 Section transversale de voile.....	99
Figure V.6 :Schéma d'un voile plein.....	101
Figure V.7 : schéma statique des contraintes.....	103
Figure V.8 : Ferrailage de voile RDC (V_{x1}).....	107
FigureVI.1: Schéma d'une Semelle filante.....	109
FigureVI.2 : périmètre de la semelle.....	111
Figure VI.3 : Schéma de ferrailage de semelle filante.....	111
Figure VI.4:Schéma de ferrailage de poutre de redressement.....	114

Résumé

Ce projet consiste principalement en l'étude dynamique d'une structure (R+5) contreventée par des portiques et des voiles, à usage habitation. La structure est implantée à Wilaya de Mila, zone de moyen sismicité (zone IIa). L'étude est conforme aux Règles Parasismiques Algériennes 99 modifiées en 2003. Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91 Mots clé :bâtiment béton, Robot structural analyse2014, RPA99/2003, BAEL91

Abstract

This Project consiste maily in dynamic analysis of a structure (R+5) for reside usage. The structure is located in Mila; State which is characterized by an elevated seismicity middling (zone IIa). The study is carried out regarding the Algerian seismic code (RPA99 modified in 2003). The structural éléments dimension and their reinforcement were carried out according to the Algerian reinforced concrete code (CBA93) and the limits states of reinforced concrete (BAEL91) Keywords: building, concrete, Robot structural analyse2014, RPA99/2003, BAEL91

المخلص:

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة ديناميكية لبناية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة، تتألف من طابق أرضي وخمس طوابق للاستعمال السكني، والواقعة في ولاية ميلة المصنفة ضمن منطقة متوسطة الزلازل رقم (a II)، من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية وفقا للمعايير: RPA99 version 2003، المقاومة للزلازل الجزائرية، أما بخصوص القياس والتسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناية قد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر.

الكلمات المفتاحية: العمارة، الخرسانة، BAEL91، RPA99/2003، Robot structurale analyse2014

Introduction générale

Intoduction générale:

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace .

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une moyenne sismique intense.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments en dommages au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela,

il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

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.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, il sera implantée dans une zone de moyen sismicité, comportant un RDC et 5 étages dans la wilaya de Mila .

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 prédimensionnement et la descent de charge des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- ❖ Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- ❖ 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 ses 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 2014.
- ❖ Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ROBOT 2014 est présenté dans le 5ème chapitre.
- ❖ Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation de projet

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.

I.2.Présentation de l'ouvrage étudié

Le projet consiste à l'étude d'une structure (R+5) à usage habitation, classé dans le groupe d'usage 2 selon la classification du RPA 99 version 2003(Article 3.2).

L'ouvrage est situé dans la wilaya de Mila ; elle classée selon l'RPA 99 version 2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

I.2.1.Documents graphiques

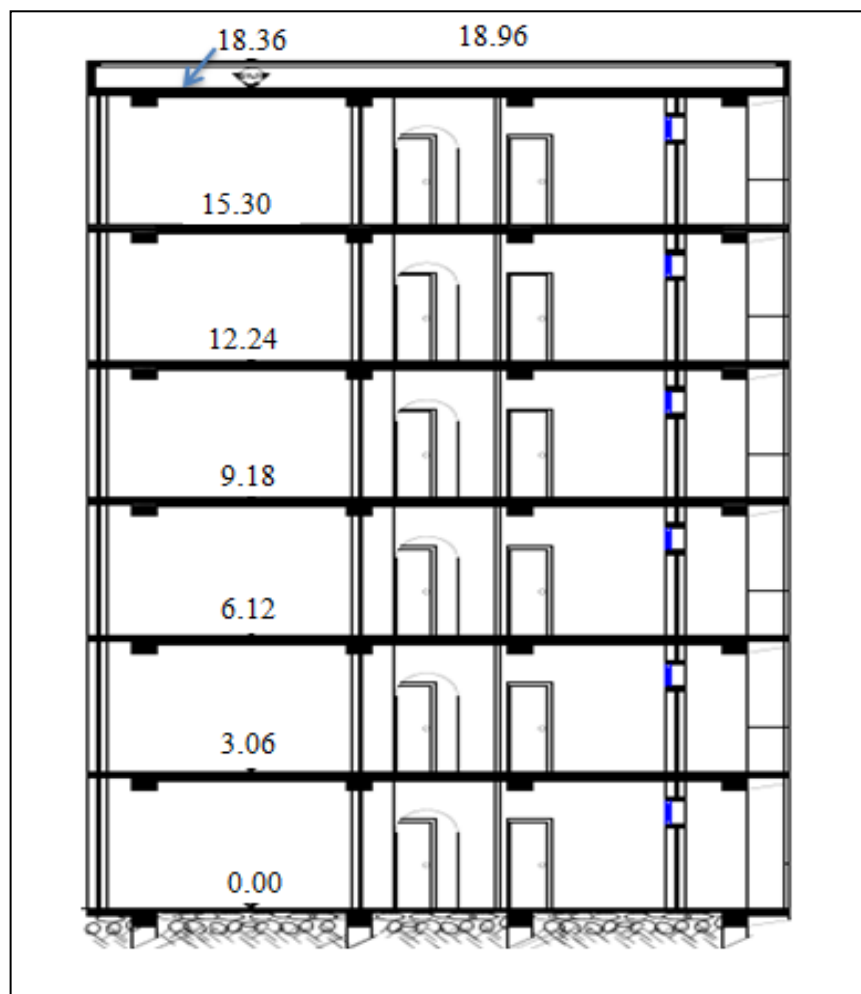


Figure I.1 : Coupe des niveaux

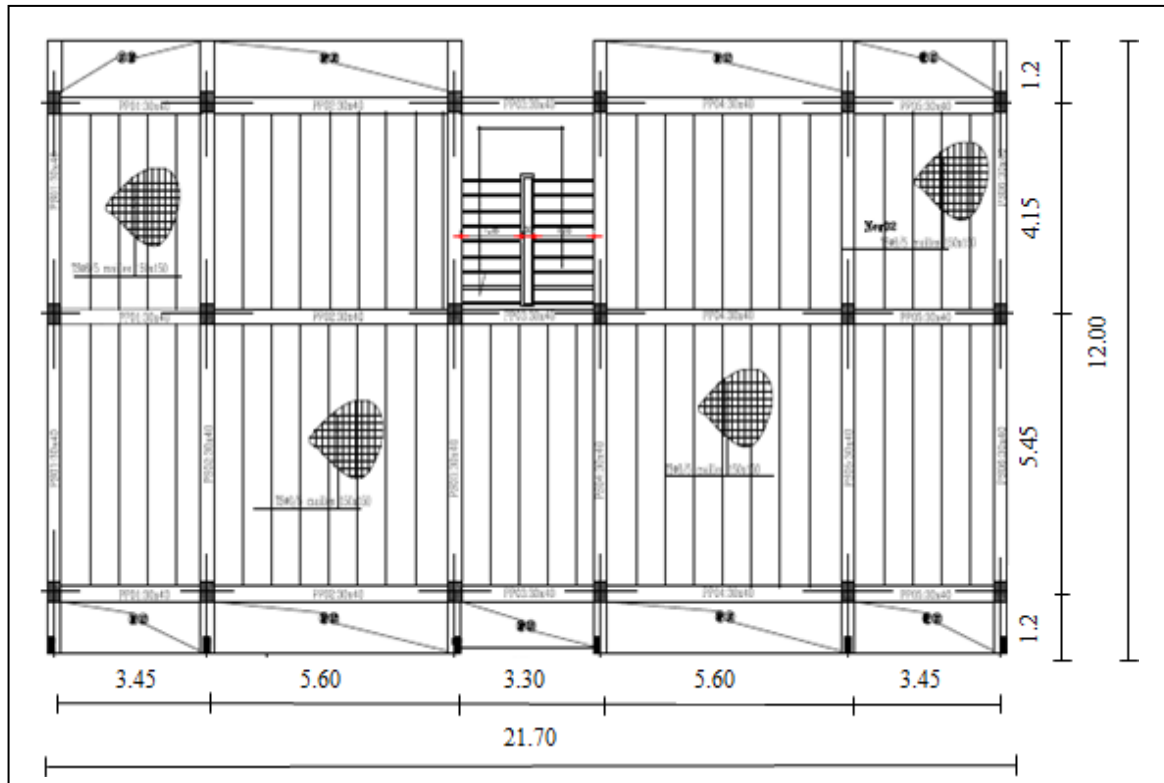


Figure I.2 : La vue en plan de la structure niveau d'un étage courant

I.2.2. Les caractéristiques géométriques des bâtiments

* En plan

- Longueur en plan :21.70m
- Largeur en plan :12m

* En élévation:

- Hauteur de RDC : 3.06m
- Hauteur d'étage courant :3.06m
- Hauteur de l'acrotère :0.6m
- Hauteur totale:18.96m

I.3. Conception de l'ouvrage

I.3.1. Les plancher

Ce sont des aires, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont constitués de corps creux avec une dalle de compression, ils peuvent être des dalles pleines aussi.

Nous avons opté pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes:

- Facilité de réalisation,
- Réduire le poids du plancher,
- Raison économique
- Bonne isolation thermique et phonique.

I.3.2. Les poutres

Ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations. Elles sont sollicitées à la flexion plane. L'ensemble des poutres composant les différents planchers Dans notre cas sont : des poutres porteuses, des poutres non porteuses.

I.3.3.Les poteaux

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et à transmettre les Sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Dans notre cas on propose des poteaux carrés.

I.3.4.Les voiles

Ce sont des éléments verticaux (épaisseur petite par rapport aux autres dimensions). Réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

I.3.5.Les escaliers

Ce sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

I.3.6.La maçonnerie

Pour cet ouvrage nous avons choisi deux types de murs :

- Murs extérieurs (double paroi),
- Murs intérieurs (simple paroi).

I.3.7.Revêtement

Pour cet ouvrage nous avons choisi trois types de revêtements :

- Enduit en ciment et en plâtre.
- Carrelage.
- Étanchéité.

I.3.8.Acrotères

La terrasse étant inaccessible, entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60cm et de 10cm d'épaisseur.

I.3.9L'infrastructure

Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.
- Limiter les tassements.
- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

I.4.Caractéristiques du sol

D'après le rapport de sol de l'assiette foncière réservée à notre projet les caractéristiques du sol en place sont les suivantes :

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance : 1.60 bar.
- La nature du sol : sol meuble de catégorie (S3).

I.5.Hypothèses de calcul

Pour cette étude les hypothèses de calcul adopté sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{C28} = 25\text{MPa}$.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865\text{MPa}$.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195\text{MPa}$.

- Limite élastique d'acier : $f_e = 400$ MPa.

I.6. Règles et normes de calcul

Pour le calcul et la vérification on utilise :

- Les règles parasismiques algériennes (RPA 99 Version 2003).
- Les règles BAEL91.
- Les règles CBA93
- Charges permanents et charges d'exploitations (DTR-BC-2.2)

I.7. Caractéristiques des matériaux

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé CBA 93 et les règles techniques de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en BA suivant la méthode des états limites BAEL91 ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/Version2003.

I.7.1. Caractéristiques mécaniques

I.7.1.1. Béton

a) Définition

Le béton est un matériau hétérogène composite constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), et de l'eau de gâchage. A ces composantes s'ajoutent parfois des adjuvants et des éléments encore plus fins qui améliorent sensiblement sa performance ainsi que sa compacité.

b) Composition

- Ciment : 350 Kg/m^3 (CEM II 42.5).
- Gravier : 728 Kg/m^3 ($D \leq 25\text{mm}$).
- Sable : 600 Kg/m^3 ($D \leq 5\text{mm}$).
- Eau : 180 l/m^3 .

c) Résistance caractéristique en compression (f_{c28})

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} . Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32 cm.

Pour le présent projet, on adoptera $f_{c28} = 25\text{MPa}$

d) Résistance caractéristique à la traction

Selon l'article (art A-2.12 BAEL 91) f_{t28} est déterminé par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}, \text{ donc pour le présent projet } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

e) Déformation de béton :

On distingue deux modules de déformation longitudinales de béton :

- Modules de déformation longitudinale instantanée E_{ij} sous des contraintes normales d'une durée inférieure à 24 h. Selon le CBA93 (Article A.2.1.2.1) le module de déformation instantanée du béton égale à : $E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$, donc dans notre cas $E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$
- Module de déformation différée E_{vj} lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée. Selon le CBA93 (Article A.2.1.2.2) $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$, donc dans notre cas $E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa}$.

f) Contraintes limites

Selon le BAEL on distingue deux états limites :

- Etat limite ultime (E.L.U) correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au de là laquelle il y a la ruine de l'ouvrage.

Selon le BAEL 91 (art A-5.121) la contrainte de béton à l'état limite ultime est :

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

Le coefficient γ_b prend les valeurs :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{:cas des combinaisons accidentelles.} \\ 1.5 & \text{:les autres cas.} \end{cases}$$

Le coefficient θ qui est en fonction de la durée d'application des actions prend les valeurs :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{: pour une durée d'application des charges >24h.} \\ 0.9 & \text{: Pour } 1h \leq \text{durée} \leq 24h. \end{cases}$$

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

Dans notre cas $f_{bu} = 14.17 \text{ (MPa)}$

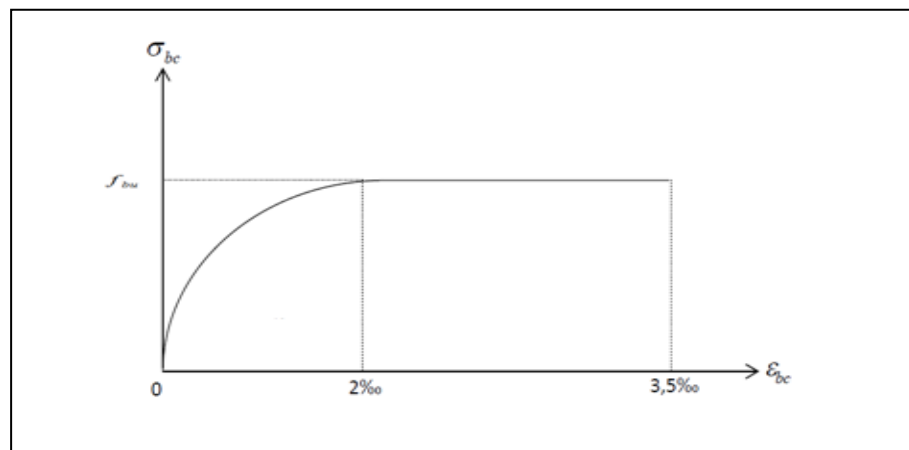


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU

- Etat limite de service E.L.S correspond à des critères dont le non respect ne permet pas à l'élément d'être exploité dans des conditions satisfaisantes.

La contrainte de compression de béton à l'ELS est limitée par $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$; dans notre cas $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

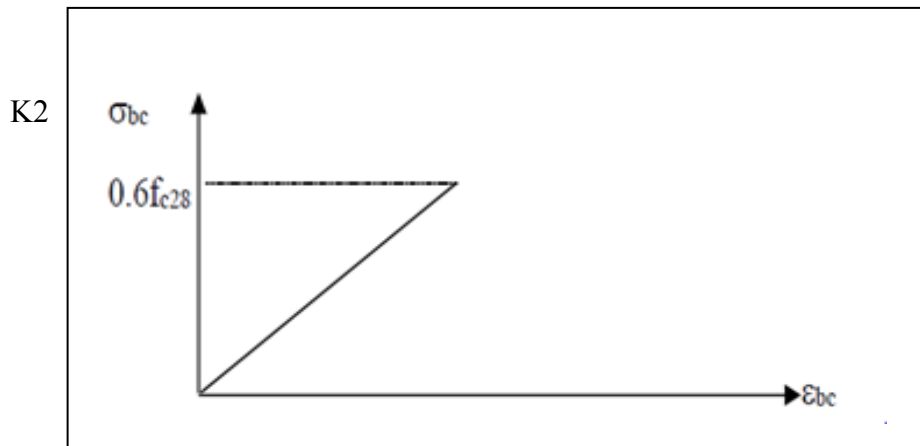


Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.

1.1.1. Acier

Les armatures pour le béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface, on trouve les ronds lisses et les barres à haute adhérence. Pour les ronds lisses, il existe deux nuances (Fe E215 ; Fe E235) correspondant à des limites d'élasticité de 215 MPa et 235 MPa. Pour les barres à haute adhérence les nuances sont (Fe E400 ; Fe E500) correspondant à des limites d'élasticité de 400 MPa et 500 MPa.

a) Contraintes limites d'élasticité de l'acier

Selon le BAEL on distingue deux états limites

- État limite ultime limite ultime (ELU) est donnée par le BAEL91 (art. A.4.3.2) :

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \left\{ \begin{array}{l} f_e : \text{Limite d'élasticité de l'acier} : f_e = 400 \text{ Mpa.} \\ \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.} \end{array} \right.$$

Ou :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_s = 1.15 & \text{pour les situations durables} \\ \gamma_s = 1.00 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

Dans le présent projet on utilise des aciers FeE400 :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \Rightarrow \begin{cases} 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{situations durables.} \\ 400 \text{ MPa} \dots \dots \text{situation accidentelles.} \end{cases}$$

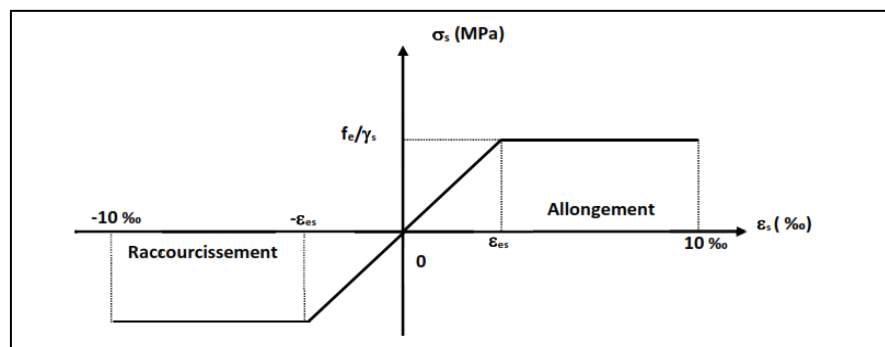


Figure I.5 : diagramme contrainte-déformation de l'acier

- État limite de service (ELS) cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e ; 150 \eta)$ MPa .
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min (1/2 f_e ; 110 \eta)$ MPa .

Avec :

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

b) Module d'élasticité longitudinale E_s

Il est pris égal à 2.10^5 MPa

c) Coefficient d'équivalence:

Le coefficient d'équivalence noté (n) est le rapport suivant : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec :

n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier :

E_b : module de déformation du béton.

I.8. Les actions

Les actions sont des forces et des couples dues aux charges appliquées ou aux déformations imposées à une construction, l'ouvrage est conçu se trouve dans deux types des situations, à savoir durables et accidentelles, durant lesquelles s'exercent des actions. On distingue :

- Les actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité varie très peu dans le temps elles comportent :

- Poids propre des éléments.
- Poussée des terres,...etc.

- Les actions variables (Qi)

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation et charges appliquées au cours d'exécution.
- Charges climatiques (neige, vent) plus les actions de température, du retrait,...etc.

- Les actions accidentelles (Fa)

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application: (séisme, explosion...etc.).

8.1. Combinaisons d'actions

Les sollicitations de calcul à considérer dans les calculs (moments fléchissant, efforts normaux, efforts tranchants) résultent des combinaisons d'actions définies comme suite :

a) Combinaison selon le BAEL 91

- ELU : $1.35G + 1.5Q$

- ELS : $G + Q$

b) Combinaisons d'actions Selon le RPA99 version 2003

- $G + Q \pm E$ (E : effort de séisme).
- $0,8G \pm E$ (pour les fondations).
- $G + Q \pm 1,2E$ (pour les structures en portiques auto-stables seulement).

Chapitre II :

**Pré-dimensionnement et
Descent de charge**

II.1.Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du (RPA99/Version 2003),(BAEL99 modifie 99) et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être modifiés après certaines vérifications dans la phase du dimensionnement

II.2.Pré-dimensionnement des éléments secondaires

II.2.1.Les planchers

II.2.1.1.Planchers à corps creux

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4 cm selon le BAEL91 (art.B.6.8.4.2.3).

Selon le CBA93, on doit dimensionner le plancher suivant la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher (Epaisseur).

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

$$L_{\max} = \min(L_x^{\max}, L_y^{\max})$$

$$L_{\max} = \min(530, 505) \Rightarrow L_{\max} = 505 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{505}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 22.44 \text{ cm}$$

Donc on adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = 25 \text{ cm} \begin{cases} \text{Dalle de compression} = 5 \text{ cm} \\ \text{Corps creux} = 20 \text{ cm.} \end{cases}$$

La disposition des poutrelles est dictée par deux critères :

- Le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- Le critère de la continuité (la ou il y a plus d'appuis).

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant :

$$h_t = 25 \text{ cm.}$$

$$0.4h_t \leq b_0 \leq 0.6 h_t \Rightarrow 10 \leq b_0 \leq 15$$

On adopte : $b_0 = 12 \text{ cm.}$

$$b = 2.b_1 + b_0$$

$$b_1 \geq \min \left[\frac{L_x}{2} ; \frac{L_{\max}}{10} \right]$$

Avec :

L_x : représente la distance entre poutrelles .

$L_{\max}$: représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

tel que:

$$L_x = b - b_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

$$L_{\max} = 505 \text{ cm.}$$

$$b_1 \geq \min \left(\frac{53}{2} ; \frac{505}{10} \right) = \min (26.5; 50.5) \text{ cm.}$$

On adopte:

$$b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

Pour la vérification:

$$b = 2.b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

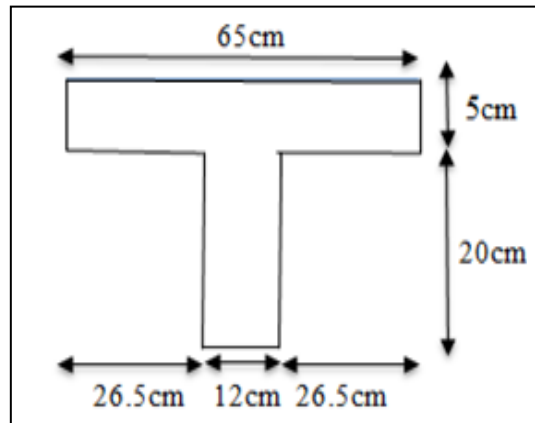


Figure II.1 : schéma de poutelle

II.2.2.Les escaliers

II.2.1.Définition

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Les escaliers utilisés dans cet ouvrage sont en béton armé coulés sur place.

a) Pré dimensionnement

Pour le RDC plus tous les étages :

- ❖ Le marche : $24 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prende } g = 30 \text{ cm}$
- ❖ Le contre marche : $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prende } h = 17 \text{ cm}$
- ❖ Le nombre de contre marche : $N_c = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$
- ❖ Le nombre de marche : $n = N_c - 1 = 9 - 1 = 8$
- ❖ La longueur horizontale de volée : $L_1 = (n-1) \cdot g = (8-1) \cdot 30 = 210 \text{ cm}$
- ❖ Vérification de la loi de BLONDEL
 $59 \leq g+2h \leq 66 \Rightarrow (30+2 \cdot 17) = 64 \text{ cm} \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \dots \text{CV}$
- ❖ L'épaisseur de la paillasse : En assimilant la paillasse à une dalle appuyée sur deux cotés.

$$\text{D'où : } \frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20}$$

On a la longueur de la paillasse :

$$L' = \sqrt{L_1^2 + H^2} = \sqrt{210^2 + 153^2} = 264.62 \text{ cm}$$

On a la largeur de palier :

$$L_p = 395 - 210 = 185 \text{ cm}$$

Donc :

$$L_0 = L' + L_p = 264.62 + 185 = 449.62 \text{ cm}$$

$$14.63 \text{ cm} \leq e \leq 21.95 \text{ cm}$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$.

- ❖ Inclinaison de la paillasse : $\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = 0.63 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$

b) Poutre de palière

La poutre palière est appuyée sur les poteaux et sollicitée par les charges (réactions) provenant des volées et des paliers de repos.

La hauteur de la poutre palière doit vérifier les conditions suivantes :

❖ D'après le règlement B.A.E.L 91 :

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- $0.3h \leq b \leq 0.7h$

L : La portée de la poutre (L = 3.00 m)

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre

- $\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \Rightarrow 20 \leq h \leq 30 \Rightarrow$ On prend h = 35 cm
- $0.3(35) \leq b \leq 0.7(35) \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5 \Rightarrow$ On adopte b = 30 cm

➤ vérification d'après RPA 99 version 2003 (art.7.5.1) :

$$\left[\begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right] \Rightarrow \left[\begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \dots\dots\dots \text{CV} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{35}{30} = 1.2 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

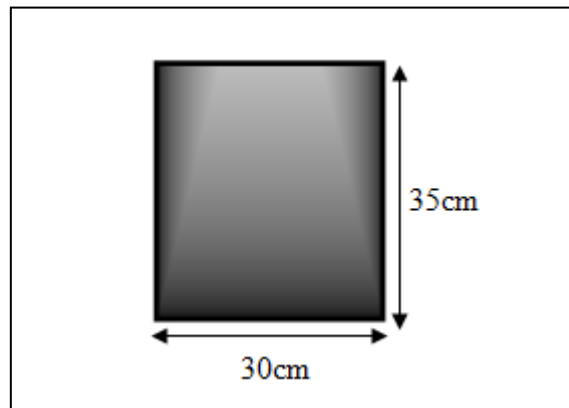


Figure II.2 : section de poutre de palier

II.2.3.Balcon

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, il a travaillé comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.

L'épaisseur de la dalle de balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10}$$

Avec L: largeur de balcon

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

$$e \geq \frac{100}{10} \Rightarrow e \geq 10 \text{ cm}$$

Alors on adopte : e = 12 cm.

II.2.4.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 mentionnées dans les plans d'architecture. Pour la terrasse inaccessible on prend $H = 60\text{cm}$.

$$S_{\text{inacce}} = 10 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{\text{inacce}} = 0.0685\text{m}^2$$

$$V_{\text{inacce}} = S_{\text{inacce}} \times 1 = 0.0685\text{m}^3$$

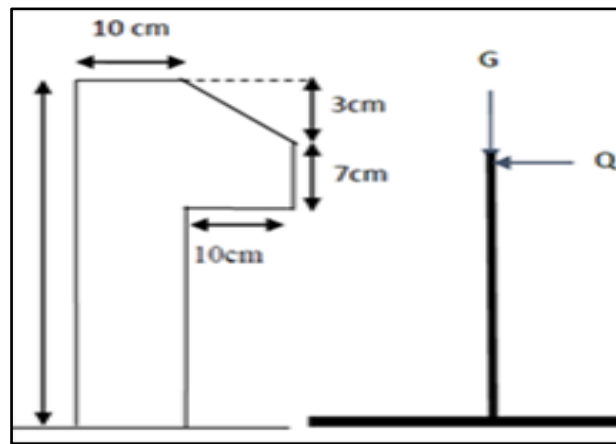


Figure II.3 : Schéma de l'acrotère.

II.3. Pré-dimensionnement des éléments structuraux

II.3.1.Introduction

Le pré dimensionnement des éléments structuraux a pour but de déterminer les dimensions de départ de ces éléments structuraux, le calcul de ce dernier est basés sur RPA99 Version 2003 et BAEL91modifié 99.

II.3.2.Les poutres

a) Les poutres principales (longitudinales)

D'après le règlement B.A.E.L 91 :

- $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$
- $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec:

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales

h : hauteur de la poutre principales.

b : largeur de la poutre

$L_{max} = 560$ cm

❖ $37.33 \text{ cm} \leq h \leq 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte $h = 40 \text{ cm}$

❖ $13.5 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte $b = 30 \text{ cm}$

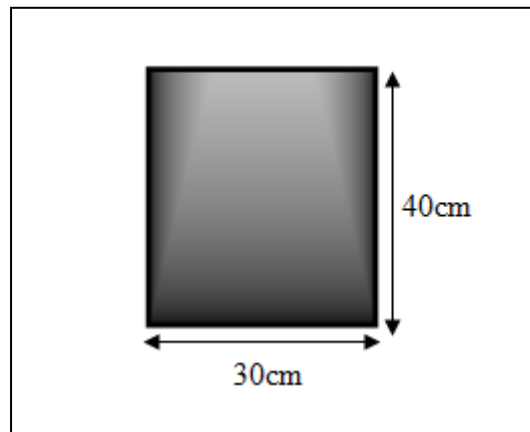


Figure II.4 : section poutre principale

❖ Vérification d'après RPA 99 version 2003 (art.7.5.1) :

$$\left[\begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right] \Rightarrow \left[\begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \dots\dots\dots \text{cv} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \dots\dots\dots \text{cv} \\ \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{cv}. \end{array} \right.$$

b) Les poutres transversales (secondaires)

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

❖ D'après le règlement B.A.E.L 91 :

- $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$
- $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

$L_{\max}$: Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres secondaires

h : hauteur de la poutre secondaires .

b : largeur de la poutre .

$L_{\max} = 545 \text{ cm}$

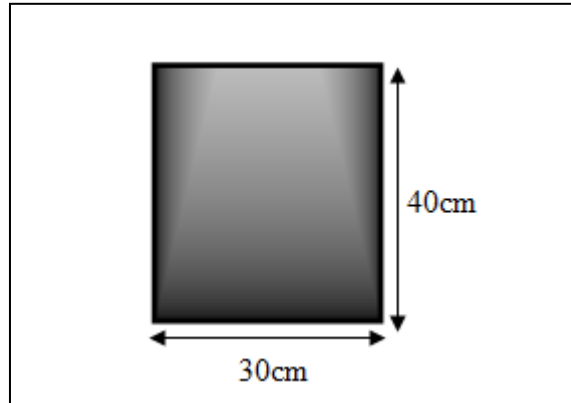


Figure II.5 : section poutre secondaire

• $36.33 \text{ cm} \leq h \leq 54.5 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte $h = 40 \text{ cm}$

• $12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte $b = 30 \text{ cm}$

❖ Vérification d'après RPA 99 version 2003 art.7.5.1:

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv} \\ \frac{40}{30} = 1.3 \leq 4 \dots\dots\dots \text{cv} \end{array} \right.$$

II.3.3. Les poteaux

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée, les règles CBA 93 préconisent de prendre une section réduite en laissant 1cm de chaque côté en tenant compte de la ségrégation du béton.

D'après les règles BAEL91, elles préconisent de prendre la section réduite

$$B_r \geq \frac{\beta N_u}{\left[\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \left(\frac{f_e \cdot A_s}{\gamma_s \cdot B_r} \right) \right]}$$

B_r : Section réduite d'un poteau, (cm^2)

A_s : Section d'acier comprimée.

f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25\text{MPa}$).

f_{bc} : $0.85 (f_{c28}/\gamma_b) = 14,16 \text{ MPa}$.

γ_b Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$).....situation durable.

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400MPa .

β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend le valeur :

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\lambda/35 \right)^2$$

On se fixe un élancement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1,2$

D'après RPA99/version 2003 : $A/B_r = 0,8\%$ (zone IIa)

Donc : $B_r \geq 0.064 N_u$

II.3.4. Les Voiles

Le, RPA 99 V2003, (article 7.7.1), exige une épaisseur minimale de voile de 15cm. L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$e = \max \left(\frac{h_e}{20}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{25}, 15\text{cm} \right)$$

Avec :

h_e : hauteur libre d'étage, e : épaisseur du voile.

Donc: $e \geq \max (13.3\text{cm}, 12.09\text{cm}, 10.64\text{cm}, 15\text{cm})$

On adopte une épaisseur de voile : $e = 15\text{cm}$

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur : $L \geq 4e = 4 \times 15 = 60 \text{ cm}$.

On prend : $L = 140\text{cm}$

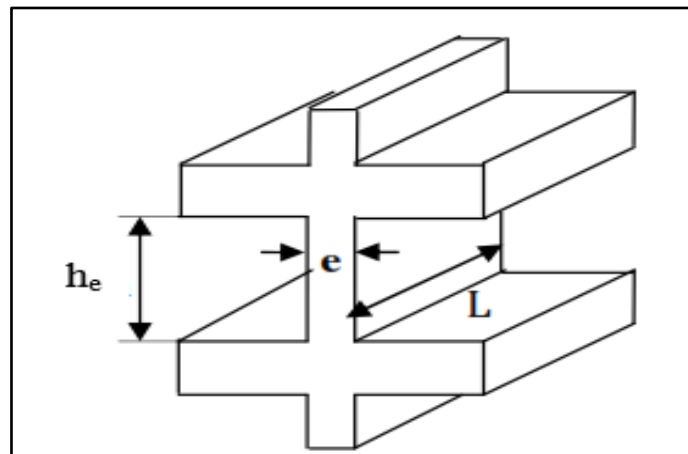


Figure II.6 : Coupe de voile en élévation

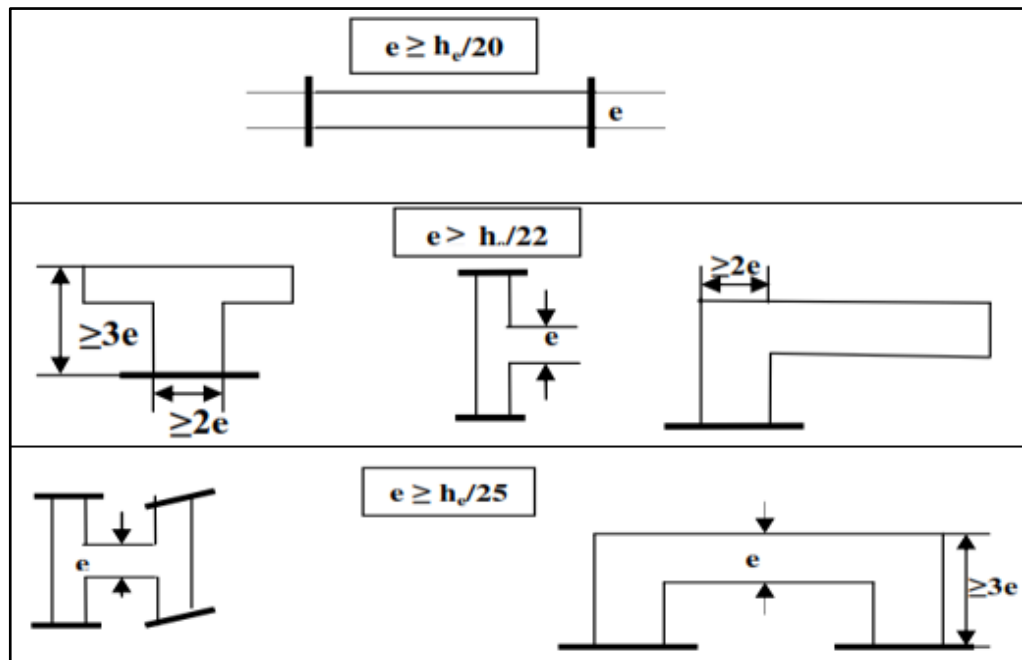


Figure .II.7 : Coupes de voiles en plan

II.4.Evaluation des charges et des surcharges (DTR BC 2.2)

II.4.1.Plancher

a) Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.1 : charges permanents revenant au plancher terrasse inaccessible.

Désignation	e (m)	Poids volumique (N/m ³)	Charges (N/m ²)
Gravillon de protection	0.05	17000	850
Etanchéité multicouche	0.02	6000	120
Isolation thermique	0.04	3000	120
Béton de pente	0.05	22000	1100
Plancher à corps creux	0.25	14000	3500
Enduit et plâtre	0.01	10000	100

- Charge permanente $G = 5790 \text{ N/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q = 1000 \text{ N/m}^2$

b) Plancher étage courant

Tableau II.2 : charges permanents de la dalle de niveau étage courant

Désignation	e (m)	Poids volumique (N/m ³)	Charges (N/m ²)
Carrelage	0.02	22000	440
Mortier de ciment	0.02	20000	400
Couche de sable	0.2	17000	340
Plancher à corps creux	0.25	14000	3500
Enduit en plâtre	0.1	10000	100
Cloison	-	-	750

- Charge permanente $G = 5530 \text{ N/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q = 1500 \text{ N/m}^2$

II.4.2.Balcons

a) Balcon de terrasse

Tableau II.3 : Evaluation des charges permanentes de balcon de terrasse.

Désignation	e (m)	Poids volumique (N/m ³)	Charges (N/m ²)
Gravillon de protection	0.05	17000	850
Etanchéité multicouche	0.02	6000	120
Isolant thermique	0.04	3000	120
Forme de pente	0.05	22000	11000
Dalle pleine	0.12	25000	3000
Enduit en plâtre	0.01	10000	100

- Charge permanente $G = 5290 \text{ N/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q = 1000 \text{ N/m}^2$

b) Balcon d'étage courant**Tableau II.4 :** Evaluation des charges permanentes de balcon d'étage courant

Désignation	e (m)	Poids volumique (N/m ³)	Charges (N/m ²)
Carrelage	0.02	22000	440
Mortier de pose	0.02	20000	400
Lit de sable	0.02	17000	340
Dalle pleine	0.12	25000	3000
Enduit en plâtre	0.01	10000	100

- Charge permanente $G = 4280 \text{ N/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q = 3500 \text{ N/m}^2$

II.4.3. Les escaliers**a) Paillasse****Tableau II.5 :** Evaluation des charges permanentes dans la paillasse d'escalier.

Désignation	e (m)	Poids volumique (N/m ³)	Charges (N/m ²)
Mortier de pose	0.02	20000	440
La marche	0.17	11000	1870
Dalle en B.A	0.15/cos α	25000	4374.87
Carrelage	0.02	10000	200
Enduit en plâtre	0.01	10000	100

- Charge permanente $G = 6984.87 \text{ N/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q = 2500 \text{ N/m}^2$

b) Le palier**Tableau II.6 :** Evaluation des charges permanentes de palier.

Désignation	e (m)	Poids volumique (N/m ³)	Charges (N/m ²)
Carrelage	0.02	10000	200
Mortier de pose	0.02	20000	400
Dalle en B.A	0.15	25000	3570
Enduit en plâtre	0.01	10000	100

- Charge permanente $G = 4450 \text{ N/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q = 2500 \text{ N/m}^2$

II.4.4. Mur extérieure**Tableau II.7 :** Evaluation des charges permanentes de mur extérieure

Désignation	e (m)	Poids volumique (N/m ³)	Charges (N/m ²)
Brique creuse extérieure	0.15	9000	1350
Brique creuse intérieure	0.1	9000	900
Enduit ciment	0.015	20000	300
Enduit en plâtre	0.01	10000	100

- Charge permanente $G = 2650 \text{ N/m}^2$

II.4.5..Mur intérieure

Tableau II.8 : Evaluation des charges permanentes de mur intérieure

Désignation	e(m)	Poids volumique (N/m^3)	Charges (N/m^2)
Enduit en plâtre	0.02×2	10000	400
Brique creuse	0.1	9000	900
Revêtement de ciment	0.02	18000	360

- Charge permanente $G = 1660 \text{ N/m}^2$

II.4.6.L'acrotère

$$S = (0.1 \times 0.6) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.03 \times 0.5) = 0.0685 \text{ cm}^2.$$

$$P_{\text{propre}} = (0.0685 \times 25000) = 1832.5 \text{ N/ml}$$

- Charge permanente $G = 1832.5 \text{ N/ml}$
- Charges d'exploitation $Q = 1000 \text{ N/ml}$.

II.5.Descente de charge

➤ Loi de Degression : (DTR B.C.2.2)

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toiture de la terrasse couvrant le bâtiment, $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les charges d'exploitation respectives des plancher des étages (1,2,3.....,n) numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

- Sous la terrasse : Q_0
- Sous le premier étage à partir du sommet : $Q_0 + Q_1$
- Sous le deuxième étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- Sous le troisième étage : $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous le quatrième étage : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- Sous le cinquième étage : $Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Dans notre cas :

- Un bâtiment en béton armé (R+5)
- Plancher RDC plus 5 étage d'habitation $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- Plancher terrasse (non accessible) $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Tableau II.9 : Les charges d'exploitation

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charges (KN/m^2)
5	1	1
4	$1 + 1.5$	2.5
3	$1 + 0.95 (1.5 + 1.5)$	3.85
2	$1 + 0.9 (1.5 + 1.5 + 1.5)$	5.05
1	$1 + 0.85 (1.5 + 1.5 + 1.5 + 1.5)$	6.1
RDC	$1 + 0.8 (1.5 + 1.5 + 1.5 + 1.5 + 1.5)$	7

➤ **Poteau central**

Les résultats de la descente des charges du poteau central sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.10 : La descente des charges de poteaux intermédiaire

Niveau	Eléments	G(N)	Q(N)
N1	-Plancher terrasse : 18.59×5790 -poutre principal : 0.3×0.4×4.225×25000 -poutre secondaire : 0.3×0.4×4.4×25000 -Poteau : 0.3×0.4×3.06×25000 -Surcharge : 21.60×1000	107636.1 12675 13200 9180 /	21600
	Total	142691.1	21600
N2	Venant N1 -Plancher étage courant : 18.59×5530 -poutre principal : 0.3×0.4×4.225×25000 -poutre secondaire : 0.3×0.4×4.4×25000 -Poteau : 0.3×0.4×3.06×25000 -Mur :8831.2 -Surcharge :21.60×1500	142691.1 102802.70 12675 13200 9180 8831.2 /	21600 32400
	Total	289380	54000
N3	Venant N2 -Plancher étage courant : 18.59×5530 -poutre principal : 0.3×0.4×4.225×25000 -poutre secondaire : 0.3×0.4×4.4×25000 -Poteau : 0.3×0.4×3.06×25000 -Mur :8831.2 -surcharge :0.9×21.60×1500	289380 102802.70 12675 13200 9180 8831.2 /	54000 29160
	Total	436068.9	83160
N4	Venant N3 -Plancher étage courant : 18.59×5530 -poutre principal : 0.3×0.4×4.225×25000 -poutre secondaire : 0.3×0.4×4.4×25000 -Poteau : 0.3×0.4×3.06×25000 -Mur 8831.2 -surcharge : 0.8×21.60×1500	436068.9 102802.70 12675 13200 9180 8831.2 /	83160 25920
	Total	582757.8	109080
N5	Venant N4 -Plancher étage courant : 18.59×5530 -poutre principal : 0.3×0.4×4.225×25000 -poutre secondaire : 0.3×0.4×4.4×25000 -Poteau : 0.3×0.4×3.06×25000 -Mur : 8831.2 -surcharge :0.7×21.60×1500	582757.8 102802.70 12675 13200 9180 8831.2 /	109080 22680
	Total	720266.7	131760

N6	Venant N5	720266.7	131760
	Plancher étage courant : 18.59×5530	102802.70	
	-poutre principal : 0.3×0.4×4.225×25000	12675	
	-poutre secondaire : 0.3×0.4×4.4×25000	13200	
	-Poteau : 0.3×0.4×3.06×25000	9180	
	-Mur : 8831.2	8831.2	
	-surcharge : 0.6×21.60×1500	/	19440
	Total	866955.6	151200
Nu = (1.35G + 1.5Q) = 1349.972 KN			

➤ **Poteau de rive**

Les résultats de la descente des charges du poteau de rive sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.11 : Descente de charge de poteau de rive

Niveau	Eléments	G(N)	Q(N)
N1	-Plancher terrasse : 6.93×5790	40124.7	
	-poutre principal : 0.3×0.4×1.575×25000	4725	
	-poutre secondaire : 0.3×0.4×4.4×25000	13200	
	-Poteau : 0.3×0.4×3.06×25000	9180	
	- L'acrotère 1832.5	1832.5	
	-surcharge : 8.88×1000	/	8880
	Total	69062.2	8880
N2	Venant N1	69062.2	8880
	-Plancher étage courant : 6.93×5530	38322.9	
	-poutre principal : 0.3×0.4×1.575×25000	4725	
	-poutre secondaire : 0.3×0.4×4.4×25000	13200	
	-Poteau : 0.3×0.4×3.06×25000	9180	
	-Mur extérieur : 14098	14098	
	-surcharge : 8.88×1500	/	13320
	Total	148588.1	22200
N3	Venant N2	148588.1	22200
	-Plancher étage courant : 6.93×5330	38322.9	
	-poutre principal : 0.3×0.4×1.575×25000	4725	
	-poutre secondaire : 0.3×0.4×4.4×25000	13200	
	-Poteau : 0.3×0.4×3.06×25000	9180	
	-Mur extérieur	14098	
	-surcharge : 0.9× 8.88×1500	/	11988
	Total	228114	34188
N4	Venant N3	228114	34188
	-Plancher étage courant : 6.93×5330	38322.9	
	-poutre principale : 0.3×0.4×1.575×25000	4725	
	-poutre secondaire : 0.3×0.4×4.4×25000	13200	

	-Poteau : $0.3 \times 0.4 \times 3.06 \times 25000$ -Mur extérieur : 14098 -surcharge : $0.8 \times 8.88 \times 1500$	9180 14098 /	10656
	Total	307639.9	44844
N5	Venant N 4	307639.9	44844
	-Plancher étage courant : 6.93×5790	38322.9	
	-poutre principal : $0.3 \times 0.4 \times 4.225 \times 25000$	4725	
	-poutre secondaire : $0.3 \times 0.4 \times 4.4 \times 25000$	13200	
	-Poteau : $0.3 \times 0.4 \times 3.06 \times 25000$	9180	
	-Mur extérieur : 14098 -surcharge : $0.7 \times 8.88 \times 1500$	14098 /	
	Total	387165.8	54168
N6	Venant N5	387165.8	54168
	Plancher étage courant : 6.93×5790	38322.9	
	-poutre principal : $0.3 \times 0.4 \times 4.225 \times 25000$	4725	
	-poutre secondaire : $0.3 \times 0.4 \times 4.4 \times 25000$	13200	
	-Poteau : $0.3 \times 0.4 \times 3.06 \times 25000$	9180	
	-Mur extérieur : 14098 -surcharge : $0.6 \times 8.88 \times 1500$	14098 /	
	Total	466691.7	62160
Nu = (1.35G + 1.5Q) = 625.638 KN			

➤ **Poteau d'angle**

Les résultats de la descende des charges du poteau d'angle sont donnés dans le tableau suivant

Tableau 12.II : Descende de charge de poteauxde d'angle

Niveau	Elément	G(N)	Q(N)
N1	-Plancher terrasse : 50964.7	50964.7	
	-poutre principal : $0.3 \times 0.4 \times 4.15 \times 25000$	12450	
	-poutre secondaire : $0.3 \times 0.4 \times 2.875 \times 25000$	8625	
	-Poteau : $0.3 \times 0.4 \times 3.06 \times 25000$	9180	
	-L'acrotère : 1832.5	1832.5	
	-surcharge : 14010	/	14010
	Total	83052.2	14010
N2	Venant N1	83052.2	14010
	-Plancher étage courant : 54365.4	54365.4	
	-poutre principal : $0.3 \times 0.4 \times 4.15 \times 25000$	12450	
	-poutre secondaire : $0.3 \times 0.4 \times 2.875 \times 25000$	8625	
	-Poteau : $0.3 \times 0.4 \times 3.06 \times 25000$	9180	
	-Mur extérieur : 14098 -surcharge : 29035	14098	
			29035

	Total	181770.6	43045
N3	Venant N2	181770.6	43045
	-Plancher étage courant : 54365.4	54365.4	
	-poutre principal : 0.3×0.4×4.15×25000	12450	
	-poutre secondaire : 0.3×0.4×2.875×25000	8625	
	-Poteau : 0.3×0.4×3.06×25000	9180	
	-Mur extérieur : 14098	14098	
	-surcharge : 0.9×14010	/	12609
	Total	280489	69176.4
N4	Venant N3	280489	69176.4
	-Plancher étage courant :54365.4	54365.4	
	-poutre principal : 0.3×0.4×4.15×25000	12450	
	-poutre secondaire : 0.3×0.4×2.875×25000	8625	
	-Poteau : 0.3×0.4×3.06×25000	9180	
	-Mur extérieur : 14098	14098	
	-surcharge : 0.8 × 14010	/	11208
	Total	379207.4	21015
N5	Venant N4	379207.4	21015
	-Plancher étage courant :54365.4	54365.4	
	-poutre principal : 0.3×0.4×4.15×25000	12450	
	-poutre secondaire : 0.3×0.4×2.875×25000	8625	
	-Poteau : 0.3×0.4×3.06×25000	9180	
	-Mur extérieur : 14098	14098	
	-surcharge : 0.7 × 14010	/	9807
	Total	477925.8	30822
N6	Venant N5	477925.8	30822
	-Plancher étage courant :54365.4	54365.4	
	-poutre principal : 0.3×0.4×4.15×25000	12450	
	-poutre secondaire : 0.3×0.4×2.875×25000	8625	
	-Poteau : 0.3×0.4×3.06×25000	9180	
	-Mur extérieur : 14098	14098	
	-surcharge : 0.6× 14010	/	8406
	Total	576644.2	39228
Nu = (1.35G +1.5Q) = 837.311 KN			

Choix du poteau le plus sollicité

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est le poteau central (**B-5**)

La surface reprise par les poteaux :

$$S = (1.575+2.65) \times (2.525+1.875) = 18.59\text{m}^2$$

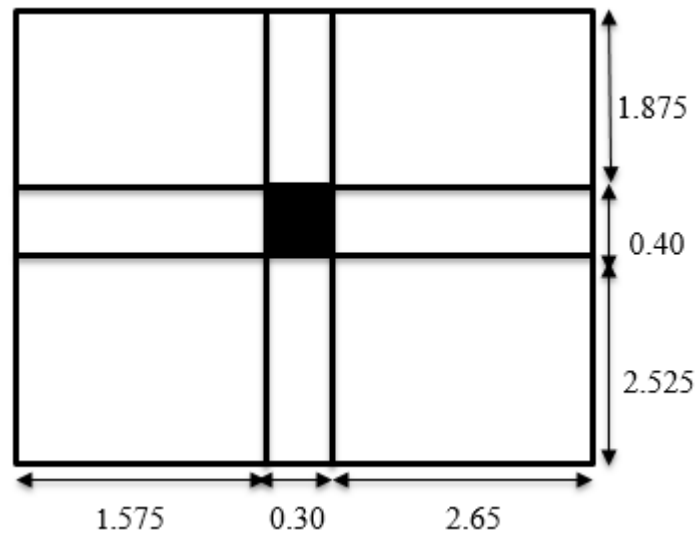


Figure II.8 : Représentation du poteau le plus sollicité

- Le poteau central est le poteau la plus sollicitée donc on a dimensionné les poteaux avec les charges : $N_u = 1349.972 \text{ KN}$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% tel que: $N_u = 1.1 \times 1349.972 = 14844.97 \text{ KN}$.

II.5.2. Dimensionnement de la section du Poteau

$$Br \geq 0,064 N_u \Rightarrow Br \geq 0,064 \times 1.4844 = 0.095 \text{ m}^2.$$

$$\text{On a } Br = (a - 0,02) \times (b - 0,02).$$

Si on fixe $b = 0.4 \text{ m}$:

$$\text{Donc } Br = 0.38 \times (a - 0,02) \geq 0,095 \text{ m}^2.$$

$$a \geq 0,270 \text{ m}$$

On prend $a = 0.30 \text{ m}$.

$$Br = (0,3 - 0,02) (0,4 - 0,02) = 0,1064 \text{ m}^2 \geq 0.095 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{C V}$$

➤ Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003)

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) \geq 25\text{cm} \Rightarrow 30 \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \min(a, b) \geq \frac{266}{20} \Rightarrow 30 \geq 13.3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 0.75 < 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

➤ Vérification au flambement

$$\text{On vérifier que: } \lambda = \frac{L_f}{i} < 35$$

$$\text{Où : } L_f = 0.7 l_0 \text{ et } i = \sqrt{\frac{I}{a.b}}$$

$$\text{Donc: } \lambda = 18.55 < 35 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on adopte la section du poteau : **(30×40)**.

Chapitre III :

Calcul des élément secondaire

III.1.Introduction

Dans le présent chapitre, nous présentons l'étude des éléments secondaires qui composent notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers et enfin les balcons dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien « **RPA99 version 2003** ».

III.2.L'acrotère

III.2.1.Dimensionnement

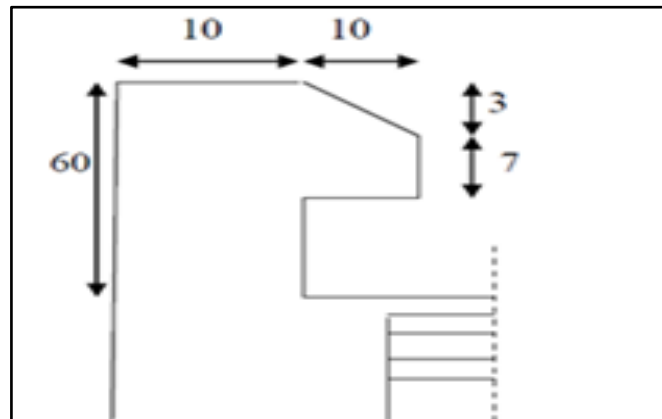


Figure III.1 : Dimension de l'acrotère

- L'acrotère est calculé comme une console encastrée à sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée.
- Le calcul se fait sur un bond de 1 m.

III.2.2.Evaluation des charges

a) Les charges permanentes

$$G = 1832.5 \text{ N/ml}$$

b) Les charges d'exploitation

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

III.2.3.Détermination de l'effort due au séisme

D'après le RPA99V2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

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

Avec : A : obtenu dans le tableau (4.1) : pour la zone IIa et le groupe d'usage 2.

Donc : $A = 0.15$

C_p : facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le tableau (6.1), dans notre cas : $C_p = 0.8$.

W_p : le poids propre de l'acrotère : $W_p = 1832.5 \text{ N/ml}$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1832.5 = 879.6 \text{ N/ml}$$

$$Q_1 = \max (F_p, Q) = \max (879.6 ; 1000) \rightarrow Q_1 = 1000 \text{ N/ml.}$$

On a : $F_p < Q$; alors, on fait le calcul avec Q .

III.2.4.Les sollicitations

$$N = N_G = 1832.5 \text{ N/ml.}$$

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

$$M = Q \times h = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N/ml.}$$

III.2.5.combinaison d'action

➤ **E.L.U :**

$$N_u = 1.35N = 2473.87 \text{ N/ml.}$$

$$M_u = 1.5M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N/ml}$$

➤ **E.L.S :**

$$N_s = N_G = 1832.5 \text{ N/ml}$$

$$M_s = M = 600 \text{ N/ml}$$

III.2.6.Calcul de ferrailage

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$ (épaisseur) On adopte un enrobage d'armatures de type exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

a) Armatures longitudinales:

➤ **Détermination de l'excentricité (E.L.U) :**

L'excentricité de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$

Avec : e_1 : excentricité du 1er ordre.

e_2 : excentricité du 2eme ordre due au flambement.

e_a : excentricité additionnelle.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{2473.87} = 0.363 \text{ m} \geq \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} =$$

$$0.016 \text{ m} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} \Rightarrow e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{60}{250} \right\}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; 0.24 \text{ cm} \right\} \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \cdot \phi) ; L_f = 2 \times L = 2 \times 60 = 120 \text{ cm.}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \text{ (BAEL 91 Article A.4.3.5)}$$

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

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

$$\text{Avec: } M_G = \frac{w_p \times L^2}{2} = \frac{0.1832 \times 0.6^2}{2} = 0.329$$

$$M_Q = \frac{Q \times L^2}{2} = \frac{1 \times 0.6^2}{2} = 0.18$$

$$\alpha = \frac{0.329}{0.329 + 0.18} = 0.646$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{0.1 \times 10^4} (2 + 0.646 \times 2) = 0.014 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } e = 0.363 + 0.02 + 0.014$$

$$e = 0.397$$

• **calcul de coefficient de majoration γ_f :**

$$\gamma_f = \min \left[1 + 0.5 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \times \frac{h}{e_1}, 1.4 \right]$$

Avac :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \Rightarrow L_f = 2 \times L = 120 \text{ cm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \Rightarrow I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.1^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow B = b \times h = 1 \times 0.1 = 0.1 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{8.33 \times 10^{-5}}{0.1}} = 0.028 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{1.2}{0.028} = 42.85$$

$$\gamma_f = \min \left[1 + 0.5 \left(\frac{42.85}{35} \right)^2 \times \frac{0.1}{0.363}, 1.4 \right]$$

$$\gamma_f = \min[1.2 ; 1.4]$$

$$\gamma_f = 1.2$$

• **sollicitation majorée :**

$$Nu^* = \gamma_f \times Nu = 1.2 \times 2473.78 = 2964.45 \text{ N/ml}$$

$$Mu^* = e \times Nu^* = 0.397 \times 2473.78 = 1176.88 \text{ N.m/ml}$$

Evaluation des moment au niveau des armatures tendus (flexion simple) :

❖ **Calcule à l'ELU :**

$$Mu_A = Mu^* + Nu \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1176.88 + 2964.45 \left(0.09 - \frac{0.1}{2} \right)$$

$$Mu_A = 1295.46 \text{ N.m}$$

$$\mu_u = \frac{Mu_A}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1295.46 \times 10^3}{1000 \times 90^2 \times 14.17} / f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5}$$

$$\mu_u = 0.011 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots CV$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A' = 0$ (pivot A)

$$\alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.011} \right) \Rightarrow \alpha_u = 0.014$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) = 0.09(1 - 0.4 \times 0.014) = 0.089 \text{ m}$$

$$A_{u1} = \frac{Mu_A}{Z \sigma_s} / \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

$$A_{u1} = \frac{1295.46 \times 10^3}{89 \times 347.82} = 41.62 \text{ mm}^2 = 0.41 \text{ cm}^2$$

-Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

N est un effort de compression

$$A_u = A_{u1} - \frac{N}{100 \sigma_s} = 41.62 - \frac{2473.78}{34782} = 0.42 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcule à l'E.L.S :**

b) Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1832.5} = 0.327 > \frac{h}{6} = 0.016 \dots \dots \dots C.V$$

Donc la section est partiellement comprimé fléchissant par rapport au centre de gravité des armatures tendus.

$$M_{ser/A} = M_{ser} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2} \right) = 600 + 1832.5 \left(0.09 - \frac{0.1}{2} \right)$$

$$M_{ser/A} = 673.3 \text{ N.m}$$

- **La contrainte d'acier** : la fissuration est préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_{te}, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) / \eta = 1.6 / f_{t28} = 0.6 + 0.06 (f_{c28}) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times 400, 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = \min(266.67, 201.63) \text{ MPa}$$

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

La contrainte du béton est donnée à l'ELS par : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- **Le moment à l'ELS** :

$$M_1 = \mu r \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} / \mu r = \frac{\alpha r}{2} \left(1 - \frac{\alpha r}{3} \right) / \alpha r = \frac{15 \sigma_{bc}}{15 \sigma_{bc} + \sigma_s} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 240} = 0.48$$

$$\mu r = \frac{0.48}{2} \left(1 - \frac{0.48}{3} \right) = 0.2$$

$$M_1 = 0.2 \times 1000 \times 90^2 \times 15 = 24494.4 \text{ N.m} > M_{ser} = 673.3 \text{ N.m}$$

$M_{ser} < M_1$: il n'y a pas des armatures comprimées ($A' = 0$)

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha r}{3} \right) = 0.09 \left(1 - \frac{0.48}{3} \right) = 0.0756 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{673300}{75.6 \times 201.63} = 0.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_s - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = 44.17 - \frac{1832.5}{201.63} = 0.35 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : Art. A.4.2.1 [BAEL91]** :

$$A_{min} \geq 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_{te}} = 0.23 \times 1000 \times 90 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} \geq 1.08 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s ; A_{ser} ; A_{min}) = \max(0.44 ; 0.35 ; 1.08) = 1.08 \text{ cm}^2$$

On prend $5\Phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2$

$$S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

c) Calcul de l'espacement

$$S_t = \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(30 ; 33) \rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

d) Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.08}{4} = 0.27 \text{ cm}^2$$

on prend $4\Phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$. Donc $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$

e) Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1000}{1000 \times 90} = 0.01 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min(2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa})$$

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

Donc : $\tau_u = 0.01 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

Il n'y a pas un risque de cisaillement.

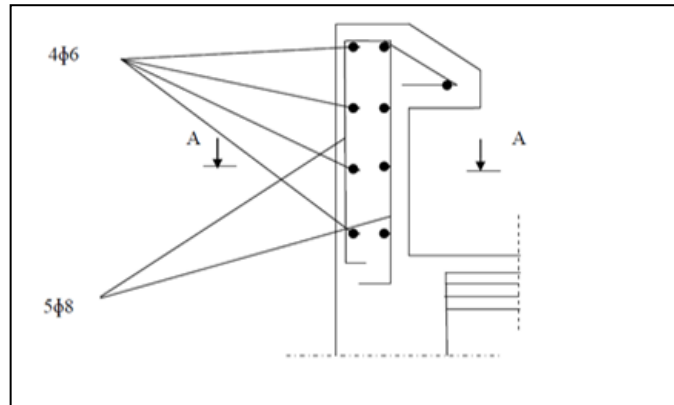


Figure III.2 : ferrailage de l'acrotère

III.3. Les Balcons

Le balcon est une dalle pleine en béton armé, encastrée dans une poutre de rive. Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

On va calculer les sollicitations du balcon le plus sollicité, et les autres balcons auront le même ferrailage que celui-ci.

Après le pré-dimensionnement, on n'a obtenu que $e = 12\text{cm}$

Avec :

$$L_x = 1\text{m} \quad \text{et} \quad L_y = 5.3\text{m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1}{5.3} = 0.19 < 0.4 \quad \text{La dalle travaille selon un seul sens « } L_x \text{ »}$$

III.3.1. Evaluation des charges

➤ Charge permanente :

$$G = 4280\text{N/m}^2$$

Poids propre du Garde-corps de 1m de hauteur

$$P = \gamma \cdot e \cdot h \cdot l$$

$$P = 9000 \times 0.1 \times 1.5 \times 1$$

$$P = 1350\text{ N/ml.}$$

➤ Charges d'exploitations :

$$Q = 3500\text{ N/ml}$$

III.3.2. Combinaison des charges

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \rightarrow q_u = 11028\text{ N/m}$$

$$P_u = 1,35P \rightarrow P_u = 1822,5\text{ N/ml.}$$

ELS :

$$q_s = (G+Q) \cdot 1\text{ml} = 7780\text{ N/ml}$$

$$P_s = P = 1350\text{ N/ml}$$

III.3.3. Calcul des efforts dans le balcon**➤ Moment fléchissant**

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} + p_u \cdot L \rightarrow M_u = \frac{11028 \times 1^2}{2} + 1822,5 = 7336,5 \text{ N.m}$$

$$M_s = \frac{q_{ser} L^2}{2} + P_{ser} \cdot L \rightarrow M_s = \frac{7780 \times 1^2}{2} + 1350 \times 1 = 5240 \text{ N.m}$$

➤ Effort tranchant

$$T_u = q_u \cdot L + P_u \rightarrow T_u = 11028 \times 1 + 1822,5 = 12850,5 \text{ N}$$

$$T_s = T_s = q_s \cdot L + P_s \rightarrow T_s = 7780 \times 1 + 1350 = 9130 \text{ N}$$

III.3.4. Calcul des armatures**a) Armatures longitudinales (ELU)**

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

$$d = 0,9h = 10,8 \text{ cm}$$

$$c = 1,2 \text{ cm}$$

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

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \quad f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{7336,5 \times 10^3}{1000 \times 108^2 \times 14,17} = 0,044 \leq \mu_l = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A' = 0$ (pivot A)

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,044}) = 0,056$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 108(1 - 0,4 \times 0,056) = 105 \text{ mm.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{7336,5 \times 10^3}{105 \times 347,82} = 200 \text{ mm}^2 = 2 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage minimale des armatures BAEL (art. B.6.4)

$$A'_{\min} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 12 = 1,2 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 108 \times \frac{2,1}{400} = 1,3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A'_{\min}, A_{\text{calculée}}, A_{\min}) = 2 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 4\Phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

➤ Espacement

$$S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

b) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

➤ Espacement

$$S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{12850,5}{1000 \times 108} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}) = \min(\frac{0,15 \times 25}{1,5}, 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.12 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$ CV

Il n'y a pas un risque de cisaillement.

➤ **Vérification à l'ELS**

$$M_s = 5240 \text{ N.m}$$

Position de l'axe neutre

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad n = 15$$

$$\frac{bX^2}{2} - n.A_s (d-x) = 0 \Rightarrow 50 x^2 - 15 \times 3.14 (10.8 - x) = 0$$

$$50 x^2 + 47.1x - 508.68 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 322.42$$

$$x_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-47.1 - 322.42}{2 \times 50} = -3.69 \text{ cm} \quad (\text{refuser})$$

$$x_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-47.1 + 322.42}{2 \times 50} = 2.75 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{bX^3}{2} + n \cdot A_s (d - x)^2$$

$$I = \frac{100 \times 2.75^3}{2} + 15 \times 3.14 (10.8 - 2.75)^2$$

$$I = 4103.72 \text{ cm}^4 = 4.103 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

La contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} X}{I} = \frac{5240 \times 10^3 \times 27.5}{4.103 \times 10^7} = 3.51 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = 3.51 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

La contrainte dans l'acier

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$$

On a fissuration peut nuire, avec : $\eta = 1.6$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - x) = 15 \frac{5240 \times 10^3}{4.103 \times 10^7} (108 - 27.5) = 154.21 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 154.21 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa.}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{A_s}{b d} = \frac{3.14 \times 10^2}{(1000 \times 108)} = 0.003 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{CV}$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{1} = 0.12 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{CV}$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{1} = 0.12 \geq \frac{M_{t.ser}}{10 M_{0.ser}} = \frac{1}{10} = 0.1 \dots \text{CV}$$

$$\text{Avec : } M_{t.ser} = M_{0.ser}$$

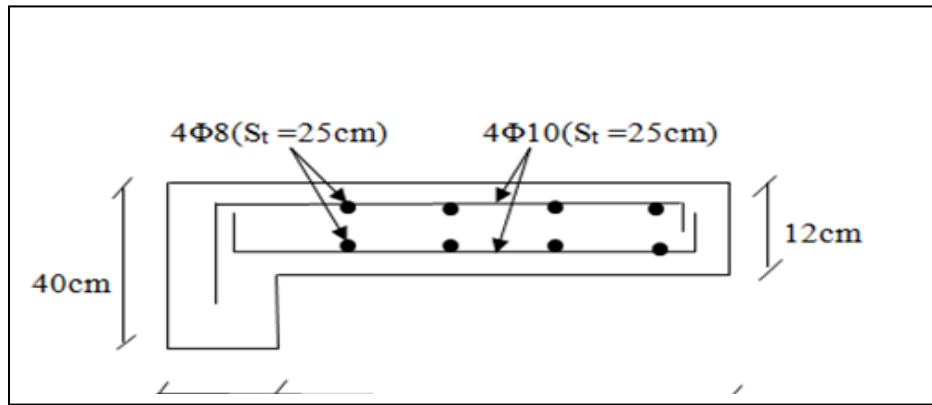


Figure III.3 : ferrailage du balcon

III.4. Les planchers

III.4.1. Etude des planchers à corps creux :

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

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple.

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

III.4.1.1. Méthode forfaitaire

➤ Présentation théorique de la méthode forfaitaire

Nous choisissons la méthode forfaitaire, car elle est la méthode la plus simple avec condition d'application :

- ✓ plancher à surcharge modérée $Q \leq \max(2G, 5 \text{ kN/m}^2)$.
- ✓ le rapport entre deux travées successives $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$.
- ✓ le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- ✓ Fissuration peu nuisible.

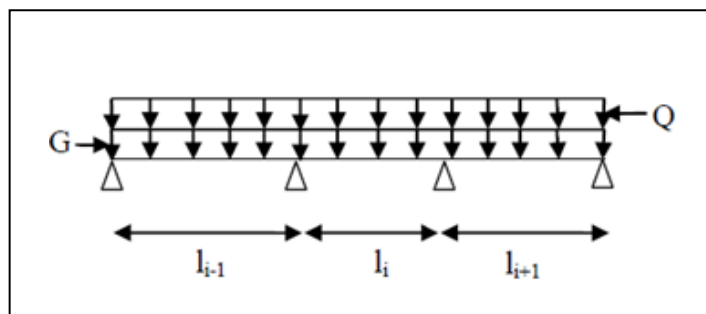


Figure III.4 : schéma d'une poutre

➤ Application de la méthode

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q (figure 2) et soit

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

Avec : α = coefficient traduisant l'importance.

➤ Moment fléchissant

Le moment en travée M_t et en appui que se soit à droite (M_d) ou à gauche (M_g) doivent satisfaire :

- $M_t + \frac{|M_w| + |M_e|}{2} \geq \max(1.05 M_0, (1 + 0.3\alpha)M_0).$

Avec :

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha) M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha) M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée de rive.} \end{cases}$$

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré.

M_w et M_e : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée

- La valeur absolue de chaque moment en appui intermédiaire doit être moins égale à :

$M_a = 0.2 M_0 \dots\dots\dots$ appui de rive

$M_a = 0.6 M_0 \dots\dots\dots$ pour une poutre à deux travées.

$M_a = 0.5 M_0 \dots\dots\dots$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$M_a = 0.4 M_0 \dots\dots\dots$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

➤ Le type de poutrelle :

Dans notre construction, il y a un seul type de poutrelle qu'on doit étudier chacune séparément.

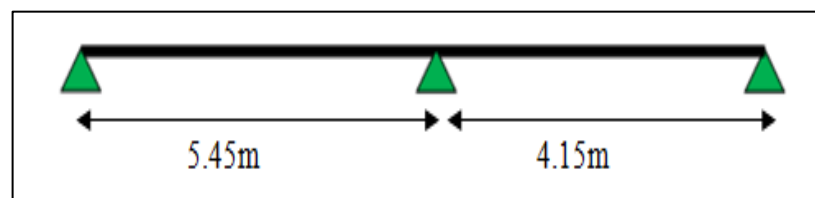


Figure III.5 : poutre à deux travées

➤ Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués :

soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées

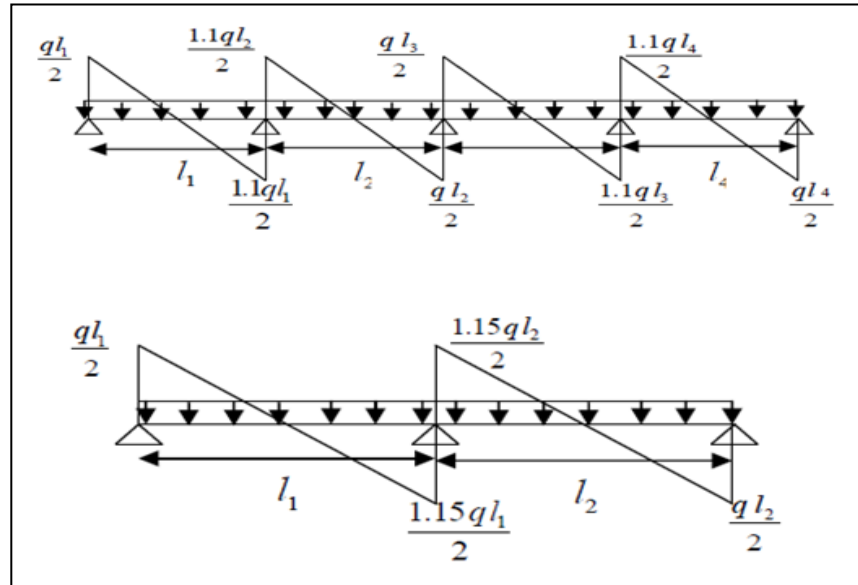


Figure III.6 : L'effort tranchant sur une poutre à deux travées ou plus deux travées

L'expression de l'effort tranchant:

$$T_g = \frac{P \cdot L}{2} + \frac{(M_g + M_d)}{L}, \quad T_d = \frac{P \cdot L}{2} + \frac{(M_g + M_d)}{L}$$

➤ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire (BAEL art B.6.2.21)**

$$G = 5.53 \text{ KN/m}^2$$

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

❖ **1^{ère} condition :**

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2G = 11.06 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2)$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq 11.06$$

$$\text{KN/m}^2 \dots \text{CV}$$

❖ **2^{ème} condition :**

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

$$0.8 \leq \frac{AB}{BC} = \frac{5.45}{4.15} = 1.31 \leq 1.25 \dots \text{CNV}$$

❖ **3^{ème} condition :**

Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.CV

❖ **4^{ème} condition :**

- Fissuration peu nuisible.CV

La méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 2^{ème} condition n'est pas vérifiée.

Alors, on utilise la méthode de CAQUOT.

III.4.1.2. Méthode de Caquot (Annexe E.2.2 du BAEL 91)

Conditions d'application de la méthode aux poutres à moments d'inertie égaux dans les différentes travées et non solidaires des poteaux.

➤ **Principe de calcul**

$L' = 0.8 L$ travée intermédiaire.

$L = L$ travée de rive.

➤ **Evaluation et combinaison des charges****Plancher terrasse :**

$$G = 6.79 \text{ KN/m}^2$$

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

RDC+ étage courant :

$$G = 5.53 \text{ KN/m}^2$$

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

$$\text{ELU : } q_u = (1.35G + 1.5Q) 0.65$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = (G + Q) 0.65$$

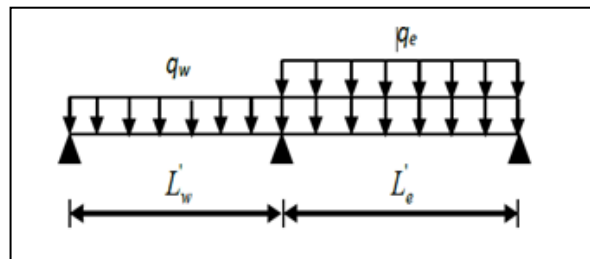
Tableau III.1 : Charges et surcharges d'exploitations

Les étages	$1.35G \times b (\text{KN/ml})$	$1.5Q \times b (\text{KN/ml})$	$q_u (\text{KN/m})$	$q_{\text{ser}} (\text{KN/m})$
Plancher terrasse	5.96	0.975	6.935	5.06
RDC+ étage courant	4.85	1.46	6.31	4.57

➤ **Evaluation des moments :****- Moment sur appuis (M_a) :**

$$M_a = \frac{q_w \times L'_w{}^3 + q_e \times L'_e{}^3}{8.5 \times (L'_w + L'_e)}$$

Avec :

 q_w : charge permanente à gauche de l'appui. q_e : charge permanente à droite de l'appui**Figure III.7: Les Longueurs effectives****- Moment sur travée :****Moment au centre de travée pour $x = l/2$:**

$$M_c = \frac{q l^2}{8} - \frac{(M_w - M_e)}{2}$$

Moment maximal en travée M_t pour $V(x) = 0$:

$$M_t = M_c + \left[\frac{(M_w - M_e)^2}{2P l^2} \right]$$

$$M_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} \cdot l^2 \frac{2q_{\text{ser}} \cdot l^2}{8}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q \cdot L}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \cdot L}{2}$$

➤ Plancher terrasse

Tableau III.2 : chargement et moment sur appui

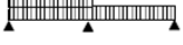
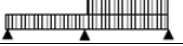
Cas de chargement	q_w (KN/ml)	q_e (KN/ml)	l'_w (m)	l'_e (m)	M_A (KN.m)	M_B (KN.m)	M_C (KN.m)
	5.96	5.96	5.45	4.15	20.83	17.04	12.08
	6.05	6.05	5.45	4.15	24.22	19.82	14.04
	6.05	5.96	5.45	4.15	24.22	18.97	12.08
	5.96	6.05	5.45	4.15	20.83	17.89	14.04

Tableau III.3 : Moment en travée et l'effort tranchant

Cas de chargement	Travée	L (m)	Q (KN /m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)	M_e (KN.m)
	AB	5.45	5.96	-20.83	-17.04	15.54	-16.94	24.05
	BC	4.15	5.96	-17.04	-12.08	11.46	-13.28	12.57
	AB	5.45	6.93	-24.22	-19.82	18.09	-19.70	27.98
	BC	4.15	6.93	-19.82	-14.04	12.99	-15.78	17.89
	AB	5.45	6.93	-24.22	-18.97	17.93	-19.86	28.72
	BC	4.15	5.96	-18.97	-12.08	10.46	-14.03	17.24
	AB	5.45	5.96	-20.83	-17.89	15.70	-16.78	23.62
	BC	4.15	6.93	-17.89	-14.04	13.45	-15.32	16.90

Tableau III.4 : Récapitulatif des résultats.

$M_{u,max}^a$	$M_{u,max}^t$	$T_{u,max}$
24.22	28.72	19.82

➤ Calcul le ferrailage à L' ELU :

- Les données :

$M_t = 28.72 \text{ KN.m}$, $T_u = 19.86 \text{ KN}$, $h = 25 \text{ cm}$, $h_0 = 5 \text{ cm}$, $d = 0.9h = 22.5 \text{ cm}$
 $b = 65 \text{ cm}$, $b_0 = 12 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, FeE 400 (HA), FeE 235 (lisse)

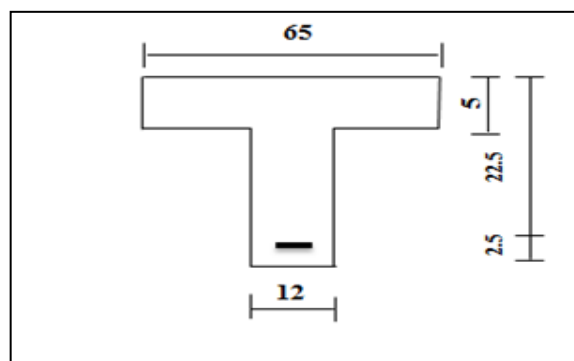


Figure III.7: schéma de poutrelle

- En travée :**• Armatures longitudinales :**

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad / \quad f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} = 650 \times 50 \times 14.17 \left(225 - \frac{50}{2} \right) = 92.10 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 28.72 \text{ KN.m} < M_{tu} = 92.10 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table, une seule partie de la table est comprimée, Donc la section en « T » sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (h.b)

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{28.72 \times 10^6}{650 \times 225^2 \times 14.17} = 0.061 < \mu_l = 0.392$$

IL n'y a Pas d'armature comprimée ($A' = 0$) $\Rightarrow$ Pivot A.

$$\alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.061} \right) = 0.079$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 225(1 - 0.4 \times 0.079) = 217.91 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{28.72 \times 10^6}{217.91 \times 347.82} \quad / \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_s = 3.79 \text{ cm}^2$$

> Condition de non fragilité : (BAEL91 (99) A.4.1,1)

$$A_{\min} \geq 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 650 \times 225 \times \frac{2.1}{400} = 1.76 \text{ cm}^2$$

> Pourcentage minimal :

$$A' \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 65 \times 25 = 1.62 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{\text{calculée}}, A_{\min}, A') = \max (3.79 \text{ cm}^2, 1.76 \text{ cm}^2, 1.62 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 3.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 4\Phi 12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

• Armatures transversales :**> Diamètres minimaux ϕ_t :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right) = \min (7.14; 12; 12)$$

$$\phi_t \leq 7.14 \text{ mm}$$

On choisit $\phi_t = 6 \text{ mm}$.

ϕ_l : le diamètre d'armatures longitudinal.

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 4\Phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

> Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad / \quad \tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{19.86 \times 10^3}{120 \times 225} = 0.73 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.73 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Calcul de l'espacement :**

Espacement maximum entre les armatures transversales :

$$S_{t,max} \leq \min (0.9 d, 40 \text{ cm})$$

$$S_{t,max} \leq 20.25 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b_0} = \frac{113 \times 235}{0.4 \times 120}$$

$$S_t \leq 55.32 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 A_t f_e}{b \gamma_s (\tau_u - 0.3 K f_{t28})}$$

Avec $K=1$ (pas de reprise de bétonnage)

$$S_t \leq \frac{0.9 \times 113 \times 235}{650 \times 1.15 (0.73 - 0.3 \times 1 \times 2.1)}$$

$$S_t \leq 31.97 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (20.25 \text{ cm} ; 55.32 \text{ cm} ; 31.97 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 20.25 \text{ cm}$$

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

• **Vérification de la contrainte du béton :**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

$\eta = 15$: c'est le coefficient d'équivalence acier – béton.

$$Y = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0}{2} + \eta (A_d + A' d')}{b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + \eta (A + A')}$$

$\eta = 15$: c'est le coefficient d'équivalence acier – béton.

$$Y = 13.29 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{3} + b_0 h \left(\frac{h}{2} - Y \right)^2 + (b - b_0) h_0 \left(Y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + \eta A (d - Y)^2$$

$$I_0 = 99842.76 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 99842.76 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

➤ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} X}{I} = \frac{18.787 \times 10^6 \times 58.9}{99842.76 \times 10^4} = 2.26 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = 2.26 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **En appuis :**

• **Armatures longitudinales :**

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_u = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad / \quad f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$M_u = 650 \times 50 \times 14.17 \left(225 - \frac{50}{2} \right) = 92.10 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 24.22 \text{ KN.m} < M_u = 92.10 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre est tombé dans la table, une seule partie de la table est comprimée, Donc la section en « T » sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (h.b)

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{24.22 \times 10^6}{650 \times 225^2 \times 14.17} = 0.052 < \mu_1 = 0.392$$

IL n'y a Pas d'armature comprimée ($A' = 0$) $\Rightarrow$ Pivot A.

$$\alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.052} \right) = 0.066$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 225(1 - 0.4 \times 0.066) = 218.99 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{24.22 \times 10^6}{218.99 \times 347.82} \quad / \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_s = 3.18 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL91 (99) A.4.1,1)**

$$A_{\min} \geq 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 650 \times 225 \times \frac{2.1}{400} = 1.76 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal :**

$$A_s \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 65 \times 25 = 1.62 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{\text{calculée}}, A_{\min}, A') = \max(3.18 \text{ cm}^2, 1.76 \text{ cm}^2, 1.62 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 3.18 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 3\Phi 12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

• **Armatures transversales :**

➤ **Diamètres minimaux ϕ_t :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right) = \min (7.14; 12; 12)$$

$$\phi_t \leq 7.14 \text{ mm}$$

On choisit $\phi_t = 6 \text{ mm}$.

ϕ_l : le diamètre d'armatures longitudinales).

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 3\Phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad / \quad \tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{17.94 \times 10^3}{120 \times 225} = 0.66 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.66 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Calcul de l'espacement :**

Espacement maximum entre les armatures transversales :

$$S_{t,\max} \leq \min (0.9 d, 40 \text{ cm}) \quad S_{t,\max} \leq 20.25 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b_0} = \frac{85 \times 235}{0.4 \times 120} \quad S_t \leq 41.61 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 A_t f_e}{b \gamma_s (\tau_u - 0.3 K f_{t28})}$$

Avec $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage)

$$S_t \leq \frac{0.9 \times 85 \times 235}{650 \times 1.15 (0.73 - 0.3 \times 2.1 \times 1)} \quad S_t \leq 24.05 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (20.25 \text{ cm}; 41.61 \text{ cm}; 24.05 \text{ cm}) \quad S_t \leq 20.25 \text{ cm}$$

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

➤ **Vérification de la contrainte du béton :**

Position de l'axe neutre :

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$\eta = 15$: c'est le coefficient d'équivalence acier – béton.

$$Y = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + \eta (A_d + A' d')}{b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + \eta (A + A')}$$

$\eta = 15$: c'est le coefficient d'équivalence acier – béton.

$Y = 8.16 \text{ cm}$

Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{bh^3}{3} + b_0h\left(\frac{h}{2} - Y\right)^2 + (b - b_0)h_0\left(Y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + (b - b_0)\frac{h_0^3}{12} + \eta A(d - Y)^2$$

$$I_0 = 87648.76 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 87648.76 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Donc:

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} X}{I} = \frac{18.787 \times 10^6 \times 81.6}{87648.76 \times 10^4} = 1.75 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = 1.75 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

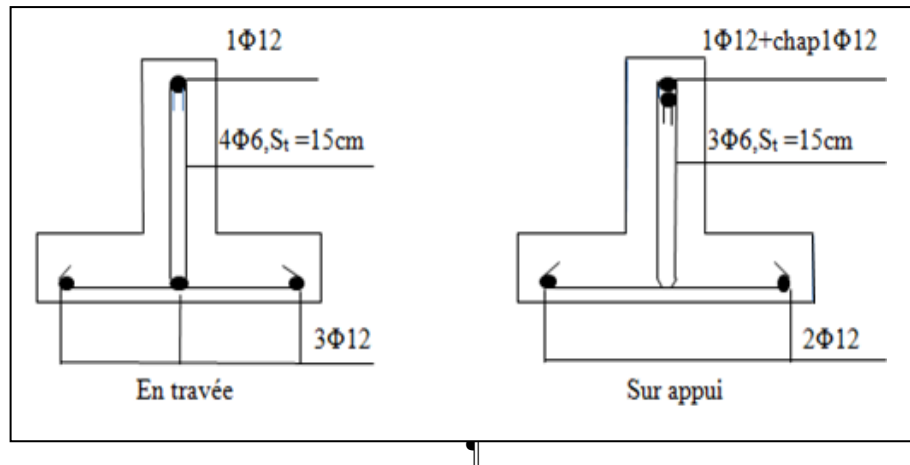


Figure III.8: schéma de ferrailage des poutrelles du plancher terrasse.

➤ **RDC+ étage courant :**

Tableau III.5 : Chargement est moment sur appui

Cas de chargement	q_w (KN/ml)	q_e (KN/ml)	l'_w	l'_e	M_A	M_B	M_C
	4.85	4.85	5.45	4.15	16.95	13.86	09.83
	6.31	6.31	5.45	4.15	22.00	18.02	12.76
	6.31	4.85	5.45	4.15	22.00	16.75	09.83
	4.85	6.31	5.45	4.15	16.95	15.14	12.76

Tableau III.6 : Moment en travée et l'effort tranchant

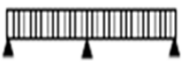
Cas de chargement	Travée	L (m)	q (KN/m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	T _w (KN)	T _e (KN)	M _t (KN.m)
	AB	5.45	4.85	-16.95	-13.86	12.65	-13.78	19.58
	BC	4.15	4.85	-13.86	-09.83	09.09	-11.03	12.55
	AB	5.45	6.31	-22.00	-18.02	16.46	-18.14	25.43
	BC	4.15	6.31	-18.02	-12.76	11.82	-14.36	16.34
	AB	5.45	6.31	-22.00	-16.75	16.23	-18.16	26.12
	BC	4.15	4.85	-16.75	-09.83	8.39	-11.73	14.18
	AB	5.45	4.85	-16.95	-15.14	12.88	-13.55	18.92
	BC	4.15	6.31	-15.14	-12.76	12.52	-13.67	14.79

Tableau III.7 : Récapitulatif des résultats.

M _{u,max} ^a	M _{u,max} ^t	T _{u,max}
22.00	26.12	18.16

➤ **Calcul de ferrailage à L' ELU :**

• **En travée :**

- **Armatures longitudinales :**

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad / \quad f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} = 650 \times 50 \times 14.17 \left(225 - \frac{50}{2} \right) = 92.10 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 26.12 \text{ KN.m} < M_{tu} = 92.10 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table, une seule partie de la table est comprimée, Donc la section en « T » sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (h.b)

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{26.12 \times 10^6}{650 \times 225^2 \times 14.17} = 0.056 < \mu_l = 0.392$$

IL n'y a Pas d'armature comprimée (A' = 0) ⇒ Pivot A.

$$\alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.056} \right) = 0.072$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 225(1 - 0.4 \times 0.072) = 218.51 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{26.12 \times 10^6}{218.51 \times 347.82} \quad / \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_s = 3.44 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :(BAEL91 (99)A.4.1,1)**

$$A_{min} \geq 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 650 \times 225 \times \frac{2.1}{400} = 1.76 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal :**

$$A' \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 65 \times 25 = 1.62 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{calculée}, A_{min}, A') = \max (3.44 \text{ cm}^2, 1.76 \text{ cm}^2, 1.62 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 3.44 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend } 4\Phi 12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

Tableau III.8 : Récapitulatif des résultats.

M_t (KN.m)	μ	μ_l	α_u	Z (mm)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A' (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
26.12	0.056	0.392	0.072	218.51	3.44	1.76	1.62	3.44	4Φ12=4.52

- Armatures transversales :**➤ Diamètres minimaux ϕ_t :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right) = \min (7.14; 12; 12)$$

$$\phi_t \leq 7.14 \text{ mm}$$

On choisit $\phi_t = 6 \text{ mm}$.

ϕ_l : le diamètre d'armatures longitudinal.

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On prend $4\Phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad / \quad \tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{18.16 \times 10^3}{120 \times 225} = 0.67 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.67 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Calcul de l'espacement :**Espacement maximum entre les armatures transversales :**

$$S_{t,max} \leq \min (0.9 d, 40 \text{ cm}) \quad S_{t,max} \leq 20.25 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b_0} = \frac{113 \times 235}{0.4 \times 120} \quad S_t \leq 55.32 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 A_t f_e}{b \gamma_s (\tau_u - 0.3 K f_{t28})}$$

Avec $K=1$ (pas de reprise de bétonnage)

$$S_t \leq \frac{0.9 \times 113 \times 235}{650 \times 1.15 (0.67 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \quad S_t \leq 79.93 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (20.25 \text{ cm}; 55.32 \text{ cm}; 79.93 \text{ cm}) \quad S_t \leq 20.25 \text{ cm}$$

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

➤ Vérification de la contrainte du béton :**Position de l'axe neutre :**

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

$\eta = 15$: c'est le coefficient d'équivalence acier – béton.

$$Y = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + \eta (A_d + A' d')}{b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + \eta (A + A')}$$

$\eta = 15$: c'est le coefficient d'équivalence acier – béton.

$$Y = 13.29 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{bh^3}{3} + b_0 h \left(\frac{h}{2} - Y \right)^2 + (b - b_0) h_0 \left(Y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + \eta A (d - Y)^2$$

$$I_0 = 99842.76 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 99842.76 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

➤ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} X}{I} = \frac{16.97 \times 10^6 \times 132.9}{99842.76 \times 10^4} = 2.26 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = 2.26 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après BAEL 99 : p 92

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{3.44 \times 10^2}{650 \times 225} = 0.0023 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{0.25}{5.45} = 0.046 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \Rightarrow \frac{0.25}{5.45} = 0.045 \geq \frac{0.85}{15} = 0.056 \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **En appuis :**

Armatures longitudinales :

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_u = b.h_0.f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \quad / \quad f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$M_u = 650 \times 50 \times 14.17 \left(225 - \frac{50}{2}\right) = 92.10 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 24.22 \text{ KN.m} < M_u = 92.10 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre est tombé dans la table, une seule partie de la table est comprimée, Donc la section en « T » sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (h.b)

$$\mu_u = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{22.00 \times 10^6}{650 \times 225^2 \times 14.17} = 0.047 < \mu_l = 0.392$$

IL n'y a pas d'armature comprimée ($A' = 0$) $\Rightarrow$ Pivot A.

$$\alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}\right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.047}\right) = 0.06$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 225(1 - 0.4 \times 0.06) = 219.56 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z.\sigma_s} = \frac{22.00 \times 10^6}{219.56 \times 347.82} \Rightarrow A_s = 2.88 \text{ cm}^2$$

Tableau III.9 : Récapitulatif des résultats des armatures longitudinales

M_a (KN.m)	μ	μ_l	α_u	Z (mm)	$A_{s, \text{calculé}}$ (cm ²)	$A_{\min}$ (cm ²)	A' (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
22.00	0.047	0.392	0.06	219.56	2.88	1.76	1.62	2.88	3Φ12=3.39

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL91 (99) A.4.1,1)**

$$A_{\min} \geq 0.23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 650 \times 225 \times \frac{2.1}{400} = 1.76 \text{ cm}^2$$

➤ **pourcentage minimal :**

$$A' \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 65 \times 25 = 1.62 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{\text{calculée}}, A_{\min}, A') = \max(2.88 \text{ cm}^2, 1.76 \text{ cm}^2, 1.62 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 2.88 \text{ cm}^2$$

On prend $3\Phi 12 = 3.39\text{cm}^2$

- **Armatures transversales :**

Diamètres minimaux ϕ_t :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right) = \min (7.14; 12; 12)$$

$$\phi_t \leq 7.14 \text{ mm}$$

On choisit $\phi_t = 6 \text{ mm}$.

ϕ_l : le diamètre d'armatures longitudinales).

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85\text{cm}^2$$

On prend $3\Phi 6 = 0.85\text{cm}^2$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \quad / \quad \tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{18.16 \times 10^3}{120 \times 225} = 0.67 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.67 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Calcul de l'espacement :**

Espacement maximum entre les armatures transversales :

$$S_{t,\max} \leq \min (0.9 d, 40\text{cm}) \quad S_{t,\max} \leq 20.25 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b_0} = \frac{85 \times 235}{0.4 \times 120} \quad S_t \leq 41.61 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 A_t f_e}{b \gamma_s (\tau_u - 0.3 K f_{t28})}$$

Avec $K=1$ (pas de reprise de bétonnage)

$$S_t \leq \frac{0.9 \times 85 \times 235}{650 \times 1.15 (0.73 - 0.3 \times 2.1 \times 1)} \quad S_t \leq 24.05 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (20.25 \text{ cm}; 41.61 \text{ cm}; 24.05 \text{ cm}) \quad S_t \leq 20.25 \text{ cm}$$

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

➤ **Vérification de la contrainte du béton :**

Position de l'axe neutre :

$$A_s = 3.39\text{cm}^2$$

$\eta = 15$: c'est le coefficient d'équivalence acier – béton.

$$Y = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0}{2} + \eta (A_d + A' d')}{b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + \eta (A + A')}$$

$\eta = 15$: c'est le coefficient d'équivalence acier – béton.

$$Y = 8.16 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{bh^3}{3} + b_0 h \left(\frac{h}{2} - Y \right)^2 + (b - b_0) h_0 \left(Y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + \eta A (d - Y)^2$$

$$I_0 = 87648.76\text{cm}^4$$

$$I_0 = 87648.76 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

➤ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} X}{I} = \frac{18.787 \times 10^6 \times 81.6}{87648.76 \times 10^4} = 1.75 \text{ MPa}$$

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

Donc : $\sigma_{bc} = 1.75 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

➤ **Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pas de limitation de σ_s en service.

➤ **Vérification de la flèche :**

- $\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow M_t = 0.85 M_0 \Rightarrow \frac{25}{375} = 0.045 \geq \frac{0.85}{15} = 0.056 \dots\dots\dots \text{CNV}$
- $\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{339}{120 \times 225} = 0.01 \leq \frac{4.2}{400} = 0.105 \dots\dots\dots \text{CV.}$
- $\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{250}{5450} = 0.046 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots \text{CV.}$

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

➤ **Evaluation des flèches (BAEL91 B.6.5, 2) :**

La part de la flèche totale Δf_t qui doit être comparée aux limites admissibles a pour

Valeur : $\Delta f_t < f_{adm}$.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Il faut avoir :

- $\frac{L}{500} \dots\dots\dots L \leq 5\text{m.}$
- $\frac{L}{500} + 0.5 \dots\dots\dots L \geq 5\text{m.}$

Donc : La flèche admissible pour une poutre supérieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} + 0.5$$

J: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

G: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

P: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$J = 0.65 \times G = 0.65 \times 4.25 = 2.76 \text{ KN/m}$$

$$G = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.53 = 3.59 \text{ KN/m}$$

$$P = 0.65 \times (G+Q) = 0.65 \times (5.53+1.5) = 4.57 \text{ KN/m}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_J = \frac{J \cdot L^2}{8} = \frac{2.76 \times 5.45^2}{8} = 10.25 \text{ KN.m}$$

$$M_G = \frac{G \cdot L^2}{8} = \frac{3.59 \times 5.45^2}{8} = 13.33 \text{ KN.m}$$

$$M_P = \frac{P \cdot L^2}{8} = \frac{4.57 \times 5.45^2}{8} = 16.97 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

$\eta = 15$: c'est le coefficient d'équivalence acier – béton.

$$Y = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + (b-b_0) \frac{h_0^2}{2} + \eta(A_d + A' d')}{b_0 \times h + (b-b_0) h_0 + \eta(A + A')}$$

$\eta = 15$: c'est le coefficient d'équivalence acier – béton.

$$Y = 13.29 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{bh^3}{3} + b_0 h \left(\frac{h}{2} - Y \right)^2 + (b-b_0) h_0 \left(Y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + (b-b_0) \frac{h_0^3}{12} + \eta A (d-Y)^2$$

$$I_0 = 99842.76 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 99842.76 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Contraintes σ_S :

$$\sigma_{SJ} = 15 \times \frac{M_J \times (d - Y)}{I} = 15 \times \frac{10.25 \times 10^6 \times (225 - 58.9)}{99842.76 \times 10^4} \Rightarrow \sigma_{SJ} = 25.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SG} = 15 \times \frac{M_G \times (d - Y)}{I} = 15 \times \frac{13.33 \times 10^6 \times (225 - 58.9)}{99842.76 \times 10^4} \Rightarrow \sigma_{SG} = 33.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SP} = 15 \times \frac{M_P \times (d - Y)}{I} = 15 \times \frac{16.97 \times 10^6 \times (225 - 58.9)}{99842.76 \times 10^4} \Rightarrow \sigma_{SP} = 42.35 \text{ MPa}$$

Pourcentages des armatures :

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{4.52}{12 \times 22.5} = 0.017$$

Déformation :

- $\lambda i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 2.42$
- $\lambda v = 0.4 \lambda i = 0.97$

Déformation de longue durée

$$\mu_J = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_J + f_{t28}} \Rightarrow \mu_J = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.017 \times 100.75) + 2.1} = 0.04$$

$$\mu_G = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_G + f_{t28}} \Rightarrow \mu_G = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.017 \times 131.03) + 2.1} = 0.16$$

$$\mu_P = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_P + f_{t28}} \Rightarrow \mu_P = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.017 \times 166.81) + 2.1} = 0.26$$

Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda i \times \mu_j} \Rightarrow I = \frac{1.1 \times 99842.76}{1 + (2.42 \times 0.59)} = 100134.06 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda i \times \mu_G} \Rightarrow I = \frac{1.1 \times 99842.76}{1 + (2.42 \times 0.67)} = 79171.74 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda i \times \mu_P} \Rightarrow I = \frac{1.1 \times 99842.76}{1 + (2.42 \times 0.73)} = 67411.63 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda v \times \mu_G} \Rightarrow I = \frac{1.1 \times 99842.76}{1 + (0.97 \times 0.67)} = 99193.49 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des flèches :**

On a : $E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$; $E_{vj} = 10818.87 \text{ MPa}$

$$f_{ji} = \frac{M_J \times l^2}{10 \times E_{ij} \times I_{f_{ij}}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{10250 \times 545^2}{10 \times 32164.195 \times 100134.06} = 0.09 \text{ cm}$$

$$f_{Gi} = \frac{M_G \times l^2}{10 \times E_{ij} \times I_{f_{ig}}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{13330 \times 545^2}{10 \times 32164.195 \times 79171.74} = 0.16 \text{ cm}$$

$$f_{Pi} = \frac{M_P \times l^2}{10 \times E_{ij} \times I_{f_{ip}}} \Rightarrow f_{ji} = \frac{16970 \times 545^2}{10 \times 32164.195 \times 67411.63} = 0.23 \text{ cm}$$

$$f_{Gv} = \frac{M_G \times l^2}{10 \times E_{vj} \times I_{f_{vg}}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{13330 \times 545^2}{10 \times 10818.87 \times 99193.49} = 0.37 \text{ cm}$$

Donc le total est :

$$\Delta f_t = f_{Gv} - f_{ji} + f_{Pi} - f_{Gi} < f_{adm} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta f_t = 0.37 - 0.09 + 0.23 - 0.16 = 0.35 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{545}{500} + 0.5 = 1.59 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

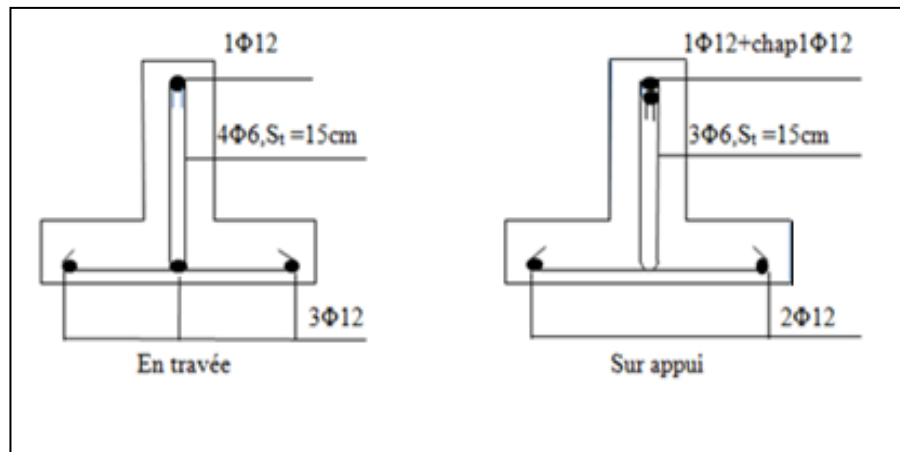


Figure III.9 : schéma de ferrailage des poutrelles du plancher étage courant

III.5. Les Escaliers

III.5.1. Introduction

Notre bâtiment comporte un type d'escaliers de deux volées composées d'une paillasse en béton armé et de marches rectangulaires.

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

III.5.2. Dimensionnement

- hauteur de l'étage $H_e = 3,06\text{m}$
- hauteur de marche $h = 17\text{cm}$
- largeur de la marche $g = 30\text{ cm}$
- nombre des marches $n-1 = 8$
- nombre de contre marche $n = 9$

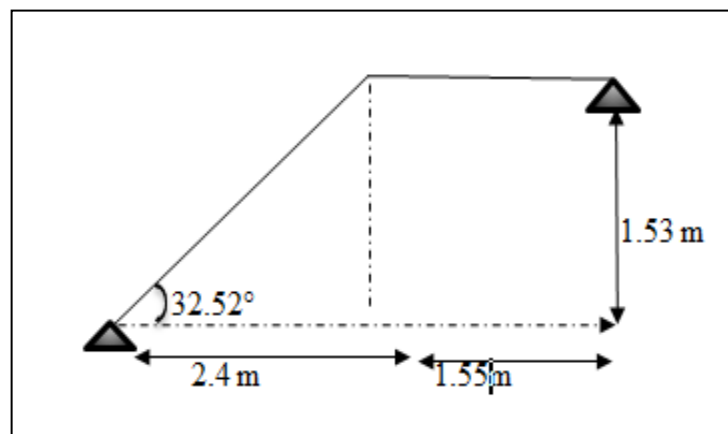


Figure III.10 : Schéma statique de l'escalier

III.5.3. Evaluation des charge et surcharges

➤ **Paillasse :**

$$G = 6.98 \text{ KN/m}^2$$

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

➤ **Le palier de repos :**

$$G = 4.45 \text{ KN/m}^2$$

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

III.5.4. Combinaisons des charges

$$\text{ELU : } q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1\text{ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = (G + Q) \times 1\text{ml}$$

Tableau III.10 : récapitulatif Combinaisons des charges

Les charges	G(KN / m ²)	Q(KN/m ²)	q _u (KN/ml)	q _{ser} (KN/ml)
Palier	4.45	2.5	9.75	6.95
Paillasse	6.98	2.5	13.17	9.48

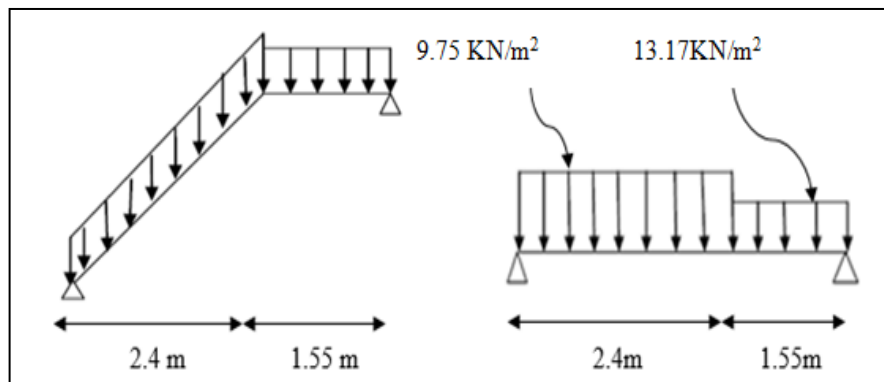


Figure III.11: Schéma statique de volée

III.5.5. Calcul des sollicitations

➤ **La charge équivalente :**

$$q_{\text{eq}} = \frac{q_{\text{paillasse}} L_{\text{paillasse}} + q_{\text{palier}} L_{\text{palier}}}{L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}}}$$

$$q_{u,\text{eq}} = \frac{(13.17 \times 2.4) + (9.75 \times 1.55)}{2.4 + 1.55} = 11.83 \text{ KN}$$

$$q_{\text{ser},\text{eq}} = \frac{(9.48 \times 2.4) + (6.95 \times 1.55)}{2.4 + 1.55} = 8.49 \text{ KN}$$

➤ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_{\text{eq}} l^2}{8} \Rightarrow l = L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}} = 2.4 + 1.55 = 3.95 \text{ m}$$

$$M_{0,u} = \frac{11.83 \times 3.95^2}{8} = 23.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{0,\text{ser}} = \frac{8.49 \times 3.95^2}{8} = 16.56 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments sur appuis**

$$M_a = 0.3 M_0$$

$$M_{u,a} = -0.3 M_{0,u} = -0.3 \times 23.07 = -6.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser},a} = -0.3 M_{0,\text{ser}} = -0.3 \times 16.56 = -4.96 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment sur travée**

$$M_t = 0.85 M_0$$

$$M_{u,t} = 0.85 \times 23.07 = 19.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser},t} = 0.85 \times 16.56 = 14.08 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant**

$$T_{\text{eq}} = \frac{q_{\text{eq}} L}{2}$$

$$T_u = \frac{11.83 \times 3.95}{2} = 23.36 \text{ KN}$$

$$T_{ser} = \frac{8.49 \times 3.95}{2} = 16.78 \text{ KN}$$

III.5.6. Calcul de ferrailage

Le ferrailage sera déterminer:

$h = e = 15 \text{ cm}$, $C = 2 \text{ cm}$, $d = 13 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$, $f_e = 400 \text{ MPa}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$, $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 347.82 \text{ MPa}$.

Armatures longitudinales :

ELU :

❖ **En travée :**

$M_t = 19.61 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{19.61 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.17} = 0.082$$

$\mu_u < \mu_l \Rightarrow$ Les armatures comprimée n'est pas nécessaires ($A' = 0$) $\Rightarrow$ Pivot

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.082}) = 0.107$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 130 (1 - 0.4 \times 0.107) = 124.44 \text{ mm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{19.61 \times 10^6}{124.44 \times 347.82} = 4.53 \text{ cm}^2$$

❖ **Sur appui :**

$M_a = 6.29 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.92 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.17} = 0.029$$

$$\mu_u = 0.029 < \mu_l = 0.392$$

Les armatures comprimée n'est pas nécessaires ($A' = 0$) $\Rightarrow$ Pivot A.

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.029}) = 0.036$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha_u) = 130 (1 - 0.4 \times 0.036) = 128.09 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{6.92 \times 10^6}{128.09 \times 347.82} = 1.55 \text{ cm}^2$$

Tableau III.11 : récapitulatif des résultats

Designation	$M_u (\text{KN. m})$	μ_u	α	$Z (\text{mm})$	$A_{calculée} (\text{cm}^2)$
Travée	19.61	0.082	0.107	124.44	4.53
Appuis	6.92	0.029	0.036	128.09	1.55

➤ **Condition de non fragilité : : (BAEL 91 A.4.2.1)**

$$A_{min} = 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

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

➤ **Pourcentage minimale : (BAEL 91 B.6.4)**

$$A'_{min} = 0.001 b \cdot h \Rightarrow A'_{min} = 0.001 \times 100 \times 15$$

$$\Rightarrow A'_{min} = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{calculé}, A_{min}, A'_{min})$$

Tableau III.12 : récapitulatif des résultats des armatures longitudinales

Désignation	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A'_{min}(cm^2)$	$A_s(cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Travée	4.1	1.57	1.5	4.53	$5\Phi 12 = 5.65$
Appui	1.55	1.57	1.5	1.57	$4\Phi 10 = 3.14$

Armatures longitudinales : $A_t = \frac{A_l}{4}$

Tableau III.13 : récapitulatif des résultats des armatures transversales

Désignation	$A_l(cm^2)$	$A_t(cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Travée	5.65	1.41	$4\Phi 8 = 2.01 cm^2$
Appui	3.14	0.78	$3\Phi 8 = 1.51 cm^2$

➤ **Espacement entre les armatures** BAEL91(art A.8.2,4.2)

Armatures longitudinales :

$$S_t < \min(3h, 33cm) = \min(3 \times 15, 33cm) = \min(45cm, 33cm)$$

$$S_t < 33cm$$

- Travée : $S_t = 100/5 = 20cm$
- appui : $S_t = 100/4 = 25 cm$

➤ **Armatures transversales :**

$$S_t < \min(4h, 33cm) = \min(3 \times 15, 45cm) = \min(60cm, 45cm)$$

$$S_t < 45cm$$

- Travée : $S_t = 100/4 = 25cm$
- appui : $S_t = 100/3 = 33 cm$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (art 5.1.1)**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{22.39 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.17 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.17 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ **Vérification à L'ELS**

✓ **Vérification des contraintes maximales du béton comprimé**

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s ; La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si est vérifiée l'inégalité suivante:

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

Tableau III.14 : récapitulatif des résultats

Désignation	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	f_{c28} (MPa)	γ	α	$\overline{\alpha}$	condition
Travée	19.61	14.08	25	1.39	0.096	0.445	vérifiée
Appui	6.92	4.96	25	1.39	0.033	0.445	vérifiée

✓ **Vérification de la flèche**

- $\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow M_t = 0.85 M_0 \Rightarrow \frac{15}{375} = 0.04 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots \text{CNV}$
- $\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{565}{1000 \times 130} = 0.004 \leq \frac{4.2}{400} = 0.105 \dots \text{CV.}$
- $\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{150}{3950} = 0.0379 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{CNV.}$

✓ **Evaluation des flèches (BAEL91 B.6.5, 2)**

La part de la flèche totale Δf_t qui doit être comparée aux limites admissibles a pour

Valeur : $\Delta f_t < f_{adm}$.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Il faut avoir :

- $\frac{L}{500} \dots L \leq 5m.$
- $\frac{L}{500} + 0.5 \dots L \geq 5m.$

$$\text{Donc : } f_{adm} = \frac{L}{500}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b.y^2}{2} - 15 A(d - y) \Rightarrow \frac{100.y^2}{2} - 15(5.65)(13 - y)$$

$$50y^2 + 84.75y - 1101.75 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 477$$

- $y_1 = -4.78 \text{ cm}$
- $y_2 = 3.92 \text{ cm}$

La racine positive donne $\Rightarrow y = 3.92 \text{ cm}$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b.y^3}{12} + 15 A(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100.(3.92)^3}{12} + 15 (5.65)(13 - 3.92)^2$$

$$I = 7498.38 \text{ cm}^4$$

Déformation instantanée :

- $\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}$
- $\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}$

Avec :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} \Rightarrow \rho = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.004$$

$$b = b_0 \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(5 \times 0.004)} = 4.83$$

$$\Rightarrow \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.93$$

➤ **Calcul du moment fléchissant à E.L.S :**

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

J: Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g_{eq} = \frac{(G_1 \times l_1) + (G_2 \times l_2)}{l_1 + l_2} \Rightarrow g_{eq} = \frac{(6980 \times 2.4) + (4450 \times 1.55)}{2.4 + 1.55} = 5987.21 \text{ N/ml}$$

$$J_{eq} = \frac{(J_1 \times l_1) + (J_2 \times l_2)}{l_1 + l_2} \Rightarrow J_{eq} = \frac{(6244.87 \times 2.4) + (3750 \times 1.55)}{2.4 + 1.55} = 5265.87 \text{ N/m}$$

$$P = g_{eq} + Q = 5987.21 + 2500 = 8487.21 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \times l^2}{8} \Rightarrow M_g = \frac{5987.21 \times (3.95)^2}{8} = 11676.93 \text{ N.ml}$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \times l^2}{8} \Rightarrow M_j = \frac{5265.87 \times (3.95)^2}{8} = 10270.09 \text{ N.ml}$$

$$M_p = \frac{p \times l^2}{8} \Rightarrow M_p = \frac{8487.21 \times (3.95)^2}{8} = 16552.71 \text{ N.ml}$$

➤ Calcul des contraintes:

Les contraintes seront calculées par la formule suivante :

$$\sigma = 15M \frac{(d - y)}{I}$$

$$\sigma_g = 15M_g \frac{(d - y)}{I} \Rightarrow \sigma = 15(11676.93) \frac{(13 - 3.92)}{7498.38} = 212.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_j = 15M_j \frac{(d - y)}{I} \Rightarrow \sigma = 15(10270.09) \frac{(13 - 3.92)}{7498.38} = 186.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = 15M_p \frac{(d - y)}{I} \Rightarrow \sigma = 15(16552.71) \frac{(13 - 3.92)}{7498.38} = 300.66 \text{ MPa}$$

Déformation de longue durée :

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

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_g + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.004 \times 212.09) + 2.1} = 0.33$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_j + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.004 \times 186.54) + 2.1} = 0.28$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_p + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.004 \times 300.66) + 2.1} = 0.53$$

✓ Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{gi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I = \frac{1.1 \times (7498.38)}{1 + (4.83 \times 0.33)} = 3179.85 \text{ cm}^4$$

$$I_{gv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I = \frac{1.1 \times (7498.38)}{1 + (1.93 \times 0.33)} = 5038.93 \text{ cm}^4$$

$$I_{ji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I = \frac{1.1 \times (7498.38)}{1 + (4.83 \times 0.28)} = 3506.29 \text{ cm}^4$$

$$I_{pi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I = \frac{1.1 \times (7498.38)}{1 + (4.83 \times 0.53)} = 2316.98 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul des flèches :

Les flèches f_v et f_i sont données par la formule qui suit :

$$f = \frac{M \times l^2}{10 \times E \times I}$$

On a : $E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$; $E_{vj} = 10818.87 \text{ MPa}$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_{vj} \times I_{gv}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{11676.93 \times (3.95)^2 \times 10^4}{10 \times 10818.87 \times 5038.93} = 3.34 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_{ij} \times I_{gi}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{11676.93 \times (3.95)^2 \times 10^4}{10 \times 32164.195 \times 3179.85} = 1.78 \text{ mm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \times l^2}{10 \times E_{ij} \times I_j} \Rightarrow f_{ji} = \frac{10270.09 \times (3.95)^2 \times 10^4}{10 \times 32164.195 \times 3506.29} = 1.42 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times l^2}{10 \times E_{ij} \times I_p} \Rightarrow f_{pi} = \frac{16552.71 \times (3.95)^2 \times 10^4}{10 \times 32164.195 \times 2316.98} = 3.46 \text{ mm}$$

Donc le total est :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta f_t = 3.34 - 1.42 + 3.46 - 1.78 = 3.6 < f_{adm} = \frac{3950}{500} = 7.9 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

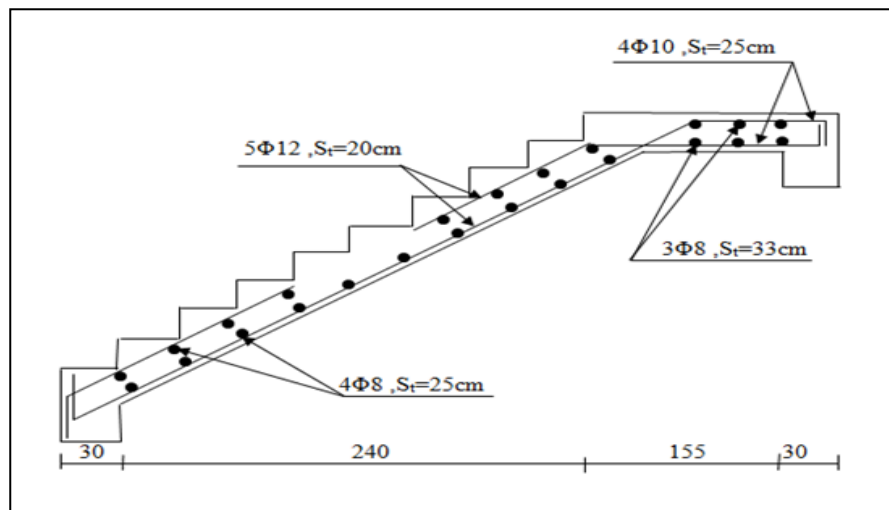


Figure III.12: schéma de ferrailage d'escalier

III.5.7. Etude de la poutre de palière

Elle est soumise à la flexion simple et la torsion

- La flexion simple : elle provient des poids propres de la poutre de palière ainsi que la réaction d'exalier
- La torsion : elle provient de l'effort horizontal qui a été exercé par les volées sur poutre ; elle est prévue pour être un support d'exalier. Avec une longueur de 3m, son schéma statique est le suivant :

➤ Evaluation des charges

Poids propres de la poutre : $0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$.

Le poids propre du mur : $1.53 \times 2.625 = 4.016 \text{ KN/ml}$.

Donc : $G = 6.64 \text{ KN/ml}$.

➤ Réaction du palier sur la poutre

$$\diamond \text{ ELU : } T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{9.75 \times 3}{2} = 14.62 \text{ KN/ml}$$

$$\diamond \text{ ELS : } T_{ser} = \frac{q_{ser} \times L}{2} = \frac{6.95 \times 3}{2} = 10.42 \text{ KN/ml}$$

➤ Combinaison des charges

$$q_u = 1.35 G + T_u = 1.35 \times 6.64 + 14.62 = 23.59 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = G + T_{ser} = 6.64 + 10.42 = 17.06 \text{ KN/ml}$$

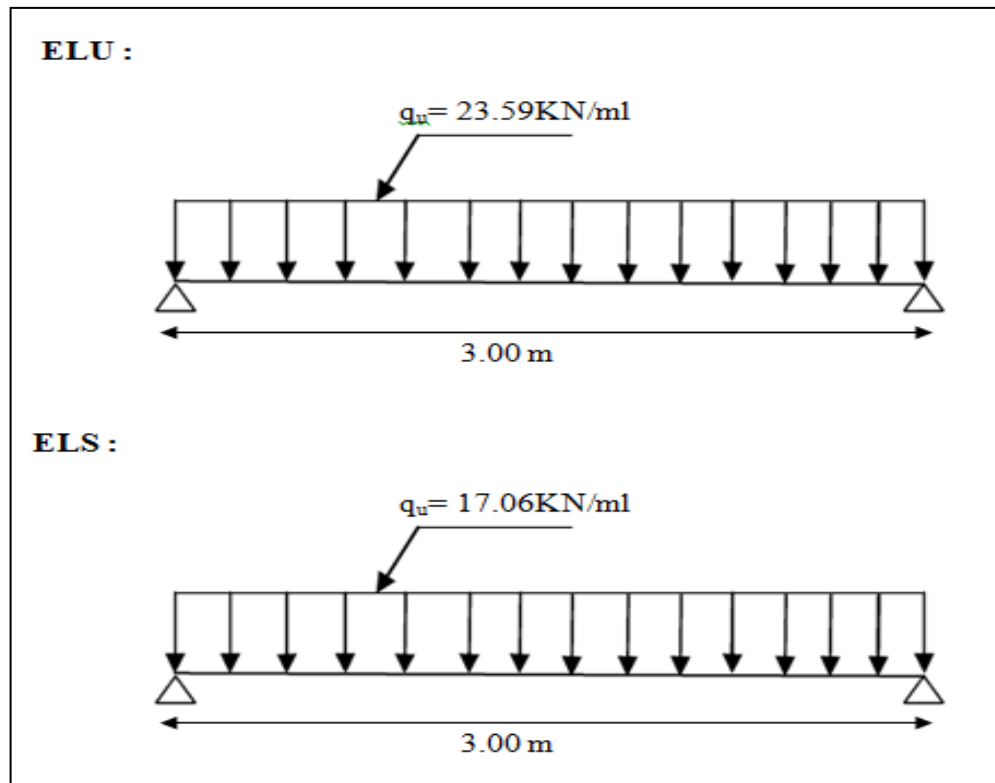


Figure III.13: Schéma statique de la poutre palier

➤ Calcul des sollicitations

Moment isostatique

$$M_{u0} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{23.59 \times 3^2}{8} = 26.54 \text{ kN.m}$$

$$M_{s0} = \frac{q_{ser} \times L^2}{8} = \frac{17.06 \times 3^2}{8} = 19.19 \text{ kN.m}$$

En travée :

$$M_{u,t} = \frac{q_u \times L^2}{24} = \frac{23.59 \times 3^2}{24} = 8.85 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser,t} = \frac{q_{ser} \times L^2}{24} = \frac{17.06 \times 3^2}{24} = 6.40 \text{ kN.m}$$

Aux appuis :

$$M_{ua} = \frac{q_u \times L^2}{12} = \frac{23.59 \times 3^2}{12} = 17.70 \text{ kN.m}$$

$$M_{sa} = \frac{q_{ser} \times L^2}{12} = \frac{17.06 \times 3^2}{12} = 12.80 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{23.59 \times 3}{2} = 35.39 \text{ kN}$$

$$T_s = \frac{q_{ser} \times L}{2} = \frac{17.06 \times 3}{2} = 25.59 \text{ kN}$$

III.5.8. Ferrailage de la poutre de palier

✓ Calcul de la poutre à la flexion simple

Le calcul se fait en flexion simple avec vérification de cisaillement, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Donné :

$b = 30 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$; $d = 0.9 \times h = 31.5 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 347.82 \text{ MPa}$
 $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

❖ ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} ; \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) ; Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) ; A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

Tableau III.15: récapitulatif des résultats de Ferrailage de la poutre palière.

Désignation	$M_u(\text{KN.m})$	μ	α_u	$Z(\text{cm})$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{max}(\text{cm}^2)$	$A_{ado}(\text{cm}^2)$
Travée	8.85	0.021	0.026	311.66	0.82	1.14	1.14	$3\Phi 14=4.62$
Appui	17.70	0.042	0.054	308.25	1.65	1.14	1.65	$3\Phi 14=4.62$

✓ Condition de non fragilité : : (BAEL 91 A.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} \geq 0.23 \times 300 \times 315 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 1.14 \text{ cm}^2$$

Pour la continuité sur les appuis, on choisit le même ferrailage qu'en travée

❖ ELS :**✓ Vérification des contraintes maximales du béton comprimé**

La fissuration est considérée comme peut 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 :

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

Tableau III.16 : récapitulatif des résultats

Désignation	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	f_{c28} (MPa)	γ	α	$\bar{\alpha}$	condition
Travée	8.85	6.40	25	1.38	0.026	0.441	vérifiée
Appui	17.70	12.80	25	1.38	0.054	0.441	vérifiée

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \Rightarrow \tau_u = \frac{35.39 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.37 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.37 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ Vérification de la contrainte de compression du béton

- En travée :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bX^2}{2} - 15 \times A_s (d - X) = 0$$

$$X = 9.97 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{bX^3}{2} + 15 \times A_s (d - X)^2$$

$$I = 46988.79 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} X}{I} = \frac{6400 \times 10^3 \times 99.7}{46988.79 \times 10^4} = 1.36 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = 1.36 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Sur appui:**

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bX^2}{2} - 15 \times A_s (d - X) = 0 \Rightarrow X = 9.97 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{bX^3}{2} + 15 \times A_s (d - X)^2$$

$$I = 46988.79 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} X}{I} = \frac{12800 \times 10^3 \times 99.7}{46988.79 \times 10^4} = 2.71 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = 2.71 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Tel que :

M_t = moment dans les travées

M_0 = moment d'une poutre isostatique

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

➤ Calcul de la poutre à la torsion

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section (Art.5.4.2.2).

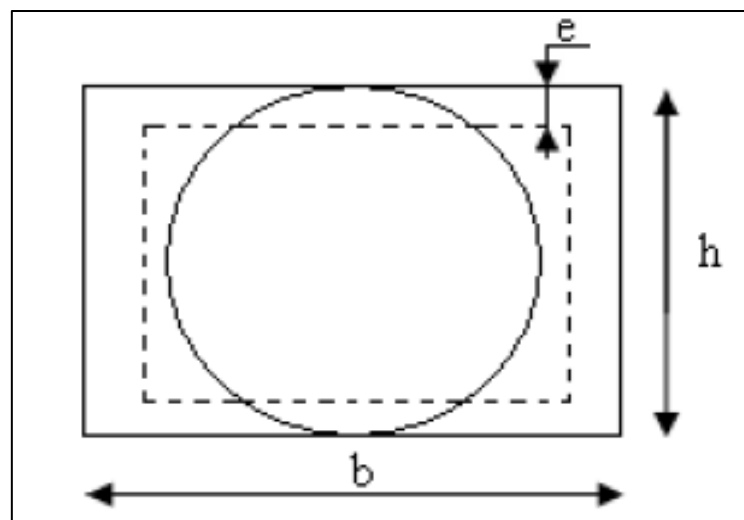


Figure III.14: Schéma statique de la poutre palier
Section creuse équivalente

La torsion de la poutre palier est provoquée par la flexion de l'escalier

Donc : $M_a = M_t = 6.92 \text{ kN.m}$

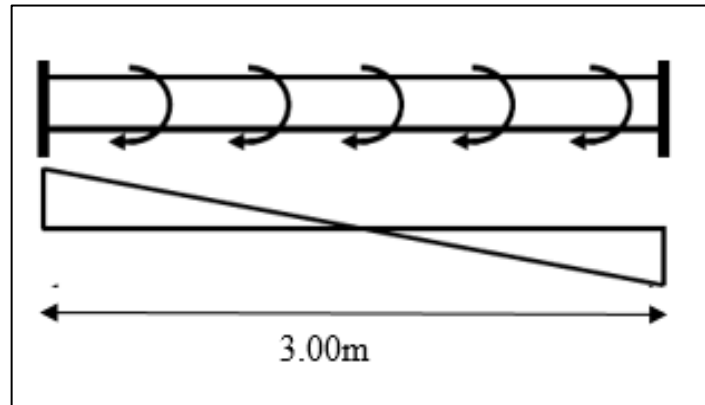


Figure III.15 : schéma de la poutre à la torsion

➤ **Calcul le ferrailage**

✓ **Calcul les armatures longitudinales**

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$e = \frac{h}{6}$$

$$\Omega = [b - e] \times [h - e]$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

e : épaisseur de la paroi .

Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur

U : Périmètre de la section

A_l : Section d'acier.

Donc :

$$e = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ cm}$$

$$\Omega = [0.3 - 0.0583] \times [0.35 - 0.0583] = 0.071 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(0.3 - 0.0583) + (0.35 - 0.0583)] = 1.069 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{6.92 \times 1069 \times 1.15}{2 \times 0.071 \times 400} = 1.49 \text{ cm}^2$$

• **En travée :**

$$A_t = A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{torsion}}}{2} = 4.62 + \frac{1.49}{2} = 5.36 \text{ cm}^2, \text{ Soit } 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

• **En appui :**

$$A_a = A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{torsion}}}{2} = 4.62 + \frac{1.15}{2} = 5.36 \text{ cm}^2, \text{ Soit } 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On vérifie que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Avec :

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{\text{flexion}}^2 + \tau_{\text{torsion}}^2} \Rightarrow \text{contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant.}$$

$$\tau_{\text{flexion}} = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{35.39 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.37 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{6.92 \times 10^6}{2 \times 0.071 \times 10^6 \times 58.3} = 0.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \sqrt{0.37^2 + 0.83^2} = 1.23 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u = 1.23 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u}$$

$$= 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Espacement entre les cadres S_t :**

D'après RPA 99 version (2003) :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min (h/4 ; b ; \Phi_l) \Rightarrow S_t \leq \min (8.75 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} ; 14 \text{ cm})$$

$$S_t = 8 \text{ cm}$$

Zone courant :

$$S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t \leq 35/2 = 17.5 \text{ cm}$$

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

✓ **Calcules les armature transversales :**

❖ **Flexion :**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 300 \times 150}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}{0.9 \times f_e} = \frac{300 \times 150 \times (0.37 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 235} = -0.55 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_t = \max (0.45 \text{ cm}^2 ; -0.55 \text{ cm}^2) = 0.45 \text{ cm}^2$$

❖ **Torsion :**

La quantité des armatures transversales BAEL91 : (art A .5.1.2)

$$S_t \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (28.35 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

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

RPA 99 version 2003 : (art 7.2.2.2) page 53.

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{t.} = \frac{M_{Tu} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{6.92 \times 10^6 \times 150}{2 \times 71000 \times 400} = 0.18 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_{\min} ; A_{t.}) = 1.35 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_{\text{total}} = 0.45 + 1.35 = 1.8 \text{ cm}^2 \text{ , Soit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Donc un cadre et un étrier

✓ **Vérification de la flèche :**

D'après BAEL 99 :

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.16 \times 10^2}{300 \times 315} = 0.0065 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{300} = 0.117 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{35}{300} = 0.117 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots\dots\dots \text{CV}$$

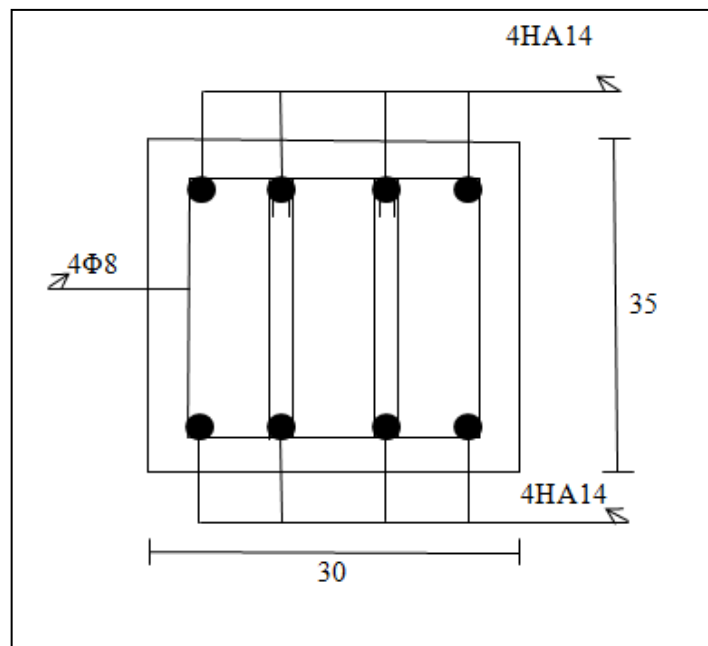


Figure III.16: Schéma de ferrailage du poutre palière

Chapitre IV :

Etude Sismique

IV.1.Introduction

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

IV.2.Présentation de la différente méthode d'estimation des forces sismiques

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) 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.3.Méthode statique équivalente

IV.3.1.Principe de la méthode :

La méthode statique équivalente (ou méthode des forces de remplacement) qui traite seulement du 1^{ère} mode de vibration et elle néglige les autres modes, Elle fait remplacer l'effort dynamique par un autre effort statique équivalent fictive.

Modélisation :

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.
- le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV.3.2.Condition d'application de la méthode statique équivalente :

Régularité en plan (article 3.5.1.a du RPA):

- Le bâtiment présente sensiblement une symétrie orthogonale aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité et le centre de masses ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport (longueur/largeur)
- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.
- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des Contreventements verticaux pour être considéré comme indéformables dans leur plan. Pour cela la surface totale des ouvertures de plancher doit inférieure à **15%** de celle de ce dernier.

Régularité en élévation (article 3.5.1.b du RPA):

- Le système de contreventement ne doit pas compter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne transmet pas directement à la fondation.
- La raideur et la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement, sans changement brusque, de la base au sommet du bâtiment.
- Hauteur au plus égale à 65m en zones I et II.

➤ Méthode d'Analyse Modale Spectrale:

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

➤ Méthode d'Analyse dynamique par accélérogrammes:

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.3.3. Calcul de la force sismique totale RPA99 (Article 4.2.3)

La force sismique V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

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

Avec :

V : l'effort tranchant statique à la base du bâtiment.

A : **coefficient d'accélération de zone**, donné par le **Tableau (4.1)** ; Vu que l'ouvrage est courant et d'importance moyenne (bâtiment à usage d'habitation) donc il a un groupe d'usage (2) et la zone IIa, donc : $A = 0.15$

D : **facteur d'amplification dynamique moyen**, en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement « η » et de la période fondamentale de la structure « T ».

Ce facteur classé selon quatre types de sol :

- Catégorie S1 « site rocheux »
- Catégorie S2 « site ferme »
- Catégorie S3 « site meuble »
- Catégorie S4 « site très meubles »

Tableau IV.1 : Classification du Site

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂ (sec)	0.3	0.4	0.5	0.7

La structure à étudier est située dans un site meuble (S3)

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

Avec:

T₂: période caractéristique associée à la catégorie du site est donné par le Tableau (4.7)

Le sol du site de notre bâtiment est meuble (**S3**) On prend : **T₂** = 0.5sec.

Le facteur **D** est par ailleurs donné sous forme graphique pour un amortissement $\xi 5\%$.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (4.3)$$

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

Tableau IV.2 : Valeur de $\xi(\%)$

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

On prend : $\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 8.5)} = 0.82 \geq 0.7$$

R : coefficient de comportement global de la structure donnée par le **Tableau (4.3 du RPA)**, en fonction de système de contreventement. Notre ouvrage contreventé par voile.

Dans ce structure **R** = 3.5

Q : Facteur de qualité ;

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.4)}$$

Sachant que :

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (**q**) est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau (à noter que c'est la même dans les deux sens).

Tableau IV.3 : Valeurs des pénalités **P_q**.

Critère q	Observée (Oui ou Non)	P _q
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05
2-Redondance en plan	Non	0.05
3-Régularité en plan	Oui	0
4-Régularité en élévation	Oui	0
5-Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0
6-Contrôles de qualité d'exécution	Oui	0

$$\text{Alors : } Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$$Q = 1 + 0.1 \Rightarrow Q = 1.1$$

Poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation .

$\beta = 0.2$ pour tous les étages à usage d'habitation RPA99 (Tableau 4.5)

D'après le ROBOT le poids de la structure est : $W = 45316.08 \text{ KN}$.

✓ Estimation De La Période Fondamentale De La Structure :

T : période fondamentale de la structure ; donné par la formule ci-dessus utilisée spécifiquement, pour les systèmes de contreventement assuré par :

1^{ère} formule:

On peut aussi calculer T par la formule empirique suivante:

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

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_N = 18.36 \text{ m}$$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le **Tableau (4.6 du RPA)**.

$$C_T = 0.05 \Rightarrow T = 0.05 (18.36)^{3/4} = 0.443 \text{ s}$$

2^{ème} formule:

Pour les systèmes de contreventement assuré par :

✓ Des portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.

✓ Des voiles en partie ou dans sa totalité, des palées triangulés et des murs de maçonnerie

$$T = 0.09 \frac{H_n}{\sqrt{L}} \quad \text{(Formule 4.7 du RPA)}$$

Avec :

L : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

H_n : la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n).

Sens longitudinal :

$$D'où ; L_x = 21.70 \text{ m} \quad \text{donc} \Rightarrow T_x = 0.09 \frac{18.36}{\sqrt{21.70}} = 0.355 \text{ S}$$

Sens transversal :

$$D'où ; L_y = 12 \text{ m} \quad \text{donc} \Rightarrow T_y = 0.09 \frac{18.36}{\sqrt{12}} = 0.477 \text{ S}$$

Donc :

$$T_X = \min (0.443 \text{ sec} ; 0.355 \text{ sec}) = 0.355 \text{ sec}$$

$$T_Y = \min (0.443 \text{ sec} ; 0.477 \text{ sec}) = 0.443 \text{ sec}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{X.st} = 1.3 \times 0.355 = 0.461 \text{ sec} \\ T_{Y.st} = 1.3 \times 0.443 = 0.576 \text{ sec} \end{cases}$$

✓ **Calcul de Facteur d'amplification D**

Donc le facteur d'amplification dynamique moyens D_X et D_Y , respectivement pour le sens longitudinal et transversal comme suit :

Sens longitudinal :

$$\text{On a : } 0 \leq T \leq T_2 \Leftrightarrow 0 \leq 0.355 \leq 0.5 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D_X = 2,5 \eta$$

$$\Rightarrow D_X = 2.05$$

Sens transversal :

$$\text{On a : } 0 \leq T \leq T_2 \Leftrightarrow 0 \leq 0.443 \leq 0.5 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D_Y = 2,5 \eta$$

$$\Rightarrow D_Y = 2.05$$

✓ **Calcul de La force sismique totale :**

Sens Longitudinal :

$$V_{st.x} = \frac{0.15 \times 2.05 \times 1.1 \times 45316.08}{3.5} = 4379475.45 \text{ N} \Rightarrow V_X = 437.947 \text{ t}$$

Sens Transversal :

$$V_{st.y} = \frac{0.15 \times 2.05 \times 1.1 \times 45316.08}{3.5} = 4379475.45 \text{ N} \Rightarrow V_Y = 437.947 \text{ t}$$

✓ **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur**

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V_{dy} = F_t + \sum F_i \quad (\text{Formule 4.12 du RPA})$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0.07 \cdot T \cdot V & \text{Si } T > 0.7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{Si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

$$\text{On a : } T = 0.355 \Rightarrow F_t = 0$$

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

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (\text{Formule 4.11 du RPA})$$

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.

Tableau IV.4 : Distribution de la résultante des forces sismiques pour chaque étage

Niveau	W_j	h_j	$\sum_1^6 W_j h_j$	V- Ft	F_i
RDC	13020.082	3.06	39841.45	4379.475	47.537
1 ^{ère} étage	10781.972	6.12	65985.67	4379.475	191.421
2 ^{ème} étage	8621.212	9.18	79142.71	4379.475	431.676
3 ^{ème} étage	6460.472	12.24	79076.15	4379.475	678.069
4 ^{ème} étage	4297.222	15.30	65747.46	4379.475	1200.717
5 ^{ème} étage	2134.332	18.36	39186.29	4379.475	1740.058
Total			601687.591	Total	4289.478

$$V_{dy} = \sum F_i = 4289.478 \text{ KN}$$

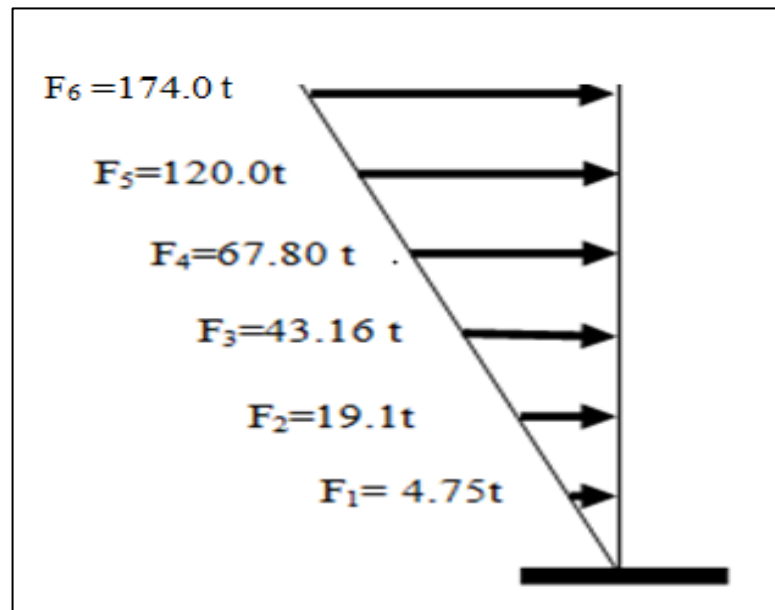
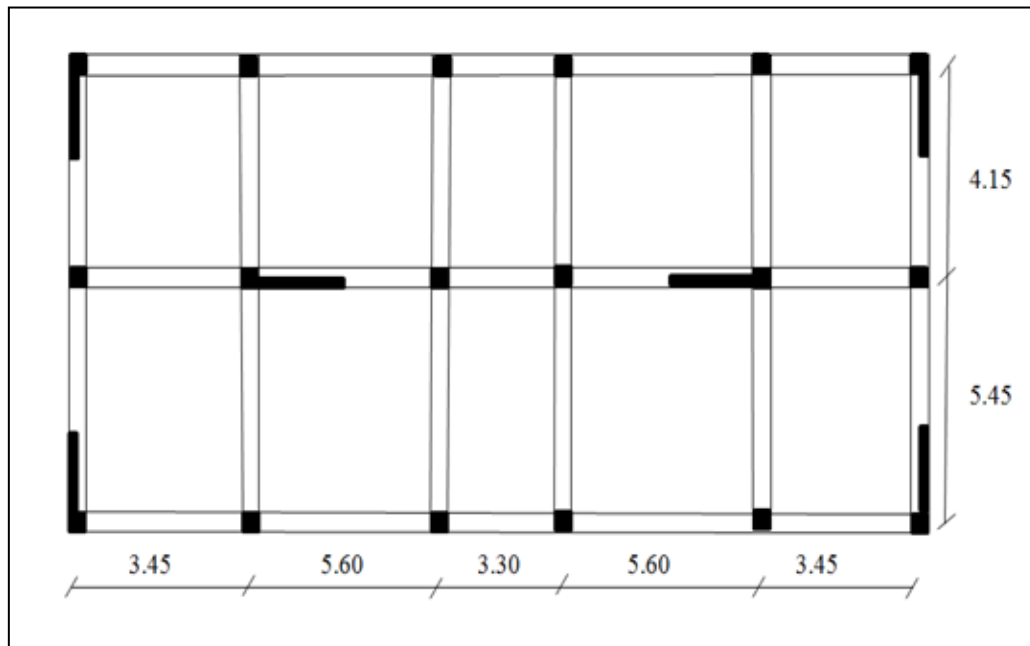


Figure IV.1 : Force sismique par niveau

IV.4. Etude dynamique

✓ Disposition des voiles :

Après plusieurs essais de disposition des voiles, on a retenu la disposition représentée ci-dessous :



Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ROBOT.V2014

Nous représentons sur ces trois figures les trois premières modes de vibrations de notre structure.

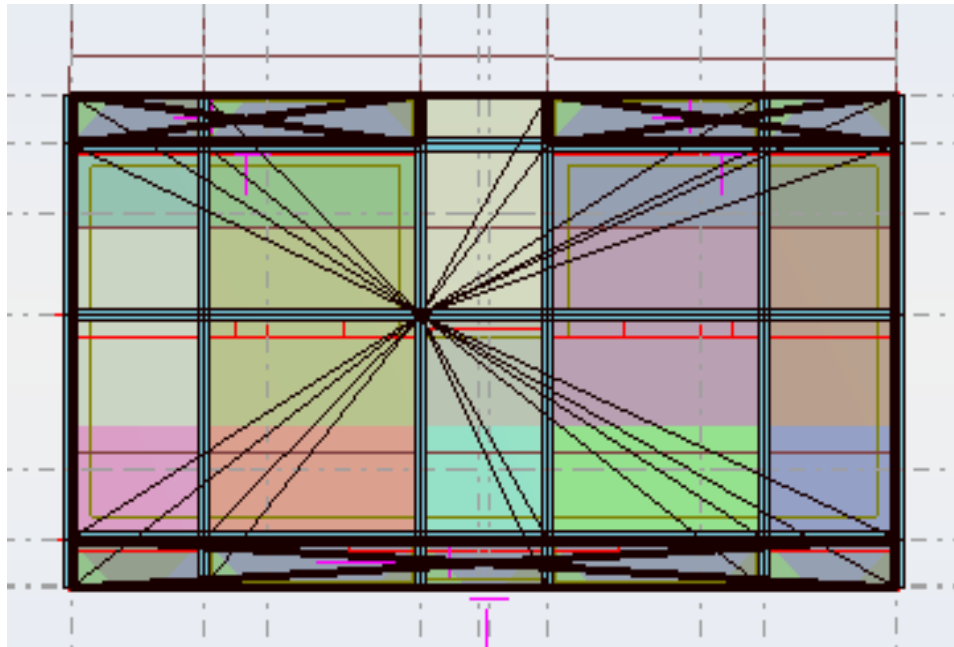


Figure IV.3 : Mode 1 translation selon y-y

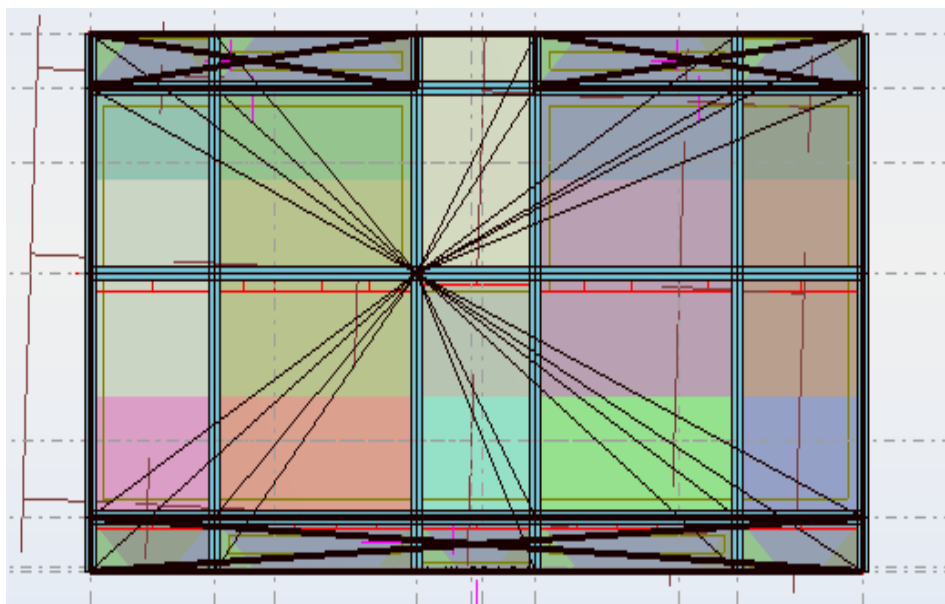


Figure IV.4 : Mode 2 translation selon x-x

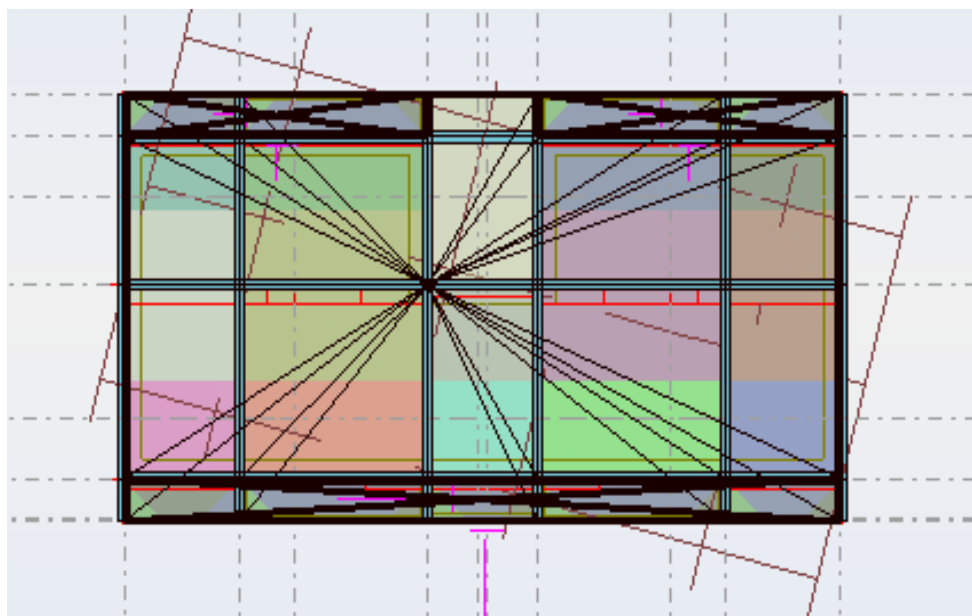


Figure IV.5 : Mode 3 rotation au tour de l'axe z-z

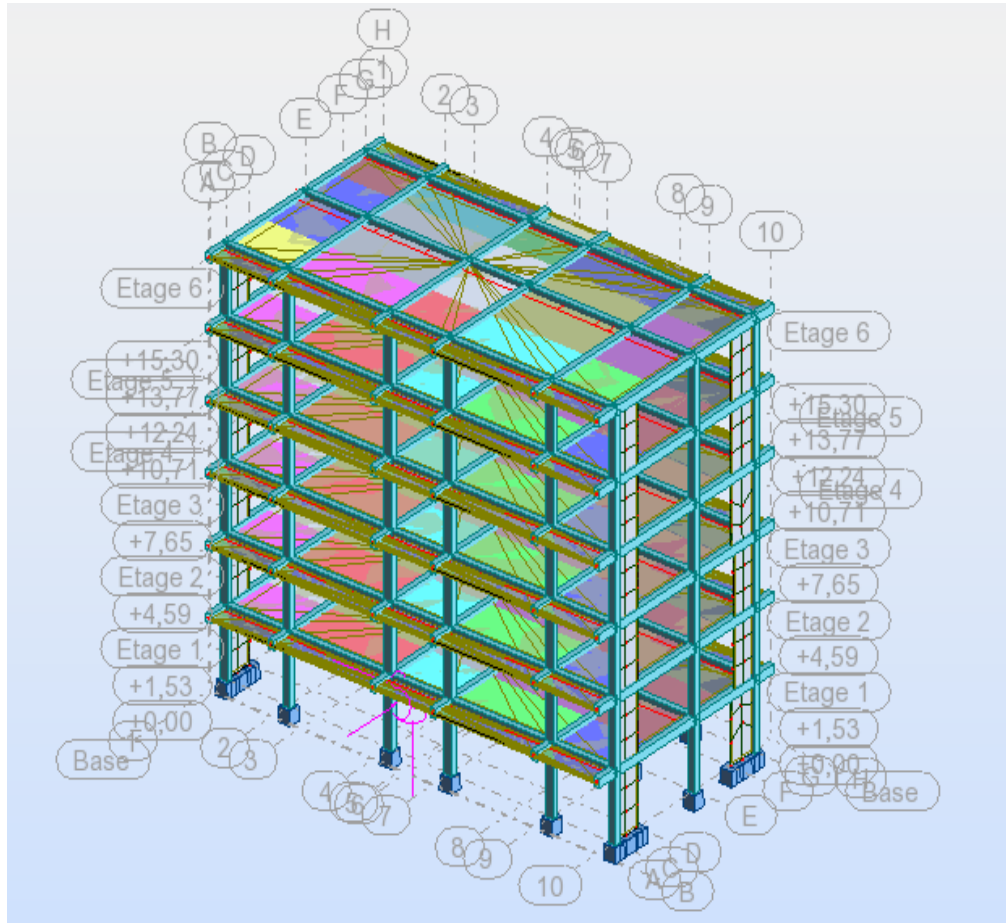


Figure IV.6 : Vue en 3D du model obtenu par logiciel ROBOT V2014

✓ Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99 à 90%. Le tableau donne la participation massique pour chaque mode .

Nombre des modes minimales $K \geq 3 \sqrt{N}$ et $T_k \leq 0.2 \text{ sec}$ **RPA (4-14)**

N : nombre des niveaux.

T_k la période du mode K.

$K \geq 3 \sqrt{6} \Rightarrow K \geq 7.35 \Rightarrow$ On prend 10 modes

Tableau IV.5 : Modes et Périodes de vibration et taux de participation massique

Modes	Périodes (sec)	Masses modale		Masses Cumulées	
		U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0.77	0.0001	0.7036	0.0001	0.7036
Mode 2	0.71	0.6994	0.0002	0.6995	0.7036
Mode 3	0.57	0.0465	0.0001	0.7460	0.7040
Mode 4	0.46	00.000	0.0002	0.7460	0.7042
Mode 5	0.44	00.000	00.000	0.7460	0.7042
Mode 6	0.43	00.000	0.0001	0.7460	0.7044
Mode 7	0.42	00.000	0.0002	0.7460	0.7046

Mode 8	0.41	00.000	0.0011	0.7460	0.7057
Mode 9	0.40	00.000	0.0075	0.7460	0.7132
Mode 10	0.21	0.1196	0.0001	0.8658	0.1732

Analyse des résultats

On remarque que la période fondamentale de vibration est supérieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA 99/ version2003 majorée de 30%, et on remarque aussi que les deux modes de vibration sont des modes de translation le premier selon yy, et le deuxième selon xx.

IV.4.1.Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

Centre de gravité des masses et Centre de rigidité

-Les coordonnées de centre de gravité des masses G (X, Y) et de centre des rigidités R(X ; Y) données par le ROBOT , les résultats dans le tableau suivantes :

Tableau IV.6 : Les coordonnées de centre des masses et de centre des rigidités

Plancher	X _G	Y _G	X _R	Y _R
RDC	10.70	5.97	10.70	6.58
1 ^{ère} étage	10.68	5.97	9.83	6.58
2 ^{ème} étage	10.68	5.97	9.83	6.58
3 ^{ème} étage	0.70	5.97	0.7	6.58
4 ^{ème} étage	0.70	5.97	0.7	6.58
5 ^{ème} étage	0.7	5.92	0.7	6.58

IV.4.2.Calcul de l'excentricité

L'excentricité théorique et accidentelles :

les résultats données par le ROBOT dans le tableau suivante :

Tableau IV.7 : L'excentricité théorique et accidentelles

Plancher	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle		e _{théo} < e _{acc}
	e _x	e _y	e _x	e _y	
RDC	0.0	0.60	1.07	0.61	CV
1 ^{ère} étage	0.85	0.60	1.07	0.61	CV
2 ^{ème} étage	0.85	0.60	1.07	0.61	CV
3 ^{ème} étage	0.0	0.60	1.07	0.61	CV
4 ^{ème} étage	0.0	0.60	1.07	0.61	CV
5 ^{ème} étage	0.0	0.60	1.07	0.61	CV

IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA/2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaisons des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalent V_{st} .

$$V_{dy} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow 4289.478 \text{ KN} \geq 3503.576 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

IV.4.4. Justification de l'interaction portiques-voiles :

Pour la justification de l'interaction portiques – voiles, on doit vérifier :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{\text{Portique}}}{\sum F_{\text{portique}} + \sum F_{\text{voile}}} \leq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par le portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voile}}}{\sum F_{\text{voile}} + \sum F_{\text{portique}}} \geq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Tableau IV.8 : Vérification de l'interaction sous charges verticale

Niveau	Charge reprise		Pourcentages reprise	
	Portique	voile	Portique (%)	voile(%)
RDC	9274.23	3231.00	74.16281028	25.8371897
1 ^{ère} étage	7710.69	2648.66	74.4321796	25.5678203
2 ^{ème} étage	6165.66	2125.96	74.3601371	25.6398629
3 ^{ème} étage	4630.60	1593.31	74.4001761	25.5998239
4 ^{ème} étage	3103.79	1049.90	74.7236794	25.2763205
5 ^{ème} étage	1588.15	495.68	76.2130308	23.7869691
Total			74.715335	25.2846644

Sous charges horizontales :

$$\frac{\sum F_{\text{Portique}}}{\sum F_{\text{portique}} + \sum F_{\text{voile}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voile}}}{\sum F_{\text{voile}} + \sum F_{\text{portique}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Tableau IV.9 : Vérification de l'interaction sous charges horizontale

Niveau	Sens xx				Sens yy			
	Port	voile	Port(%)	voiles(%)	Port	voile	Port(%)	voiles(%)
RDC	570.37	659.37	46.3813	53.6186	238.23	890.27	21.1032	78.8896
1 ^{ère} étage	778.16	405.12	65.7629	34.2370	356.23	746.10	32.3160	67.6839
2 ^{ème} étage	801.50	264.38	75.1960	24.8039	413.21	605.09	40.5784	59.4215
3 ^{ème} étage	707.24	186.52	79.1308	20.8691	396.00	466.93	45.8901	54.1098
4 ^{ème} étage	555.01	116.60	82.6387	17.3612	344.26	291.43	54.1553	45.8446
5 ^{ème} étage	394.45	16.26	96.0410	3.9589	327.92	15.20	95.5706	4.4299
Totale			74.1917	25.8081	Totale		48.2689	51.7298

Analyse des résultats : On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges Verticales et horizontales est vérifiée dans tous les étages.

IV.4.5.Vérification des déplacements

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage Δk par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{Avec : } \delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

Sachant que :

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R = 3.5).

$$\Delta_{adm} = 1\% h = 0.01 \times 3.06 = 0.0306 \text{ m.}$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 : Vérification des déplacements. (sens x-x)

Niveau	Sens(x-x)				
	$\delta_{ek}(\text{m})$	$\delta_k(\text{m})$	$\delta_{k-1}(\text{m})$	$\Delta k(\text{m})$	$\Delta k_{adm}(h_k(\%))$
RDC	0.008	0.028	0.00	0.008	0.0306
1 ^{ère} étage	0.024	0.084	0.008	0.016	0.0306
2 ^{ème} étage	0.041	0.143	0.024	0.017	0.0306
3 ^{ème} étage	0.056	0.196	0.041	0.015	0.0306
4 ^{ème} étage	0.07	0.245	0.056	0.014	0.0306
5 ^{ème} étage	0.08	0.28	0.07	0.01	0.0306

Tableau IV.11 : Vérification des déplacements (sens y-y)

Niveau	Sens(x-x)				
	$\delta_{ek}(\text{m})$	$\delta_k(\text{m})$	$\delta_{k-1}(\text{m})$	$\Delta k(\text{m})$	$\Delta k_{adm}(h_k(\%))$
RDC	0.006	0.21	0.00	0.006	0.0306
1 ^{ère} étage	0.02	0.07	0.006	0.014	0.0306
2 ^{ème} étage	0.037	0.129	0.02	0.017	0.0306
3 ^{ème} étage	0.054	0.189	0.037	0.017	0.0306
4 ^{ème} étage	0.069	0.241	0.054	0.015	0.0306
5 ^{ème} étage	0.083	0.28	0.069	0.014	0.0306

Tous les déplacements relatif sont inférieur à Δ_{adm} ($\Delta_{ki} \leq \Delta_{adm}$) . Condition vérifié dans tous les niveaux.

Vérification au renversement :

$$\sum W_K b_i > \sum F_k h_k$$

$\sum F_k h_k$: Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique

Avec :

F_k : La somme des forces sismique à chaque étage K .

h_k : La hauteur d'étage K .

$\sum W_K b_i$: Le moment stabilisant sera calculé en compte le poids totale de la structure .

W_k : Le poids calculé à chaque niveau K : $W_k = W_{Gk} + \beta W_{Qk}$

W_{Gk} : Le poids du aux charges permanent .

W_{Qk} : Le poids du aux charges d'exploitation .

$\beta=0.2$

b_i : Le centre de gravité de la structure .

Tableau IV.12 : Le poids de chaque niveau.

Plancher	Poids G (KN)		Poids Q (KN)		$W_k(KN)$
	W_{GK} (cumulée)	W_{GK} (relative)	W_{QK} (cumulée)	W_{QK} (relative)	
5 ^{ème} étage	2083.83	2083.83	252.51	252.51	2134.33
4 ^{ème} étage	4153.69	2069.86	717.66	465.15	2162.89
3 ^{ème} étage	6223.91	2070.22	1182.81	465.17	2163.25
2 ^{ème} étage	8291.62	2067.71	1647.96	465.15	2160.74
1 ^{ère} étage	10359.35	2067.73	2113.11	465.15	2160.76
RDC	12505.22	2145.87	2578.26	465.15	2238.9
					13020.87

Sens XX :

Tableau IV.13 : Vérification de moment de renversement et le moment stabilisant

plancher	$W_k(KN)$	$b_i(m)$	$W_k.b_i$	$F_k(KN)$	$h_k(m)$	$F_k .h_k$
RDC	2134.33	10.70	22837.33	46.46	3.06	142.17
1 ^{ère} étage	2162.89	10.68	23099.66	117.4	3.06	359.24
2 ^{ème} étage	2163.25	10.68	23103.51	172.11	3.06	526.65
3 ^{ème} étage	2160.74	0.70	1512.52	222.16	3.06	679.81
4 ^{ème} étage	2160.76	0.70	1512.53	293.42	3.06	897.86
5 ^{ème} étage	2238.9	0.70	1567.23	378.19	3.06	1157.26
$\sum W_K b_i$			72120.25	$\sum F_k h_k$		2865.13

Sens YY :

Tableau IV.14 : Vérification de moment de renversement et le moment stabilisant

plancher	$W_k(KN)$	$b_i(m)$	$W_k.b_i$	$F_k(KN)$	$h_k(m)$	$F_k .h_k$
RDC	2134.33	5.97	12741.95	26.17	3.06	80.08
1 ^{ère} étage	2162.89	5.97	12912.45	84.02	3.06	257.10
2 ^{ème} étage	2163.25	5.97	12914.60	155.39	3.06	475.37
3 ^{ème} étage	2160.74	5.97	12899.62	227.24	3.06	695.35
4 ^{ème} étage	2160.76	5.97	12899.93	292.56	3.06	895.23
5 ^{ème} étage	2238.9	5.92	13254.29	343.12	3.06	1049.95
$\sum W_K b_i$			77622.84	$\sum F_k h_k$		3453.08

Le bâtiment est stable au renversement, On va vérifier la relation suivant :

$$\frac{M_s}{M_R} = \frac{\sum W_K b_i}{\sum F_K h_i} > 1.5$$

Sens XX :

$M_s(\text{KN.m})$	$M_R(\text{KN.m})$	M_s/M_R	vérification
72120.25	2865.13	25.17	Condition vérifiée

Sens YY :

$M_s(\text{KN.m})$	$M_R(\text{KN.m})$	M_s/M_R	vérification
77622.84	3453.08	22.48	Condition vérifiée

IV.4.6.Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ: [RPA (5.9)]

Les effets de deuxième ordre (ou **P-Δ**) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau(k) par rapport au niveau (k-1).

h_k : Hauteur de l'étage (k).

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (K).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

- Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$ les effets (P-Δ) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $(1/(1-\theta_k))$
- Si $\theta_k > 0.2$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.15 : Vérification à l'effet P- Δ

Niveau	h _k	P _k (KN)	Sens(x-x)			Sens(y-y)		
			ΔK(m)	V _k (KN)	θ _k	ΔK(m)	V _k (KN)	θ _k
RDC	3.06	13020.87	0.008	1229.74	0.027	0.006	1128.50	0.023
1 ^{ère} étage	3.06	10781.97	0.016	1183.28	0.047	0.014	1102.33	0.045
2 ^{ème} étage	3.06	8621.21	0.017	1065.88	0.044	0.017	1018.31	0.047
3 ^{ème} étage	3.06	6460.47	0.015	893.77	0.035	0.017	862.92	0.041
4 ^{ème} étage	3.06	4297.22	0.014	671.61	0.029	0.015	635.68	0.033
5 ^{ème} étage	3.06	2134.33	0.01	378.19	0.018	0.014	343.12	0.028

D'après les résultats obtenus dans le tableau ,les effets (P-Δ) peuvent être négligés, lorsque $\theta_k < 0.1$

IV.5.Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons satisfait toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux

Chapitre V :

***Ferraillage des éléments
porteuses***

V.1.Introduction

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Pour la détermination de ferrailage on considère le cas le plus défavorable. On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures(ROBOT), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

Les réglementations en vigueur «BAEL91et RPA99» nous dictent un certain nombre de combinaison avec lesquelles nous allons travailler.

V.2.Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivants :

- Selon BAEL 91 :

$$1,35G + 1,5Q$$

$$G + Q$$

- Selon RPA 99 :

$$G + Q + E$$

$$0,8G \pm E$$

Avec:

G: Charges permanentes.

E: Action du séisme.

Q: Surcharge d'exploitation.

V.2.1.Recommandation du RPA 99/version 2003

➤ Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets .

- ✓ leur pourcentage minimale sera de : 0,8% (zone II).
- ✓ Leur pourcentage maximale sera de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de $40 \varnothing$ (zone II) .
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm (zone II).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- ✓ La zone nodale est constituée par le noeud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

➤ K2 Les armatures transversales

✓ Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_l \cdot f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_l : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

Dans la zone nodale :

$t \leq \min (10\phi_l, 15\text{cm})$ en zone I et II

Dans la zone courant :

$t \leq \min 15\phi_l$ en zone I et II

Où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

✓ **La quantité d'armatures transversales minimale A_t/t en %** est donnée comme suit:

Si : $\lambda_g \geq 5$ 0.3%

Si : $\lambda_g \leq 5$ 0.8%

Si : $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a}; \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec :

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

L_f : longueur de flambement du poteau.

✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

✓ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2. Calcul de ferrailage

➤ Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

La formule utilisée est la suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{RPA99 (Article 7.4.3.1)}$$

B : est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

La Vérification des poteaux sous sollicitations normales pour une combinaison sismique ($G + Q + 1.2 Ex$) est représentée dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	N _d (KN)	Poteaux	B(cm ²)	v	Remarque
RDC	1456.75	(30x40)	1200	0.48	Condition non vérifiée
1 ^{ère} étage	788.35	(30x40)	1200	0.26	Condition vérifiée
2 ^{ème} étage	505.74	(30x40)	1200	0.17	Condition vérifiée
3 ^{ème} étage	482.59	(30x40)	1200	0.16	Condition vérifiée
4 ^{ème} étage	393.08	(30x40)	1200	0.13	Condition vérifiée
5 ^{ème} étage	198.29	(30x40)	1200	0.06	Condition vérifiée

L'effort normal réduit n'est pas vérifié pour les poteaux de RDC ; donc on augmente la section de poteau (45x45)

$$v = \frac{1456.75 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.28 \leq 0.3 \dots\dots\dots CV$$

➤ Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Robot qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude dynamique.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux

Niveau Unité	Section	N _{max} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}	
	(cm ²)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)	(KN.m)
RDC	(45x45)	1306.87	20.74	40.09	471.97	615.42	33.70
1 ^{er} à 5 ^{ème} Etage	(30x40)	1086.90	29.74	69.64	832.5	533.99	83.64

❖ Type 01 : Poteau (45x45)

b = 45cm ; h = 45cm ; d = 0.9h = 40.5cm ; d' = 4.5cm

f_{c28}=25MPa ; FeE 400 ; σ_s=347.82 MPa ; f_{bu}=14.17MPa ; γ_s=1.15

➤ Les armatures longitudinales

ACC : G + Q + E :

M_{cor}=33.70 KN.m

N_{min} = 615.42 KN

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{33.70}{615.42} = 5.4 \text{ cm}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \dots\dots\dots CV$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250) = \max(2 \text{ cm} ; 1.22 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 7.4 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{0.707 \times L_0}{h} = \frac{0.707 \times 306}{45} = 4.81$$

$$\frac{L_f}{h} \leq \max(15 ; 20 \frac{e_1}{h}) = \max(15 ; 3.29) \Rightarrow \frac{L_f}{h} = 4.81 \leq 15 \dots\dots\dots CV$$

$$\lambda = 3.46 \frac{L_f}{h} = 16.63 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \frac{\lambda}{35}} = 0.78$$

$$e_2 = \frac{3.L_f^2}{10^4.h} (2 + \alpha. \emptyset) = \frac{3 \times 254.52^2}{10^4 \times 45} \times (2 + 0.78 \times 2) = 1.54 \text{ cm}$$

$$M_u = (e_1 + e_2) N_u = (0.074 + 0.0154) \times 615.42 = 55.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{UA} = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 55.02 + 615.42 \times (0.405 - \frac{0.45}{2}) = 1.72 \times 10^8 \text{ N.mm}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uA}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{172 \times 10^6}{450 \times 405^2 \times 14.17} = 0.164 < 0.186$$

$$\mu_u = 0.164 < \mu_l = 0.392$$

IL n'y a Pas d'armature comprimée ($A' = 0$) $\Rightarrow$ Pivot A.

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.164}) = 0.225$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 405(1 - 0.4 \times 0.225) = 368.55 \text{ mm}$$

$$A_l = \frac{M_{uA}}{Z.\sigma_s} = \frac{172 \times 10^6}{368.55 \times 347.82} = 13.41 \text{ cm}^2$$

ELU : 1.35G + 1.5Q

$$N_{\max} = 1306.87 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corr}} = 20.74 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{20.74}{1306.87} = 0.016 \text{ m} = 1.6 \text{ cm}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'.

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250) = \max(2 \text{ cm} ; 1.22 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 3.6 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{0.707 \times L_0}{h} = \frac{0.707 \times 306}{45} = 4.81$$

$$\frac{L_f}{h} \leq \max(15 ; 20 \frac{e_1}{h}) = \max(15 ; 1.6) \Rightarrow \frac{L_f}{h} = 4.81 \leq 15 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\lambda = 3.46 \frac{L_f}{h} = 16.63 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \frac{\lambda}{35}} = 0.78$$

$$e_2 = \frac{3.L_f^2}{10^4.h} (2 + \alpha. \emptyset) = \frac{3 \times 254.52^2}{10^4 \times 45} \times (2 + 0.78 \times 2) = 1.54 \text{ cm}$$

$$M_u = (e_1 + e_2) N_u = (0.036 + 0.0154) \times 1306.87 = 67.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{UA} = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 67.17 + 1306.87 \times (0.405 - \frac{0.45}{2}) = 3.02 \times 10^8 \text{ N.mm}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uA}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{302 \times 10^6}{450 \times 405^2 \times 14.17} = 0.288 > 0.186$$

$$\mu_u = 0.288 < \mu_l = 0.392$$

IL n'y a Pas d'armature comprimée ($A' = 0$) $\Rightarrow$ Pivot A.

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.288}) = 0.436$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 405(1 - 0.4 \times 0.436) = 334.37 \text{ mm}$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_{uA}}{Z.\sigma_s} = \frac{302 \times 10^6}{334.37 \times 347.82} = 25.96 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{\text{cal}} - \frac{N}{\sigma_s} = 2596 - \frac{1306.87 \times 10^3}{347.82} = -11.61 \text{ cm}^2$$

ACC : 0.8G + E :

$$M_{\max} = 40.09 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = 471.97 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{40.09}{471.97} = 8.5 \text{ cm}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} = \frac{0.45}{2} = 22.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250) = \max(2 \text{ cm} ; 1.22 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 10.5 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{0.707 \times L_0}{h} = \frac{0.707 \times 306}{45} = 4.81$$

$$\frac{L_f}{h} \leq \max(15 ; 20 \frac{e_1}{h}) = \max(15 ; 3.29) \Rightarrow \frac{L_f}{h} = 4.81 \leq 15 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\lambda = 3.46 \frac{L_f}{h} = 16.63 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \frac{\lambda}{35}} = 0.78$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot L_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \cdot \phi) = \frac{3 \times 254.52^2}{10^4 \times 45} \times (2 + 0.78 \times 2) = 1.54 \text{ cm}$$

$$M_u = (e_1 + e_2) N_u = (0.105 + 0.0154) \times 471.97 = 56.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{uA} = M_u + N \times (d - \frac{h}{2}) = 56.82 + 471.97 \times (0.405 - \frac{0.45}{2}) = 1.42 \times 10^8 \text{ N.mm}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{142 \times 10^6}{450 \times 405^2 \times 14.17} = 0.135 < 0.186$$

$$\mu_u = 0.135 < \mu_l = 0.392$$

IL n'y a Pas d'armature comprimée ($A' = 0$) $\Rightarrow$ Pivot A.

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.135}) = 0.182$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 405(1 - 0.4 \times 0.182) = 375.62 \text{ mm}$$

$$A_l = \frac{M_{uA}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{142 \times 10^6}{375.62 \times 347.82} = 10.87 \text{ cm}^2$$

$$A = A_l - \frac{N}{\sigma_s} = 1087 - \frac{471.97 \times 10^3}{347.82} = 2.69 \text{ cm}^2$$

Après le calcul des sections longitudinales dans les 3 cas ,on obtenu la combinaison plus défavorable est ELU : 0.8G+E .

Pourcentage minimale des armatures :

$$A'_{\min} = 0.008 \times b \times h = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 450 \times 405 \times \frac{2.1}{400} = 2.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\text{calculée}}, A'_{\min}, A_{\min})$$

$$A_s = \max(2.69 \text{ cm}^2, 16.2 \text{ cm}^2, 2.2 \text{ cm}^2) = 16.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 4\text{HA}20 + 4\text{HA}14 = 18.73 \text{ cm}^2$$

Vérification des sections d'armatures longitudinaux :

- zone courante :

$$A = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 > A_{\text{adop}} = 18.73 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- zone de recouvrement :

$$A = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2 > A_{\text{adop}} = 18.73 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r \geq 40 \phi 20 = 40 \times 20 = 800 \text{ mm}$$

$$L_r \geq 40 \phi 14 = 40 \times 14 = 560 \text{ mm}$$

➤ **Les armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_l f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_l : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_l ; 15\text{cm}) = (10 \times 1.4 ; 15\text{cm}) = 14\text{cm}$
 $t = 10\text{cm}$

dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l = 21\text{cm}$
 $t' = 15\text{cm}$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant tel

que : $\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{216.34}{45} = 4.82 < 5$. Donc $\rho_a = 3.75$

$$A_t = \frac{t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_l \cdot f_e} = \frac{150 \times 3.75 \times 128140}{450 \times 400} = 4\text{cm}^2$$

On prend : $6\phi_{10} = 4.71\text{ cm}^2$

La quantité d'armatures transversales minimales : $\frac{A_t}{t \cdot b_l}$ en %

Dans ce cas : $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

Donc : $A_{\min}^t = 0.004 \times t \times b_l = 0.004 \times 15 \times 45 = 2.7\text{ cm}^2 \leq 4.71\text{ cm}^2$

Vérification de diamètre des armatures transversales :

Conformément aux règles du **RPA 99/2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67\text{ mm} \Rightarrow 10\text{ mm} \geq 6.67\text{ mm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la section de poteau : BAEL 91(B.8.4.1)**

Vérification au flambement :

On doit faire la vérification suivante : $N_{\max} < N_u$

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

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression).
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité $\alpha = f(\lambda)$.
- λ : Elancement d'EULER $\left[\lambda = \frac{L_f}{i} \right]$.
- i : Rayon de giration $\left[i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right]$.
- L_f : Longueur de flambement.
- Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left[I = \frac{bh^3}{12} \right]$.
- A : Section d'acier comprimée.

- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br = (a-2)(b-2)$)
 $(Br = (45-2)(45-2) = 1849\text{cm}^2$.

Selon le BAEL 91 modifié 99 :

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

$$\alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \Rightarrow 50 < \lambda < 70$$

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

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.707 \times 3.06 = 2.16 \text{ m}$$

$$\lambda_x = 2\sqrt{3} \frac{l_f}{b} ; \lambda_y = 2\sqrt{3} \frac{l_f}{h}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 2\sqrt{3} \frac{0.707 \times 3.06}{0.45} = 16.65$$

$$\text{Donc : } \lambda = 16.65 < 50.$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{16.65}{35}\right)^2} \Rightarrow \alpha = 0.81$$

$$Nu = 0.81 \left[\frac{(1849 \times 10^2 \times 25)}{0.9 \times 1.5} \right] + \frac{2689 \times 400}{1.15} = 3.708 \times 10^6 \text{ N}$$

$$N_{\max} = 1306.87 \text{ KN} < Nu = 3708.80 \text{ KN} \dots \text{CV}$$

il n'y a pas de risque de flambement.

Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on entame la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau par la contrainte de compression du béton seulement ; pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d)}{b \times h + 15 \times A} = \frac{\frac{45 \times 45^2}{2} + 15(18.73 \times 40.5)}{(45 \times 45) + (15 \times 18.73)} = 24.69 \text{ cm}$$

$$v' = h - v = 45 - 24.69 = 20.31 \text{ cm}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15A(d - v)^2 = 4.22 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$S = (b \times h) + (15 \times A) = 2305.95 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$N_{\text{ser}} = 945.93 \text{ KN} ; M_{\text{ser}} = 26.32 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{M_{\text{Gser}}}{I_{gg}} \times v \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \dots \text{Béton fibre sup}$$

$$\sigma_{bc1} = 5.64 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{M_{\text{Gser}}}{I_{gg}} \times v' \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \dots \text{Béton fibre inf}$$

$$\sigma_{bc2} = 5.37 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

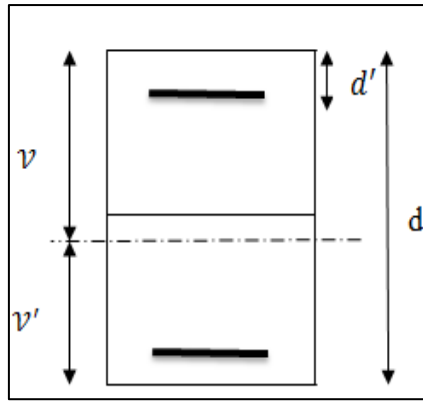


Figure V.1: Section d'un poteau

Vérification aux sollicitations tangentes :

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}}$$

$$\text{Tel que : } \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = 0.04 \Rightarrow \text{Si : } \lambda_g = 4.82 < 5$$

$$\overline{\tau_{bu}} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$$

$$V_u = 128.14 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{128.14 \times 10^3}{450 \times 405} = 0.70 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \tau_{bu} = 0.70 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{bu}} = 1 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

❖ Type 02 : Poteau (30x40)

$$B = 30 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 0.9h = 36 \text{ cm} ; d' = 4 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{eE} 400 ; \sigma_s = 347.82 \text{ MPa} ; f_{bu} = 14.17 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1.15$$

➤ Les armatures longitudinales**ELU : 1.35G+1.5Q**

$$N_{\max} = 1086.90 \text{ KN (effort de compression)}$$

$$M_{\text{cor}} = 29.74 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{29.74}{1086.9} = 2.73 \text{ cm}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \dots \text{CV}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'.

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250) = \max(2 \text{ cm} ; 1.22 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 4.73 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{0.707 \times L_0}{h} = \frac{0.707 \times 306}{40} = 5.41$$

$$\frac{L_f}{h} \leq \max(15 ; 20 \frac{e_1}{h}) = \max(15 ; 2.36) \Rightarrow \frac{L_f}{h} = 4.41 \leq 15 \dots \text{CV}$$

$$\lambda = 3.46 \frac{L_f}{h} = 18.71 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \frac{\lambda}{35}} = 0.78$$

$$e_2 = \frac{3.L_f^2}{10^4.h} (2 + \alpha.\phi) = \frac{3 \times 254.52^2}{10^4 \times 40} \times (2 + 0.78 \times 2) = 1.73 \text{ cm}$$

$$M_u = (e_1 + e_2) N_u = (0.0473 + 0.0173) \times 1086.9 = 70.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{uA} = M_u + N \times (d - \frac{h}{2}) = 70.21 + 1086.9 \times (0.36 - \frac{0.4}{2}) = 2.44 \times 10^8 \text{ N.mm}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uA}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{2.44 \times 10^8}{300 \times 360^2 \times 14.17} = 0.443 > 0.186$$

$$\mu_u = 0.443 > \mu_l = 0.392$$

IL y a des armatures comprimées ($A' \neq 0$) $\Rightarrow$ Pivot B

$$\epsilon_l = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 1.73 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_{SC} = (3.5 \times 10^{-3} + \epsilon_l) \left(\frac{d-d'}{d} \right) - \epsilon_l$$

$$\epsilon_{SC} = 3.5 \times 10^{-3} + 1.73 \times 10^{-3} \left(\frac{360-40}{360} \right) - 1.73 \times 10^{-3} = 2.92 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_{SC} > \epsilon_l \text{ donc : } \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$M_R = \mu_l b d^2 f_{bu} = 0.392 \times 300 \times 360^2 \times 14.17 = 2.16 \times 10^8 \text{ N.mm}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + (\epsilon_l \times 1000)} = 0.67$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_l) = 360(1 - 0.4 \times 0.67) = 263.52 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = \frac{M_{uA} - M_R}{(d-d') \sigma_{sc}} = \frac{2.44 \times 10^8 - 2.16 \times 10^8}{(360-40) 347.82} = 2.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \left(\frac{M_R}{Z} + \frac{M_{uA} - M_R}{(d-d') \frac{\gamma_s}{f_e}} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(\frac{2.16 \times 10^8}{263.52} + \frac{2.44 \times 10^8 - 2.16 \times 10^8}{(360-40)} \right) \frac{1.15}{400} = 29.13 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{st} - \frac{N}{\sigma_{sc}} = 2913 - \frac{1086.9 \times 10^3}{347.82} = -2.12 \text{ cm}^2$$

ACC : G+Q+E

$$M_{cor} = 83.64 \text{ KN.m}$$

$$N_{min} = 533.99 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{83.64}{533.99} = 15.66 \text{ cm}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'.

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250) = \max(2 \text{ cm} ; 1.22 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 17.66 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{0.707 \times L_0}{h} = \frac{0.707 \times 306}{40} = 5.41$$

$$\frac{L_f}{h} \leq \max(15 ; 20 \frac{e_1}{h}) = \max(15 ; 8.83) \Rightarrow \frac{L_f}{h} = 5.41 \leq 15 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\lambda = 3.46 \frac{L_f}{h} = 18.71 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \frac{\lambda}{35}} = 0.78$$

$$e_2 = \frac{3.L_f^2}{10^4.h} (2 + \alpha.\phi) = \frac{3 \times 254.52^2}{10^4 \times 40} \times (2 + 0.78 \times 2) = 1.73 \text{ cm}$$

$$M_u = (e_1 + e_2) N_u = (0.1766 + 0.0173) \times 533.99 = 103.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{uA} = M_u + N \times (d - \frac{h}{2}) = 103.54 + 533.99 \times (0.36 - \frac{0.4}{2}) = 1.89 \times 10^8 \text{ N.mm}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.89 \times 10^8}{300 \times 360^2 \times 14.17} = 0.343 < 0.186$$

$$\mu_u = 0.343 < \mu_l = 0.392$$

IL n'y a Pas d'armature comprimée ($A' = 0$) $\Rightarrow$ Pivot A.

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.343}) = 0.549$$

$$Z = 360(1 - 0.4 \times 0.549) = 280.86 \text{ mm}$$

$$A_l = \frac{M_{uA}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{1.89 \times 10^8}{280.96 \times 347.82} = 19.34 \text{ cm}^2$$

$$A = A_l - \frac{N}{\sigma_s} = 1934 - \frac{533.99 \times 10^3}{347.82} = 3.98 \text{ cm}^2$$

ACC : 0.8G+E :

$$M_{\max} = 69.64 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{cor}} = 832.59 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{69.64}{832.59} = 8.36 \text{ cm}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250) = \max(2 \text{ cm} ; 1.22 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 10.36 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{0.707 \times L_0}{h} = \frac{0.707 \times 306}{40} = 5.41$$

$$\frac{L_f}{h} \leq \max(15 ; 20 \frac{e_1}{h}) = \max(15 ; 5.18) \Rightarrow \frac{L_f}{h} = 5.41 \leq 15 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\lambda = 3.46 \frac{L_f}{h} = 18.71 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \frac{\lambda}{35}} = 0.78$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot L_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \cdot \phi) = \frac{3 \times 254.52^2}{10^4 \times 40} \times (2 + 0.78 \times 2) = 1.73 \text{ cm}$$

$$M_u = (e_1 + e_2) N_u = (0.1036 + 0.0173) \times 832.59 = 100.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{uA} = M_u + N \times (d - \frac{h}{2}) = 100.66 + 832.59 \times (0.36 - \frac{0.4}{2}) = 2.34 \times 10^8 \text{ N.mm}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.34 \times 10^8}{300 \times 360^2 \times 14.17} = 0.424 > 0.186$$

$$\mu_u = 0.424 > \mu_l = 0.392$$

IL y a des armatures comprimées ($A' \neq 0$) $\Rightarrow$ Pivot B

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 1.73 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{SC} = (3.5 \times 10^{-3} + \varepsilon_l) \left(\frac{d-d'}{d} \right) - \varepsilon_l$$

$$\varepsilon_{SC} = 3.5 \times 10^{-3} + 1.73 \times 10^{-3} \left(\frac{360-40}{360} \right) - 1.73 \times 10^{-3} = 2.92 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{SC} > \varepsilon_l \text{ donc : } \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$M_R = \mu_l b d^2 f_{bu} = 0.392 \times 300 \times 360^2 \times 14.17 = 2.16 \times 10^8 \text{ N.mm}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + (\varepsilon_l \times 1000)} = 0.67$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_l) = 360(1 - 0.4 \times 0.67) = 263.52 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = \frac{M_{uA} - M_R}{(d-d') \sigma_{sc}} = \frac{2.34 \times 10^8 - 2.16 \times 10^8}{(360-40) 347.82} = 1.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \left(\frac{M_R}{Z} + \frac{M_{uA} - M_R}{(d - d')} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(\frac{2.34 \times 10^8}{263.52} + \frac{2.34 \times 10^8 - 2.16 \times 10^8}{(360 - 40)} \right) \frac{1.15}{400} = 27.15 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{st} - \frac{N}{\sigma_{sc}} = 2715 - \frac{832.59 \times 10^3}{347.82} = 3.21 \text{ cm}^2$$

ACC : G+Q+E :

$$M_{corr} = 83.64 \text{ KN.m}$$

$$N_{min} = 533.99 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{83.64}{533.99} = 15.66 \text{ cm}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250) = \max(2 \text{ cm} ; 1.22 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 17.66 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{0.707 \times L_0}{h} = \frac{0.707 \times 306}{40} = 5.41$$

$$\frac{L_f}{h} \leq \max(15 ; 20 \frac{e_1}{h}) = \max(15 ; 8.83) \Rightarrow \frac{L_f}{h} = 5.41 \leq 15 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\lambda = 3.46 \frac{L_f}{h} = 18.71 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \frac{\lambda}{35}} = 0.78$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot L_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \cdot \phi) = \frac{3 \times 254.52^2}{10^4 \times 40} \times (2 + 0.78 \times 2) = 1.73 \text{ cm}$$

$$M_u = (e_1 + e_2) N_u = (0.1766 + 0.0173) \times 533.99 = 103.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{uA} = M_u + N \times (d - \frac{h}{2}) = 103.54 + 533.99 \times (0.36 - \frac{0.4}{2}) = 1.89 \times 10^8 \text{ N.mm}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.89 \times 10^8}{300 \times 360^2 \times 14.17} = 0.343 < 0.186$$

$$\mu_u = 0.343 < \mu_l = 0.392$$

IL n'y a Pas d'armature comprimée ($A' = 0$) $\Rightarrow$ Pivot A.

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.343}) = 0.549$$

$$Z = 360 (1 - 0.4 \times 0.549) = 280.86 \text{ mm}$$

$$A_l = \frac{M_{uA}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{1.89 \times 10^8}{280.96 \times 347.82} = 19.34 \text{ cm}^2$$

$$A = A_l - \frac{N}{\sigma_s} = 1934 - \frac{533.99 \times 10^3}{347.82} = 3.98 \text{ cm}^2$$

Après le calcul des sections longitudinales dans les 3 cas ,on obtenu la combinaison plus défavorable est :G + Q + E

Pourcentage minimale des armatures :

$$A'_{min} = 0.008 \times b \times h = 0.008 \times 30 \times 40 = 9.6 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A , A'_{min}, A_{min})$$

$$A_s = \max(3.98 \text{ cm}^2 , 9.6 \text{ cm}^2 , 1.3 \text{ cm}^2) = 9.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 4\text{HA}14 + 4\text{HA}12 = 10.68 \text{ cm}^2$$

Vérification des sections d'armatures longitudinaux :

- zone courante :

$$A = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{\text{adop}} = 10.68 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- zone de recouvrement :

$$A = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{adop}} = 10.68 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r \geq 40 \phi_{14} = 40 \times 14 = 560 \text{ mm}$$

$$L_r \geq 40 \phi_{12} = 40 \times 12 = 480 \text{ mm}$$

Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_l \cdot f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_l : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_l ; 15\text{cm}) = (10 \times 1.2 ; 15\text{cm}) = 12\text{cm}$
 $t = 10\text{cm}$

dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l = 18\text{cm}$
 $t' = 15\text{cm}$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant tel

$$\text{que : } \lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{216.34}{30} = 7.21 \geq 5 . \text{ Donc } \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_l \cdot f_e} = \frac{150 \times 2.5 \times 165060}{400 \times 400} = 3.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 5\phi_{10} = 3.93 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimales : $\frac{A_{\text{min}}^t}{t \cdot b_l}$ en %

$$\lambda_g = 7.21 \geq 5$$

$$\text{Donc : } A_{\text{min}}^t = 0.003 \times t \times b_l = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \leq 3.93 \text{ cm}^2$$

Vérification de diamètre des armatures transversales :

Conformément aux règles du **RPA 99/2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.67 \text{ mm} \Rightarrow 10 \text{ mm} \geq 4.67 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification de la section de poteau : BAEL 91(B.8.4.1)

Vérification au flambement :

On doit faire la vérification suivante : $N_{\text{max}} < N_u$

$$N_u = \alpha \left[\frac{(B r \times f_{c28})}{0.9 \times \gamma_b} \right] + \frac{A \times f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression).
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité $\alpha = f(\lambda)$.

- λ : Elancement d'EULER $\left[\lambda = \frac{l_f}{i}\right]$.
- i : Rayon de giration $\left[i = \sqrt{\frac{I}{B}}\right]$.
- L_f : Longueur de flambement.
- Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left[I = \frac{bh^3}{12}\right]$.
- A : Section d'acier comprimée.
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br = (a-2)(b-2)$)
($Br = (30-2)(40-2) = 1064\text{cm}^2$).

Selon le « BAEL 91 modifié 99 » :

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

$$\alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \Rightarrow 50 < \lambda < 70$$

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

$$l_f = 0.707 \times l_0 = 0.707 \times 3.06 = 2.163 \text{ m}$$

$$\lambda_x = 2\sqrt{3} \frac{l_f}{b} ; \lambda_y = 2\sqrt{3} \frac{l_f}{h}$$

$$\lambda_x = 2\sqrt{3} \frac{0.707 \times 3.06}{0.4} = 18.73$$

$$\lambda_y = 2\sqrt{3} \frac{0.707 \times 3.06}{0.3} = 24.98$$

$$\lambda = \max(18.73 ; 24.98) = 24.98$$

$$\text{Donc : } \lambda = 24.98 < 50.$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{24.98}{35}\right)^2} \Rightarrow \alpha = 0.77$$

$$N_u = 0.77 \left[\frac{(1064 \times 10^2 \times 25)}{0.9 \times 1.5} \right] + \frac{1068 \times 400}{1.15} = 1.888 \times 10^6 \text{ N}$$

$$N_{\max} = 533.99 \text{ KN} < N_u = 1888 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

il n'y a pas de risque de flambement.

Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on entame la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau par la contrainte de compression du béton seulement ; pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc1.2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\mathcal{V} = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d)}{b \times h + 15 \times A} = \frac{\frac{30 \times 40^2}{2} + 15(10.68 \times 36)}{30 \times 40 + (15 \times 10.68)} = 21.88 \text{ cm}$$

$$\mathcal{V}' = h - \mathcal{V} = 40 - 21.81 = 18.11 \text{ cm}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (\mathcal{V}^3 + \mathcal{V}'^3) + 15A(d - \mathcal{V})^2 = 1.96 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$S = (b \times h) + (15 \times A) = 1360.2 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$N_{ser} = 787.04 \text{ KN} ; M_{ser} = 26.40 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{Gser}}{I_{gg}} \times \mathcal{V} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \dots \text{Béton fibre sup}$$

$$\sigma_{bc1} = 8.73 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{Gser}}{I_{gg}} \times \nu' \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} \dots \text{Béton fibre inf}$$

$$\sigma_{bc2} = 8.22 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

Vérification aux sollicitations tangentes :

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}}$$

$$\text{Tel que : } \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = 0.04 \Rightarrow \text{Si : } \lambda_g = 7.21 \geq 5$$

$$\overline{\tau_{bu}} = 0.04 \times 25 = 1.87 \text{ MPa}$$

$$V_u = 165.06 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{165.06 \times 10^3}{300 \times 360} = 1.53 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \tau_{bu} = 1.53 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{bu}} = 1.87 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

Tableau V.3 : Armatures longitudinales des poteaux

Niveau	Section	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Barres
RDC	(45x45)	2.69	16.2	2.2	16.2	18.73	4HA20+4HA14
1 ^{er} à 5 ^{ème} Etage	(30x40)	3.98	9.6	1.3	9.6	10.68	4HA14+4HA12

Tableau V.4 : Armatures transversales des poteaux

Niveau	Section	A _t (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Barres
RDC	(45x45)	4	4.71	6Ø10
1 ^{er} à 5 ^{ème} Etage	(30x40)	3.86	3.93	5Ø10

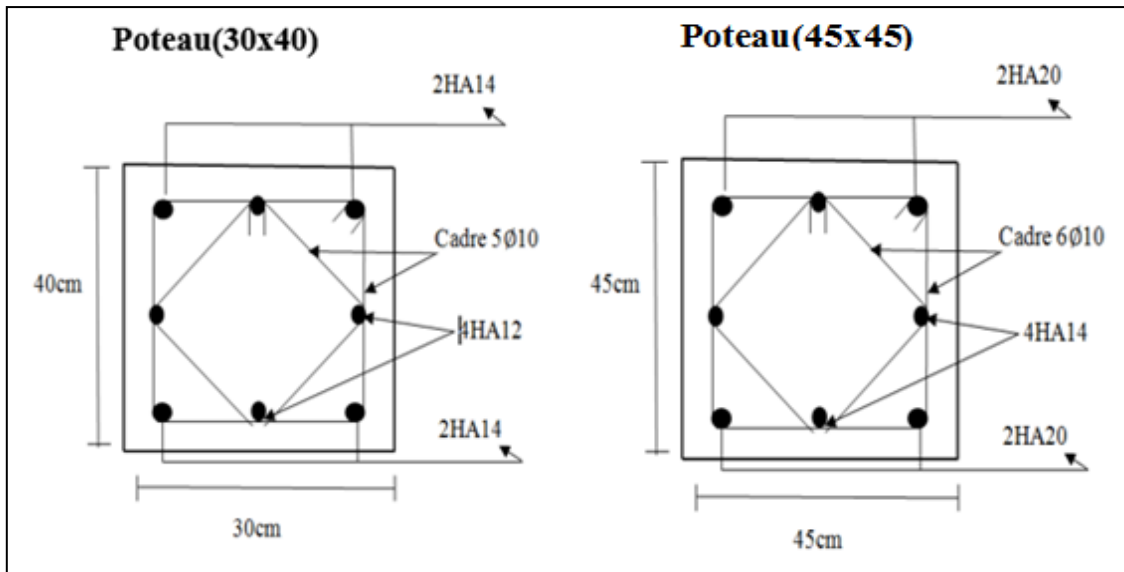


Figure V.2 : Ferrailage des poteaux

V.3.Ferrailage des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue trois types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires assurent le chaînage, et les poutres palières.

Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL99.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ROBOT. V.2014. Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 :

- ✓ $1.35G + 1.5Q$
- ✓ $G + Q$
- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8G \pm E$

V.3.1.Recommandation du RPA 99/version 2003

➤ Armatures longitudinales : RPA99/2003(art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - ✓ 4% de la section de béton en zone courante
 - ✓ 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les Poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

➤ **Armatures transversales :**

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b.$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$$\checkmark S_t = \min (h/4 ; \phi_t ; 12) \text{ dans la zone nodale et en travée si les armatures}$$

Comprimées sont nécessaires.

$$\checkmark S_t \leq h/2: \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

- La valeur du diamètre est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2.Calcul le ferrailage❖ **Poutre principale (30x40)**

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 36 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; f_{eE} 400 ; f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

- En travée :

$$M_t = 62.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 15.23 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 115.04 \text{ KN}$$

➤ **Armatures longitudinales :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \quad f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{62.11 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.17} = 0.113 \leq \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A' = 0$ (pivot A)

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.113}) = 0.150$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) = 360(1 - 0.4 \times 0.150) = 338.4 \text{ mm.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{62.11 \times 10^6}{338.4 \times 347.82} = 5.27 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimale des armatures :

$$A'_{min} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{calculée}, A'_{min}, A_{min})$$

$$A_s = \max(5.27 \text{ cm}^2, 6 \text{ cm}^2, 1.30 \text{ cm}^2) = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 3HA16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

Vérification des armatures Selon le RPA99/2003 :

Zone courante :

$$A = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{adop} = 6.03 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

Zone de recouvrement :

$$A = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{adop} = 6.03 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \varnothing = 40 \times 16 = 64 \text{ mm}$$

Diamètre minimale des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_l ; h / 35 ; b / 10)$$

$$\Phi_t \leq \min (14 ; 11.42 ; 30)$$

$$\Phi_t \leq 11.42 \text{ mm} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

➤ Les armatures transversales :

$$A_t = \frac{A_l}{4} \Rightarrow A_t = \frac{6.03}{4} = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Espacements des armatures transversales :

- Selon le **RPA 99**

$$\text{Zone nodale : } S_t = \min (h/4 ; \varnothing_l ; 12)$$

$$S_t = \min (10 ; 16 ; 12)$$

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

$$\text{Zone courante : } S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t \leq 40/2$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_{\min}^t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^t = 1.35 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification de la contrainte du béton :
Position de l'axe neutre :

$$A_s = 6.03 \text{ cm}^2$$

$\eta = 15$: c'est le coefficient d'équivalence acier – béton.

$$\frac{bx^2}{2} - \eta \times A_s (d - x) = 0$$

$$\frac{30x^2}{2} - 15 \times 6.03 (36 - x) = 0$$

$$15x^2 + 90.45x - 3256.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 451.17$$

$$X_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-90.45 - 451.17}{2 \times 15} = -18.05 \text{ cm (refuser)}$$

$$X_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-90.45 + 451.17}{2 \times 15} = 12.02 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{bX^3}{2} + \eta \times A_s (d - X)^2$$

$$I = \frac{30 \times 12.02^3}{2} + 15 \times (36 - 12.02)^2$$

$$I = 34699.40 \text{ cm}^4$$

$$I = 34699.40 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} X}{I} = \frac{15.23 \times 10^6 \times 120.2}{34699.4 \times 10^4} = 5.27 \text{ MPa}$$

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

Donc : $\sigma_{bc} = 5.27 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

La contrainte dans l'acier :

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

On a fissuration peut nuisible ,avec : $\eta=1.6$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - x) = 15 \frac{15.48 \times 10^3}{\times 10^4} (108 - 24.3) = 123.51 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Sur appui :

$$M_a = 144.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = -15.48 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 115.04 \text{ KN}$$

➤ Armatures longitudinales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \quad f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{144.93 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.17} = 0.263 \leq \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A' = 0$ (pivot A)

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.263}) = 0.389$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) = 360(1 - 0.4 \times 0.389) = 303.98 \text{ mm.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{144.93 \times 10^6}{303.98 \times 347.82} = 13.70 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimale des armatures :

$$A'_{min} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{calculée}, A'_{min}, A_{min})$$

$$A_s = \max(13.70 \text{ cm}^2, 6 \text{ cm}^2, 1.30 \text{ cm}^2) = 13.70 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 3\text{HA}20 + 3\text{HA}14 = 14.04 \text{ cm}^2$$

Vérification des armatures Selon le RPA99/2003 :

Zone courante :

$$A = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{adop} = 14.04 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Zone de recouvrement :

$$A = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{adop} = 14.04 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \varnothing = 40 \times 20 = 800 \text{ mm}$$

$$L_r = 40 \varnothing = 40 \times 14 = 560 \text{ mm}$$

Diamètre minimale des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min(\Phi_l; h/35; b/10)$$

$$\Phi_t \leq \min(14; 11.42; 30)$$

$$\Phi_t \leq 11.42 \text{ mm} \Rightarrow \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

➤ Les armatures transversales :

$$A_t = \frac{A_l}{4} \Rightarrow A_t = \frac{14.04}{4} = 3.51 \text{ cm}^2$$

On prend $5\Phi 10 = 3.93 \text{ cm}^2$

Espacements des armatures transversales :

- Selon le **RPA 99**

Zone nodale : $S_t = \min (h/4 ; \phi_l ; 12)$

$$S_t = \min (10 ; 14 ; 12)$$

$$S_t = 10$$

Zone courante: $S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t \leq 40/2$

$$S_t \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_{\min}^t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30$$

$$A_{\min}^t = 1.35 \text{ cm}^2 < A_t = 3.93 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification de la contrainte du béton :

Position de l'axe neutre :

$$A_s = 14.04 \text{ cm}^2$$

$\eta = 15$: c'est le coefficient d'équivalence acier – béton.

$$\frac{bx^2}{2} - \eta \times A_s (d - x) = 0$$

$$\frac{30x^2}{2} - 15 \times 14.04 (36 - x) = 0$$

$$15x^2 + 210.6x - 7581.6 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 706.57$$

$$X_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = -30.57 \text{ cm (refuser)}$$

$$X_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 16.53 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{bX^3}{2} + \eta \times A_s (d - X)^2$$

$$I = \frac{30 \times 16.53^3}{2} + 15 \times (36 - 16.53)^2$$

$$I = 147584.52 \text{ cm}^4$$

$$I = 147584.52 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} X}{I} = \frac{15.48 \times 10^6 \times 165.3}{147584.52 \times 10^4} = 1.73 \text{ MPa}$$

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

Donc : $\sigma_{bc} = 1.73 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

La contrainte dans l'acier :

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

On a fissuration peut nuisible , avec : $\eta = 1.6$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - x) = 15 \frac{15.48 \times 10^6}{147584.52 \times 10^4} (360 - 165.3) = 30.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 30.63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad / \quad \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{115.04 \times 10^3}{300 \times 360} = 1.065 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.065 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification de la flèche :

$$\frac{A_s}{b d} = \frac{6.03 \times 10^2}{(300 \times 360)} = 0.005 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{400}{560} = 0.714 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{400}{560} = 0.714 \geq \frac{M_{t,ser}}{10 M_{0,ser}} = \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{Avec : } M_{t,ser} = 0.85 M_{0,ser}$$

Donc la flèche est vérifiée

❖ Poutre secondaire(30x40) :

ELU :

- En travée :

$$M_t = 16.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 11.97 \text{ KN.m}$$

$$T_u = -25.85 \text{ KN}$$

➤ Armatures longitudinales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \quad f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{16.46 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.17} = 0.029 \leq \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A' = 0$ (pivot A)

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.029}) = 0.037$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) = 360(1 - 0.4 \times 0.037) = 354.67 \text{ mm.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{16.46 \times 10^6}{354.67 \times 347.82} = 1.33 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimale des armatures :

$$A'_{min} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{calculée}, A'_{min}, A_{min})$$

$$A_s = \max(1.33 \text{ cm}^2, 6 \text{ cm}^2, 1.30 \text{ cm}^2) = 6 \text{ cm}^2$$

On prend : 3HA16 = 6.03 cm²

➤ Vérification des armateurs Selon le RPA99/2003 :

Zone courante :

$$A = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{adop} = 6.03 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Zone de recouvrement :

$$A = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{adop}} = 6.03 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \varnothing = 40 \times 16 = 64 \text{ mm}$$

Diamètre minimale des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_l ; h / 35 ; b / 10)$$

$$\Phi_t \leq \min (16 ; 11.42 ; 30)$$

$$\Phi_t \leq 11.42 \text{ mm} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

➤ **Les armatures transversales :**

$$A_t = \frac{A_l}{4} \Rightarrow A_t = \frac{6.03}{4} = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Espacements des armatures transversales :

- Selon le **RPA 99**

$$\text{Zone nodale : } S_t = \min (h/4 ; \varnothing_l ; 12)$$

$$S_t = \min (10 ; 16 ; 12)$$

$$S_t = 10$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t \leq 40/2$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_{\text{min}}^t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30$$

$$A_{\text{min}}^t = 1.35 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification de la contrainte du béton :

Position de l'axe neutre :

$$A_s = 6.03 \text{ cm}^2$$

$\eta = 15$: c'est le coefficient d'équivalence acier – béton.

$$\frac{bx^2}{2} - \eta \times A_s (d - x) = 0$$

$$\frac{30x^2}{2} - 15 \times 6.03 (36 - x) = 0$$

$$15x^2 + 90.45x - 3256.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 451.17$$

$$X_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-90.45 - 451.17}{2 \times 15} = -18.05 \text{ cm (refuser)}$$

$$X_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-90.45 + 451.17}{2 \times 15} = 12.02 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{bX^3}{2} + \eta \times A_s (d - X)^2$$

$$I = \frac{30 \times 12.02^3}{2} + 15 \times (36 - 12.02)^2$$

$$I = 34699.40 \text{ cm}^4$$

$$I = 34699.40 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} X}{I} = \frac{15.23 \times 10^6 \times 120.2}{34699.4 \times 10^4} = 5.27 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = 5.27 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

La contrainte dans l'acier :

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

On a fissuration peut nuisible ,avec : $\eta=1.6$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt[3]{f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - x) = 15 \frac{15.48 \times 10^3}{\times 10^4} (108 - 24.3) = 123.51 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 123.51 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Sur appui :

$$M_a = - 69.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = - 18.93 \text{ KN.m}$$

$$T_u = - 25.85 \text{ KN}$$

➤ **Armatures longitudinales :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \quad f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{69.07 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.17} = 0.125 \leq \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A' = 0$ (pivot A)

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.125}) = 0.167$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha_u) = 360 (1 - 0.4 \times 0.167) = 335.95 \text{ mm.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{69.07 \times 10^6}{335.95 \times 347.82} = 5.91 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimale des armatures :

$$A'_{min} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{calculée}, A'_{min}, A_{min})$$

$$A_s = \max(5.91 \text{ cm}^2, 6 \text{ cm}^2, 1.30 \text{ cm}^2) = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 3\text{HA}16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

Vérification des armateurs Solon le RPA99/2003 :

Zone courante :

$$A = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{adop} = 6.03 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Zone de recouvrement :

$$A = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{adop} = 6.03 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \varnothing = 40 \times 16 = 64 \text{ mm}$$

Diamètre minimale des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_l ; h / 35 ; b / 10)$$

$$\Phi_t \leq \min(16 ; 11.42; 30)$$

$$\Phi_t \leq 11.42 \text{ mm} \Rightarrow \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

➤ **Les armatures transversales :**

$$A_t = \frac{A_l}{4} \Rightarrow A_t = \frac{6.03}{4} = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Espacements des armatures transversales :

- Selon le **RPA 99**

$$\text{Zone nodale : } S_t = \min(h/4 ; \Phi_l ; 12)$$

$$S_t = \min(10 ; 16 ; 12)$$

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

$$\text{Zone courante : } S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t \leq 40/2$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_{\min}^t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30$$

$$A_{\min}^t = 1.35 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Vérification de la contrainte du béton :

Position de l'axe neutre :

$$A_s = 6.03 \text{ cm}^2$$

$\eta = 15$: c'est le coefficient d'équivalence acier – béton.

$$\frac{bx^2}{2} - \eta \times A_s(d - x) = 0$$

$$\frac{30x^2}{2} - 15 \times 6.03(36 - x) = 0$$

$$15x^2 + 90.45x - 3256.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 451.17$$

$$X_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-90.45 - 451.17}{2 \times 15} = -18.05 \text{ cm (refuser)}$$

$$X_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-90.45 + 451.17}{2 \times 15} = 12.02 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{bX^3}{2} + \eta \times A_s(d - X)^2$$

$$I = \frac{30 \times 12.02^3}{2} + 15 \times (36 - 12.02)^2$$

$$I = 34699.40 \text{ cm}^4$$

$$I = 34699.40 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} X}{I} = \frac{15.23 \times 10^6 \times 120.2}{34699.4 \times 10^4} = 5.27 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = 5.27 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

La contrainte dans l'acier :

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

On a fissuration peut nuisible ,avec : $\eta=1.6$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt[3]{f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - x) = 15 \frac{15.48 \times 10^3}{\times 10^4} (108 - 24.3) = 123.51 \text{ MPa.}$$

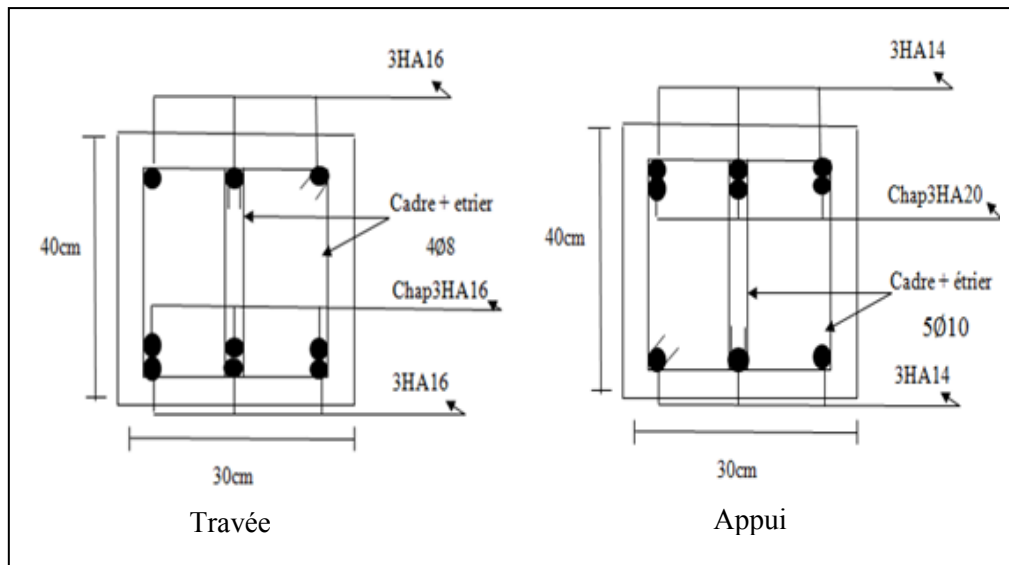
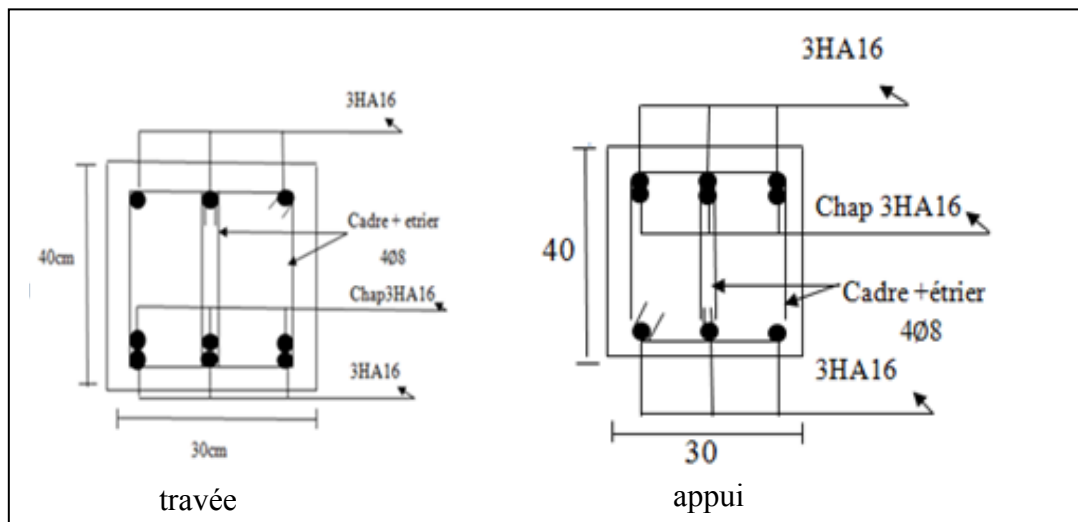
$$\sigma_s = 123.51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Tableau V.5 Armatures longitudinales des poutres

Types des poutres	Localise	A_{cal} (cm ²)	A'_{min} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Barres
Poutre principale	travée	5.27	6	1.3	6	6.03	3HA16
	appui	13.7	6	1.3	13.7	14.04	3HA20+3HA14
Poutre secondaire	travée	1.33	6	1.3	6	6.03	3HA16
	appui	5.91	6	1.3	6	6.03	3HA16

Tableau V.6 : Armatures transversales des poutres

Types des poutres	Localise	A_l (cm ²)	A_t (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Barres
Poutre principale	travée	6.03	1.51	2.01	4Ø8
	appui	14.04	3.51	3.93	5Ø10
Poutre secondaire	travée	6.03	1.51	2.01	4Ø8
	appui	6.03	1.51	2.01	4Ø8

Schéma de ferrailage :**➤ Poutre Principales****Figure V.3 : Ferrailage des poutres principales****➤ Poutre Secondaire****Figure V.4 : Ferrailage des poutres secondaire**

V.4. Etude des voiles

Le RPA.99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), Les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan.

Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travail comme une console encastrée à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont un comportement différent :

- Voile élancés : ($h/l > 1.5$)
- Voiles courts : ($h/l < 1.5$)

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de ruptures dans un voile élancé causé par ces sollicitations :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

V.4.1. Recommandation du RPA99/2003

➤ Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de la flexion et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de $A_{min} = 0.2 \% \times l_t \times e$

Avec :

l_t : longueur de la zone tendue

e : épaisseur du voile

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (S_t) doit être inférieur à l'épaisseur du voile .
- L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur $L/10$ dans les zones extrêmes.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

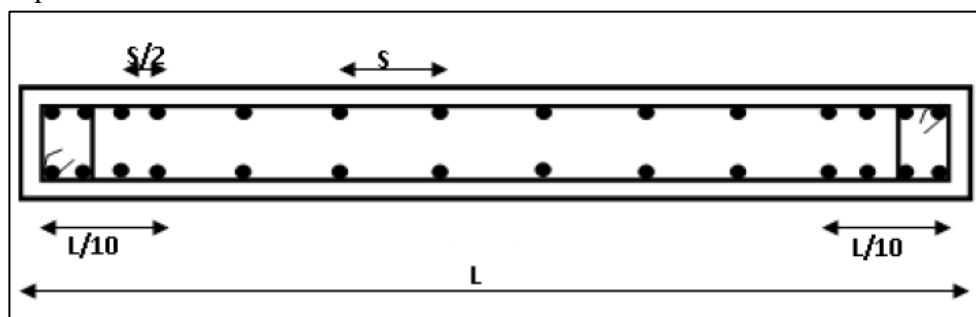


Figure V.5 Section transversale de voile.

➤ Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de longueur 10 $\emptyset$

➤ Armatures de couture

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{Fe} \quad ; \quad \text{Avec} \quad V = 1.4 V_{calculé}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

➤ Règles communes (armatures verticales et horizontales)

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

$$A_{min} = 0.15 \% \text{ section globale du voile.}$$

$$A_{min} = 0.1 \% \text{ zone courante}$$

L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min (1.5e ; 30 \text{ cm})$.

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $< e / 10$.

➤ Longueur de recouvrement

$L_r = 40 \emptyset$ en zone qui peu être tendue.

$L_r = 20\emptyset$ en zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons.

V.4.2.Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrailles sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M » Ces efforts sont tires directement du ROBOT, avec les sollicitations issues des combinaisons sous-dessous et on prend les plus défavorables :

- Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- Effort normal maximal avec son moment correspondant : $N_{max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- Effort normal minimal avec son moment correspondant : $N_{min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

➤ Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel Robot, les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.7 : Sollicitations maximales de calcul dans le voile V_{x1}

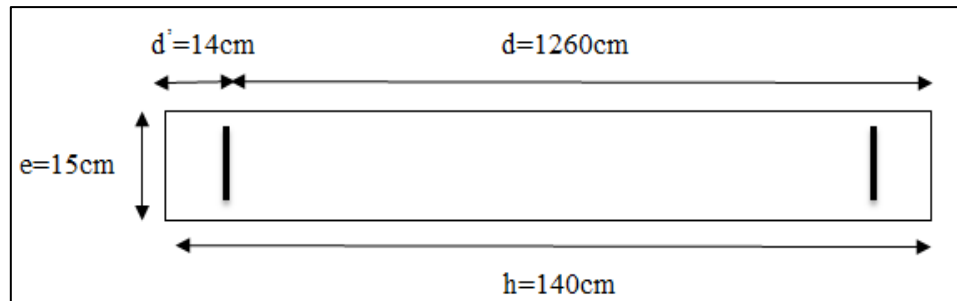
Niveau \ Unité	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		T
	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)	(KN.m)	(KN)
RDC	1359.22	2.83	-7.76	624.02	68.07	-7.12	309.47

Tableau V.8 : Sollicitations maximales de calcul dans le voile V_{y1}

Niveau \ Unité	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		T
	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)	(KN.m)	(KN)
RDC	623.89	-8.61	-236.13	175.40	-52.08	-641.31	241.25

Tableau V.9 : Sollicitations maximales de calcul dans le voile V_{Y2}

Niveau Unité	N _{max} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}		T
	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)	(KN.m)	(KN)
RDC	657.35	1.25	-219.58	-29.31	-174.78	-651.21	197.15

**Figure V.6 :** Schéma d'un voile plein**➤ Exemple de calcul :**

On va exposer un seul exemple de calcul parallèle à x-x' (voile V_{x1}). et les autres seront résumés dans un tableau.

Soit le voile plein:

$$h = 1.4 \text{ m}; d = 0.9h = 1.26 \text{ m} ; d' = 0.14 \text{ m}; e = 15 \text{ cm}$$

ELU : 1.35G+1.5Q

Armatures verticales :

$$M_{\text{cor}} = 2.83 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{max}} = 1359.22 \text{ KN}$$

$M > 0$ et $N > 0$: l'armature dans la partie inférieure et le centre de pression dans la partie supérieure de centre de gravité.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2.83}{1359.22} = 0.21 \text{ cm}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} = \frac{1.4}{2} = 70 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'.

Donc la section entièrement comprimée

$$M_{uA} = M_u + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 2.83 + 1359.22 \times \left(1.26 - \frac{1.4}{2}\right) = 763.99 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{763.99 \times 10^6}{150 \times 1260^2 \times 14.17} = 0.226 > 0.186$$

$$\mu_u = 0.226 < \mu_l = 0.392$$

IL n'y a Pas d'armature comprimée ($A' = 0$) $\Rightarrow$ Pivot A.

$$\alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}\right) = 0.325$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 1096.2 \text{ mm}$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_{uA}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{763.99 \times 10^6}{1096.2 \times 347.82} = 20.04 \text{ cm}^2$$

$$A = A_l - \frac{N}{\sigma_s} = 2004 - \frac{1359.22 \times 10^3}{347.82} = -19.04 \text{ cm}^2 < 0$$

ACC : 0.8G+E :

$$M_{\text{max}} = -7.76 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = 624.02 \text{ KN}$$

$M < 0$ et $N > 0$: l'armature dans la partie supérieure et le centre de pression dans la partie inférieure de centre de gravité

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{-7.76}{624.02} = -1.24 \text{ cm}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} = \frac{140}{2} = 70 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'

Donc la section entièrement comprimée

$$M_{uA} = M_u + N \times (d - \frac{h}{2}) = 7.76 + 624.02 \times (1.26 - \frac{1.4}{2}) = 357.21 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{357.21 \times 10^6}{150 \times 1260^2 \times 14.17} = 0.106 < 0.186$$

$$\mu_u = 0.106 < \mu_l = 0.392$$

IL n'y a Pas d'armature comprimée ($A' = 0$) $\Rightarrow$ Pivot A.

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.140$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 1189.44 \text{ mm}$$

$$A_l = \frac{M_{uA}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{357.21 \times 10^6}{1189.44 \times 347.82} = 8.63 \text{ cm}^2$$

$$A = A_l - \frac{N}{\sigma_s} = 863 - \frac{624.02 \times 10^3}{347.82} = -9.31 \text{ cm}^2 < 0$$

ACC : G+Q+E :

$$M_{\text{corr}} = -7.12 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{min}} = 68.07 \text{ KN}$$

$M < 0$ et $N > 0$: l'armature dans la partie supérieure et le centre de pression dans la partie inférieure de centre de gravité.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{-669.12}{68.07} = 983 \text{ cm}$$

$$e_0 = 983 < \frac{h}{2} = \frac{140}{2} = 70 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CNV}$$

Le centre de pression est à l'extérieur de la section , donc la section est partiellement comprimée.

$$M_{uA} = M_u + N \times (d - \frac{h}{2}) = 669.12 + 68.07 \times (1.26 - \frac{1.4}{2}) = 707.24 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{707.24 \times 10^6}{150 \times 1260^2 \times 14.17} = 0.209 > 0.186$$

$$\mu_u = 0.209 < \mu_l = 0.392$$

IL n'y a Pas d'armature comprimée ($A' = 0$) $\Rightarrow$ Pivot A.

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.297$$

$$Z = 1260(1 - 0.4\alpha_u) = 1110.13 \text{ mm}$$

$$A_l = \frac{M_{uA}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{707.24 \times 10^6}{1110.13 \times 347.82} = 18.32 \text{ cm}^2$$

$$A_V^{\text{cal}} = A_l - \frac{N}{\sigma_s} = 1832 - \frac{68.07 \times 10^3}{347.82} = 16.36 \text{ cm}^2$$

Après le calcul des sections longitudinales dans les 3 cas ,on obtenu la combinaison plus défavorable est :G + Q + E

Pourcentage minimale des armatures verticales :**- Selon RPA :**

$$A_V^{\min} = 0.002 \times l_t \times e$$

Pour le calcul de l_t on doit déterminer les contraintes :

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} \mathcal{V}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloigné

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1400 \times 150^3}{12} = 3.94 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$\sigma^+ = \frac{68.07 \times 10^3}{150 \times 1400} + \frac{669.12 \times 10^6}{3.94 \times 10^{10}} \times \frac{1400}{2} = 12.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma^- = \frac{68.07 \times 10^3}{150 \times 1400} - \frac{669.12 \times 10^6}{3.43 \times 10^{10}} \times \frac{1400}{2} = -12 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{\sigma^- L}{\sigma^- + \sigma^+} = 0.26 \text{ m}$$

$$A_V^{\min} = 0.002 \times 0.26 \times 0.15 = 7.8 \text{ cm}^2$$

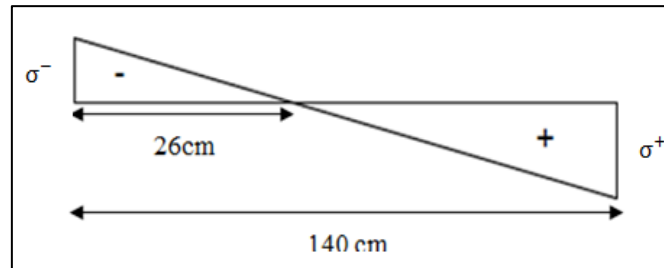


Figure V.7 : schéma statique des contraintes

Condition de non fragilité :**- Selon BAEL :**

$$A_{\min} \geq 0.23 \text{ b.d. } \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 150 \times 1260 \times \frac{2.1}{400} = 2.28 \text{ cm}$$

$$A = \max(A_V^{\text{cal}}, A_V^{\min}, A_{\min})$$

$$A = \max(16.36 \text{ cm}^2, 6.3 \text{ cm}^2, 2.28 \text{ cm}^2) = 16.36 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 12\text{HA}14 = 18.48 \text{ cm}^2$$

Vérification des sections d'armatures verticales**- Selon RPA**

• Zone courant :

$$A = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 150 \times 1400 = 2.1 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}} = 18.48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

• Section globale du voile :

$$A = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 150 \times 1400 = 3.15 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}} = 18.48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

L'espacement des barres verticales :

• Zone courant

$$S < \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) = \min(22.5 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) = 22.5$$

$$S = 20 \text{ cm.}$$

- Zone d'about : $S/2 = 20/2 = 10 \text{ cm}$.

Vérification de diamètre des barres verticales :

$$\phi < e/10 \quad \phi = 14\text{mm} < 15\text{mm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Longueur de recouvrement

- Zone qui peut être tendue.
 $L_r = 40 \phi = 560 \text{ mm}$
- Zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons.
 $L_r = 20 \phi = 280 \text{ mm}$

Vérification au cisaillement :

- Selon RPA :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \quad / \quad \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\bar{V}_b = 0.4 V = 1.4 \times 309.47 = 123.79 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}_b}{b.d} = 2.29 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2.29 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Selon BAEL :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad / \quad \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{309.47 \times 10^3}{150 \times 1260} = 1.64 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.64 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

- Armatures horizontales :

Pour le calcul des sections d'armatures horizontales utiles, on utilise la formule suivante :

- Selon BAEL :

$$A_h^{\text{cal}} = \frac{A_v}{4} = \frac{18.84}{4} = 4.62 \text{ cm}^2$$

- Selon RPA :

$$A_h^{\text{min}} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 150 \times 1400 = 3.15 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_h, A_h^{\text{min}}) = \max (4.62 \text{ cm}^2, 3.15 \text{ cm}^2) = 4.62 \text{ cm}^2$$

On prend : 5HA12 = 5.65 cm²

Longueur de recouvrement

$$L_r = 10 \phi = 120 \text{ mm}$$

L'espacement des barres :

Armatures horizontales : pour chaque nappe 5Φ12 par ml; et St = 20cm.

Armature transversale

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4)

Epingles au mètre carré, soit : **4HA8**

Tableau V.10 : Résultats de calcul dans le voile (Vx1).

Niveau	Tous les niveaux
Setion	1.4×0.15
M(KN.m)	-7.12
N(KN)	68.07
Type du section	SPC
$A_V^{cal} (cm^2)$	16.38
$A_V^{min} (cm^2)$	7.8
$A_{adop} (cm^2)$	18.48
N^{bre} / face	12HA14
$S_t (cm)$	20
T (KN)	309.47
$\tau_b (MPa)$	2.29
$\bar{\tau}_b (MPa) = 0.2 f_{c28}$	5
$A_h^{cal} (cm^2)$	4.62
$A_h^{min} (cm^2)$	3.15
$A_{adop} (cm^2)$	5.65
N^{bre} / face	5HA12
$S_t (cm)$	20

Tableau V.11 : Résultats de calcul dans le voile (Vy1) .

Niveau	Tous les niveaux
Setion	1.4×0.15
M(KN.m)	-641.31
N(KN)	-52.08
Type du section	SPC
$A_V^{cal} (cm^2)$	15.15
$A_V^{min} (cm^2)$	8.4
$A_{adop} (cm^2)$	16.08

N^{bre} / face	8HA16
$S_t (\text{cm})$	20
$T (\text{KN})$	241.25
$\tau_b (\text{MPa})$	1.79
$\bar{\tau}_b (\text{MPa}) = 0.2f_{c28}$	5
$A_h^{cal} (\text{cm}^2)$	4.02
$A_h^{min} (\text{cm}^2)$	3.15
$A_{adop} (\text{cm}^2)$	4.71
N^{bre} / face	6HA10
$S_t (\text{cm})$	20

Tableau V.12 : Résultats de calcul dans le voile (V_{y2}) .

Niveau	RDC
Setion	1.4×0.15
$M(\text{KN.m})$	-651.21
$N(\text{KN})$	-174.78
$A_v^{cal} (\text{cm}^2)$	14.55
$A_v^{min} (\text{cm}^2)$	8.4
$A_{adop} (\text{cm}^2)$	15.4
N^{bre} / face	10HA14
$S_t (\text{cm})$	20
$T (\text{KN})$	197.15
$\tau_b (\text{MPa})$	1.46
$\bar{\tau}_b (\text{MPa}) = 0.2f_{c28}$	5
$A_h^{cal} (\text{cm}^2)$	3.85
$A_h^{min} (\text{cm}^2)$	3.15
$A_{adop} (\text{cm}^2)$	4.71
N^{bre} / face	6HA10
$S_t (\text{cm})$	20

Exemple de schéma de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui RDC (V_{x1}) comme exemple

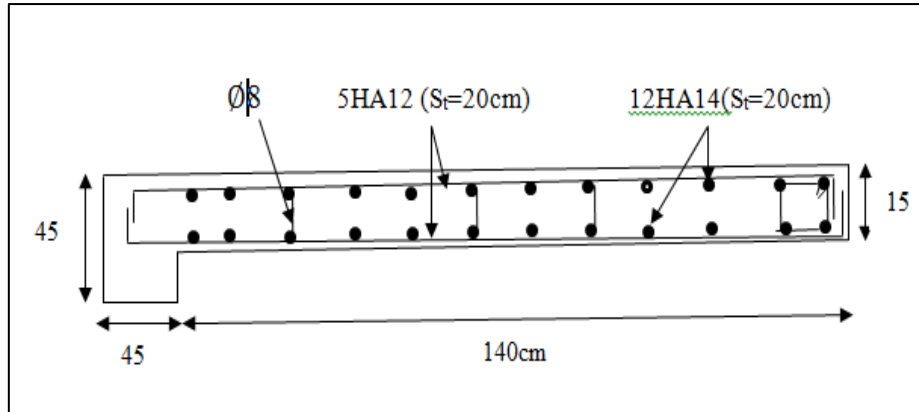


Figure V.8 : Ferrailage de voile RDC (V_{x1})

V.5.Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle vis-à-vis la résistance et la transmission des sollicitations, la section minimale d'armature exigée par le RPA99/2003 sont importante car il favorise la sécurité avant l'économie.

Chapitre VI :

Etude de l'ifrastructure

VI.1.Introduction

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol, leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage

➤ On distingue deux types de fondations :

❖ Fondations superficielles

Elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, on a trois types des semelles:

- ✓ Semelles isolées.
- ✓ Semelles Filantes.
- ✓ Radiers générales.

❖ Fondations profondes

Elles sont utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante la transmission des efforts est assurée par d'autre éléments :

- ✓ semelles sur pieux.
- ✓ semelles sur puits.
- ✓ semelles sur les parois moulées.

VI.2.Choix de type de fondation

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, habitation, industriel, soutènement
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition de ses caractéristiques.
- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer
- La mise en œuvre des fondations : matériel disponible et compétences
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

D'après le rapport du sol, la structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 1.8 bars pour une profondeur 1.5 m.

VI.3.Combinaison D'action :

- Pour le dimensionnement ELS (G+Q).
- Pour le Ferrailage ELU (1.35G + 1.5Q).
- Pour les vérifications 0.8G+E et G+Q+E.

VI.4.Etude des fondations :

VI.4.1.Calcul de surface revenant à la semelle :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_s/S_b < 50\%$).

La surface de la semelle est donnée par : $\sigma_{sol} = \frac{N_s}{S_s} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

$$\overline{\sigma_{sol}} \geq \frac{N_s}{S_s} \Rightarrow S_s \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

Avec :

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S_s : Surface totale des semelles.

S_b : Surface totale du bâtiment

$$N_s = 15083.48 \text{ (KN)}$$

$$S_s \geq \frac{15083.48}{180} = 83.79 \text{ m}^2$$

$$S_b = 21.70 \times 12 = 260.04 \text{ m}^2$$

Les surfaces des semelles et les charges appropriées sont représentées dans les tableaux suivants :

Tableau VI.1: La surface revenant aux semelles

N_s (KN)	$\overline{\sigma}_{sol}$ (KN /m ²)	S_s (m ²)	S_p (m ²)
15083.48	180	83.79	260.04

IL faut vérifier : $\frac{S_s}{S_b} \frac{83.79}{260.04} = 32.22 \% < 50 \%$.

Donc on choisit une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux.

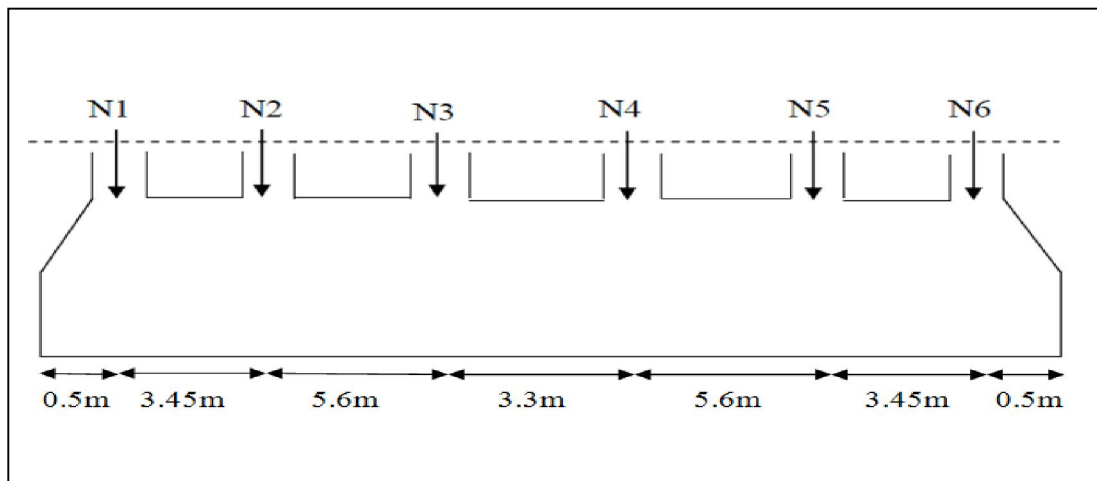


Figure VI.1: Schéma d'une Semelle filante

VI.4.2. Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribués suivants une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle

VI.4.3. Prés dimensionnement de la semelle filante :

$$S = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{6063.608}{180} = 33.69 \text{ m}^2$$

$$L = \sum l_i + 2l'$$

L : Longueur de la semelle

l_i : Longueur de chaque travée

l' : Le débordement

$$L = 21.7 + 2(0.5) = 22.7 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{S}{L} = \frac{33.69}{22.7} = 1.48 \text{ m}$$

$B = 1.5 \text{ m} \Rightarrow$ Pas de chevauchement alors on opte pour la semelle filante //X.

Hauteur totale de la semelle :

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_t = d + d'$$

Avec :

d' : enrobage des armatures ; $d' = 5$ cm.

d : hauteur utile qui doit vérifier la condition suivante

$$d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{1.5-0.45}{4} = 0.2625 \text{ m} \quad \text{On prend : } d=0.3\text{m}$$

$$h_t = 0.3 + 0.05 = 0.35 \text{ m}$$

$$\text{Donc } h_t = 0.35\text{m}$$

➤ Vérification de la condition

$$\sigma_{sol} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser} + P_{semelle}}{S_{semelle}}$$

$$S_{semelle} = \rho_{\text{béton}} \cdot S_{semelle} \cdot h_t$$

$$= 25 \times (22.7 \times 4) \times 0.4 = 908 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{6063.608 + 908}{90.8} = 76.78 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 76.78 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma_{sol}} = 180 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

VI.4.4. Calcul de ferraillage :**ELU :**

$$\Sigma N_i = 8321.614 \text{ KN}$$

$$N = \frac{\Sigma N_i}{L} = \frac{8321.614}{22.7} = 366.59 \text{ KN/ml}$$

Armatures de la nappe inférieure ($\parallel L$) :

$$A_s \geq \frac{N_u(B-b)}{8.d.\sigma_s} = \frac{366.59(1.5-0.45)}{8 \times 0.3 \times 347.82} = 4.61 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA14 = 6.16 cm² par 1ml

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

Disposition constructives :

-Ancrage : $L_s = 40\phi = 40 \times 14 = 560\text{mm}$

-Arrêts des barres :

$$\text{On a : } L_s = 560\text{mm} > \frac{L}{4} = \frac{1500}{4} = 375\text{mm}$$

Donc les barres sont avec crochets de 135°

Armatures de la nappe supérieure ($\perp L$) :

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54$$

On adopte : 4Ø8 = 2,01 cm² par 1ml

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

➤ Vérification au poinçonnement

Selon le BAEL 99 (Art A.5.2.41) , il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant.

$$N_u \leq \frac{0.045 \times U_c \times h_t \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

h_t : l'épaisseur de la dalle

N_d : L'effort normal sur le poteau.

$$U_c = 2 \times (B + L)$$

Avec : $B = a + h_t = 0.45 + 0.35 = 0.8 \text{ m}$

$L = b + h_t = 0.45 + 0.35 = 0.8 \text{ m}$

$Uc = 2 \times (0.8 + 0.8) = 3.2 \text{ m}$

$Nu = 829.18 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 3200 \times 350 \times 25}{1.5} = 840 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$

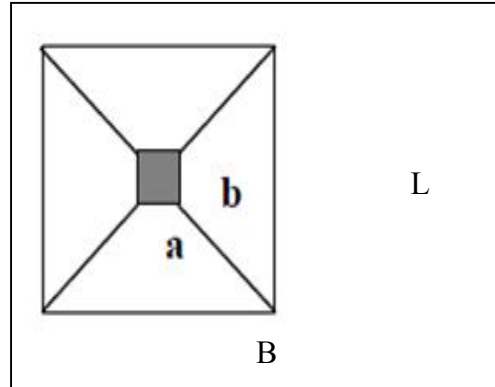


Figure VI.2 : périmètre de la semelle

➤ **Vérification de la stabilité au renversement :**

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$ **RPA99** (article 10.1.5)

$e = \frac{72.26}{1593.98} = 0.045 \text{ m} \leq \frac{1.5}{4} = 0.375 \text{ m} \dots \dots \dots \text{CV}$

Vérification de la contrainte du sol :

On doit vérifier que : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < 1.5 \times \overline{\sigma_{sol}}$

Avec :

$$\sigma_{max} = \frac{N_{tot}}{B \times L} + \frac{6 \times M_{tot}}{B \times L^2} = \frac{8612.43}{1.5 \times 22.7} + \frac{6 \times 481.08}{1.5 \times 22.7^2} = 256.67 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_{tot}}{B \times L} - \frac{6 \times M_{tot}}{B \times L^2} = \frac{8612.43}{1.5 \times 22.7} - \frac{6 \times 481.08}{1.5 \times 22.7^2} = 249.20 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 256.67 + 249.20}{4} = 254.8 \text{ KN/m}^2 < 1.5 \times \overline{\sigma_{sol}} = 270 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

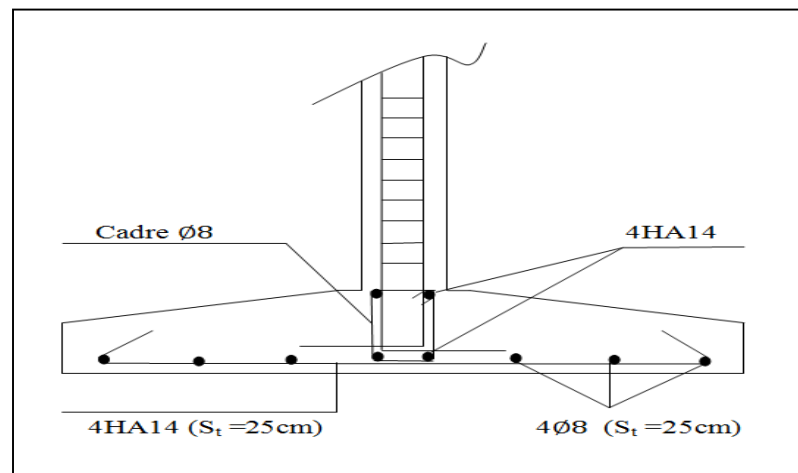


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage de semelle filante

VI.5. Etude de poutre de redressement

VI.5.1. Pré dimensionnement de la poutre de redressement :

$$b = b_{\text{poteau}} = 45$$

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \frac{560}{9} \leq h \leq \frac{560}{6}$$

$$62.22 \text{ cm} \leq h \leq 93.33 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } h = 80 \text{ cm}$$

Donc : la section de la poutre est : (45×80)

VI.5.2. Calcul le ferrailage :

Les données :

$$b = 45 \text{ cm} ; h = 80 \text{ cm} ; d = 72 \text{ cm} ; c = 8 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \text{FeE 400} ; f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

❖ **En travée :**

$$M_t = 443.47 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 537.12 \text{ KN}$$

Armatures longitudinales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \quad f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{443.47 \times 10^6}{450 \times 720^2 \times 14.17} = 0.134 \leq \mu_1 = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A' = 0$ (pivot A)

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.134}) = 0.181$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) = 720(1 - 0.4 \times 0.181) = 667.94 \text{ mm.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{443.47 \times 10^6}{667.94 \times 347.82} = 19.09 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimale des armatures :

$$A'_{\text{min}} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 45 \times 80 = 18 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 b d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 450 \times 720 \times \frac{2.1}{400} = 3.91 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\text{calculée}}, A'_{\text{min}}, A_{\text{min}})$$

$$A_s = \max(19.09 \text{ cm}^2, 18 \text{ cm}^2, 3.91 \text{ cm}^2) = 19.09 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 4\text{HA}20 + 4\text{HA}16 = 20.61 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification des armateurs Selon le RPA99/2003 :**

➤ **Vérification des sections d'armatures longitudinaux :**

zone courante :

$$A = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 45 \times 80 = 144 \text{ cm}^2 > A_{\text{adop}} = 20.61 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

zone de recouvrement :

$$A = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 45 \times 80 = 216 \text{ cm}^2 > A_{\text{adop}} = 20.61 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \phi = 40 \times 20 = 800 \text{ mm}$$

$$L_r = 40 \phi = 40 \times 16 = 640 \text{ mm}$$

Diamètre minimale des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min(\Phi_l ; h/35 ; b/10)$$

$$\Phi_t \leq \min(20 ; 22.85 ; 45)$$

$$\Phi_t \leq 20 \text{ mm} \Rightarrow \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

Les armatures transversales :

$$A_t = \frac{A_l}{4} \Rightarrow A_t = \frac{19.09}{4} = 4.77 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 7\Phi 10 = 5.5 \text{ cm}^2$$

Espacements des armatures transversales :

- Selon le **RPA 99**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min (h/4 ; 12\Phi_t)$$

$$S_t \leq \min (20\text{cm} ; 24\text{cm})$$

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

$$\text{Zone courante : } S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t \leq 80/2$$

$$S_t \leq 40\text{cm} \Rightarrow S_t = 20\text{cm}$$

➤ **Vérification des sections d'armatures transversales**

$$A_{\min}^t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 45 = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^t = 2.7 \text{ cm}^2 < A_t = 5.5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad / \quad \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{537.12 \times 10^3}{450 \times 720} = 1.65 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}) = \min (3.33 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.65 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Sur appui :**

$$M_a = -475.34 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 115.04 \text{ KN}$$

Armatures longitudinales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \quad f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{475.34 \times 10^6}{450 \times 720^2 \times 14.17} = 0.144 \leq \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A' = 0$ (pivot A)

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.144}) = 0.195$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha_u) = 720 (1 - 0.4 \times 0.195) = 663.85 \text{ mm.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{475.34 \times 10^6}{663.85 \times 347.82} = 20.59 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimale des armatures :

$$A'_{\min} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 45 \times 80 = 18 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 450 \times 720 \times \frac{2.1}{400} = 3.91 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\text{calculée}}, A'_{\min}, A_{\min})$$

$$A_s = \max(20.59 \text{ cm}^2, 18 \text{ cm}^2, 3.91 \text{ cm}^2) = 20.59 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 4\text{HA}16 + 4\text{HA}14 = 20.61 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification des armatures Selon le RPA99/2003 :**

➤ **Vérification des sections d'armatures longitudinales :**

zone courante :

$$A = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 45 \times 80 = 144 \text{ cm}^2 > A_{\text{adop}} = 20.61 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

zone de recouvrement :

$$A = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 45 \times 80 = 216 \text{ cm}^2 > A_{\text{adop}} = 20.61 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \phi = 40 \times 20 = 800 \text{ mm}$$

$$L_r = 40 \phi = 40 \times 16 = 640 \text{ mm}$$

Diamètre minimale des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_l ; h / 35 ; b / 10)$$

$$\Phi_t \leq \min (20 ; 22.85 ; 45)$$

$$\Phi_t \leq 20 \text{ mm} \Rightarrow \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

Les armatures transversales :

$$A_t = \frac{A_l}{4} \Rightarrow A_t = \frac{19.09}{4} = 4.77 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 7\Phi 10 = 5.5 \text{ cm}^2$$

Espacements des armatures transversales :

- Selon le **RPA 99**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min (h / 4 ; 12\phi_l)$$

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm} ; 24 \text{ cm})$$

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

$$\text{Zone courante : } S_t \leq h / 2 \Rightarrow S_t \leq 80 / 2$$

$$S_t \leq 40 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Vérification des sections d'armatures transversales**

$$A_{\text{min}}^t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 45 = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}}^t = 2.7 \text{ cm}^2 < A_t = 5.5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad / \quad \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{537.12 \times 10^3}{450 \times 720} = 1.65 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.65 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

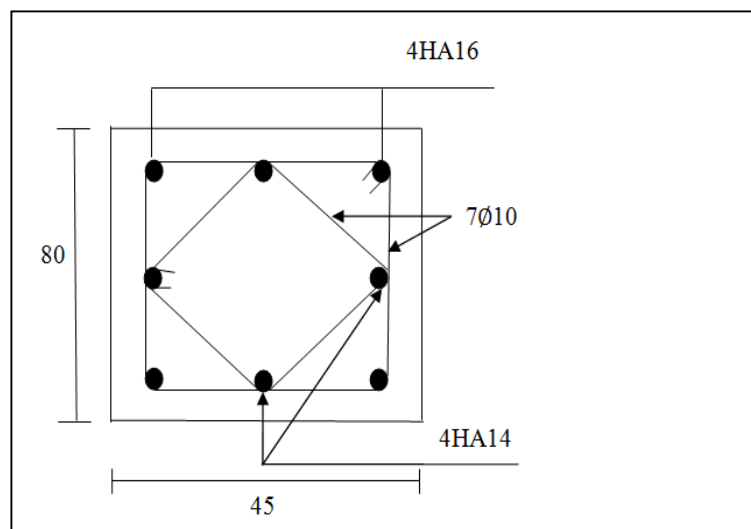


Figure VI.4: Schéma de ferrailage de poutre de redressement

Conclusion générale :

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation, cette expérience nous a permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures, l'application des règlements tels que : RPA99version2003, BAEL91.

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.

L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en semelle filante du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

Bibliographie

Les règles

- Règles parasismiques algériennes (RPA 99 / version 2003)
- DTR B.C. 2.2 « charges permanentes et surcharges d'exploitation »
- Règles BAEL modifiées 99
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93)

Autres document consulté :

- Mémoires de fin d'études
- Cours de béton armé du 3^{ème} année Licence
- Cours de génie parasismique de 1^{er} année Master
- Cahier de TD de béton armé de 3^{ème} année Licence

Logiciels :

- Auto desk robot structural analyse professionnel V2014 Analyse de structure
- Auto desk Auto CAD 2007.....Dessin
- EXCEL 2007Calcul

Annexes

FLEXION SIMPLE (E.L.U)

SECTION RECTANGULAIRE

Données

$$M_u, b, d, d', f_{c28}, f_e$$

$$M_u$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_u < 0.186$$

Non

Oui

$$\epsilon_{bc} = 3.5 \text{‰}$$

$$\mu_u < \mu_l$$

Non

Armatures comprimées

$$\epsilon_{sc} = (3.5 \cdot 10^{-3} + \epsilon_l) \left(\frac{d - d'}{d} \right) \cdot \epsilon_l$$

$$\sigma_{sc} = F(\epsilon_{sc})$$

$$M_R = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$A_{sc} = \frac{M_u - M_R}{(d - d') \cdot \sigma_{sc}}$$

$$A_{st} = \left(\frac{M_R}{Z} + \frac{M_u - M_R}{(d - d')} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$\epsilon_{st} = 10 \text{‰}$$

$$f_{se} = f_e / \gamma_s$$

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

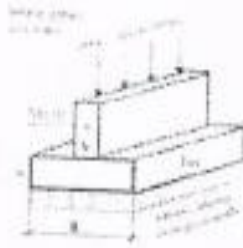
$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_u)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot f_{su}}$$

$$A_s \geq 0.23 \frac{f_{c28}}{f_e} b \cdot d$$

		Sections totale d'acier en cm ²									
Diamètres	Masse kg/m	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0,222	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
8	0,395	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,617	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	0,888	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,210	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,31	13,85	15,39
16	1,580	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20	2,466	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
25	3,850	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
32	6,313	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
40	9,864	12,57	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,53	113,09	125,66

Scielle continue



Scielle isolée

