

République Algérienne Démocratique Et Populaire
**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**



Université de BLIDA 01 « SAAD DAHLAB »

Faculté De technologie

Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'études

Option : Matériaux en Génie civil

Thème

*ETUDE D'UNE STRUCTURE EN (R+9+4 SOUS-SOLS)
AVEC UN CONTREVENTEMENT MIXTE
A WILAYA DE BOUMERDES*

Présenté par :

*- ABBAS FOUAD
- LAROUCI ROUFAIDA*

Encadré par :

Mr AMELLAL OMAR

Promotion 2020/2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicace

À l'aide de Dieu tout-puissant, qui m'a tracé le chemin de ma vie, J'ai pu réaliser ce travail, que je dédie :

A ma chère mère

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être, je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance je t'aime plus que tout, que dieu toujours tu gardes à mes coté mon ange gardien.

A mon cher père

Pour son soutien et sa compréhension.

A mes chers frères et mes chères sœurs

Que dieu les garde toujours pour moi et à mes côtés.

A mon binôme et sa famille.

A mes chères amies et toutes la promotion génie civil.

À toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin

A toute ma Famille.

ROUFAIDA.

Dédicace

Je tiens à remercier en premier lieu DIEU le tout puissant, maître des cieux et des terres, de m'avoir donné le courage et la santé pour achever ce travail.

Ce travail est dédié à mon très « cher père Rachid » mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études. J'espère qu'il apprécie cette thèse comme preuve de reconnaissance de la part d'un ton fils.

*A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences et ce qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureux: **mon adorable mère FATIHA.***

A mon très cher ami « Kacem » tous les mots ne sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance pour ton développement et tes sacrifices, tu as toujours été à mes côtés pour m'épauler et m'aider pendant mes études. Je te dédie cette thèse, puisse tu y trouver le fruit de tes efforts.

*A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, mon soutien moral, mon bonheur et ma joie « **la femme de ma vie** ».*

A mon adorable petite sœur « Alaa » qui sait toujours comment procurer la joie et le bonheur pour toute la famille.

A ma grande sœur et mon cher frère « Ilyes » source d'espoir et de motivation qui m'avez toujours soutenu et encourager durant ces années d'étude.

*A toutes la famille « **ABBAS et ZARGA** »*

A mes chers amis « Salim et Kacem » en souvenir de nos éclats de rire et des bons moments, tous ce qu'on a vécu ensemble, j'espère de tout mon cœur que notre amitié durera éternellement.

A mon binôme et sa famille.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية تتألف من 4 طوابق سفلى + طابق أرضي + 9 طوابق يتم إنجازها بولاية بومرداس المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم **III** حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (**RPA99 version 2003**). مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة العارضات، الأعمدة والجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج الـ **ETABS (v 19 1.1)**

تحديد الأبعاد والتسليح كل العناصر المقاومة للبناءية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر

(**BAEL 91 modifié 99, CBA 93 et RPA 99 version 2003**)

للتحقق من نتائج التسليح استعنا بواسطة برنامج **EXPERT**.

وأخيرا تعد دراسة عناصر البنية التحتية، أي الأسس، جزءا من هذا المشروع.

Résumé

*Le but de cette étude est la conception d'une structure composée d'une RDC +9étages a usage d'habitation et 4 sous-sols à usage Parking qui sera implanté au centre de la wilaya de Boumerdes, classée en zone **III** selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**). La stabilité de l'ouvrage est assurée par des poutres, les poteaux et les voiles de contreventement.*

*L'étude et l'analyse de ce projet ont été menées par le logiciel **ETABS (v 19.1.1)**.*

*Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants est conforme aux règles applicables en vigueur à savoir (**CBA 93, BAEL 91 modifié 99, RPA 99 version 2003**).*

*Pour le calcul et la vérification du ferrailage des portiques nous avons utilisées le logiciel (**EXPERT**).*

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet.

Summary

This project presents a detailed study of a regular shaped building multi-use consists of four basement, a ground floor + 9 stories implanted in the Wilaya of BOUMERDAS.

This study consists of four parts:

The first part is the general description of the project with a presentation of the architectural aspects of building elements, then the predimensionement structure and finally the descent of the load.

The second part was devoted to secondary nutrients (the staircase beams, solid slabs and parapet wall).

*The dynamic study of the structure was begun in the third part determined by **ETABS19** to various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).*

The last part includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (columns beams and foundation).

*Taking into account the recommendations of **BAEL91, modifiée99** Algerian seismic regulations and*

RPA 99/2003.

*Keywords: building, concrete, **BAEL91, RPA 99/2003, ETABS19.***

Sommaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction	p2
I.2.Présentation du projet	p2
I.3.Caractéristiques des matériaux	p5
I.4.Hypothèses de calcul	p11

Chapitre II : Pré dimensionnement et Descentes Des Charges

II.1 : Introduction	p12
II.2 : Évaluation des charges et surcharges	p12
II.3 : Pré dimensionnement des poutres	p14
II.4 : Pré dimensionnement des planchers	p16
II.5 : Pré dimensionnement des poteaux	p18
II.6 : Pré dimensionnement des voiles	p26

Chapitre III : Calcule Des Eléments Secondaires

III.1 : Introduction	p28
III.2 : Etude des planchers	p28
III.3.Etude des balcons	p49
III.4Etude de la dalle d'ascenseur	p53
III.5 Les Escalier	p57

Chapitre IV: Etude dynamique

IV.1. Introduction	p75
IV.2. Choix de la méthode	p75
IV.3.Application de la méthode d'analyse modale spectrale	p75
IV.4.Détermination de la force sismique totale par la méthode statique équivalente	p75
IV.5.Calcul et vérification des déplacements	p86
IV.6. Vérification de l'effort normal réduit V	p87
IV.7. Justification vis-à-vis l'effet $P-\Delta$	p75

Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

<i>V.1. Introduction</i>	<i>p91</i>
<i>V.2. Etude des poteaux</i>	<i>p91</i>
<i>V.2 Etude des voiles</i>	<i>p102</i>
<i>V.3.Etude des poutres</i>	<i>p115</i>

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

<i>VI.1. Introduction</i>	<i>p125</i>
<i>VI.2. Classification des fondations</i>	<i>p125</i>
<i>VI.3. Etude préliminaire du choix de type de semelle</i>	<i>p125</i>
<i>VI.4. Voile périphérique</i>	<i>p141</i>

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Le dosage de béton selon l'utilisation par (1 m ³)	06
Tableau II.1 : Dalle corps creux	12
Tableau II.02 : Dalle pleine	13
Tableau II.03 : Dalle en corps creux	13
Tableau II.04 : Composition de Mur extérieur	14
Tableau II.05 : Choix des sections des poutres	16
Tableau II.06 : Type des poteaux	20
Tableau II.07 : Tableau des charges	21
Tableau II.08 : Tableau des charges	23
Tableau II.09 : Tableau des charges	25
Tableau II.10 : Tableau des sections	26
Tableau II.11 : choix final des poteaux central.....	26
Tableau III.01 : Evaluation des charges.	29
Tableau III.02 : Ferrailage de la dalle pleine.....	29
Tableau III.03 : Vérification des contraintes du la dalle pleine.....	32
Tableau III.04 : Correction des contraintes d'acier à l'ELS.....	33
Tableau III.05 : les charges.....	34
Tableau III.06 : Récapitulatif des sollicitations à E.L.U.	36
Tableau III.07 : Récapitulatif des sollicitations à E.L.S.....	36
Tableau III.08 : Ferrailages de la poutrelle (type 1) en travées et en appuis.....	40
Tableau III.09 : Calcul du ferrailage fait pour les poutrelles type 1.....	41
Tableau III.10 : Récapitulatif des moments fléchissant en travée et en appui à ELU.....	47
Tableau III.11 : Récapitulatif des moments fléchissant en travée et en appui à ELS.....	48
Tableau III.12 : Récapitulatif Efforts tranchants en travée et en appui.....	48
Tableau III.13 : Ferrailages de la poutrelle en travées et en appuis.....	48
Tableau III.14 : Sollicitations et contre poids des parties en saillie.....	52
Tableau III.15 : Ferrailage des parties en saillie.....	52
Tableau III.16 : Descente de charges permanentes	53
Tableau III.17 : Evaluation des charges permanentes de Palier.....	59
Tableau III.18 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse	60
Tableau III.19 : Descente des charges de Volée	63
Tableau III.20 : Descente des charges de Palier	64

Tableau III.21 : Tableau de ferrailage a ELU	66
Tableau III.22 : ferrailage a ELS	68
Tableau III.23 : Résultats de calcul des contraintes de béton	69
Tableau III .24 : Résultat de Sollicitation a l'E.L. U et l'E.L. S	70
Tableau III.25 : ferrailage d'escalier	71
Tableau III.26 : ferrailages d'escalier	72
Tableau III .27 : Résumé des résultats de ferrailage à ELU	74
Tableau IV.1 valeurs des pénalités P_q	78
Tableau IV.2 : Périodes et facteurs de participation modale	79
Tableau IV.3 : Vérification des déplacements inter étage dans les deux sens (x, y).....	87
Tableau IV.4. : Les sections des poteaux	88
Tableau IV.5 :Vérification de l'effort normal réduit des poteaux	88
Tableau IV.6 : Vérification à l'effetP- Δ sens (X-X).....	89
Tableau IV.7 : Vérification à l'effetP- Δ sens (y-y).....	90
Tableau V.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux.....	91
Tableau V.2 : Les sollicitations (M&N) du poteau le plus sollicité	94
Tableau V.3 : Ferrailage longitudinal des poteaux.....	99
Tableau V.4 : Vérifications des contraintes tangentielles dans les poteaux.....	99
Tableau V.5 : Les sollicitations (M&N) du voile.....	108
Tableau V.6 : Ferrailages des voiles verticale plan(1-2) 1 ^{er} cas suivants X.....	109
Tableau V.7 : Ferrailages des voiles verticale plan(1-2) 1 ^{er} cas suivants y	109
Tableau V.8 : Ferrailages des voiles verticale plan(1-2) 2 ^{eme} cas suivants X	110
Tableau V.9 : Ferrailages des voiles verticale plan(1-2) 2 ^{ème} cas suivant y.....	110
Tableau V.10 : Ferrailages des voiles horizontal 1 ^{ere} cas	111
Tableau V.11 : Ferrailages des voiles horizontal 2 ^{eme} cas	112
Tableau V.12 : Calcul de ferrailage des poutres (40×30)(1.35G + 1.50Q)	116
Tableau V.13 : Calcul de ferrailage des poutres (40×30)(G + Q \pm E)	117
Tableau V.14 : Calcul de ferrailage des poutres (40×30)(0.8G \pm E).....	117
Tableau V.15 : Calcul de ferrailage des poutres (35×30)(1.35G + 1.50Q).....	117
Tableau V.16 : Calcul de ferrailage des poutres (35×30).(G + G \pm E)	118
Tableau V.17 : Calcul de ferrailage des poutres (35×30)(0.8G \pm E).....	118
Tableau V.18 : Choix des armatures des poutres (30×40)	118
Tableau V.19 : Choix des armatures des poutres (35×30)	119
Tableau V.20 : Vérification de la Condition de Non Fragilité.....	119

Tableau V.21: Vérification des contraintes à E.L.S (40×30).....	120
Tableau V.22 : Vérification des contraintes à E.L.S (35×30)	120
Tableau V.23 : Vérification de la contrainte de cisaillement	121
Tableau V.24 : calcul des armatures transversales.....	121
Tableau V.25 : Vérification de la flèche de poutre porteuse.....	123
Tableau V.27 : vérification de la flèche de poutre non porteuse.....	123
Tableau VI.1: Contraintes sous le radier à l'ELU	131
Tableau VI.2: Contraintes sous le radier à l'ELS	131
Tableau VI.3: Calcul des moments à l'ELU	133
Tableau VI.4: Calcul des moments à l'ELS	133
Tableau VI.5: Ferrailage de panneau du radier	133
Tableau VI.6 : Vérification des contraintes (P).....	134
Tableau VI.7: Redimensionnement des armatures.....	135
Tableau VI.8 : Vérification des contraintes (P).....	135
Tableau VI.9: Ferrailage des nervures (sens non porteur)	135
Tableau VI.10: Ferrailage des nervures (sens porteur)	136
Tableau VI.11: Vérification des contraintes P1	136
Tableau VI.12: Redimensionnement des armatures	136
Tableau VI.13 : Vérification des contraintes	137
Tableau VI.14 : Espacement des armatures transversales	138
Tableau VI.15. : Choix des armatures transversales	138
Tableau VI.16 : Vérifications des contraintes du béton et d'acier.....	141
Tableau VI.17: Ferrailage de la dalle.....	145
Tableau. VI.18 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	147

Chapitre I :
Présentation de
l'ouvrage

Chapitre II :
Pré dimensionnement
et Descentes Des
Charges

Chapitre III :
Calcul Des Eléments
Secondaires

Chapitre IV :
Etude dynamique

Chapitre V :
Etude Des Eléments
Structuraux

Chapitre VI :
Etude de
l'infrastructure

LISTE DES SYMBOLES

Notations en majuscule

$\mathcal{A}, \mathcal{A}_s$: Aire d'une section d'acier.

\mathcal{A}_t : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.

\mathcal{B} : Aire d'une section béton.

\mathcal{B}_r : Section réduite.

\mathcal{E} : Module d'élasticité longitudinale du béton.

\mathcal{F} : Force ou action.

\mathcal{G} : Charge permanente.

\mathcal{Q} : Surcharge d'exploitation.

\mathcal{H} : Hauteur.

\mathcal{I} : Moment d'inertie.

\mathcal{L} : Longueur ou portée.

\mathcal{M} : Moment de flexion le plus souvent.

\mathcal{M}_u : Moment à l'état limite ultime.

\mathcal{M}_{ser} : Moment de calcul à l'état limité de service.

\mathcal{N} : Effort normal.

\mathcal{N}_u : Effort normal ultime.

\mathcal{N}_{ser} : Effort normal service.

\mathcal{P} : force ou action.

\mathcal{R} : réaction.

\mathcal{S} : Section.

\mathcal{S}_t : Espacement des armatures transversales.

\mathcal{T} : Effort tranchant.

\mathcal{V} : Effort tranchant.

\mathcal{W} : poids.

Notations en minuscule

a : Dimension transversale.

b : Dimension longitudinal.

b_0 : Epaisseur brute de l'âme d'une section.

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_e : la limite d'élasticité de l'acier.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton âgé de j jours.

f_{t28} et f_{c28} : Grandeurs précédemment calculé à 28 jours.

h : Hauteur d'une section de béton.

i : Rayon de giration.

j : Nombre de jours.

k : Coefficient.

l : Longueur.

l_f : Longueur de flambement

r : Rayon de courbure.

t : Période.

Z_b : Bras de levier.

Nomenclatures Grecques

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

ε_{bc} : Raccourcissement relatif du béton.

ε_s : Déformation de l'acier.

η : Coefficient de fissuration relative à une armature.

θ : Coefficient sans dimension.

λ : Elancement.

μ : Coefficient de frottement.

ν : Coefficient de poisson.

α : Rapport de deux dimensions en particulier rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.

σ : Contrainte normale générale.

σ_{bc} : Contrainte de compression dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction dans l'acier.

τ_u : Contrainte tangentielle admissible.

\mathcal{T}_s : Contrainte d'adhérence.

INTRODUCTION GENERALE

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 activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés 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.

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

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

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implantée dans une zone de forte sismicité (zone III), comportant trois (04) Sous-Sol, un RDC et 9 étages n'est pas encore réaliser à Boumerdes.

Pour ce faire on va développer se présent mémoire en 6 chapitres qui sont :

- Le premier chapitre portera sur la présentation complète du projet à étudier, la définition de ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement

des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment (planchers, poutres, poteaux, voiles).

- Le troisième chapitre sera le calcul des éléments non structuraux (planchers, escaliers, balcons).
- Le chapitre portera sur l'étude de la rampe d'accès au parking
- Le quatrième chapitre l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul **ETABS**.
- Le cinquième chapitre portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poutres, poteaux, voiles).
- Le sixième chapitre calcul des fondations.

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.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2.Présentation du projet :

I.2.1.Définition :

Notre projet est un bâtiment (R+9) et 4 sous-sols des dimensions (37.65x14) m et d'une section occupée (527.1 m²).

Le bâtiment (R+9) est composé de :

- ✓ **RDC** : est composé des commerces, des WC, des vitrines, un local transmuté, les escaliers, les petites cabines de contrôle de c(électricité, eau et gaz).
- ✓ **Les autres étages** : (étage 1 à 9) sont composé de 02 F4 (Séjour, 03 chambres, SDB, WC, et cuisine avec séchoir), et 02 F3 (Séjour, 02 chambres, SDB, WC, et cuisine avec séchoir), les escaliers, les petites cabines de contrôle de (électricité, eau et gaz).
- ✓ **La terrasse** : est une terrasse inaccessible (la toiture).
- ✓ **Les 3 Sous-Sol** : c'est des parkings

Ce bâtiment est implanté dans la wilaya de Boumerdes, zone de forte sismicité (zone III) selon RPA99/version2003.

La structure est en béton arme à contre vente mixte (portique et voile).

I.2.2.Présentation architecturale :

Notre habitat étudier est constitué de deux blocs séparés par un joint de dilatation, de dimensions suivantes :

- Hauteur de RDC : 4.32 m
- Hauteur de l'étage courant : 3.20 m
- Hauteur de sous-sol : 3.06 m
- Hauteur toiture : 5.67 m
- Hauteur de l'ouvrage : 39 m
- Longueur en plan : 38 m

- Largeur en plan : 17 m

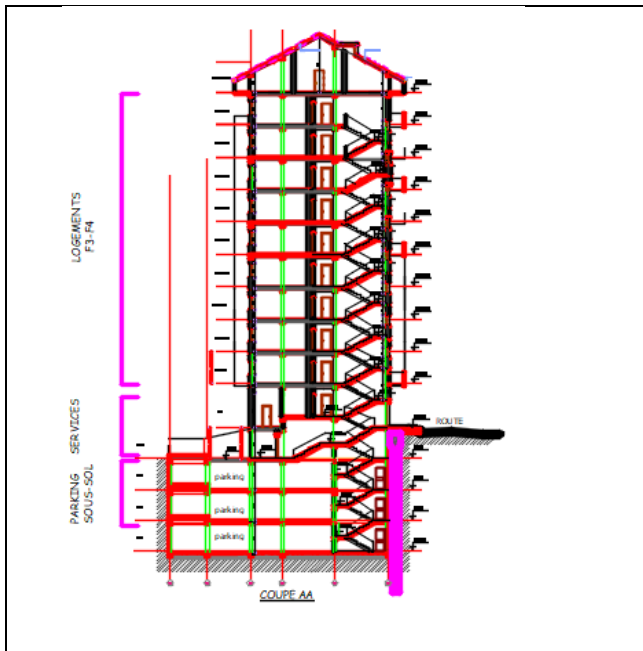


Figure I. 1: Coupe A_A.

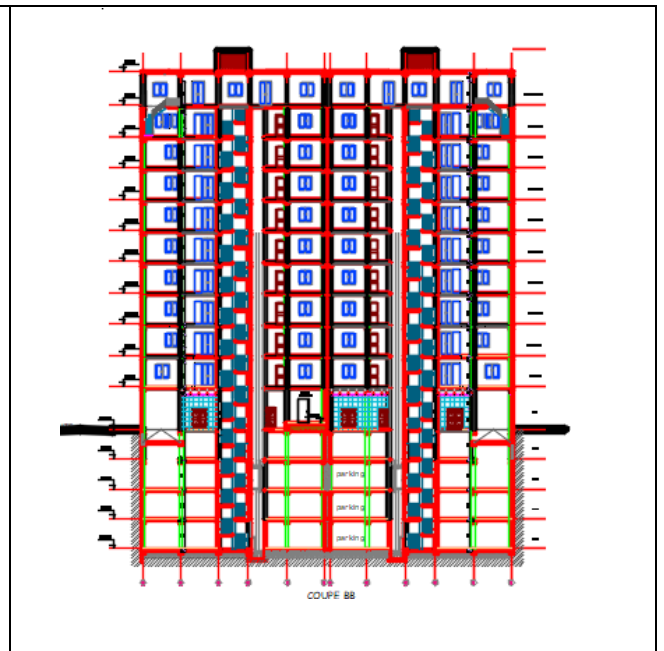


Figure I. 2: Coupe B_B.

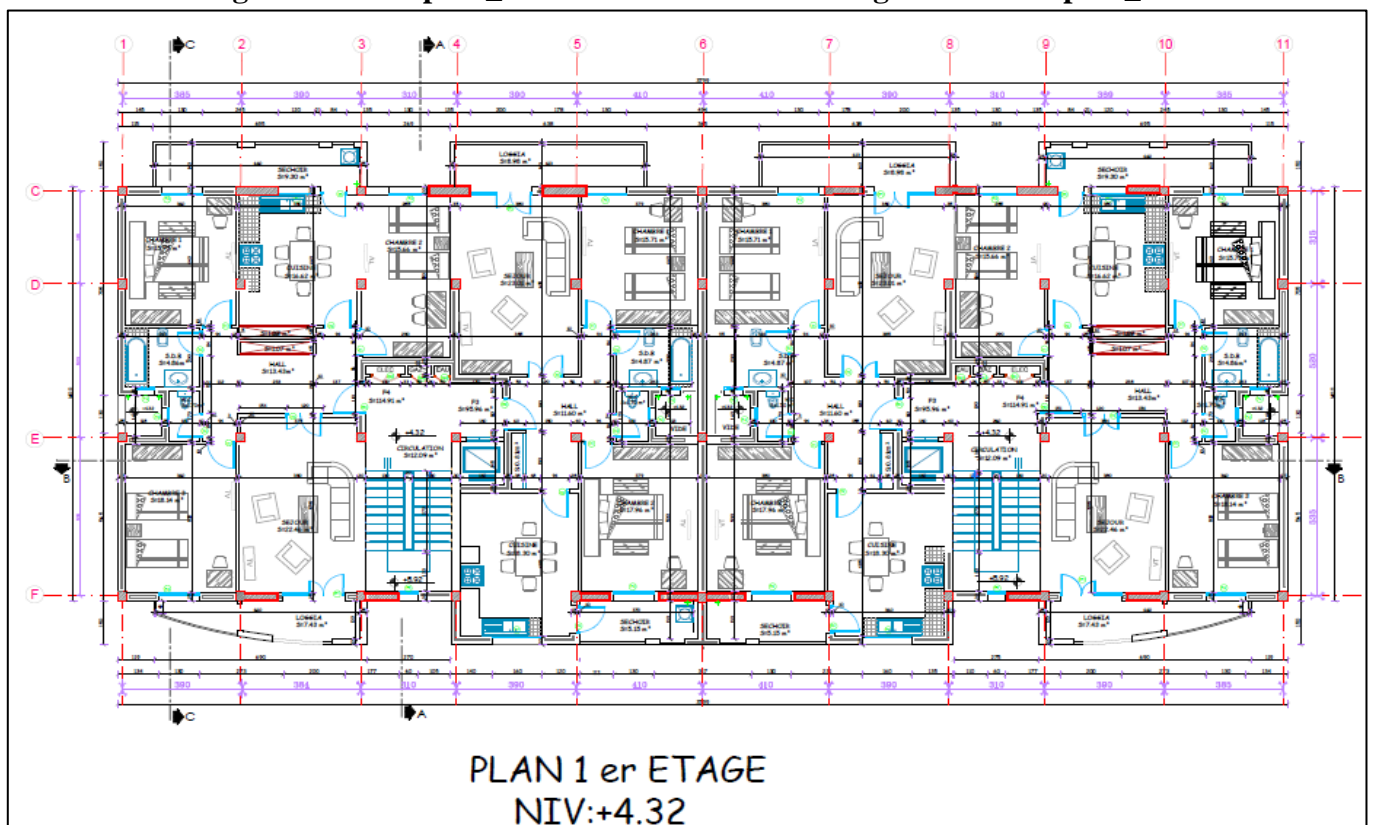


Figure I.03 : vue en plan de l'étage .

I.2.3.Régularité en plan et en élévation :

Selon RPA99/2003 la forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher supérieur ou égale à 0.25 et inférieure ou égale 4:

- $0.25 < L_X/L_Y = 2.71 < 4$ CV
- $I_X/L_X = 4/37.99 = 0.1 < 0.25$ CV
- $I_Y/L_Y = 5.25/17 = 0.3 < 0.25$ CV

✓ Les blocs sont classé irréguliers en plan.

On vérifie la régularité en élévation :

- Bloc 01 : $B'/B = 14/17 = 0.82 > 0.67$ CV

✓ Les blocs sont classés régulier en élévation.

Alors notre bâtiment est classé régulier en plan et en élévation.

I.2.4.Présentations techniques :

Plancher :

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides ;

On adopte deux types :

- Plancher à corps creux pour RDC, étage courante et terrasse inaccessible.
- Dalle pleine est adopté pour les balcons et les sous-sols.

Escalier :

Il y a un seul type des escaliers utilisés dans ce bâtiment qui est : un escalier à deux volées et un palier de repos.

Enduit et Revêtement :

- Céramique pour SDB, cuisines.
- Carrelage et plinthe pour les planchers et les escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et extérieurs.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.

Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses.

Pour cet ouvrage, nous avons deux types de murs :

- Mur extérieurs : Ils sont constitués en deux rangées :
 - Brique creuse de 15 cm d'épaisseur.
 - L'âme d'aire de 5 cm d'épaisseur.
 - Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- Mur intérieurs : Ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

La toiture :

Une toiture (l'ensemble des toits d'un bâtiment) est une couverture généralement

supportée par une charpente.

Le garde-corps :

Pour assurer la sécurité des habitations, les balcons et la terrasse accessible sont entourés par des garde-corps en brique creux d'épaisseur de 10 cm, la hauteur est 1.2 m.

Les Poutres :

Sont des éléments horizontaux, permettent la transmission des charges aux poteaux.

Les poteaux :

Sont des éléments verticaux, permet la transmission des charges aux fondations.

Les voiles :

Sont en béton armé, conçus pour reprendre les efforts horizontaux.

Les fondations (l'infrastructure) :

Le système de fondation doit être homogène pour assurer la transmission des charges au sol et pour limiter les tassements différentiels.

I.2.5.Donnés du site :

Ce bâtiment est implanté dans la zone III de forte sismicité selon RPA99/version 2003.

Les règlements de calcul :

L'étude de cet ouvrage est effectuée suivant les règles de calcul et de conception qui sont utilisés actuellement en Algérie :

- ✓ RPA99 version 2003 (Règlement Para sismique Algérien).
- ✓ BAEL91 (Béton Armé Aux Etats Limites).
- ✓ Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- ✓ DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- ✓ DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

I.3.Caractéristiques des matériaux :

I.3.1.Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est liée à la résistance des différents éléments structuraux (poutres, poteaux, voiles...) et aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments se dépend au type des matériaux utilisés, ainsi que leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul de ces éléments qui constituants l'ouvrage on applique les règlements mentionnés dans (1.6), qui se base totalement sur la connaissance des matériaux (béton et acier), aussi le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants.

I.3.2.Béton :

Définition :

Le béton est un matériau hétérogène, résultat d'un mélange des matières internes appelée granulats ou agrégats (graviers, sables, etc.), et un liant (ciment, bitume, ...) en présence de l'eau ; après son durcissement il aura les caractéristiques suivantes :

- La résistance aux agents agressifs, eau de mer, acides, ...etc.
- La résistance mécanique, elle est essentiellement résistée à la compression simple.
- Les déformations instantanées et sur tout différées, que l'on souhaite généralement la plus faible possible, ...etc.

Dosage du béton :

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier (selon l'utilisation).

Tableau I.1 : Le dosage de béton selon l'utilisation par (1 m³).

	Ciment	Granulat	Sable	Eau
Béton de fondation	350 kg	1050 kg	800 kg	175 L
Dallage béton	300 kg	1100 kg	830 kg	155 L
Béton armé	400 kg	980 kg	720 kg	195 L

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200kg/m³ et 2500kg/m³

Résistances mécaniques du béton

✓ **Résistance à la compression f_{cj} et à la traction f_{tj} :**

La résistance du béton à la compression et à la traction est déterminée à partir des essais aux laboratoires comme :

- L'essai de compression sur des éprouvettes cylindrique 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur, pour la mesure de la résistance à la compression.
- L'essai de traction axiale pour la mesure de la résistance à la traction.

Les formules de calculs sont mentionnées dans le CBA.93 (A.2.1.1.1) et (A.2.1.1.2).

Résistance minimale du béton :

Voir le CBA.93 (A.2.1.1.4).

Module d'élasticité (déformations longitudinales du béton):

Le module d'élasticité : c'est le rapport entre la contrainte normal et la déformation engendrée, il existe 02 types de modules (selon la durée de l'application de la contraint):

✓ **Module d'élasticité instantané :**

Lorsque la contrainte normale appliquée est inférieure à 24 heures, le module est égal :

$$E_{ij} = 11000 \left(f_{cj} \right)^{1/3} \text{ .. CBA (A.2.1.2.1)} \rightarrow \text{pour : } f_{c28} = 28 \text{ Mpa};$$

On a : $E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa}$.

✓ **Module d'élasticité différée :**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée et à fin prendre en considération l'effet de fluage du béton, donc le module est égal à :

$$E_{ij} = 3700 \left(f_{cj} \right)^{1/3} \text{ .. CBA (A.2.1.2.2)} \rightarrow \text{pour : } f_{c28} = 25 \text{ Mpa};$$

On a : $E_{ij} = 10818.87 \text{ Mpa}$.

▪ **Contraintes limites du béton :**

➤ **Etat limite ultime**

Pour le calcul à L'ELU, on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

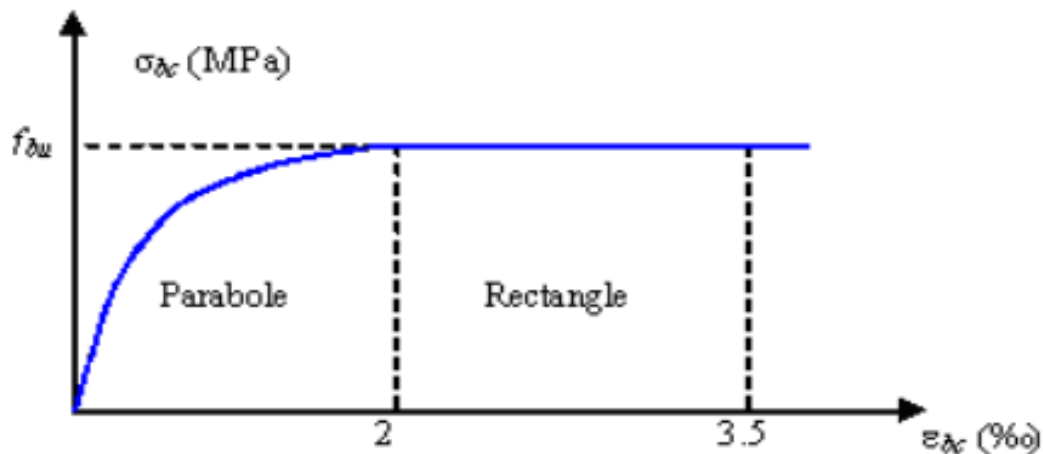


Figure I.04 : Diagramme Contrainte – déformation du béton.

La résistance de calcul du béton en compression à l'ELU.

$$F_{bu} = 0,85 \frac{F_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

- γ_b : Le coefficient partiel de sécurité pour le béton :

$\gamma_b = 1,15$ Combinaison accidentelle

$\gamma_b = 1,5$ Autre cas

- θ : Coefficient prenant en compte la durée(t) d'application des charges

$\theta = 1$ pour $t > 24$ heures

$\theta = 0.9$ pour $1 \text{ heures} \leq t \leq 24 \text{ heures}$

$\theta = 0.85$ Pour $t \leq 1$ heure

Pour notre cas : $F_{bu} = 0,85 \frac{25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{MPa}$

σ_{bc} : La contrainte de compression du béton.

- **Etat limite de service :**

La contrainte limite à l'ELS vis à vis la durabilité du béton comprimé est par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times F_{c28}$$

Pour Notre cas : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$

- **Coefficient ultime de cisaillement du béton :**

Fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_u = \min (0,2F_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{MPa})$$

$$\tau_u = \min(3,33 \text{MPa} ; 5 \text{MPa}) \Rightarrow \tau_u = 3,33 \text{MPa}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u = \min (0,15F_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{MPa})$$

$$\tau_u = \min (2,5 \text{MPa} ; 4 \text{MPa}) \Rightarrow \tau_u = 2,5 \text{MPa}$$

Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale, dans le CBA.93 (A.2.1.3) :

- $\nu = 0.20$ à l'ELS ; pour le calcul des déformations.
- $\nu = 0.00$ à l'ELU ; pour le calcul des sollicitations...

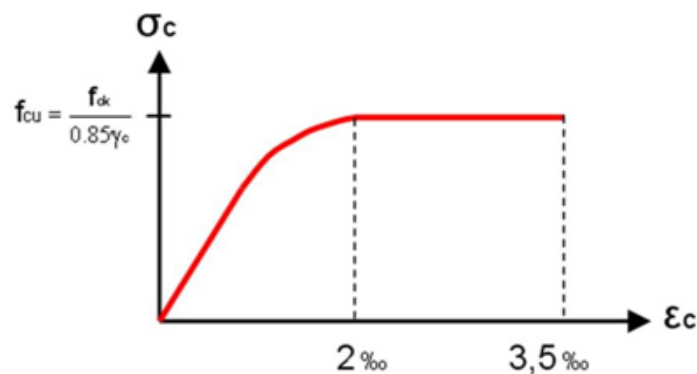


Figure I.05 : Coefficient de poisson.

I.3.3.Aciers :

- **Définition :**

Les aciers sont des mélanges de fer et carbone, leur rôle est de reprendre et d'absorber

les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

- On distingue deux types d'aciers :
 - Acier doux inclut 0.15 à 0.25% de carbone.
 - Acier dur inclut 0.25 à 0.40% de carbone.
- Il y a deux classes d'acier (haute adhérence) :
 - FeE 400
 - FeE 500

Module d'élasticité longitudinale :

$$E_s = 200000 \text{ Mpa} \dots \text{CBA (A.2.2.1).}$$

• Contraintes limites de calcul :

✓ **Etat limite ultime :**

Pour le calcul on utilise le diagramme déformation-contraint ... CBA (A.2.2.2)

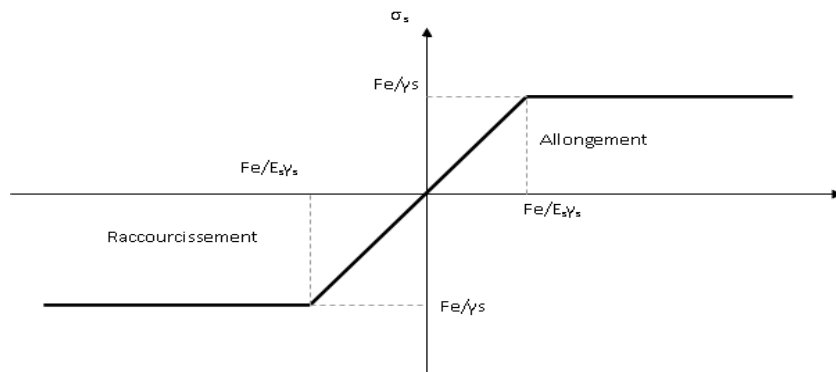


Figure I.06 : Diagramme contraintes déformation de l'acier type (1, 2, 3).

✓ **Etat limite service :**

D'après les règles BAEL91, il existe trois cas de fissurations :

- Fissuration peu nuisible : Cas des éléments situés dans les locaux couverts.
 ⇒ Dans ce cas il n'y a pas de vérification à effectuer.
- Fissuration préjudiciable : il faut vérifier que :

$$\sigma_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max} \left(0.50 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t_j}} \right) \right) \Rightarrow \text{pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa};$$

on a: $\sigma_s = 201.63 \text{ Mpa}$.

- Fissuration très préjudiciable : il faut vérifier que :

$$\sigma_s = 0.80 \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max} \left(0.50 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t_j}} \right) \right) \text{Mpa} \Rightarrow \text{pour } f_{c28} =$$

25 Mpa;

on a: $\sigma_s = 161.30 \text{ Mpa}$.

η : coefficient de fissuration.

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

$\eta = 1.6$ pour les hautes adhérences; $\varphi \geq 6$ mm.

• **Protection des armatures :**

Pour avoir un bon bétonnage et pour protéger les armatures contre les agents agressifs et les effets intempéries ; on doit veiller et assurer que l'enrobage (C) des armatures doit :

- $C \geq 4$ ou 5 cm : Pour les éléments exposés à l'air, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$ cm : Pour les éléments situés au contact des liquides (réservoir, canalisation,).
- $C \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

• **Actions et sollicitations :**

Pour assurer la bonne stabilité d'un bâtiment on va assurer que leurs éléments constructifs doivent résister aux différentes actions et sollicitations.

Les actions :

✓ **Action verticale :**

Elles peuvent être permanentes, constantes ou variables pendant le temps. Telle que :

- Le poids propre de structure.
- Les charges d'exploitations et de température.
- Les déformations permanentes imposées à la construction.

✓ **Action horizontale :**

Généralement elles sont accidentelles, comme :

- L'action sismique (séisme).
- L'action de choc.

Les sollicitations :

Ce sont les efforts et les moments développés dans une section par combinaisons d'action données. Ce sont :

- Les efforts normaux et les efforts tranchants.
- Les moments de flexion et les moments de torsion
- Les hypothèses de calcul sont mentionnées dans le CBA.93 (A.4.3.2).

Les combinaisons d'actions en appliquant à la structure pour calculer les sollicitations sont définies ci-après :

- A l'état limite ultime de résistance « **E.L.U** » :

❖ Pour les situations durables :

$$P1 = 1,35G + 1,5Q$$

❖ Pour les situations accidentelles :

$$P2 = G + Q \pm E$$

$$P3 = 0,8G \pm E$$

- A l'état limite service de résistance « **E.L.S** » :

$$P4 = G + Q$$

Avec :

- ✓ **G** : Charge permanente.
- ✓ **Q** : Charge d'exploitation.
- ✓ **E** : L'effort de séisme.

I.3.Hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

Pour le béton :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25$ Mpa.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.865$ Mpa.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32456.595$ Mpa.

Pour les armatures en acier :

- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation $\frac{f_e}{\sigma_s}$ est égale à

$$\text{Haute adhérence} \begin{cases} \sigma_s = 435MPa & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400MPa & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

- Allongement de rupture : $\zeta_s = 10\text{‰}$.

Treillis soudés (de la dalle de compression). $f_e E400$

II.1. Introduction :

Le Pré dimensionnement a pour but « le pré calcul » des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et le RPA 99 modifié 2003, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Évaluation des charges et surcharges :

II.2.1. Charges permanentes :

✓ Plancher terrasse (terrasse non accessible) :

- Dalle corps creux :

- **Tableau II.1 : Dalle corps creux .**

N°	Matière	Épaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Protection mécanique en gravie	-	18	0,90
2	Étanchéité multicouche	-	-	0,12
3	Forme de pente (1%)	10	22	2,20
4	Isolation thermique (Liège)	4	4	0,16
5	Dalle à corps creux	20	-	3,05
6	Enduit en plâtre	2	10	0,20
			$\Sigma G =$	6,63 kN/m ²

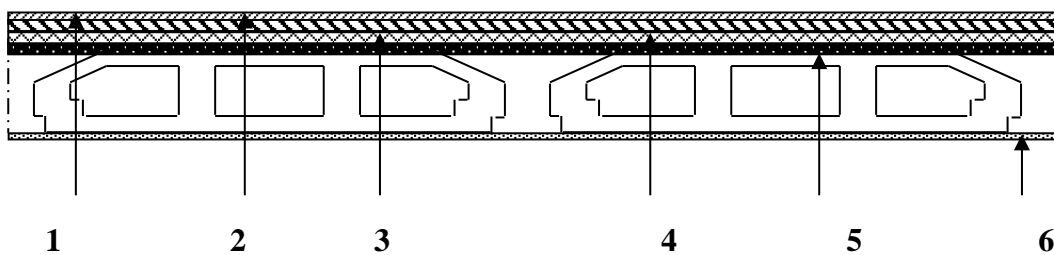


Figure II.01 : Coupe verticale du plancher terrasse a corps creux .

- Dalle pleine :

Tableau II.02 : Dalle pleine .

N°	Matière	Épaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Protection mécanique en gravie	-	-	0,90
2	Étanchéité multicouche	5	-	0,12
3	Forme de pente (1%)	-	-	2,20
4	Isolation thermique (Liège)	10	-	0,16
5	Dalle de compression + corps creux	4	25	3,75
6	Enduit en plâtre	2	-	0,20
$\Sigma G =$				7,33 kN/m ²

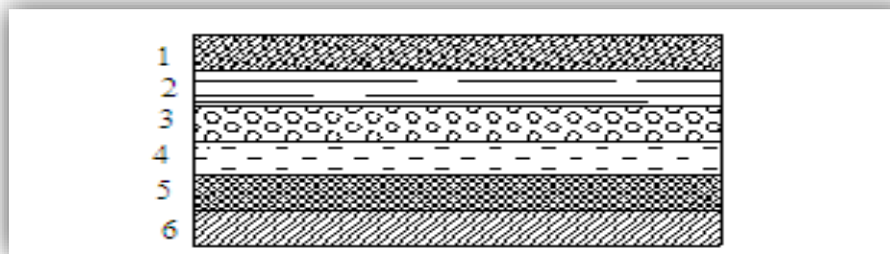


Figure II.2 : Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine .

✓ Plancher d'étage courant :

- Dalle en corps creux :

- Tableau II.03 : Dalle en corps creux .

N°	Matière	Épaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0,40
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	3	18	0,54
4	Dalle à corps creux	20	-	3.05
5	Enduit de plâtre	2	10	0,20
6	Cloisons légères internes	-	-	1,00
$\Sigma G =$				5.59 kN/m ²

✓ **Maçonnerie :**

- Mur extérieur :

- **Tableau II.04 : Composition de Mur extérieur.**

Matière	Epaisseur(cm)	P(kN/m ³)	P(kN/m ²)
1-enduit de ciment	2	18	0.36
2-brique creuse	15	8.66	1.30
3-vided'air	/	/	/
4-brique creuse	10	8.66	0.90
5-enduit de plâtre	3	14	0.42
$\Sigma G =$			2.98KN/m²

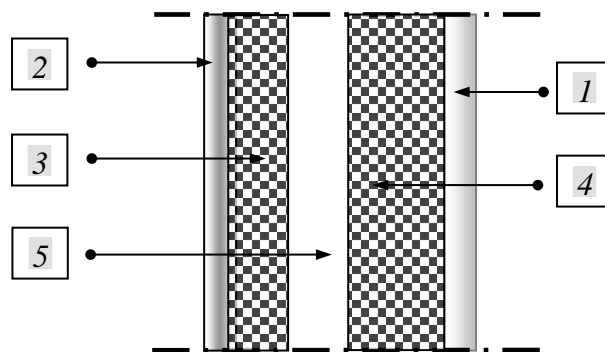


Figure II.03 : Mur extérieur.

II.3 : Pré dimensionnement des poutres :

• **Les poutres :**

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99-2003.

• Selon BAEL91 :

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

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

• Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

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

Avec :

L : La portée de la poutre.

h : La hauteur de la poutre.

b : La largeur de la poutre.

- Les poutres principales:

$$L = L_{1\max} = 5.25 \text{ m} \quad L = 5.25 - 0.3 = 4.95 \text{ m}$$

- Par BAEL 91 :

$$\begin{cases} \frac{495}{15} \leq h \leq \frac{495}{10} \rightarrow 33 \leq h \leq 49.5 \\ 0.3(45) \leq b \leq 0.7(45) \rightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5 \end{cases}$$

On prend :

$$h = 45 \text{ cm}$$

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

- ✓ Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier} \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier} \end{cases}$$

Conclusion :

Donc on choisit une poutre de section (30*45)

- La poutre secondaire :

$$L = L_{1\max} = 4.1 \text{ m} \quad L = 4.1 - 0.3 = 3.8 \text{ m}$$

- Par BAEL 91 :

$$\begin{cases} \frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10} \rightarrow 25.3 \leq h \leq 38 \\ 0.3(35) \leq b \leq 0.7(35) \rightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5 \end{cases}$$

On prend :

$$h = 35 \text{ cm}$$

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

Conclusion :

Donc on choisit une poutre de section (35*30).

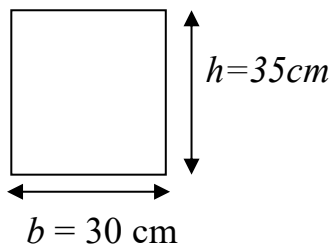


Figure II.4 : Poutre secondaire .

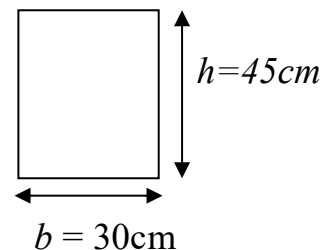


Figure II.5 : Poutre principal .

• **Vérification de la rigidité :**

Le choix final des sections des poutres dépend de la vérification de la flèche qui se traduit par :

$$F_{\max} \leq f_{\text{adm}} \begin{cases} f = 0.5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{Si } L > 5 \text{ m} \\ & \text{Si } L \leq 5 \text{ m} \end{cases}$$

$$f = \frac{L(\text{cm})}{500}$$

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} = 1202.621$$

Avec :

q : la charge uniformément répartie déterminée à l'E.L.S (q = G + Q).

L : la portée de la poutre.

I : moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion $I = bh^3/12$.

E : Module de YOUNG différée du béton armé : $E = 11000/3 (f_{c28})^{1/3} = 10721.4 \text{ MPA}$

$L_{\max} = 525, L = 525 - 30 = 495 \text{ cm}$

$$F_{\max} \leq f_{\text{adm}} \begin{cases} f = 0.5 + \frac{495}{1000} = 0.995 \text{ cm} = 99.5 \text{ m} & \text{Si } L > 5 \text{ m} \\ & \text{Si } L \leq 5 \text{ m} \end{cases}$$

$$f = \frac{495}{500}$$

Choix des sections des poutres :

Tableau II.05 : Choix des sections des poutres .

Niveau	(h x b) cm ²	
	P. Principale	P. Secondaire
Terrasse	45*30	30*35
Plancher	45*30	30*35

II.4 : Pré dimensionnement des planchers :

II.4.1 : Dalle pleine :

Dans notre structure on a deux types de planchers dalle pleine et corps creux.

✓ Plancher à dalle pleine :

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisation et des conditions de résistance, on déduira l'épaisseur des dalles des conditions ci-après :

- Condition de sécurité contre l'incendie :

$e = 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.

$e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

$e = 17,5\text{cm}$ pour deux quatre heures de coupe-feu.

- Résistance à la flexion :

$$\text{Dalle reposant sur deux côtés : } \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

$$\text{Dalle reposant sur trois ou quatre cotés : } \frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre cotés a une portée égale à : $L_x = 5.25\text{m}$.

$$\frac{525}{50} \leq e \leq \frac{525}{40} \rightarrow 10.3 \leq e \leq 13.125$$

- Isolation phonique :

Selon les règles du CBA93 en vigueur en Algérie, L'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à : 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Donc, on limitera l'épaisseur dans notre cas à 15cm.

Alors on adopte : $e = 15\text{ cm}$.

II.4.2 : Plancher en corps creux :

C'est une dalle horizontale associée à un système de poutres (principales, secondaires poutrelles).

L'épaisseur de la dalle est déterminée par la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

L : La portée maximale entre nus d'appuis.

h_t : Hauteur maximale du plancher.

$$L_{\max} = 5.25\text{ m} \quad L = 525 - 30 = 495\text{ m}$$

$$\frac{495}{25} \leq h_t \leq \frac{495}{20} \Rightarrow 19.8 \leq h_t \leq 24.75$$

Suivant la standardisation nous adoptons un plancher (16+5) cm

$$h_t = 21\text{ cm}$$

Nous avons ainsi :

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

$$h_0 = 5\text{ cm}.$$

Conclusion :

La hauteur maximale du plancher $H_t = 21\text{ cm}$.

II.5 : Pré dimensionnement des poteaux :

• **Dimensionnement des poteaux :**

Selon les prescriptions du PRA 2003 les dimensions des poteaux doivent vérifier les conditions.

✓ Condition de BAEL 91 :

Considérons une section carrée de cote a ;

λ : est l'élancement de poteau considéré, elle est exprimée par la formule :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \text{Et} \quad i = \left(\frac{I}{B}\right)^{\frac{1}{2}}$$

Telle que :

L_f : Longueur de flambement.

I : moment d'inertie.

B : section de béton.

$$L_0 = 4.32 \text{ m}$$

N.B : dans notre cas : $L_f = 0.7 * L_0$

N.B : il est préférable de prendre ; $\lambda = 35$ (pour faire participer à la résistance du poteau, tous les barres d'acier de la section).

$$\text{Donc :} \quad a \geq (12)^{\frac{1}{2}} \frac{L_f}{35}$$

$$\text{Avec :} \quad L = 4.32 \text{ m}$$

$$L_f = 0.7 * 432 \rightarrow L_f = 302.4 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{1047.54}{35} \rightarrow a \geq 29.93 \text{ cm}$$

On adopte :

a = 35 cm Pour les poteaux centraux, et a = 30 cm pour les poteaux de rive et d'angle.

✓ Calcul B_r :

$$\text{On a :} \quad B_r = (a - 0.02)(b - 0.02)$$

B_r : est la section réduite du béton

✓ Calcul la section réduite du béton :

$$N_u \leq \alpha B_r \left[\left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s f_e}{\gamma_s B_r} \right) \right] \dots\dots\dots [\text{BAEL 91}]$$

Ou :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ Situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ Situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que.

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ Situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_s = 1 \text{ Situation accidentelle.} \end{cases}$$

N_u : est l'effort normale ultime. $N_u = 1.35G + 1.5Q$

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle.

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

$\lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0,708$

$\lambda = 50 \Rightarrow \alpha = 0,603$

λ : L'élancement du poteau considéré

A_s : Section d'acier minimale.

f_{c28} : Contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici en prend $f_{c28} = 25$ MPa)

f_e : Contrainte limite élastique des aciers (Ici en prend $f_e = 400$ MPa)

B_r : La section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 0.02)(b - 0.02)m^2$

On a le pourcentage d'armature est de 1% $\Rightarrow A_s/B_r = 1/100$

Donc : $N_u \leq \alpha B_r \left[\left(\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b}\right) + \left(\frac{f_e}{100 \gamma_s}\right) \right]$

Et enfin : $B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[\frac{1}{\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \gamma_s}} \right]$

On a :

$f_{c28} = 25$ MPa

$f_e = 400$ MPa

$\gamma_b = 15$

$\gamma_s = 1,15$

Pour :

$\lambda \leq 35 \Rightarrow B_r \geq 0,064 N_u$

✓ Condition de l'RPA 99 :

Les dimensions de la section d'un poteau doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \min(a, b) \geq 30 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{L_0}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Dans notre cas:

$$a \geq \text{Max}\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right) h_e = (3,20 - 0,25) = 2.95 \text{ cm}$$

$$a \geq (11.8; 13.41; 14.75) \text{ cm}$$

On adopte Alors :

$$a = 15 \text{ cm}$$

I.1) La descendre des charges permanentes et d’exploitations :

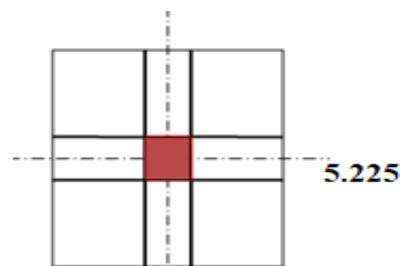
Les surfaces reprises par chaque poteau :

On prendre 3 défèrent type des poteaux (centre, rive, l’angle)

Tableau II.06 : Type des poteaux .

Poteau	Surfaces reprises (m ²)
Central	21.7875
Rive	7.678
Angle	5.053

✓ **Poteau centrale :**



4.1

FIGURE II.6 : Poteau les plus sollicités en plan .

$$S = 4,1 * 5,225 = 21.4225 \text{ m}^2$$

G terrasse : plancher terrasse

Dalle en corps creux :

$$G_{\text{plancher}} = 21.4225 * 6,63 = 142.031175 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutres}} = 25 * 0,3 * (0,4 - 0,25) * 4,1 + 25 * 0,3 * (0,4 - 0,25) * (5,225 - 0,45) = 9.984375 \text{ KN}$$

$$G_{\text{pot}} = 25 * (0,45)^2 * 2,8 = 14,175 \text{ KN}$$

$$G_{N9} = 142.031175 + 9.984375 + 14,175 = 166.19055 \text{ KN}$$

$$G_{N8} = (5.59 * 21,4225) = 119.751775 + 9.894375 + 14,175 = 143.82115 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rdcPoteau}} = 25 * (0.45)^2 * 3.92 = 19.845 \text{ KN}$$

$$G_{\text{RDC}} = 173.560525 \text{ KN}$$

G sous-sols :

$$G_{\text{Plancher}} = 7.33 * 21.426 = 157.026 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutres}} = 9.894375 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poteau}} = 25 * (0.45)^2 * 2.66 = 13.466 \text{ KN}$$

$$G_{\text{sous-sols 1, 2, 3, 4}} = 175.026 + 9.894375 + 13.466 = 198.386 \text{ KN}$$

• **LES CHARGES EXPLOITATION :**

$$\text{Plancher terrasse (inaccessible)} Q^0 = Q_{pt} * S = 1 * 21,4225 = 21,4225 \text{ KN}$$

$$\text{COURANT: } Q1 = Q_{pc} * (S - (0,45)^2) = 1,5 * (21.4225 - 0.45^2) = 31,83 \text{ KN}$$

$$\text{Commerce : } Q1 = Q_c * (S - (0,45)^2) = 5 * (21.4225 - 0.45^2) = 107.112 \text{ KN}$$

$$Q1 = Q2 = Q3 = Q4 = Q5 = Q6 = Q7 = Q8 = 31,83 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{sous-sols 1, 2, 3, 4}} = 1 * S = 1 * 21.4225 \text{ KN}$$

Tableau II.07 : Tableau des charges .

NIVEAUX	G (KN)	Q (KN)	G cumulé(KN)	Q cumulé (KN)	Q cumulé
9ème	166.19	21.16125	166.19055	Q0= 21.16125	21.16125
8ème	143.82	31.539375	310.011	Q0+Q1	52.701
7ème	143.82	31.539375	453.832	Q0+0.95*(Q1+Q2)	82.664
6ème	143.82	31.539375	597.653	Q0+0.90*(Q1+Q2+Q3)	111.05
5ème	143.82	31.539375	741.474	Q0+0.85*(Q1+Q2+Q3+Q4)	137.859
4ème	143.82	31.539375	885.295	Q0+0.8*(Q1+.....+Q5)	163.091
3ème	143.82	31.539375	1029.116	Q0+0.75*(Q1+.....+Q6)	186.746
2ème	143.82	31.539375	1172.937	Q0+0.71*(Q1+..... +Q7)	209.139
1 ^{er}	143.82	31.539375	1316.758	Q0+0.69*(Q1+.... +Q8)	230.902
Rdc	173.56	107.112	1490.318	Q0+0.67*(Q1+..... +Q9)	302.667
Sous-sols 1	198.39	21.16125	1688.704	Q0 +0.65*(Q1+..... +Q10)	316.422
Sous-sols 2	198.39	21.16125	1887.090	Q0+0.63*(Q1+.....+Q11)	329.753
Sous-sols 3	198.386	21.16125	2085.476	Q0+0.61*(Q1+.....+Q12)	342.662
Sous sols4	198.386	21.16125	2283.862	Q0+0.59*(Q1+.....Q13)	355.147
TOT			G=2283.862 KN		Q=355.147 KN

✓ **Combinassent des charges :**

A l'état limite ultime : $ELU = 1,35 G + 1,35 Q = 1,35 \cdot 2283.862 + 1,5 \cdot 355.147$

$$ELU = 3615.935 \text{ KN}$$

A l'état limite service : $ELS = 1 G + 1 Q = 1 \cdot 2283.962 + 1 \cdot 355.147$

$$ELS = 2639.009 \text{ KN}$$

$$Br \geq 0,064 Nu$$

$$Br \geq \rightarrow a = \sqrt{Br} + 2 \rightarrow a = 17.212 \text{ cm } a = 17 \text{ cm}$$

- **Condition de l'RPA 99 :**

Les dimensions de la section d'un poteau doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \min(a, b) \geq 30 \text{ cm} \rightarrow a = 30 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{L_0}{20} \text{ cm} \rightarrow a = 30 \text{ cm} \min(a, b) \geq \frac{320}{20} = 16 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{1}{4} \leq 1 \leq 4 \end{cases}$$

✓ **Poteau de rive :**

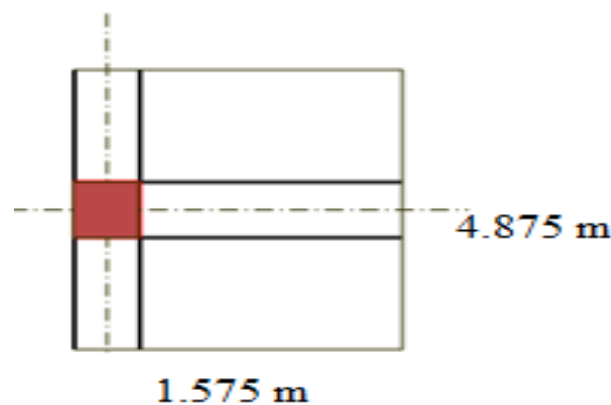


FIGURE II.7 : Poteau les plus sollicités en plan.

✓ $S = 4.875 \cdot 1.575 = 7.678 \text{ m}^2 \text{ KN}$

- **Charge permanente :**

- Plancher terrasse : $G_{pt} = 7.678 \cdot 6.63 = 50.905 \text{ KN}$
- Plancher terrasse = toiture : $G_{pt} = 7.678 \cdot 6.63 = 50.905 \text{ KN}$
- Plancher dalle : $G_{pd} = 7.678 \cdot 5.59 = 42.92002 \text{ KN}$
- Poids des Poutres : $G_{pp} = 25 \cdot 0.3 \cdot 0.15 \cdot 4.875 + 25 \cdot 0.3 \cdot 0.15 \cdot 1.575 = 7.25625 \text{ KN}$

- Poids de Poteau : $G_{ppot} = 0.45^2 * 25 * 2.8 = 14.175 \text{ KN}$
- Poids de mur : $G_{murc} = [(5.25 - 0.3) * (3.20 - 0.4) * 2.98] = 41.30 \text{ KN}$
 $G_{murrdc} = [(5.25 - 0.3) * (4.32 - 0.4) * 2.98] = 57.82 \text{ KN}$
 $G_{murs-s} = [(5.25 - 0.3) * (3.06 - 0.4) * 2.98] = 39.24 \text{ KN}$
- Charge d'exploitation :
 - Terrasse $Qt = 7.678 * 1 = 7.678 \text{ KN/ml}$
 - Dalle $Qd = 1.5 * (7.678 - 0.45^2) = 11.21325 \text{ KN/ml}$
 - Commerce $Qc = 5 * (7.678 - 0.45^2) = 37.3775 \text{ KN/ml}$
 - Toiture $Qt = 1 * 7.678 = 7.678 \text{ KN/ml}$

Tableau II.08 :Tableau des charges .

NIVEAUX	G(KN)	Gcumulé (KN)	Q(KN)	Qcumulé (KN)
9eme	123.241	123.241	7.678	7.678
8eme	105.651	228.892	11.213	18.891
7eme	105.651	334.543	11.213	29.544
6eme	105.651	440.194	11.213	39.635
5eme	105.651	545.845	11.213	49.166
4eme	105.651	651.496	11.213	58.137
3eme	105.651	757.147	11.213	66.546
2eme	105.651	862.798	11.213	74.507
1 ^{er}	105.651	968.449	11.213	82.245
RDC	122.171	1090.62	37.3775	107.288
Sous-sol1	101.941	1192.561	7.678	112.278
Sous- sol 2	101.941	1294.502	7.678	117.115
Sous-sol 3	101.941	1396.443	7.678	121.799
Sous-sol4	101.941	1498.384	7.678	126.329

- Combinassent des charges :

A l'état limite ultime : $ELU = 1,35 G + 1,35 Q = 1.35 * 1498.384 + 1.5 * 126.329$

$$ELU = 2212.3119 \text{ Kn/ml}$$

A l'état limite service : $ELS = 1 G + 1 Q = 1 * 1482.115 + 1 * 126.329$

$$ELS = 1624.713 \text{ Kn/ml}$$

$Br \geq 0,064 Nu$

$Br \geq \rightarrow a = \sqrt{Br} + 2 \rightarrow a = 12.197 \text{ cm } a = 12 \text{ cm}$

On prendre $a = 30 \text{ cm}$

- Condition de l'RPA 99 :

Les dimensions de la section d'un poteau doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \min(a, b) \geq 30 \text{ cm} \rightarrow a = 30 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{L_0}{20} \text{ cm} \rightarrow a = 30 \text{ cm} \min(a, b) \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{1}{4} \leq 1 \leq 4 \end{cases}$$

Poteau d'angle :

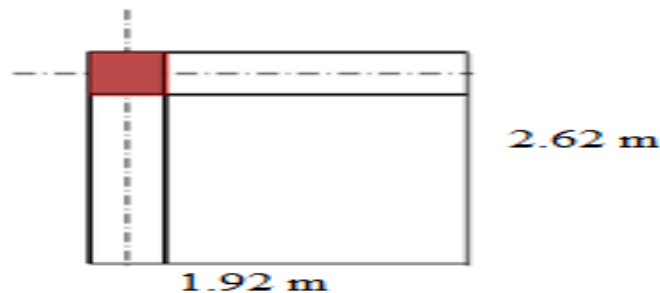


FIGURE II.7.Poteau les plus sollicités en plan .

$$S = 1.92 * 2.62 = 5.053 \text{ m}^2$$

$$G = 5.053 * 6.63 = 33.501 \text{ KN}$$

$$G_{poutre} = 25 * 0.3 * (0.4 - 0.25) * 1.92 + 25 * 0.3 * (0.4 - 0.2) * (2.625 - 0.4) =$$

$$G_{poutre} = 4.663 \text{ KN}$$

$$G_{pot} = 25 * (0.45)^2 * 2.8 = 14.175 \text{ KN}$$

$$\text{TERRASSE } GN9 = 33.501 + 4.663 + 14.175 = 52.339 \text{ KN}$$

$$\text{PLANCHER COURANT } GN8 = 5.59 * 5.053 = 28.246 \text{ KN}$$

$$\text{GRDC} = 28.246 + 4.663 + 19.845 = 52.721 \text{ KN}$$

$$G_{rdc \text{ Poteau}} = 25 * (0.45)^2 * 3.92 = 19.845$$

$$G_{\text{Sous-sols 1 ; 2, 3plancher}} = 7.33 * 5.053 = 37.03849 + 13.466 + 4.663 = 55.167 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau sous*sols}} = 25 * (0.45)^2 * 2.66 = 13.466$$

Les charges exploitation :

$$\text{Plancher terrasse (inaccessible) } Q^0 = Q_{pt} * S = 1 * 5.053 = 5.053 \text{ KN}$$

$$\text{COURANT: } Q1 = Q_{pc} * (S - (0.45)^2) = 1.5 * (5.053 - 0.45^2) = 7.27575 \text{ KN}$$

$$\text{Commerce } Q1 = Q_c * (S - (0.45)^2) = 5 * (5.053 - 0.45^2) = 24.2525 \text{ KN}$$

$$Q1 = Q2 = Q3 = Q4 = Q5 = Q6 = Q7 = Q8 = 7.27575 \text{ KN}$$

Tableau II.9 : Tableau des charges .

NIVEAUX	G (KN)	Q (KN)	G cumulé(KN)	Q cumulé (KN)	Q cumulé
9ème	52.339	5.053	52.339	Q0= 5.053	5.053
8ème	28.246	7.27575	80.585	Q0+Q1	12.329
7ème	28.246	7.27575	108.831	Q0+0.95*(Q1+Q2)	19.241
6ème	28.246	7.27575	137.077	Q0+0.90*(Q1+Q2+Q3)	25.789
5ème	28.246	7.27575	165.323	Q0+0.85*(Q1+Q2+Q3+Q4)	31.974
4ème	28.246	7.27575	193.569	Q0+0.8*(Q1+.....+Q5)	37.795
3ème	28.246	7.27575	221.829	Q0+0.75*(Q1+.....+Q6)	43.252
2ème	28.246	7.27575	250.075	Q0+0.71*(Q1+..... +Q7)	48.417
1 ^{er}	28.246	7.27575	278.321	Q0+0.69*(Q1+..... +Q8)	53.438
RDC	52.721	24.2525	331.042	Q0+0.67*(Q1+.... +Q9)	69.687
Sous-sols 1	55.167	5.053	386.209	Q0 +0.65*(Q1+.... +Q10)	72.971
Sous-sols 2	55.167	5.053	441.376	Q0+0.63*(Q1+.....+Q11)	76.155
Sous-sols 3	55.167	5.053	496.543	Q0+0.61*(Q1+.....+Q12)	79.237
Sous sols4	55.167	5.053	551.71	Q0+0.59*(Q1+.....Q13)	82.219
TOT			G=551.71 KN		Q=82.219 KN

- Combinaison des charges :

A l'état limite ultime : ELU = 1,35 G + 1,35 Q = 1.35*551.71+1.5*82.219

ELU= 868.137 KN

A l'état limite service : ELS = 1 G + 1 Q = 1*551.71+1*82.219

ELS =633.929 KN

Br ≥ 0,064 Nu

Br ≥ → a = √Br + 2 → a = 9.45 cm a=9 cm

Selon RPA en prendre b = 30 cm

- Condition de l'RPA 99 :

Les dimensions de la section d'un poteau doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \min(a, b) \geq 30 \text{ cm} \rightarrow a = 30 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{L_0}{20} \text{ cm} \rightarrow a = 30 \text{ cm} \min(a, b) \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{1}{4} \leq 1 \leq 4 \end{cases}$$

- Choix des sections des poteaux :

Tableau II.10 : Tableau des sections .

Poteau	$N_s(KN/ml)$	$N_u(KN/ml)$	$a(cm)$	$B^{RPA}(cm)$	CHOIX $B(cm^2)$
central	304.188	415.076	30	30	30*30
Rivé	369.431	504.743	30	30	30*30
Angle	653.694	898.894	30	30	30*30

Tableau II.11 : choix final des poteaux central.

NIVEAUX	G (KN)	Q (kn)	Nu	N ser	Br	a = b	RPA	Le choix	obs
9ème	166.1905	21.16125	256.099	187.3518	163.9	14.80	30X30	30X30	ok
8ème	310.011	52.701	497.566	362.712	318.4	19.84	30X30	30X30	ok
7ème	453.832	82.664	736.669	536.496	338.8	20.41	30X30	30X30	ok
6ème	597.653	111.05	973.406	708.703	471.47	23.71	30X30	30X30	ok
5ème	741.474	137.859	1207.778	879.333	772.98	29.80	30X30	35X35	ok
4ème	885.295	163.091	1439.785	1043.386	921.5	32.35	30X30	35X35	ok
3ème	1029.116	186.746	1669.426	1215.862	1068.3	34.68	30X30	40X40	ok
2ème	1172.937	209.139	1897.173	1382.076	1214.1	36.84	30X30	40X40	ok
1 ^{er}	1316.758	230.902	2123.976	1547.66	1359.34	38.87	30X30	40X40	ok
RDC	1490.318	302.667	2465.929	1792.985	1578.19	41.72	30X30	45X45	ok
Sous-sols 1	1688.704	316.422	2754.383	2005.126	1762.80	43.98	30X30	45X45	ok
Sous-sols 2	1887.090	329.753	3042.201	2216.843	1947.008	46.12	30X30	50X50	ok
Sous-sols 3	2085.476	342.662	3329.386	2428.138	2130.807	48.16	30X30	55X55	ok
Sous-sols 4	2283.862	355.147	3615.934	2639.009	2058.197	47.37	30X30	55X55	ok

II.6 : Pré dimensionnement des voiles :

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par (**l'article 7.7.1 du RPA99/V2003**) ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le **RPA 99 article7.7.1 :**

« Les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4a$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec :

L : porté du voile.

a : épaisseur du voile.

L'article (7.7.1 RPA99 /V2003) :

« L'épaisseur minimale est de 15 cm ». De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme présenté sur la figure II.8 et la figure II.9

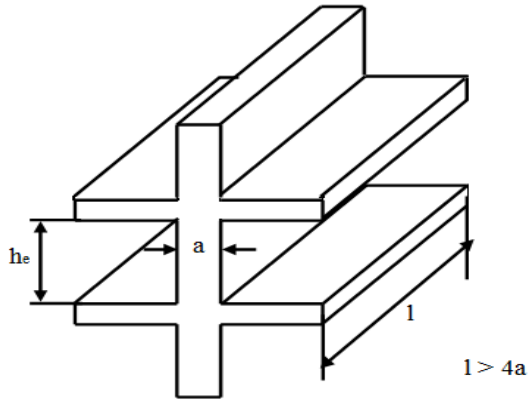


Figure II.08 : Coupe d'un voile en élévation.

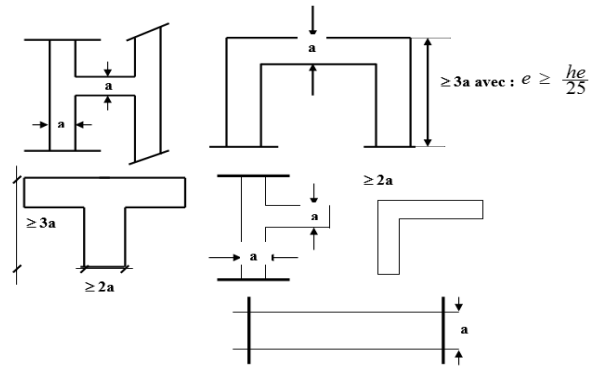


Figure II.09 : Coupe des voiles en plans.

III. 1. Introduction :

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

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement à la résistance de l'ossature.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement à la résistance de l'ossature.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers, 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 en respectant le règlement parasismique Algérien « **RPA 99 version 2003** ».

III.2. Etude des planchers :

Un plancher est un élément horizontal de surface plane qui sert à séparer les différents niveaux. Il a pour rôle :

- Supporter son poids propre ainsi que les charges et surcharges d'exploitations.
- La transmission des charges aux éléments porteurs.
- L'isolation thermique et phonique.

Les planchers que nous avons utilisés pour notre projet sont :

- Corps creux du type (16 + 5) pour tous les niveaux (habitation et service).
- Dalle pleine situé de 16 cm d'épaisseur.

• **III.2.1 Plancher en dalle pleine :**

Les dalles sont des pièces minces et planes, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions , supposés infiniment rigides dans leur plan.

- Dalles portées sur deux appuis (la rampe d'accès).
- Dalle portées sur quatre appuis (la cage des escaliers, l'étage courant)

III.2.2.a) Dalle pleine d'étage courant :

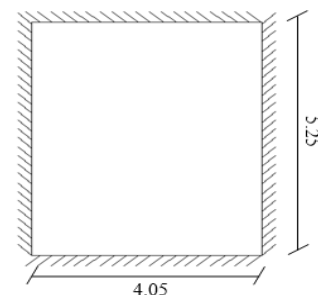


Figure III. 01 : Schéma de la dalle pleine.

III.2.2.b) Evaluation des charges :

Tableau III.01 : Evaluation des charges.

Plancher	G (KN/m)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/m ²)	ELS (KN/m ²)
Etage courant	7.33	2.5	13.645	9.83

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.05}{5.25} = 0.77 > 0.4 \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Exemple de calcul :

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0.20 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$$\rho = 0.77 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0596 \\ \mu_y = 0.5440 \end{cases}$$

• Calcul des moments :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
 $M_x = 0.0596 * 13.645 * (4.05)^2 = 13.339 \text{ KN.m}$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$
 $M_y = 0.544 * 13.339 = 7.256 \text{ KN.m}$

• Moments en travées

- $M_{tx} = 0.75 * M_x = 0.75 * 14.073 = 10.004 \text{ KN.m}$

- $M_{ty} = 0.75 * M_y = 0.75 * 7.831 = 5.442 \text{ KN.m}$

▪ Moments sur appuis : (intermédiaire)

- $M_{ax} = -0.50 * M_x = -0.50 * 13.339 = -6.669 \text{ KN.m}$

- $M_{ay} = -0.50 * M_x = -0.50 * 13.339 = -6.669 \text{ KN.m}$

III.2.2.c. Ferrailage de la dalle : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 0.9 * h = 13.5 \text{ cm}$; $h =$

15 cm ; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.10 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14.16 \text{ MPa}$

Tableau III.02 : Ferrailage de la dalle pleine.

	Sens	M_u (KN.m)	μ	A'_s (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adop} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	10.004	0.387	0	3.174	4T12	4.52	25
	y-y	5.442	0.211	0	1.316	4T8	2.01	25
Appuis	x-x	-6.669	0.258	0	1.674	4T8	2.01	25
	y-y	-6.669	0.258	0	1.674	4T8	2.01	25

• Espacement :

▪ Travée :

- Sens x-x :

$$Esp = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

- Sens y-y :

$$Esp = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min\{4h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

▪ Appuis :

- Sens x-x :

$$Esp = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

- Sens y-y :

$$Esp = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

• Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :

h= 15cm; b=100cm.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_0 = 0.8 \text{ ‰} ; \text{ pour l'acier Tor.} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.77 ; \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1.338 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1.20 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

▪ Travée :

- Sens x-x :

$$A_x = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}} = 1.2 * A_y = 1.44 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

- Sens y-y :

$$A_y = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}} = A_y = 1.20 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

▪ Appuis :

- Sens x-x :

$$A_x = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}} = 1.2 * A_y = 1.44 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

- Sens y-y :

$$A_y = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}} = 1.2 * A_y = 1.20 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

• Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b * d} < \bar{\tau}_u = 0.05f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u * L_x * L_y}{2 * (L_x + L_y)} = \frac{13.645 * 4.05 * 5.25}{2 * (4.05 + 5.25)} = 15.598 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u * L_x}{3} = 18.421 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \max\{T_x; T_y\} = 18.421 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{18.421 * 10^3}{1000 * 135} = 0.136 \text{ MPA} \Rightarrow 0.136 < 1.25 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

- **Vérification à l'ELS :**
- **Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\rho = 0.77 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0596 \\ \mu_y = 0.5440 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 0.0596 * 9.83 * (4.05)^2 = 9.6096 \text{ kN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 0.544 * 9.6096 = 5.228 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 0.75 * 9.6096 = 7.207 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y = 0.75 * 4.578 = 3.921 \text{ kN.m}$$

- **Moments sur appuis : (intermédiaire)**

$$M_{ax} = -0.5 M_x = -0.5 * 9.6096 = -4.805 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_x = -0.5 * 9.6096 = -4.805 \text{ kN.m}$$

- **Vérification des contraintes :**

✓ **Béton :**

Nous devons vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

✓ **y :** Position de l'axe neutre, déterminée par l'équation suivante :

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

✓ **I :** Moment d'inertie, donné par :

$$I = \frac{by^3}{3} - 15 * [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

✓ **Acier :** Nous devons vérifier que :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec: } \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

- **Détermination de l'axe neutre :**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

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

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b = 65$ cm(travée); $b_0 = 12$ cm(appuis); $c = c' = 2$ cm

y : La solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance "y" et le moment d'inertie "I" se Calculent par les formules qui suivent :

$$\left\{ \frac{b}{2}y^2 - (b - b_0) \cdot \frac{(y - h_0)^2}{2} + \eta A'_s \cdot (y - c') - \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \right.$$

- **En travée :**

$$\frac{100}{2}y^2 + 15(2.01 + 0)y - 15(2.01 * 13.5 + 0) = 0$$

On aura :

$$y^2 + 0.603y - 8.1405 = 0$$

$$\Delta = 32.926 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 5.738 \Rightarrow \begin{cases} y_1 = -3.17\text{cm} \\ y_2 = 2.57\text{cm} \end{cases} \Rightarrow Y = 2.57\text{cm}$$

- **Sur appuis :**

$$\frac{100}{2}y^2 + 15(2.01 + 0)y - 15(2.01.13.5 + 0) = 0$$

On aura :

$$y^2 + 0.603y - 8.1405 = 0$$

$$\Delta = 32.926 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 5.738 \Rightarrow \begin{cases} y_1 = -3.17\text{cm} \\ y_2 = 2.57\text{cm} \end{cases} \Rightarrow Y = 2.57\text{cm}$$

La résultat regroupe dans le tableau suivant:

Tableau III.03 : Vérification des contraintes du la dalle pleine.

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	OBS	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	σ_s (MPa)	OBS
Travée	x - x	7.207	2.01	2.57	4167.69	4.44	15	Ok	201.63	283.51	Non
	y - y	3.921	1.13	1.98	4259.96	1.82	15	Ok	201.63	159.05	Non
Appuis	x - x	4.805	2.01	2.57	4167.69	2.96	15	Ok	201.63	189.02	Non
	y - y	4.805	2.01	2.57	4167.69	2.96	15	Ok	201.63	189.02	Non

- **Correction de la contrainte d'acier :**

On pose:

$$\sigma_s = \overline{\sigma_s} = 15 \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y) \rightarrow I = 15 \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_s}} \cdot (d - y)$$

$$A_s = \left[I - \frac{by^3}{3} - 15 * A'_s(y - d') \right] \frac{1}{15(d - y)^2}$$

Tableau III.04 : Correction des contraintes d'acier à l'ELS .

	Sens	M _{ser} (kN. m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	A _s ^{corr} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	x - x	7.207	2.01	2.57	5860.17	2.95	4T10	3.14
	y - y	3.921	1.13	1.98	3360.36	1.55	4T8	2.01
Appuis	x - x	4.805	2.01	2.57	3907.06	1.86	4T8	2.01
	y - y	4.805	2.01	2.57	3907.06	1.86	4T8	2.01

• Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.0375 = 0.037 \dots \dots \dots \text{ vérifiée.} \\ 0.00375 = 0.028 \text{ à } 0.037 \dots \dots \dots \text{ vérifiée.} \\ 2.326 * 10^{-3} < 5 * 10^{-3} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.} \end{cases}$$

On remarque que les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

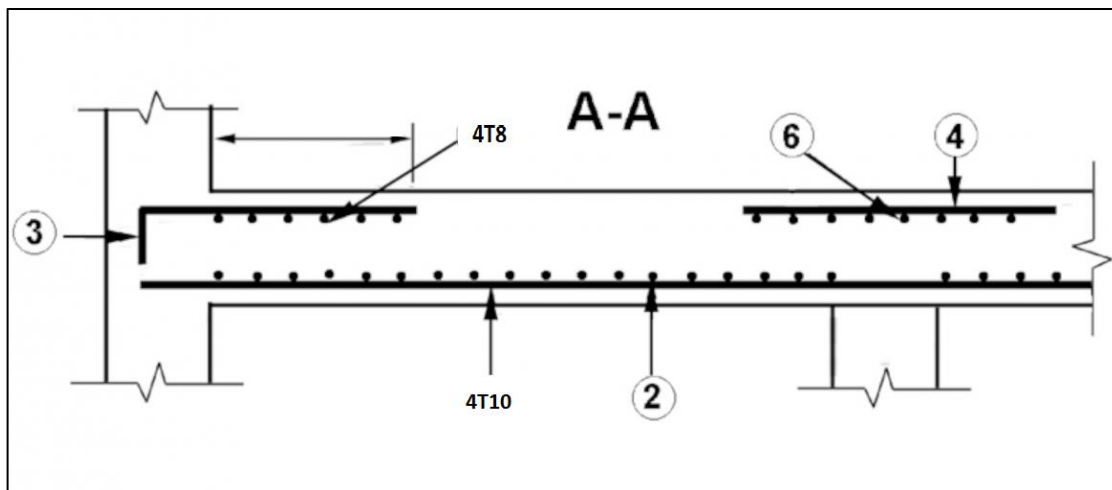


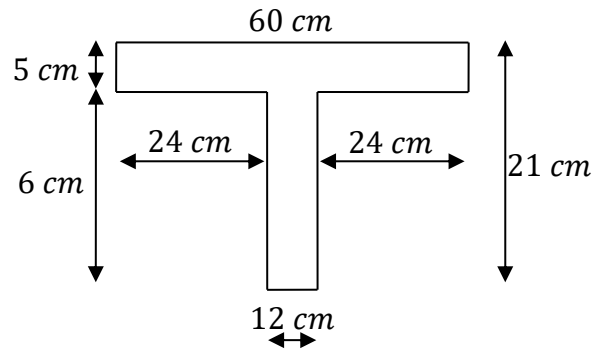
Figure III.02 : schéma de ferrailage de dalle plaine .

III.2.1 Les planchers à corps creux :

III.2.1.1 Étude des poutrelles :

Les poutrelles sont de section T de dimensions suivante:

h_t	21cm	b_0	12 cm
h_0	5 cm	b_1	24 cm
h_1	16 cm	b	60 cm

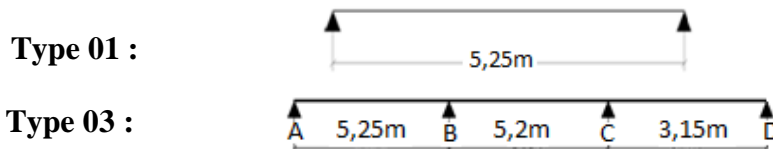


○ Dimensions de la poutrelle

○ Les dimensions d'une Section en T

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple.

Dans notre construction nous avons deux différents type de poutrelles on a choisit les plus sollicité :



FigureIII.03 : schéma de différents types de poutrelle .

Tableau III.05 : les charges.

Type de plancher	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	B (m)	ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)	P_{ser}/P_u
Terrasse	6.38	1	0.6	6.07	4.43	0.73
Etage	5.34	1.5	0.6	5.68	4.104	0.72
RDC	7.3	3	0.6	8.613	6.18	0.72

III.2.2.Calcul des sollicitations sur les poutrelles :

Il existe principalement deux méthodes utilisées pour ce type de plancher qui se calcul en flexion simple :

- ✓ Plancher à faible surcharge (Méthode forfaitaire).
- ✓ Plancher à forte surcharge (Méthode de Caquot).

Méthode forfaitaire :

Pour appliquer cette méthode, il faut vérifier certaines conditions :

- La charge d'exploitation : $Q \leq \max [2.G, 5]. 2 \text{ KN m}$
- Les moments d'inerties des sections transversales sont identiques dans les différentes travées en continuité. I constant.
- Le rapport des travées successives vérifie la condition : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

La méthode forfaitaire est applicable pour deux types de poutrelles (**type 1-2-3 et 5**) sur notre construction. Vu que les conditions de cette méthode sont vérifiées.

Ainsi pour l'autre type (**4**) on va travailler avec la méthode de Caquot (minorée). Vu que les conditions de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

Exemple de calcul :

- **Type 1 plancher terrasse :**

$$L = 5.25 \text{ m}; \quad G = 6.38 \text{ KN/m}^2; \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

À L'ELU :

- **La charge supporte par la poutrelle :**

$$P_U = (1.35G + 1.5Q) * 0.6 = (1.35 * 6.38 + 1.5 * 1) * 0.6 = 6.07 \text{ KN/ml}$$

$$P_U = 6.07 \text{ KN/ml}$$

- **Les sollicitations pour une poutrelle isostatique :**

$$\text{Le moment isostatique : } M_{U0} = \frac{P_U * l^2}{8} = \frac{6.07 * (5.25)^2}{8} = 20.91 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment en appui : } M_{Ua} = -0.15 * M_{U0} = -0.15 * 20.91 = -3.137 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment en travée : } M_{Ut} = 0.85 * M_{U0} = 0.85 * 20.91 = 17.77 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T = \frac{P_U * l}{2} = \frac{6.07 * 4.8}{2} = 15.93 \text{ KN}$$

À L'ELS :

- ✓ **La charge supporte par la poutrelle :**

$$P_{ser} = (G + Q) * b = (6.38 + 1) * 0.6 = 4.43 \text{ KN/ml}$$

$$P_{ser} = 4.43 \text{ KN/ml}$$

- ✓ **Les sollicitations pour une poutrelle isostatique :**

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutrelle, les grandeurs calculées sont proportionnelles à cette charge ; pour obtenir les valeurs à E.L.S il suffit donc de multiplier

les résultats de calcul à E.L.U par le coefficient : $C = \frac{P_{ser}}{P_U}$

$$✓ \text{ Le rapport : } C = \frac{P_{ser}}{P_U} = \frac{4.43}{6.07} = 0.73$$

$$✓ \text{ Le moment isostatique : } M_{ser} = C * M_{U0} = 0.73 * 20.91 = 15.26 \text{ KN.m}$$

$$✓ \text{ Le moment en appui : } M_{ser} = C * M_{Ua} = 0.73 * (-3.137) = -2.29 \text{ KN.m}$$

$$✓ \text{ Le moment en travée : } M_{tser} = C * M_{Ut} = 0.73 * 17.77 = 12.97 \text{ KN}$$

$$✓ \text{ L'effort tranchant : } T_{ser} = C * T_u = 0.73 * 15.93 = 11.63 \text{ KN.m}$$

- **ELU :**

Tableau III.06 : Récapitulatif des sollicitations à E.L.U.

Niveau	P_U (KN/ml)	Moment isostatique (KN. m)	Moment sur appui de rive (KN. m)	Le Moment en travée (KN. m)	Effort tranchant (KN)
Terrasse	6.07	20.91	3.137	17.77	$T_u = \pm 15.93$

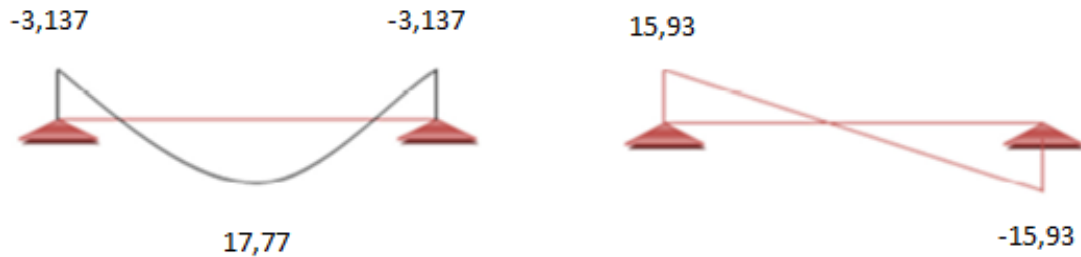


Figure III.04 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à ELU.

▪ ELS :

Tableau III.07 : Récapitulatif des sollicitations à E.L.S.

Niveau	P_U (KN/ml)	Moment isostatique (KN. m)	Moment sur appui de rive (KN. m)	Le Moment en travée (KN. m)	Effort tranchant (KN)
Terrasse	4.43	15.26	2.29	12.97	$V_u = \pm 11.63$

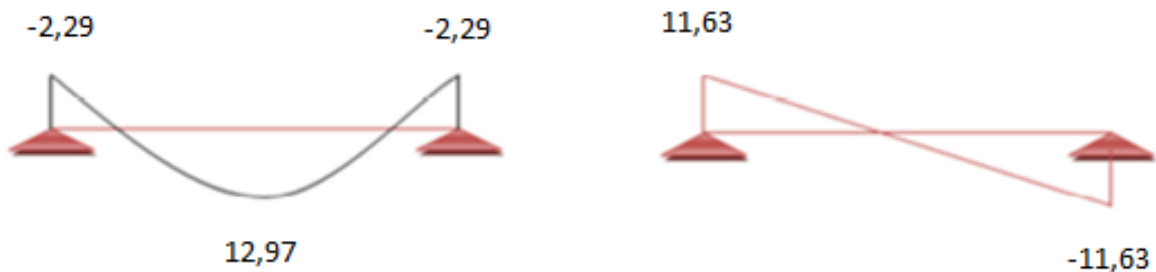


Figure III.05 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à ELS.

• Calcul de ferrailage type1 isostatique à (E.L.U)

Le ferrailage d'une poutrelle type 1(terrasse), On a :

$$M_{Ut} = 17.77 \text{ KN.m} \quad M_{st} = 12.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ua} = 3.137 \text{ KN.m} \quad M_{sa} = 2.29 \text{ KN.m}$$

• Les armatures longitudinales

En travée : $M_{Ut} = 17.77 \text{ KN.m}$

Le calcul se fait pour une section en T soumise à la flexion simple.

$$M_{tR} = f_{bu} * b * h_0 * \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9 * h_t = 0.9 * 0.21 = 0.189 \text{ m}$$

$$M_{tR} = 14.16 * 0.6 * 0.05 * \left(0.189 - \frac{0.05}{2}\right) * 10^3 = 69.67 \text{ KN.m}$$

$M_{tR} = 69.67 \text{ KN.m} \geq M_{ut} = 17.77 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression.

La section en **T** sera calculée comme une section rectangulaire de largeur **b** et hauteur utile **d** donc la section sera **(b * h) = (60 * 21)cm²**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{P_u}{P_{ser}} = \frac{6.07}{4.43} = 1.37$$

$$\mu_{lu} = \left[3340 * \theta * \gamma + 49 * \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 \right] * 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = \left[3340 * 1 * 1.37 + 49 * \frac{25}{1} - 3050 \right] * 10^{-4} = 0.289$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{17.77 * 10^3}{60 * 18^2 * 14.16} = 0.065$$

$\mu_{bu} = 0.065 < \mu_{lu} = 0.289 \Rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$,
Le béton résiste seul à la compression.

$\mu_{bu} = 0.065 < 0.289 \Rightarrow$ La méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 18(1 - 0.6 * 0.065) = 17.3 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{Z_b * f_{ed}} = \frac{17.77 * 10}{0.173 * 348} = 2.95 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 * 25 \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

On a: $b = 0.6$; $h = 0.21$; $h_0 = 0.05$; $b_0 = 0.12$

Alors :

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 60 * 18.9 * \frac{2.1}{400} = 1.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{ut}$$

On adopte $A_t = 2.95 \text{ cm}^2$

Choix des barres : **2T12+1T10 (A=3.04cm²)**

- **En appui :** $M_{ua} = 3.137 \text{ KN.m}$

La section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur b et hauteur utile d donc la section sera $(b_0 * h) = (12 * 21) \text{ cm}^2$

$$\mu_{ua} = \frac{M_{ua}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{3.137 * 10^3}{60 * 18^2 * 14.16} = 0.011$$

$\mu_{ua} = 0.011 < \mu_{lu} = 0.289 \Rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$,
Le béton résiste seul à la compression.

$\mu_{ua} = 0.011 < 0.289 \Rightarrow$ La méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{ua}) = 18(1 - 0.6 * 0.011) = 17.88 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{Z_b * f_{ed}} = \frac{3.137 * 10}{0.1788 * 348} = 0.504 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 * 25 \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

On a: $b = 0.12$; $h = 0.21$; $h_0 = 0.05$; $b_0 = 0.12$

Alors :

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 60 * 18.9 * \frac{2.1}{400} = 1.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > A_{ut}$$

$$\text{On adopte : } A_t = 1.36 \text{ cm}^2$$

Choix des barres: 3T10($A=2.35 \text{ cm}^2$)

- **Vérification :**

✓ **Vérification de l'effort tranchant (vérification de béton au cisaillement) :**

$$T_u = 15.93 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{15.93 * 10^{-3}}{0.12 * 0.18} = 0.74 \text{ MPa}$$

La contrainte limite :

$$\tau_{lim} = \min \left\{ 0.2 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \tau_{lim} = \min \left\{ 0.2 * \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_{lim} = \min\{3.33; 5 \text{ MPa}\} \Rightarrow \tau_{lim} = 3.33 \text{ MPa}$$

On a :

$$\tau_u = 0.74 \text{ MPa} < \tau_{lim} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Le béton résiste au cisaillement.}$$

• **Vérification des contraintes à l'ELS:**

Fissuration peu préjudiciable :

✓ **En travée :**

Il faut que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.065}) = 0.084$$

$$\gamma = 1.37$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

On a alors :

$$\alpha = 0.084 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44 \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * 25\text{MPa} \text{ Condition Vérifier}$$

✓ **En appui de rive**

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - \mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.011}) = 0.014$$

$$\gamma = 1.37$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0.014 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44 \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifier}$$

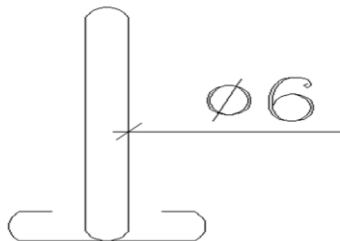
- Les armatures transversales (Pratique B.A.E.L § 2.2.1)

• **Diamètre des armatures transversales :**

D'après B.A.E.L on a :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{50}; \frac{b_0}{10}; \phi_1 \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{210}{50} = 6\text{mm} \\ \frac{120}{10} = 12\text{mm} \\ 12\text{mm (appui)} \end{cases}$$

Soit étriers en $\phi_t = 6 \text{ mm}$ (0.28 cm^2) $\Rightarrow A_t = 2 * 0.28 = 0.56 \text{ cm}^2$



FigureIII.06 : schéma Étriers de la poutrelle.

L'espace maximal :

$$S_{t1} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0.9d = 0.9 * 18 = 16.2 \text{ cm} \\ 40\text{cm} \end{array} \right. \Rightarrow S_{t1} = 16.2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = \frac{0.56 * 235}{0.4 * 12} = 27.42 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

Pour centrage minimal des armatures transversales :

$$\left(\frac{A_t}{b_0 * S_t} \right) f_e \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \left(\frac{0.56}{12 * 15} \right) 235 = 0.73 \text{ MPa}$$

Donc : $0.73 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa}$ Condition Vérifier

Tableau III.08 : Ferrailages de la poutrelle (type 1) en travées et en appuis.

Terrasse inaccessible				
Position	M_{tmax} (KN. m)	A_t (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix des barres
En Travée	17.77	2.95	1.36	2T12 + 1T10 ($A = 3.04 \text{ cm}^2$)
En Appuis	3.137	0.504	1.36	3T10 ($A = 2.35 \text{ cm}^2$)



FigureIII.07 : schéma de Ferrailages de la poutrelle (type 1) en travées et en appuis.

On adopte la même démarche de calcul du ferrailage faite pour les poutrelles type 1, les résultats sont synthétisés dans le tableau suivant:

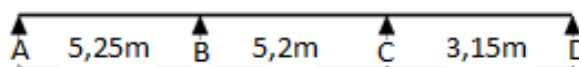
Tableau III.09 : Calcul du ferrailage fait pour les poutrelles type 1.

Plancher	Position En	M _{max} (KN. m)	A _{min} (cm ²)	A _{calculé} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des barres	Section d'armatures
Terrasse	Travée	17.77	1.36	2.95	2.95	2T12+1T10	3.04
	Appuis	3.137	1.36	0.504	1.36	3T10	2.35
Etage courant	Travée	16.62	1.36	2.75	2.75	2T12+1T10	3.04
	Appuis	2.934	1.36	0.49	1.36	3T10	2.35
RDC	Travée	25.22	1.36	4.26	4.26	3T14	4.62
	Appuis	4.45	1.36	0.72	1.36	3T10	2.35

• Type 03 plancher terrasse :

- Plancher terrasse

$$G = 6.38 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$



- À L'ELU :

- La charge supporte par la poutrelle :

$$P_U = (1.35G + 1.5Q) * 0.6 = (1.35 * 6.38 + 1.5 * 1) * 0.6 = 6.07 \text{ KN/ml}$$

$$P_U = 6.07 \text{ KN/ml}$$

- les sollicitations pour une poutrelle isostatique :

- À L'ELS :

- La charge supporte par la poutrelle :

$$P_{ser} = (G + Q) * b = (6.38 + 1) * 0.6 = 4.43 \text{ KN/ml}$$

$$P_{ser} = 4.43 \text{ KN/ml}$$

- Calcule les moments isostatiques à (E.L.U)

Le moment isostatique : $M_{U0} = \frac{P_u * l^2}{8}$

$$M_{0AB} = \frac{P_u * l^2}{8} = \frac{6.07 * (5.25)^2}{8} = 20.91 \text{ kn. m}$$

$$M_{0BC} = \frac{P_u * l^2}{8} = \frac{6.07 * (5.2)^2}{8} = 20.51 \text{ kn. m}$$

$$M_{0CD} = \frac{P_u * l^2}{8} = \frac{6.07 * (3.15)^2}{8} = 7.53 \text{ kn. m}$$

- Le moment en appui

$$M_A = 0.2 * M_{0AB} = 4.182 \text{ KN. m}$$

$$M_B = 0.4 * \max(M_{0AB}, M_{0BC}) = 8.364 \text{ KN. m}$$

$$M_C = 0.4 * \max(M_{0BC}, M_{0CD}) = 8.204 \text{ KN. m}$$

$$M_D = 0.2 * M_{0CD} = 1.506 \text{ KN.m}$$

- **Le moment en travée**

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

$$M_t \geq \max[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_i + M_{i+1}}{2}$$

$$M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) * \frac{M_0}{2}$$

- **Travée AB :**

$$M_t \geq \max[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_i + M_{i+1}}{2}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1}{6.38 + 1} = 0.136$$

$$M_{tAB} \geq \max[21.96; 21.77] - 6.273$$

$$M_t \geq 15.69 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq (1.02 + 0.3 * 0.136) * \frac{20.91}{2} = 11.09 \text{ KN.m}$$

On adopte : $M_t = 15,69 \text{ KN.m}$

- **Travée BC :**

$$M_t \geq \max[21.54; 21.35] - 8.284$$

$$M_t \geq 13.26 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq (1.02 + 0.3 * 0.136) * \frac{20.51}{2} = 10.68 \text{ KN.m}$$

On adopte $M_t = 13,26 \text{ KN.m}$

- **Travée CD :**

$$M_t \geq \max[7.91; 7.84] - 4.86$$

$$M_t \geq 3.04 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq (1.02 + 0.3 * 0.136) * \frac{7.53}{2} = 4 \text{ KN.m}$$

On adopte $M_t = 4 \text{ KN.m}$

- **Effort tranchant :**

Travée AB

$$T_A = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_W}{1} = \frac{6.07 * 5.25}{2} + \frac{8.364 - 0}{5.25} = 17.53 \text{ KN.m}$$

$$T_B = -\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_W}{1} = -\frac{6.07 * 5.25}{2} + \frac{8.204 - 4.182}{5,25} = -15.17 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$T_B = 16.56 \text{ KN.m} \quad T_C = -17.1 \text{ KN.m}$$

Travée CD

$$T_C = 7.38 \text{ KN.m} \quad T_D = -12.16 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments à ELS :

Le moment isostatique : $M_{S0} = \frac{P_u * l^2}{8}$

$$M_{0AB} = \frac{P_S * l^2}{8} = \frac{4.43 * (5.25)^2}{8} = 15.26 \text{ kn.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{P_S * l^2}{8} = \frac{4.43 * (5.2)^2}{8} = 14.97 \text{ kn.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{P_S * l^2}{8} = \frac{4.43 * (3.15)^2}{8} = 5.5 \text{ kn.m}$$

Le moment en appui :

$$M_A = 0.2 * M_{0AB} = 3.052 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.4 * \max(M_{0AB}, M_{0BC}) = 6.104 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 * \max(M_{0BC}, M_{0CD}) = 5.988 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.2 * M_{0CD} = 1.1 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée

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

$$M_t \geq \max[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_i + M_{i+1}}{2}$$

$$M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) * \frac{M_0}{2}$$

Travée AB :

$$M_t \geq \max[16.03; 15.89] - 4.58$$

$$M_t \geq 11.45 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 8.1 \text{ KN.m}$$

On adopte $M_t = 11.45 \text{ KN.m}$

Travée BC :

$$M_t \geq \max[15.72; 15.58] - 6.05$$

$$M_t \geq 9.674 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 7.79 \text{ KN.m}$$

On adopte $M_t = 9.674 \text{ KN.m}$

Travée CD :

$$M_t \geq \max[5.76; 5.71] - 3.545$$

$$M_t \geq 2.215 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 2.9 \text{ KN.m}$$

On adopte $M_t = 2,9 \text{ KN.m}$

• **Calcul de l'effort tranchant :**

Travée AB

$$T_A = 12.79 \text{ KN.m} \quad T_B = -11.07 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$T_B = 12.08 \text{ KN.m} \quad T_C = -12.48 \text{ KN.m}$$

Travée CD

$$T_C = 5.39 \text{ KN.m} \quad T_D = -8.88 \text{ KN.m}$$

• **Calcul de ferrailage isostatique à (E.L.U)**

Le ferrailage d'une poutrelle (terrasse), On a :

$$M_{Ut} = 15.69 \text{ KN.m} \quad M_{St} = 11.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ua} = 8.364 \text{ KN.m} \quad M_{Sa} = 6.11 \text{ KN.m}$$

$$T^{\max} = 17.53 \text{ KN} \quad T^{\max} = 12.79 \text{ KN}$$

• **Les armatures longitudinales**

En travée : $M_{Ut} = 15.69 \text{ KN.m}$

Le calcul se fait pour une section en T soumise à la flexion simple.

$$M_{tR} = f_{bu} * b * h_0 * \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9 * h_t = 0.9 * 0.21 = 0.189 \text{ m}$$

$$M_{tR} = 14.16 * 0.6 * 0.05 * \left(0.189 - \frac{0.05}{2}\right) * 10^3 = 69.67 \text{ KN.m}$$

$M_{tR} = 69.67 \text{ KN.m} \geq M_{ut} = 15.69 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression.

La section en **T** sera calculée comme une section rectangulaire de largeur **b** et hauteur utile **d** donc la section sera $(b * h) = (60 * 21) \text{ cm}^2$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{P_u}{P_{ser}} = \frac{6.07}{4.43} = 1.37$$

$$\mu_{lu} = \left[3340 * \theta * \gamma + 49 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 \right] * 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = \left[3340 * 1 * 1.37 + 49 \frac{25}{1} - 3050 \right] * 10^{-4} = 0.289$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{15.69 * 10^3}{60 * 18^2 * 14.16} = 0.057$$

$\mu_{bu} = 0.057 < \mu_{lu} = 0.289 \Rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$,
Le béton résiste seul à la compression.

$\mu_{bu} = 0.057 < 0.289 \Rightarrow$ La méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 18(1 - 0.6 * 0.057) = 17.4 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{Z_b * f_{ed}} = \frac{15.69 * 10}{0.174 * 348} = 2.59 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 * 25 = f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Alors :

$$A_{min} = 0.23 * 60 * 18.9 * \frac{2.1}{400} = 1.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{ut}$$

On adopte $A_t = 2.59 \text{ cm}^2$

Choix des barres : **2T12+1T10 A=3.04cm²**

• **En appui :** $M_{ua} = 8.364 \text{ KN.m}$

La section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur b et hauteur utile d donc la section sera $(b_0 * h) = (12 * 21) \text{ cm}^2$

$$\mu_{ua} = \frac{M_{ua}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{8.364 * 10^3}{60 * 18^2 * 14.16} = 0.03$$

$\mu_{ua} = 0.011 < \mu_{lu} = 0.289 \Rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$, Le
béton résiste seul à la compression.

$\mu_{ua} = 0.03 < 0.289 \Rightarrow$ La méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{ua}) = 18(1 - 0.6 * 0.03) = 17.67 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{Z_b * f_{ed}} = \frac{8.364 * 10}{0.1767 * 348} = 1.36 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 * 25 \Rightarrow f_{t28} = 2.1\text{MPa}$$

Alors :

$$A_{\min} = 0.23 * 60 * 18.9 * \frac{2.1}{400} = 1.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_{\text{ut}}$$

On adopte $A_{\text{ua}} = 1.36 \text{ cm}^2$

Choix des barres : **3T10 (A=2.35cm²)**

- ✓ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Fissuration peu préjudiciable :

- **En travée :**

Il faut que : $\sigma_{\text{bc}} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0.6f_{c28}$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{\text{bs}}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.042}) = 0.054$$

$$\gamma = 1.37$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

On a alors :

$$\alpha = 0.054 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44 \Rightarrow \sigma_{\text{bc}} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0.6 * 25\text{MPa} \quad \text{Condition Vérifier}$$

- **En appui de rive**

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - \mu_{\text{sa}}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.022}) = 0.029$$

$$\gamma = 1.37$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0.029 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44 \Rightarrow \sigma_{\text{bc}} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 15\text{MPa} \text{Condition Vérifier}$$

- Les armatures transversales (Pratique B.A.E.L § 2.2.1)

- **Diamètre des armatures transversales :**

D'après B.A.E.L on a :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{50}; \frac{b_0}{10}; \phi_1 \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{210}{50} = 6 \text{ mm} \\ \frac{120}{10} = 12 \text{ mm} \\ 12 \text{ mm (appui)} \end{cases}$$

Soit étriers en $\phi_t = 6\text{mm}$ (0.28 cm^2) $\Rightarrow A_t = 2 * 0.28 = 0.56 \text{ cm}^2$

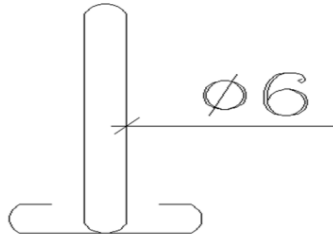


Figure III.08 : schéma de Ferrailages Étriers de la poutelle.

- L'espace maximal :

$$S_{t1} \leq \min \begin{cases} 0.9d = 0.9 * 18 = 16.2 \text{ cm} \\ 40\text{cm} \end{cases} \Rightarrow S_{t1} = 16.2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = \frac{0.56 * 235}{0.4 * 12} = 27.42 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

- Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\left(\frac{A_t}{b_0 * S_t} \right) f_e \geq 0 * 4 \text{ MPa} \Rightarrow \left(\frac{0.56}{12 * 15} \right) 235 = 0.73 \text{ MPa}$$

Donc : $0.73 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa}$ Condition Vérifier

Tableau III.10 : Récapitulatif des moments fléchissant en travée et en appui à ELU .

TYPE 3	Moment fléchissant							
	Position	En appuis				En travée		
		M _A	M _B	M _C	M _C	AB	BC	CD
Terrasse	4.182	8.364	8.204	1.506	15.69	13.26	4	
Étage courant	3.912	7.824	7.672	1.408	14.98	13.102	3.73	
RDC	5.934	11.868	11.804	2.136	22.72	19.61	3.11	

Tableau III.11 : Récapitulatif des moments fléchissant en travée et en appui à ELS .

TYPE 3	Moment fléchissant							
	Position	En appuis				En travée		
		M _A	M _B	M _C	M _C	AB	BC	CD
Terrasse	3.05	6.11	5.99	1.1	11.45	9.67	2.9	
Etage courant	2.83	5.66	5.55	1.02	9.82	9.17	2.7	
RDC	4.26	8.52	8.35	1.534	16.31	13.83	4.16	

Tableau III.12 : Récapitulatif Efforts tranchants en travée et en appui .

Effort tranchant							
En travée		AB		BC		CD	
En appuis		A	B	B	C	C	D
TYPE 3	Terrasse	17.53	- 15.17	16.56	- 17.1	7.38	- 12.16
	Etage courant	16.39	- 14.18	15.48	- 15.99	6.9	- 11.38
	RDC	24.87	- 21.49	23.52	- 23.49	9.69	- 17.31

Tableau III.13 : Ferrailages de la poutrelle en travées et en appuis .

Plancher	Position En	M _{max} (KN. m)	A _{min} (cm ²)	A _{calculé} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des barres	Section Adoptée (cm ²)
Terrasse	Travée	15.69	1.36	2.95	2.95	2T12+1T10	3.04
	Appuis	8.364	1.36	1.36	1.36	3T10	2.35
Etage courant	Travée	14.67	1.36	2.41	2.41	2T12+1T10	3.04
	Appuis	7.824	1.36	1.27	1.36	3T10	2.35
RDC	Travée	22.25	1.36	3.73	3.73	2T14+1T12	4.21
	Appuis	11.868	1.36	1.94	1.94	3T10	2.35

• Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression a une épaisseur de 5cm armée par treillis soudé de diamètre Ø6 dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les armatures parallèles aux nervures.
- 30cm pour les armatures verticales aux nervures.
- ✓ Pour les armatures verticales aux nervures :

$$A_1 = \frac{4l}{f_e}$$

Avec : $l = 60 \text{ cm}$ et $f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow A_1 = 0.6 \text{ cm}^2$

✓ Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = \frac{0.6}{2} \Rightarrow A_2 = 0.3 \text{ cm}^2$$

Donc soit un treillis soudé de Ø6 et un espacement de 15 cm.

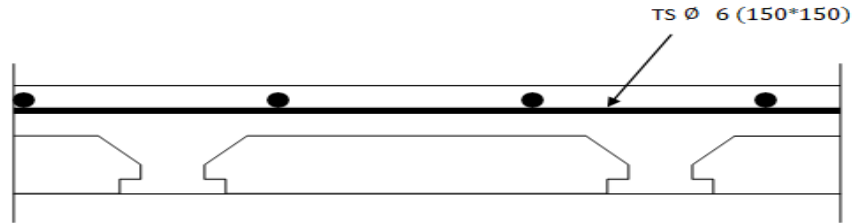


Figure III.09 : Ferrailage de la dalle de compression .

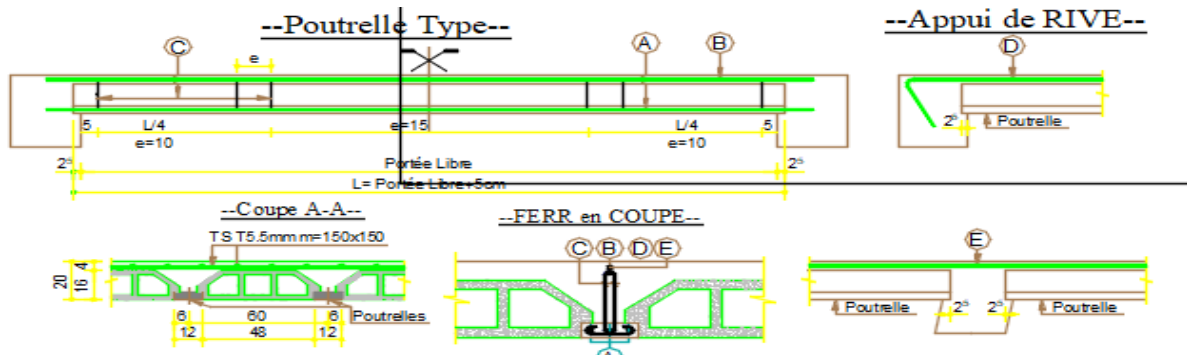


Figure III.10 : schéma de ferrailage de poutrelle .

• III.3. Etude des balcons :

III.3.1) Introduction :

Les balcons sont constitués de dalle pleine rectangulaire de (15cm) d'épaisseur. Elles seront étudiées comme des consoles encastées soumises à leurs poids propres, aux charges permanentes "G", à la surcharge d'exploitation "Q" et au poids propre du mur ou de l'acrotère pour le plancher terrasse "P". Ce bâtiment comporte quatre types de console comme représenté sur les figures suivantes :

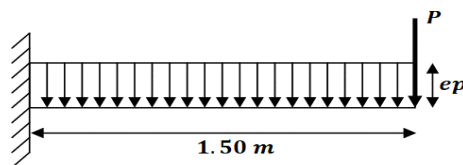


Figure III.11 : Schémas statiques du balcon .

III.3.2) Choix de l'épaisseur des dalles

D'après le BAEL 91 : $e = \frac{L_x}{20}$

$$\text{Donc : } e = \frac{L_x(\text{max})}{20} = \frac{4.1}{20} = 0.2 = 7 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend : } e = 20 \text{ cm.}$$

Remarque :

On prend comme exemple de calcul un seul type de balcon, le ferrailage des autres balcons sera illustré dans un tableau récapitulatif.

III.3.3) Descente de charges :

$$\text{Charge permanente} \quad G = 7.3 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Surcharge d'exploitation} \quad Q = 3 \text{ KN/m}^2$$

III.3.4) Exemple de calcul

- **Type 1:**

Calcul de la charge concentré P :

- Poids propre du mur (15cm) $G_{\text{mur}} = 1.7 \text{ KN/m}^2$

- Hauteur de mur $h = 1.2 \text{ m}$

Donc :

La charge concentrée de mur (pour une bande de 1m) :

$$P = 1.7 * 1.2 * 1 = 2.04 \text{ KN}$$

Les sollicitations :

$$\text{ELU : } q_u = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 * 7.3 + 1.5 * 3) = 14.36 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = (G + Q) * b = (7.3 + 3) = 10.3 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments :

$$M_U = \frac{q_u * l^2}{2} + 1.35 * p * l = \frac{14.36 * (1.5)^2}{2} + 1.35 * 2.04 * 1.5 = 20.29 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{q_s * l^2}{2} + 1.35 * p * l = \frac{10.3 * (1.5)^2}{2} + 1.35 * 2.04 * 1.5 = 15.72 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{20.29}{15.72} = 1.29$$

$$\mu_{lu} = \left[3340 * \theta * \gamma + 49 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 \right] * 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = \left[3340 * 1 * 1.29 + 49 \frac{25}{1} - 3050 \right] * 10^{-4} = 0.26$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{20.29 * 10^3}{100 * 18^2 * 14.16} = 0.044$$

$\mu_{bu} = 0.044 < \mu_{lu} = 0.289 \Rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$,
Le béton résiste seul à la compression.

$\mu_{bu} = 0.044 < 0.289 \Rightarrow$ La méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 18(1 - 0.6 * 0.044) = 17.52 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{Z_b * f_{ed}} = \frac{20.29 * 10}{0.1752 * 348} = 3.34 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 * 25 \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Alors :

$$A_{min} = 0.23 * 100 * 18 * \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{ut}$$

On adopte $A_t = 3.34 \text{ cm}^2$

Choix des barres : 4T12 (A = 4.52cm²/ml) $S_t = 25 \text{ cm}$

Les armatures de répartitions A (Pour les trois cas) :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 4T10 (A = 3.14 cm²/ml) $S_t = 25 \text{ cm}$

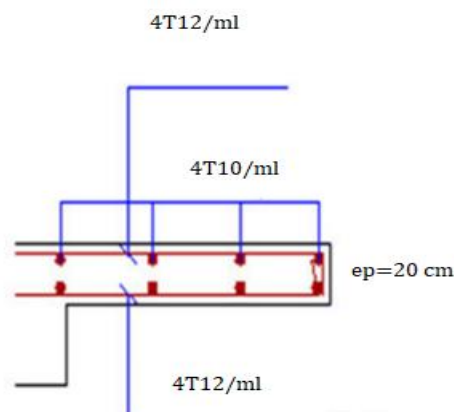


Figure III.12 : Schéma de ferrailage du balcon.

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{u \max} = q_u * l + 1.35p = 20.29 * 1.5 + 1.35 * 2.04 = 33.19 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{U \max}}{b * d} = \frac{33.19 * 10^{-3}}{1 * 0.18} = 0.184 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \lim} = 0.07 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 * \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.184 \text{ MPa} < \tau_{u \lim} = 1.17 \text{ MPa}$ Condition Vérifier

✓ Vérification des contraintes à l'ELS :

Fissuration peu préjudiciable :

En travée

Il faut que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.044}) = 0.056$$

$$\gamma = 1.29$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.29 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.4$$

On a alors :

$$\alpha = 0.056 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.4$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * 25MPa \quad \text{Condition Vérifier}$$

✓ Calcul du contre poids :

Le calcul du contre poids se fait comme suit :

$$G_{balcon} = G_{contre poids}$$

G_{balcon} : Poids propre du balcon.

$G_{contre poids}$: Poids propre du contre poids.

$$G_{balcon} = 25 * 0.2 * 1.5 = 7.5$$

$$G_{contre poids} = 25 * 0.21 * l$$

$$\text{Donc : } 7.5 = 5.25l \quad \Leftrightarrow \quad l = \frac{7.5}{5.25} = 1.43$$

On prendre $l = 1.5$ m

Les résultats des autres types des parties en saillie pour les différents niveaux sont classés dans le tableau suivant :

Tableau III.14 : Sollicitations et contre poids des parties en saillie.

BALCON	l(m)	P(KN)	M _u (KN. m)	M _{ser} (KN. m)	P(KN)	Contre poids
	1.5	2.04	20.29	15.72	33.19	1.5 m

Tableau III.15 : Ferrailage des parties en saillie .

BALCON	Armatures principales				Armatures de répartitions			
	A (cm ²)	Barres choisies	esp (cm)	Section (cm ²)	A (cm ²)	Barres choisies	esp (cm)	Section (cm ²)
	3.34	4T12	25	4.52	1.13	4T10	25	3.14

III.4. Etude de la dalle d'ascenseur :

III.4.1. Introduction :

L'ascenseur est un appareil servant de déplacer verticalement des personnes ou des charges vers les étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositifs de sécurité.

Il est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur ou gaine d'ascenseur.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général, se trouve au-dessus de la gaine. Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine le contrepoids, les câbles et les divers accessoires.

La dalle qui supporte les machines est en béton armé avec une épaisseur de 20 cm

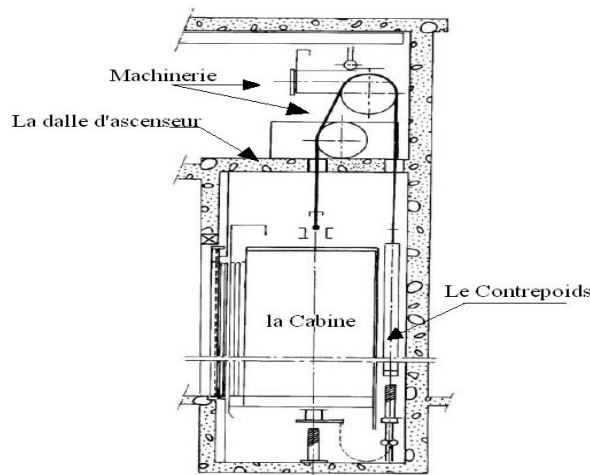


Figure III.13 : Schéma de l'ascenseur .

III.4.2. Descente de charges :

- Charges permanentes

Tableau III.16 : Descente de charges permanentes .

P1	pois propre de la dalle	$P_1 = 0.20 * 25 = 5 \text{ KN/m}^2$
P2	pois de la cabine + machinerie + contré poids	$P_2 = 10 + 6.3 = 16.3 \text{ KN/m}^2$
		$G = 21.3 \text{ KN/m}^2$

- Charge d'exploitation : $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

Calcul des sollicitations :

ELU

$$P_U = (1.35 * G) + (1.5 * Q) = (1.35 * 21.3) + (1.5 * 5) = 36.25 \text{ KN/ml}$$

$$P_{ser} = (G + Q) = (21.3 + 5) = 26.3 \text{ KN/ml}$$

$$L_x = 1.8 \text{ m}$$

$$L_y = 1.8 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.8}{1.8} = 1$$

$\alpha = 1 > 0.40 \Rightarrow$ La dalle port sur les deux directions (x,y)

A l'état limite ultime (E.L.U)

$$\begin{cases} U_x = \frac{1}{8(1 + 2.4\alpha^3)} = 0.037 \\ \alpha^2(1 - 0.95(1 - \alpha)^2) = 1 \end{cases}$$

$$M_{Ox} = q_u \cdot u_x \cdot L_x^2 = 0.037 * 36,25 * (1.8)^2 = 4.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{Oy} = U_x \cdot M_{Ox} = 1 * 4.34 = 4.34 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des moments dans la dalle**

- Les moments en travée

$$M_{tx} = 0.75 M_{Ox} = 3.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{Oy} = 3,25 \text{ KN.m}$$

- Les moments en appuis :

$$M_{ax} = 0.5 M_{Ox} = 2.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_{Oy} = 2.17 \text{ KNm}$$

✓ **Valeurs minimales à respecter**

- En travée :

$$M_{ty} > \frac{M_{tx}}{4} \Rightarrow M_{ty} = 3.25 \geq \frac{3.25}{4} \text{ KN.m} \quad \text{Condition Vérifier}$$

- En appui :

$$M_{ay} = M_{ax} = 2.17 \text{ KN.m}$$

III.1.a) Le ferrailage :

La dalle est ferrillée dans les deux sens en fonction de M_x et M_y .

Le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire (lm * h)

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = \frac{q_u}{q_{ser}} = \frac{36.25}{26.3} = 1.38$$

$$10^4 \mu_{lu} = \left[3440 * \theta * \gamma * 49 * f_{cj28} * \frac{1}{\theta} - 3050 \right] \dots \dots \dots \text{ pour FeE4}$$

$$\mu_{lu} = [3440 * 1 * 1.38 + 49 * 25 * 1 - 3050] * 10^{-4} = 0.2922$$

$$d = 0.9h \Rightarrow d = 0.9 * 0.20 = 0.18 \text{ cm}$$

En travée :

- **Selon X :** $M_{tx} = 3.25 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{3.25 * 10^3}{100 * 18^2 * 14.2} = 0.007$$

$$\mu_{bu} = 0.007 < \mu_{lu} = 0.2922 \Rightarrow A = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0.007 < 0.275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée}$$

$$Z_d = 18(1 - 0.6 * \mu_{bu}) = 18(1 - 0.6 * 0.007) = 17.92 \text{ cm}^2$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Section d'acier : } A_{ty} = \frac{M_{tx}}{Z_b + f_{ed}} = \frac{3.25 * 10^3}{17.92 * 348} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Selon Y :** $M_{ty} = 3.25 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{3.25 * 10^3}{100 * 18^2 * 14.2} = 0.007$$

$$\mu_{bu} = 0.007 < \mu_{lu} = 0.2922 \Rightarrow A = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0.007 < 0.275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée}$$

$$Z_d = 18(1 - 0.6 * \mu_{bu}) = 18(1 - 0.6 * 0.007) = 17.92 \text{ cm}^2$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Section d'acier : } A_{ty} = \frac{M_{tx}}{Z_b + f_{ed}} = \frac{3.25 * 10^3}{17.92 * 348} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sections minimales des armatures

- **Selon y :** Pour l'acier $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$A_{ymin} = 0.8 * h = 0.8 * 0.2 = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ty} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{ymin} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{On adopte } A_{ty} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ay} = 0.32 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{ymin} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{On adopte } A_{ay} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Selon x :**

$$A_{xmin} = \frac{3 - \alpha}{2} * A_{ymin} = \frac{3 - 1}{2} * 1.6 = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tx} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{xmin} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{On adopte } A_{tx} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ax} = 0.32 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{xmin} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{On adopte } A_{ax} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des diamètres

$$\text{Il faut que } \Phi < \frac{h}{10} (\Phi \text{ et } h \text{ en mm}) \Rightarrow \Phi < \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

Choix des aciers et espacement maximum des armatures St

- **Sens L_x :**

$$A_{tx} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_t \leq \min \begin{cases} 3 * h \\ 33 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_t \leq \min \begin{cases} 3 * 20 = 60 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_{t\text{max}} = 33 \text{ cm}$$

Choix des barres : Soit T10 avec esp = 20 cm

- Sens L_y :

$$A_{ty} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_t \leq \min \begin{cases} 4 * h \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_t \leq \min \begin{cases} 4 * 20 = 80 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_{t\text{max}} = 45 \text{ cm}$$

Choix des barres : Soit 5T10/ml avec esp = 20 cm

- Chapeau :

$$A_{\alpha} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des barres 5T10 esp = 20 cm

✓ Vérification de l'effort tranchant

Sollicitation ultimes : $\alpha \geq 0.4$

$$\alpha \geq 0.4 \Rightarrow \begin{cases} V_{ux} = \frac{q_u L_x}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{36.25 * 1.8}{2} * \frac{1}{1 + \frac{1}{2}} = 21.75 \text{ KN} \\ V_{uy} = \frac{q_{ser} L_x}{3} = \frac{26.3 * 1.8}{3} = 15.78 \text{ KN} \leq V_{ux} \end{cases}$$

$$\tau_U = \frac{V_{u\text{max}}}{b * d}$$

$$V_{u\text{max}} = 21.75 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{u\text{max}}}{b * d} = \frac{21.75 * 10^{-3}}{1 * 0.18} = 0.121 \text{ MPa}$$

$$\tau_{U \text{ lim}} = 0.07 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_U < \tau_{U \text{ lim}} \dots \dots \dots \text{ Consition Vérifier}$$

Donc il n'y aura pas d'armature d'âme.

III.5. Les Escalier

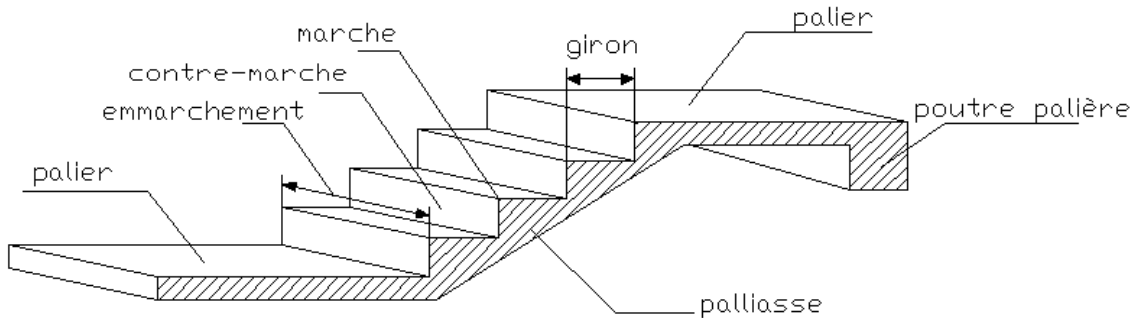


Figure III.14 : schéma d'escalier .

III.5.1. Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

Dans Notre structure il y a deux types d'escaliers : droit à deux volées, et un escalier tournant (balancé)

III.5.2) Terminologie :

- ✓ **La volée** : C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- ✓ **Le palier** : C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- ✓ **La palliase** : C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- ✓ **Le jour** : C'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
- ✓ **La marche** : C'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.
- ✓ **Le contre marche** : C'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- ✓ **L'emmarchement** : C'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.
- ✓ **Le collet** : C'est le nom donné au bord limitant l'escalier du côté jour.
- ✓ **La foulée** : C'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.
- ✓ **La ligne de foulée** : C'est la projection en plan du trajet suivi par une personne empruntant l'escalier, pour les escaliers dont la largeur de l'emmarchement n'excède pas 110 m, la ligne de foulée se trouve au milieu de l'emmarchement.

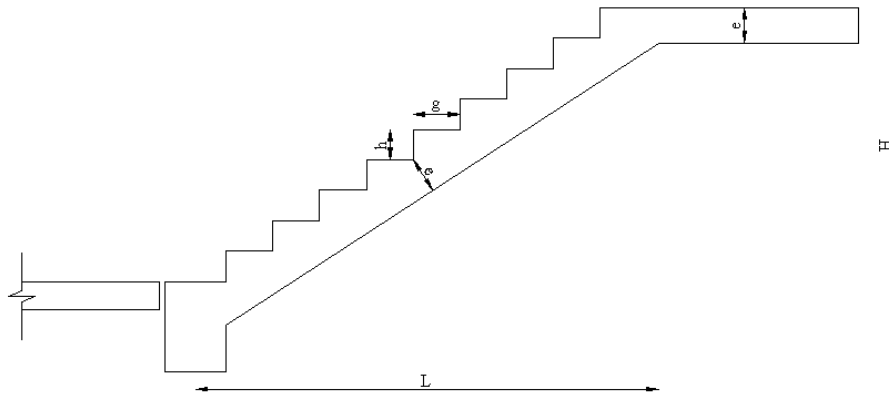


Figure III.15 : Dimensions de l'escalier .

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$2h + g = 64 \dots \dots \dots (1)$$

$$n \times h = H \dots \dots \dots (2)$$

$$(n - 1)g = L \dots \dots \dots (3)$$

Avec :

n: Le nombre des contre marches

(n - 1):Le nombre des marches

Schéma statique de l'escalier :

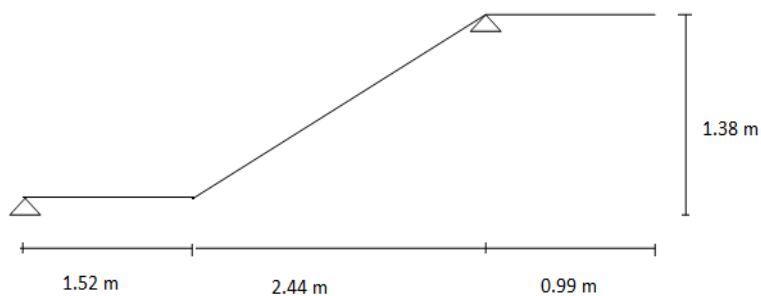


Figure III.16 : Schéma statique de l'escalier type .

Ce type d'escalier est composé de deux volées et un palier intermédiaire.

$$64n^2 - 546n + 272 = 0$$

Solution :

$$n_1 = 0.53 \dots \dots \dots \text{Refusée.} \quad n_2 = 8.$$

Donc on prend :

- Le nombre de contre marche n = 8
- Le nombre des marches n - 1 = 7

Alors : $h = \frac{H}{n} = 0.17 \text{ m} = 17 \text{ cm}$

$$g = \frac{L}{n - 1} = 0.30 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

Vérification de l'équation de «BLONDEL» :

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Vérifiée}$$

Détermination de l'épaisseur de la paille :

$$\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20} \Rightarrow 18 \leq e \leq 27 \text{ cm}$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1.50 + 1.40 = \sqrt{(2.1)^2 + (1.36)^2} + 1.50 + 1.40 = 5.40 \text{ m}$$

On prend donc l'épaisseur e = 18 cm

N.B :

Le palier aura la même épaisseur que la paille.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites.

Angle d'inclinaison de la paille :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{136}{210} \Rightarrow \alpha = 32.93^\circ$$

Evaluation des charges

Palier :

Charges permanentes :

Tableau III.17 : Evaluation des charges permanentes de Palier .

- Carrelage (e = 2 cm)	0.50 KN/m ²
- Mortier de pose (e = 2 cm)	0.40 KN/m ²
- Dalle pleine (e = 20 cm)	5 KN/m ²
- Enduit en ciment (e = 2 cm)	0.36 KN/m ²
	G ₁ = 6.30 KN/m ²

Charge d'exploitation : $Q_1 = 2.50 \text{ KN/m}^2$

Paillasse :

a. Charges permanentes :

b. Tableau III.18 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse .

- Poids propre de la paillasse $\left(\frac{25 \cdot 0.18}{\cos 32.93}\right) = \dots \dots \dots$	5.36 KN/m^2
- Carrelage (e = 2 cm) $\dots \dots \dots$	0.50 KN/m^2
- Mortier de pose (e = 2 cm) $\dots \dots \dots$	0.40 KN/m^2
- Poids propre de la marche $\left(\frac{25 \cdot 0.17}{2}\right) \dots \dots \dots$	2.13 KN/m^2
- Garde-corps $\dots \dots \dots$	1.00 KN/m^2
- Enduit en ciment (e = 2 cm) $\dots \dots \dots$	0.36 KN/m^2
	$G_2 = 9.75 \text{ KN/m}^2$

c. Charge d'exploitation :

$$Q_1 = 2.50 \text{ KN/m}^2 \quad G_v = 10.19 \text{ KN/ml} \quad G_p = 6.24 \text{ KN/ml}$$

ELU :

$$\text{Volée : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \cdot 10.19 + 1.5 \cdot 2.5 = 17.5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \cdot 6.24 + 1.5 \cdot 2.5 = 12.17 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$\text{Volée : } q_s = G + Q = 10.19 + 2.5 = 12.69 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier : } q_s = G + Q = 6.24 + 2.5 = 8.74 \text{ KN/ml}$$

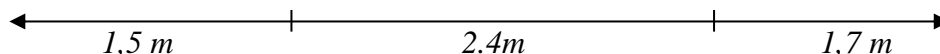


Figure III.17 : Chargement affecté à l'escalier .

Calcul des moments a l'ELU :

Calcul des réactions :

$$\sum \frac{F}{y} = 0$$

$$\begin{aligned} \sum \frac{F}{y} &= R_A + R_B = (12.17 \cdot 1.7) + (17.5 \cdot 2.7) + (12.17 \cdot 1.5) \Rightarrow R_A + R_B \\ &= 86.194 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\sum \frac{M}{A} = 0$$

$$\sum \frac{M}{A} = \left(-12.17 * \frac{(1.7)^2}{2} \right) - (17.5 * 2.7 * 3.05) + (R_B * (2.7 + 1.7)) - (12.17 * 1.5 * 5.15)$$

$$R_B = \frac{251.816}{4.4}$$

$$R_B = 57.23 \text{ KN}$$

$$R_A = 29.96 \text{ KN}$$

▪ $0 < x < 1.7$

$$\sum \frac{F}{y} = 0 \quad -T + R_A - q_{up}x = 0 \quad T(x) = -12.17x + 28.96$$

$$T(0) = 28.96 \text{ KN}$$

$$T(1.7) = 8.271 \text{ KN}$$

$$\sum \frac{M}{1-1} = 0 \quad -R_A x + 12.17 \left(\frac{x^2}{2} \right) + M = 0$$

$$M(x) = -6.085x^2 + 28.96x$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1.7) = 31.65 \text{ KN.m}$$

▪ $0 < x < 1.5$ Coupe a droite

$$\sum \frac{F}{y} = 0 \quad T - 12.17x = 0 \quad T(x) = -12.17x$$

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

$$T(1.5) = 18.26 \text{ KN}$$

$$\sum \frac{M}{3-3} = 0 \quad 12.17 \left(\frac{x^2}{2} \right) - M = 0$$

$$M(x) = -6.085 x^2$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1.5) = -13.69 \text{ KN.m}$$

▪ $1.5 < x < 4.2$ Coupe a droite

$$\sum \frac{F}{y} = 0 \quad T + R_B = 17.5 * (x - 1.5) + 12.17 * 1.5$$

$$T(x) = 17.5x - 26.25 + 18.255 - 57.23 = 17.5x - 65.23$$

$$T(1.5) = -38.98 \text{ KN}$$

$$T(4.2) = 7.52 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \quad 17.5x - 65.23 = 0 \quad x = \frac{65.23}{17.5} = 3.73 \text{ m}$$

$$\sum \frac{M}{2-2} = 0 - M - 8.75 * (x - 1.5)^2 + R_B(x - 1.5) - 12.17 * 1.5 * (x - 0.75) = 0$$

$$M(1.5) = -13.69 \text{ KN.m}$$

$$M(4.2) = 27.75 \text{ KN.m}$$

$$M(3.73) = 28.4 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments a l'ELS :

Calcul des réactions:

$$\sum \frac{F}{y} = 0$$

$$\sum \frac{F}{y} = R_A + R_B = (8.74 * 1.7) + (12.69 * 2.7) + (8.74 * 1.5) \Rightarrow R_A + R_B = 62.23 \text{ KN}$$

$$\sum \frac{M}{A} = 0$$

$$\sum \frac{M}{A} = \left(-8.74 * \frac{(1.7)^2}{2} \right) - (12.69 * 2.7 * 3.05) + (R_B * (2.7 + 1.7)) - (8.74 * 1.5 * 5.15)$$

$$R_B = \frac{184.64}{4.4} \gg R_B = 41.97 \text{ KN} \gg R_A = 20.26 \text{ KN}$$

▪ $0 < x < 1.7$

$$\sum \frac{F}{y} = 0 \quad -T + R_A - q_{up}x = 0 \quad T(x) = -8.74x + 20.26$$

$$T(0) = 20.26 \text{ KN}$$

$$T(1.7) = 5.4 \text{ KN}$$

$$\sum \frac{M}{1-1} = 0 \quad -R_Ax + 8.74 \left(\frac{x^2}{2} \right) + M = 0$$

$$M(x) = -4.37x^2 + 20.26x$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1.7) = 27.013 \text{ KN.m}$$

▪ $0 < x < 1.5$ Coupe a droite

$$\sum \frac{F}{y} = 0 \quad T - 8.74x = 0 \quad T(x) = 8.74 x$$

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

$$T(1.5) = 13.11 \text{ KN}$$

$$\sum \frac{M}{3-3} = 0 \quad 8.74 \left(\frac{x^2}{2} \right) - M = 0$$

$$M(x) = -4.37 x^2$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1.5) = -9.83 \text{ KN.m}$$

- 1.5 < x < 4.2 Coupe a droite

$$\sum \frac{F}{y} = 0 \quad T + R_B = 12.69 * (x - 1.5) + 8.74 * 1.5$$

$$T(x) = 12.69x - 19.035 + 13.11 - 41.97 = 12.69x - 47.9$$

$$T(1.5) = 66.93 \text{ KN}$$

$$T(4.2) = 5.4 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \quad 12.69x - 47.9 = 0 \quad x = \frac{47.9}{12.69} = 3.78 \text{ m}$$

$$\sum \frac{M}{2-2} = 0 - M - 6.345 * (x - 1.5)^2 + R_B(x - 1.5) - 8.74 * 1.5 * (x - 0.75) = 0$$

$$M(1.5) = -9.83 \text{ KN.m}$$

$$M(4.2) = 21.84 \text{ KN.m}$$

$$M(3.78) = 22.98 \text{ KN.m}$$

Descente des charges :

Volée :

Tableau III.19 : Descente des charges de Volée .

1	Carrelage horizontal (e = 2cm)	0,44KN/m ²
2	Mortier de pose horizontal (e = 2cm)	0,44KN/m ²
3	Carrelage vertical (e = 2cm)	0,25KN/m ²
4	Mortier de pose vertical (e = 2cm)	0,23KN/m ²
5	Marches en béton armé (h=17cm; [(25 x 0,17)/2])	2,13 KN/m ²
6	Paillasse en béton armé (e=20cm; [25 x 0,2)/cosα])	5,74KN/m ²
7	Enduit en ciment sous volée (e = 2cm; 0,18 x 2)	0,36 KN/m ²
8	Garde-corps	0,60KN/m ²

Charge permanente
Surcharge d'exploitation

Gv = 10,19KN/ m²
Qv = 2,5 KN/m²

Palier :

Tableau III.20 : Descente des charges de Palier .

1	Carrelage (e = 2cm)	0,44KN/m ²
2	Mortier de pose (e = 2cm)	0,44KN/m ²
3	Dalle pleine en béton armé (e=20cm ; 25 x 0,2)	5KN/m ²
4	Enduit en ciment sous palier (e = 2cm; 0,18 x 2)	0,36KN/m ²

Charge permanente $G_p = 6,24 \text{ KN/ m}^2$

Surcharge d'exploitation $Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2$

III.5.3) L'étude de la poutre palière :

- **a)Pré dimensionnement :**

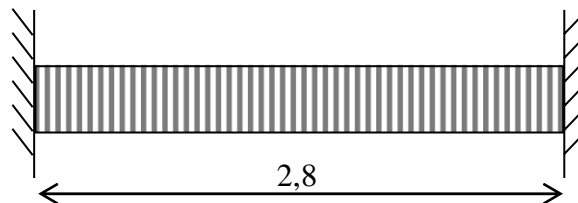


Figure III.18 : Schéma statique de la poutre palière .

✓ **Hauteur :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \quad \text{Avec: } L = 2.8 \text{ m}$$

$$\frac{2.8}{15} \leq ht \leq \frac{2.8}{10} \Rightarrow 0.19 \leq ht \leq 0.28$$

A priori compte tenu des exigences de RPA, on prend une hauteur de la poutre : $ht = 30 \text{ cm}$

✓ **Largeur :**

$$0.4ht \leq b \leq 0.7ht \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences de RPA on prend : $b = 25 \text{ cm}$.

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 < 4 \quad \text{Condition Vérifier}$$

Soit pour la poutre palière une section de $(30 \times 25) \text{ cm}^2$

Calcul de la poutre brisée à la flexion simple :

✓ **Les charges sur la poutre :**

Poids propre de la poutre palier

$$G_{pt} = 0.3 * 0.25 * 25 = 1.875 \text{ KN/ml}$$

$$G_1 = G_{pt} + l_p * G_p + h_e * G_{mur} \quad \text{Avec: } l_p = 2.8 \text{ cm}$$

$$G_1 = 1.875 + 2.8 * 6.24 + 3.2 * 1.7 = 24.79 \text{ KN/ml}$$

$$Q_1 = l_p * Q$$

$$Q_1 = 1.55 * 2.5 = 3.875 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELU : } q_{u1} = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = 1.35 * 24.79 + 1.5 * 3.875$$

$$q_{u1} = 39.279 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{u1} = G_1 + Q_1 = 24.79 + 3.875$$

$$q_{u1} = 28.67 \text{ KN/ml}$$

La charge transmise par l'escalier :

C'est la réaction d'appui au point A

$$\text{ELU: } R_a = 39.279 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } R_a = 28.67 \text{ KN}$$

Les solution ELU :

$$\text{Le moment isostatique : } M_0 = q_u L^2 / 8 = 39.279 * (2.8)^2 / 8 = 38.5 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment entravé : } M_t = 0.85M_0 = 0.85 * 38.5 = 32.73 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment sur appui : } M_a = 0.3M_0 = 0.3 * 38.5 = 11.55 \text{ KN.m}$$

Calcul de la section d'armature a la flexion simple

$$b = 25 \text{ cm ; } h = 30 \text{ cm ; } d = 27 \text{ cm ; } f_{c28} = 25 \text{ MPa ; } f_{bu} = 14.17 \text{ MPa ; } f_{st} = 400 \text{ MPa}$$

▪ B :Le ferrailage

ELU :

$$\text{En travée : } M_t = 32.73 \text{ KN.m}$$

$$d = 0.9h \Rightarrow d = 0.9 * 30 = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{32.73 * 10^{-3}}{0.25 * (0.27)^2 * 14.17} = 0.127$$

$$\mu = 0.127 < \mu_R \Rightarrow A = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Calcul de :

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.127}) = 0.17$$

$$Z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 27 * (1 - 0.4 * 0.17) = 25.164 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_t}{Z * \delta} = \frac{32.73 * 10^3}{0.25164 * \frac{400}{1.15} * 10^2} = 3.74 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 * \frac{f_{t28}}{f_e} * b * d = 0.23 * \frac{2.1}{400} * 25 * 27 = 0.82 \text{ cm}^2$$

$$3.74 \text{ cm}^2 > 0.82 \text{ cm}^2$$

On adopter a: $A = 3.74 \text{ cm}^2$

Choix des barres : 3T14 $A = 4.62 \text{ cm}^2$

Armature de répartition :

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \quad \frac{4.62}{4} \leq A_r \leq \frac{4.62}{2} \Rightarrow 1.15 \leq A_r \leq 2.31$$

On choisit : 3T8 = 1.51 cm^2

En appui : $M_a = 11.55 \text{ KN.m}$

$$d = 0.9h \Rightarrow d = 0.9 * 30 = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11.55 * 10^{-3}}{0.25 * (0.27)^2 * 14.17} = 0.045$$

$$\mu = 0.045 < \mu_R \Rightarrow A = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Calcule de :

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.045}) = 0.057$$

$$Z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 27 * (1 - 0.4 * 0.057) = 26.38 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_a}{Z * \delta} = \frac{11.55 * 10^3}{0.2638 * \frac{400}{1.15} * 10^2} = 1.26 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 * \frac{f_{t28}}{f_e} * b * d = 0.23 * \frac{2.1}{400} * 25 * 27 = 0.82 \text{ cm}^2$$

$$1.26 \text{ cm}^2 > 0.82 \text{ cm}^2$$

On adopter a: $A = 1.26 \text{ cm}^2$

Choix des barres : 3T10 $A = 2.36 \text{ cm}^2$

On résumé les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III.21 : Tableau de ferrailage a ELU .

Position	μb_u	α	Z (m)	$A_{\text{calculé}}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$
Travée	0.127	0.17	0.25	3.74	0.82
Appui	0.045	0.057	0.26	1.26	0.82

On adoptera: 3HA14 = 4.62 cm^2 En travée et en appui : 3HA10 = 2.36 cm^2

ELS :

Les sollicitations ELS :

Le moment isostatique : $M_0 = q_u L^2 / 8 = 28.67 * (2.8)^2 / 8 = 28.09$ KN.m

Le moment entravé : $M_t = 0.85M_0 = 0.85 * 28.09 = 23.88$ KN.m

Le moment sur appuis : $M_a = 0.3M_0 = 0.3 * 28.09 = 8.43$ KN.m

En appui: $M_a = 8.43$ KN.m

$$d = 0.9h \Rightarrow d = 0.9 * 30 = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.43 * 10^{-3}}{0.25 * (0.27)^2 * 14.17} = 0.033$$

$$\mu = 0.033 < \mu_R \Rightarrow A = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Calcul de :

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.033}) = 0.042$$

$$Z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 27 * (1 - 0.4 * 0.042) = 26.55 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_a}{Z * \delta} = \frac{8.43 * 10^3}{0.2655 * \frac{400}{1.15} * 10^2} = 0.91 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 * \frac{f_{t28}}{f_e} * b * d = 0.23 * \frac{2.1}{400} * 25 * 27 = 0.82 \text{ cm}^2$$

$$0.91 \text{ cm}^2 > \mathbf{0.82 \text{ cm}^2}$$

On adopter a: $A = 0.91 \text{ cm}^2$

Choix des barres : 2T8 = 1.01 cm²

En travée : $M_t = 23.88$ KN.m

$$d = 0.9h \Rightarrow d = 0.9 * 30 = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{23.88 * 10^{-3}}{0.25 * (0.27)^2 * 14.17} = 0.093$$

$$\mu = 0.093 < \mu_R \Rightarrow A = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Calcul de :

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.093}) = 0.121$$

$$Z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 27 * (1 - 0.4 * 0.121) = 25.69 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_a}{Z * \delta} = \frac{23.88 * 10^3}{0.2569 * \frac{400}{1.15} * 10^2} = 2.67 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 * \frac{f_{t28}}{f_e} * b * d = 0.23 * \frac{2.1}{400} * 25 * 27 = 0.82 \text{ cm}^2$$

$$2.67 \text{ cm}^2 > \mathbf{0.82 \text{ cm}^2}$$

On adopter a: $A = 2.67 \text{ cm}^2$

Choix des barres : $4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

On résumé les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III.22 : ferrailage a ELS .

Position	μb_u	α	Z (m)	$A_{\text{calculé}}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$
Travée	0.093	0.121	0.25	2.67	0.82
Appui	0.033	0.042	0.26	0.91	0.82

On adopter a: $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

En travée et en appui : $2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$

c)Vérification de l'effort tranchant

$$T_{\max} = R_a = 39.279 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b * d} = \frac{39.279 * 10^{-3}}{0.25 * 0.27} = 0.581 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\tau = \frac{0.2f_{cj}}{\gamma} = \frac{0.2 * 25}{1.5} = 3.33 \text{ MPa}; 1.5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = 1.5 \text{ MPa}$$

On a donc : $\tau_u = 0,581\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,5 \text{ MPa}$ Condition Vérifiée

d)Vérification des contraintes

Il faut vérifier : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

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

- En travée :

$$\alpha = 0.121 \quad \text{et} \quad \gamma = 1.37$$

$$\frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 \geq \alpha = \mathbf{0.121}$$
 Condition Vérifiée

$$\delta_{bc} = \frac{M_s}{I} * Y = \frac{23.88 * 10^9}{5.6 * 10^8} * 0.15 = 6.4 \text{ MPa} < \delta_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition Vérifiée

- En appui :

$$\alpha = 0.042 \quad \text{et} \quad \gamma = 1.37$$

$$\frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 \geq \alpha = \mathbf{0.042} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\delta_{bc} = \frac{M_s}{I} * Y = \frac{8.43 * 10^9}{5.6 * 10^8} * 0,15 = 2.26 \text{ MPa} < \delta_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

e) Calcul des armatures d'âmes :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{r_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right) = 0.4 \text{ MPa}$$

Et : $S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm}$

$$\Rightarrow A_t \geq 0.4 \frac{b \cdot S_t}{f_e} = 0.4 \frac{30 * 28.8}{400} = 0.864 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 0.864 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 2T8 = 1.01 cm²

Les résultats calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.23 : Résultats de calcul des contraintes de béton .

	M_{ser} (KN. m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ̄_s (MPa)
Travée	26.41	9.98	34117.41	7.73	15	17.05	348
Appuis	9.32	8.86	28097.5	2.94	15	7.68	348

f) Vérification de la flèche :

b = 25 cm ; I = 2.8 m ; h = 30 cm ; d = 27 cm ; f_{c28} = 25 MPa ; f_{bu} = 14.17 MPa ;
f_e = 400 MPa.

$$M_t = 23.88 \text{ KN. m} ; M_0 = 28.09 \text{ KN. m} ; A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \leftrightarrow \frac{15}{280} = 0.054 \geq 0.0625 \quad \text{Condition Vérifier}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \leftrightarrow \frac{3.14}{25 * 27} = 0.0045 \leq 0.0105 \quad \text{Condition Vérifier}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \leftrightarrow \frac{15}{280} = 0.054 \geq \frac{23.88}{10 * 28.09} = 0.085 \quad \text{Condition Vérifier}$$

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

III.06.04 : Ferrailage des escaliers :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section (b * h) = (100 * 20)cm²

Tableau III.24 : Résultat de Sollicitation a l'E.L.U et l'E.L.S .

	M_{appui} (KN. m)	M_t (KN. m)	T (KN)
ELU	9.5	26.9	38.98
ELS	8.10	22.96	66.93

Caractéristique de la section :

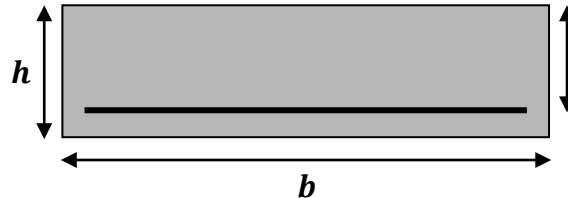


Figure III.19 : Section a ferrillé.

ELU:

✓ En appui : $M_a = 9.5$ KN. m

$$d = 0.9h \Rightarrow d = 0.9 * 20 = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.5 * 10^{-3}}{1 * (0.18)^2 * 14.17} = 0.02$$

$$\mu = 0.02 < \mu_R \Rightarrow A' = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Calcul de :

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.02}) = 0.026$$

$$Z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 18 * (1 - 0.4 * 0.026) = 17.82 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_a}{Z * \delta} = \frac{9.5 * 10^3}{0.1782 * \frac{400}{1.15} * 10^2} = 1.53 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 * \frac{f_{t28}}{f_e} * b * d = 0.23 * \frac{2.1}{400} * 100 * 20 = 2.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > A_u$$

Selon RPA on adopter a : $A_u = 2.42 \text{ cm}^2$

Choix des barres : 4HA10 = 3.14 cm²

✓ En travée : $M_t = 26.9$ KN. m

$$d = 0.9h \Rightarrow d = 0.9 * 20 = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{26.9 * 10^{-3}}{1 * (0.18)^2 * 14.17} = 0.06$$

$$\mu = 0.06 < \mu_R \Rightarrow A' = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Calcul de :

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.06}) = 0.08$$

$$Z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 18 * (1 - 0.4 * 0.042) = 17.42 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_t}{Z * \delta} = \frac{26.9 * 10^3}{0.1742 * \frac{400}{1.15} * 10^2} = 4.44 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * \frac{f_{t28}}{f_e} * b * d = 0.23 * \frac{2.1}{400} * 100 * 20 = 2.42 \text{ cm}^2$$

$$A_u > A_{\min} \quad \text{Condition Vérifier}$$

Tableau III.25 : ferrailage d'escalier .

Position	μ	α	Z (cm)	A_u (cm ²)	A_{\min} (cm ²)
Travée	0.06	0.08	17.42	4.44	2.42
Appui	0.02	0.026	17.82	1.53	2.42

Selon RPA on adopter a : $A_u = 4.44 \text{ cm}^2$

Choix des barres :4HA12 $A = 4.52 \text{ cm}^2$

ELS:

✓ En appui : $M_a = 8.1 \text{ KN.m}$

$$d = 0.9h \Rightarrow d = 0.9 * 20 = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{8.1 * 10^{-3}}{1 * (0.18)^2 * 14.17} = 0.02$$

$$\mu = 0.02 < \mu_R \Rightarrow A' = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Calcul de :

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.02}) = 0.026$$

$$Z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 18 * (1 - 0.4 * 0.026) = 17.82 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_a}{Z * \delta} = \frac{8.1 * 10^3}{0.1782 * \frac{400}{1.15} * 10^2} = 1.3 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * \frac{f_{t28}}{f_e} * b * d = 0.23 * \frac{2.1}{400} * 100 * 20 = 2.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_u$$

Selon RPA on adopter a : $A_u = 2.42 \text{ cm}^2$

Choix des barres : 4HA10 = 3.14 cm^2

✓ En travée : $M_t = 22.96 \text{ KN.m}$

$$d = 0.9h \Rightarrow d = 0.9 * 20 = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{22.96 * 10^{-3}}{1 * (0.18)^2 * 14.17} = 0.05$$

$$\mu = 0.05 < \mu_R \Rightarrow A' = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Calcul de :

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.05}) = 0.13$$

$$Z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 18 * (1 - 0.4 * 0.042) = 17.06 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_t}{Z * \delta} = \frac{22.96 * 10^3}{0.1706 * \frac{400}{1.15} * 10^2} = 3.87 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * \frac{f_{t28}}{f_e} * b * d = 0.23 * \frac{2.1}{400} * 100 * 20 = 2.42 \text{ cm}^2$$

$$A_u > A_{\min} \quad \text{Condition Vérifier}$$

Tableau III.26 : ferrillages d'escalier .

Position	μ	α	Z (cm)	A_u (cm ²)	A_{\min} (cm ²)
Travée	0.05	0.13	17.06	3.87	2.42
Appui	0.02	0.026	17.82	1.3	2.42

Selon RPA on adopter a: $A_u = 3.87 \text{ cm}^2$

Choix des barres: 4HA12 A = 4.52 cm^2

Vérification de l'effort tranchant

$$T_{\max} = 66.93 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b * d} = \frac{66.93 * 10^{-3}}{1 * 0.18} = 0.372 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\tau = \frac{0.2f_{cj}}{\gamma} = \frac{0.2 * 25}{1.5} = 3.33 \text{ MPa}; 1.5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 1.5 \text{ MPa}$$

Ona donc : $\tau_u = 0.372 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1.5 \text{ MPa}$ Condition Vérifier

Vérification des contraintes

Il faut vérifier : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28}$

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

- En travée :

$$\alpha = 0.13$$

$$\gamma = 1.37$$

$$\frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 \geq \alpha = 0.13 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Calcul moment d'inertie :

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 * (20)^3}{12} = 6.6 * 10^6 \text{ cm}^4$$

$$\delta_{bc} = \frac{M_t}{I} * Y = \frac{22.96 * 10^9}{6.6 * 10^8} * 0.1 = 3.5 \text{ MPa} < \delta_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- En appui :

$$\alpha = 0.026 \quad \text{et} \quad \gamma = 1.37$$

$$\frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 \geq \alpha = 0.026 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\delta_{bc} = \frac{M_s}{I} * Y = \frac{8.1 * 10^9}{6.6 * 10^8} * 0.1 = 1.23 \text{ MPa} < \delta_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Calcul des armatures de répartition

- En travée :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{On choisit : } 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

- En appui :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2 \quad \text{On choisit : } 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Espacement des barres

Armatures principales : $S_t = \min(3 * h; 33) \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$

Armatures répartition : $S_t = \min(4 * h; 45) \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III .27 : Résumé des résultats de ferrailage à ELU .

	M (KN. m)	μ	α	Z (m)	A^{cal} (cm^2/ml)	$A^{adopté}$ (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2)	S_t (cm)
En appuis	9.5	0.02	0.026	0.1782	1.35	4HA10=3.14	2.42	20
En travée	26.9	0.06	0.08	0.1742	4.44	4HA12=4.52	2.42	20

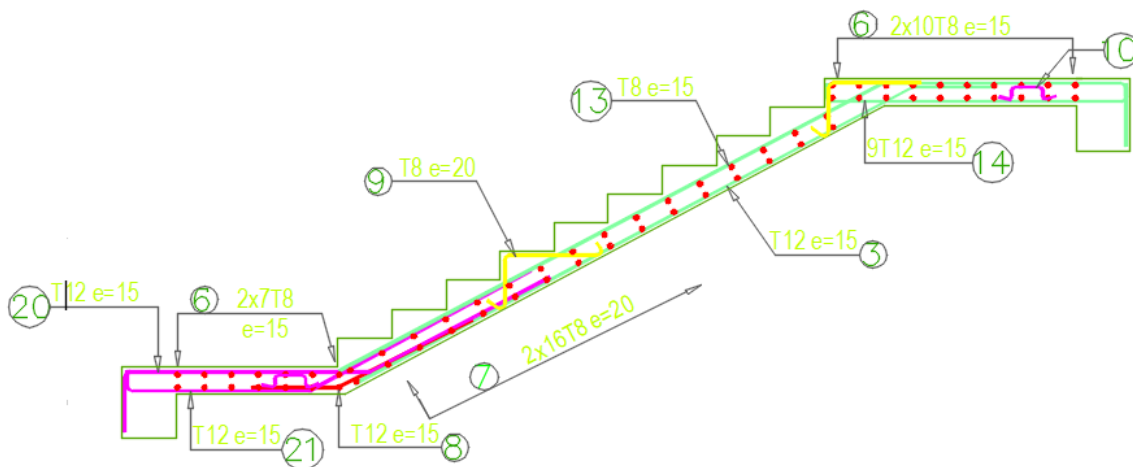


Figure III.20 :.Schéma de ferrailage d'escalier .

IV.1. Introduction :

Les constructions sont généralement considérées « parasismiques » lorsqu'elles sont conformes aux règles parasismiques en vigueur. Effectivement l'expérience montre que l'application des règles parasismiques est indispensable car elle assure la sécurité des biens et des personnes et limite d'une manière importante l'ampleur des dommages sismiques.

Le calcul sismique a pour but l'évaluation de forces horizontales extérieures engendrées par un effort sismique pour chaque niveau de la structure et l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique.

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul des forces sismiques ont été proposées parmi les quelles on distingue trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode dynamique modale spectrale.
- La méthode dynamique par accélérogrammes.

IV.1 .1. Méthode statique équivalente :

Cette méthode est basée sur le remplacement des forces réelles dynamique qui se développent dans la construction par un système de force statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Pour l'application de cette méthode on doit vérifier un certain nombre de condition suivant le règlement parasismique algérien (RPA99 V2003).

IV.1.2. Méthode dynamique modale spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas ou la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Le principe est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.1.3. Méthode dynamique par accélérogrammes:

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix de 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.2. Choix de la méthode :

Dans notre cas l'application de la méthode statique équivalente n'est pas admise car, les conditions de son application (article 4.1.2.RPA) ne sont pas totalement réunies.

Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse définis dans le RPA99 V 2003.

Remarque :

Pour des raisons de contrôle et de vérification de l'ordre de grandeur de la force sismique, un calcul par la méthode statique équivalente sera effectué.

Dans le cadre de notre étude et vue la spécification de l'ouvrage, la détermination des efforts se fera par le logiciel « ETABS » (Extended three dimensionnel analysais of building Systems).

IV.3.Application de la méthode d'analyse modale spectrale :

IV.3.1. Hypothèse de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des planchers (approche par concentration de masse).
- Les planchers sont infiniment rigides comparativement aux éléments porteurs (Les poteaux et voiles).

IV.3.2. Définition du spectre de réponse de calcul:

Selon le RPA99 V2003 (article4.3.3) l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement

R : Coefficient de comportement de la structure.

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

T : Périodes fondamentale de la structure.

Q : Facteur de qualité.

S_a: Accélération spectrale

IV.3.2.1. Classification du site :

Selon le RPA99V2003 (tableau 3.2) les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Pour notre bâtiment il est sur un sol **ferme de** (Catégorie S2).

IV.3.2.2. Périodes caractéristique T1, T2:

Selon le RPA99V2003 (tableau 4.7) Pour un site type S2 :

$$T1 = 0.15 \text{ (sec)}$$

$$T2 = 0.4 \text{ (sec)}$$

IV.3.2.3. Coefficient d'accélération de zone A:

Selon le RPA99V2003 (tableau 4.1) Le coefficient d'accélération A est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas le bâtiment est situé à BOUMERDAS

A=0.25

Zone sismique : III (sismicité élevée).

Groupe d'usage : 2 ouvrage courants ou d'importance moyenne (hauteur total = 35.32 m < 48 m)

IV.3.2.4. Coefficient de correction d'amortissement η :

Selon le RPA99V2003 (formule 4.3) Le facteur d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad (0.7 : \text{C'est la valeur minimum de } \eta)$$

Avec :

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

ξ = 10 % → présence des voiles en béton armé et des murs en maçonnerie.

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.764 \geq 0.7$

IV.3.2.5. Coefficient de comportement global de la structure R :

Le bâtiment est contreventé par un système de contreventement mixte portique /voiles avec interaction : **R = 5** → (Tableau 4.3 RPA 99V2003)

IV.3.2.6. Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule (4.4 RPA) :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{Avec :}$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. sa valeur est donnée au tableau (4.4 RPA)

Tableau IV.1 : valeurs des pénalités P_q .

Critère	P_q	
	Sens-X	Sens-Y
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité d'exécution	0,1	0,1
P_q	0.15	0.15

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_x = 1 + \sum_1^6 P_{qx} = 1 + 0.15 = 1.15 \\ Q_y = 1 + \sum_1^6 P_{qy} = 1 + 0.15 = 1.15 \end{array} \right.$$

IV.3.3. Nombre de mode à considérer :

D'après le RPA 99 V 2003 (l'article 4.3.4 - a) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a 90% au moins de la masse totale de la structure

Après avoir étudié plusieurs modèles et établi différentes conceptions nous proposons ci après notre modèle finale

IV.3.4. Modèle final élaboré :

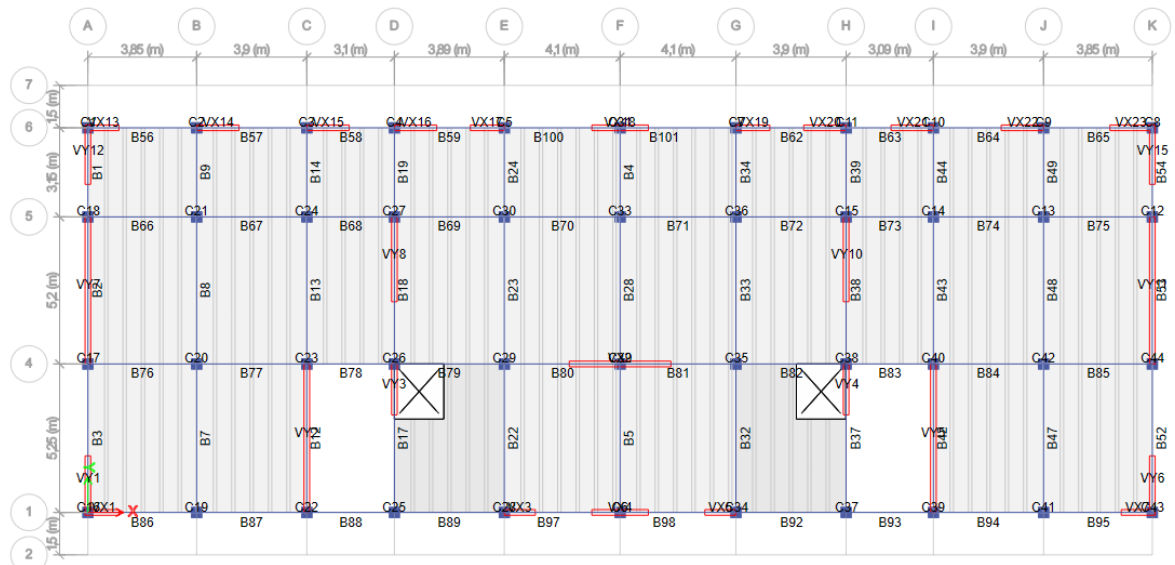


Figure IV. 1: la vue en plans modèle initiale .

Tableau IV.2 : Périodes et facteurs de participation modale .

Mode	Période (sec)	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,883	0,7336	0,00003035	0,7336	0.304
2	0,553	0,00002372	0,6834	0,7336	0,6834
3	0,475	0,0039	0,0005	0,7375	0,6839
4	0,266	0,1316	0,00001228	0,8691	0,6839
5	0,142	0,000008415	0,1839	0,8692	0,8678
6	0,13	0,0503	0,000003111	0,9195	0,8678
7	0,126	0,005	0,00003407	0,9245	0,8678
8	0,077	0,0294	0	0,954	0,8678
9	0,065	0	0,0664	0,954	0,9342

Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

IV.3.4. Poids totaux de la structure W :

égale a la somme des poids calculé a chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (\text{Formule 4.5 RPA})$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

- **W_{Gi}**: Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels de la structure.
- **W_{Qi}**: poids dû aux charges d'exploitations.
- **β**: Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donné par le (tableau 4.5 RPA).

Dans notre cas on a un bâtiment d'habitation et bureaux donc **β = 0.2**

- **W** : le poids total de la structure, il est tiré d'une manière automatique du logiciel ETABS « 43199,419 KN »

IV.4.Détermination de la force sismique totale par la méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'intensité effective de la force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales sous forme d'effort tranchant maximum selon la formule :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, $A = 0.25$

Q : Facteur de qualité, $Q = (1.15 ; 1.15)$.

R : Coefficient de comportement de la structure, $R = 5$

W : Poids total de la structure.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Ce facteur Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (**η**) et de la période fondamentale de la structure (**T**) (formule 4.2 RPA).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \cdot (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \cdot (T_2/3,0)^{2/3} \cdot (3,0/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

η : Facteur d'amortissement, $\eta = 0.764$

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site, $T_2 = 0.5$

T : période fondamentale de la structure

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure T :**

D'après (l'article 4.2.4 du RPA99V2003) La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formule empirique.

$$\begin{cases} T = C_T \cdot h_N^{3/4} \\ T = 0,09 \cdot h_N / \sqrt{L} \end{cases}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N(hauteur totale de la structure).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le (tableau 4.6 RPA).

Dans cas on a une structure contreventée partiellement ou totalement par des voiles on béton armé, donc $C_T = 0.05$

L : dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considérée.

Puis présenté les résultats

➤ **Sens x :**

$$\begin{cases} T = 0,05 \cdot (35,32)^{3/4} = 0.724s \\ T = 0,09 \cdot 35,32 / \sqrt{37,99} = 0.516s \end{cases}$$

$$T = \min (0,724 ; 0,516) = 0,516 \text{ s} \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

$$D_x = 2,5\eta \cdot (T_2/T)^{2/3} = 2,5 \cdot 0,764 \cdot (0,5/0,516)^{2/3} = 1,87$$

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \cdot 1,87 \cdot 1,15}{5} \cdot 43199,419$$

$$V_x = 4846,97 \text{ KN}$$

➤ **Sens-y :**

$$\begin{cases} T = 0,05 \cdot (17)^{3/4} = 0.418s \\ T = 0,09 \cdot 35,32 / \sqrt{17} = 0.77s \end{cases}$$

$$T = \min (0,418 ; 0,77) = 0,418 \text{ s} \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

$$D_y = 2,5\eta \cdot (T_2/T)^{2/3} = 2,5 \cdot 0,764 \cdot (0,5/0,418)^{2/3} = 2,15$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \cdot 2,15 \cdot 1,15}{5} \cdot 43199,419$$

$$V_y = 5572,73 \text{ KN}$$

La résultante des forces sismiques de calcul :

D'après (l'article 4. 3.6 RPA 99 V2003) :

La résultante des forces sismiques a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,80V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0,8 \frac{V}{V_t}$.

$$\text{Sens x : } \begin{cases} V_{tx} = 6909,26 \text{ KN} \\ V_x = 4846,97 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \frac{V_{tx}}{V_x} = \frac{6909,26}{4846,97} = 1.43$$

$$\text{Sens-y : } \begin{cases} V_{ty} = 8915,06 \text{ KN} \\ V_y = 5572,73 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \frac{V_{ty}}{V_y} = \frac{8915,06}{5572,73} = 1.6$$

1) Résultats de calcul :

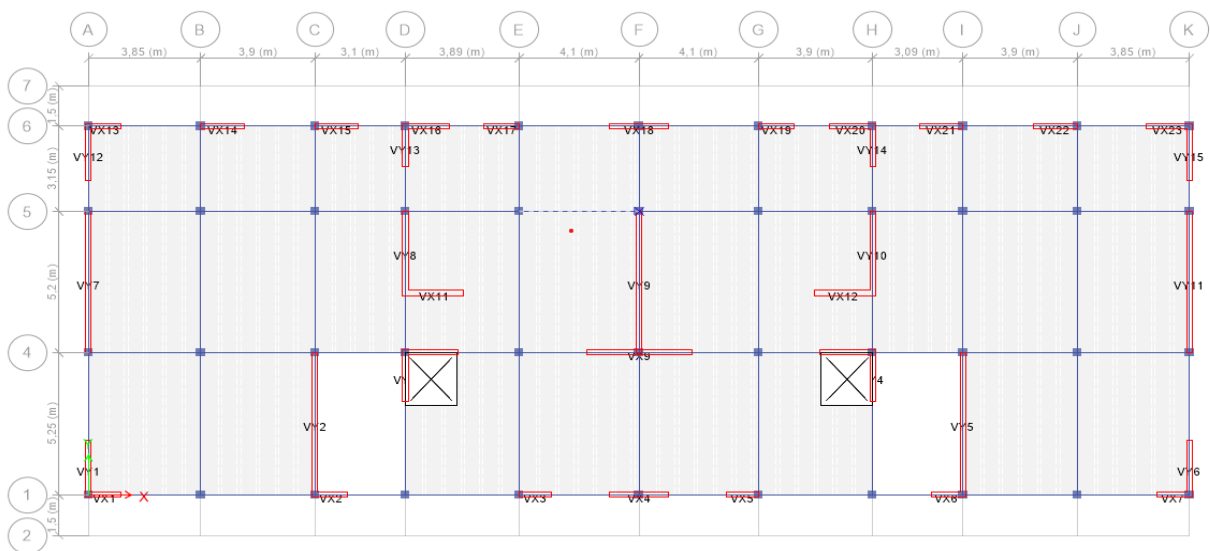


Figure IV. 2: la vue en plans modèle finale .

a. Caractéristiques dynamique propres du modèle :

L'analyse dynamique de la structure a conduit aux résultats suivants :

- Une période fondamentale : $T = 0,883 \text{ s}$.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation autour de Z.

1^{er} mode :

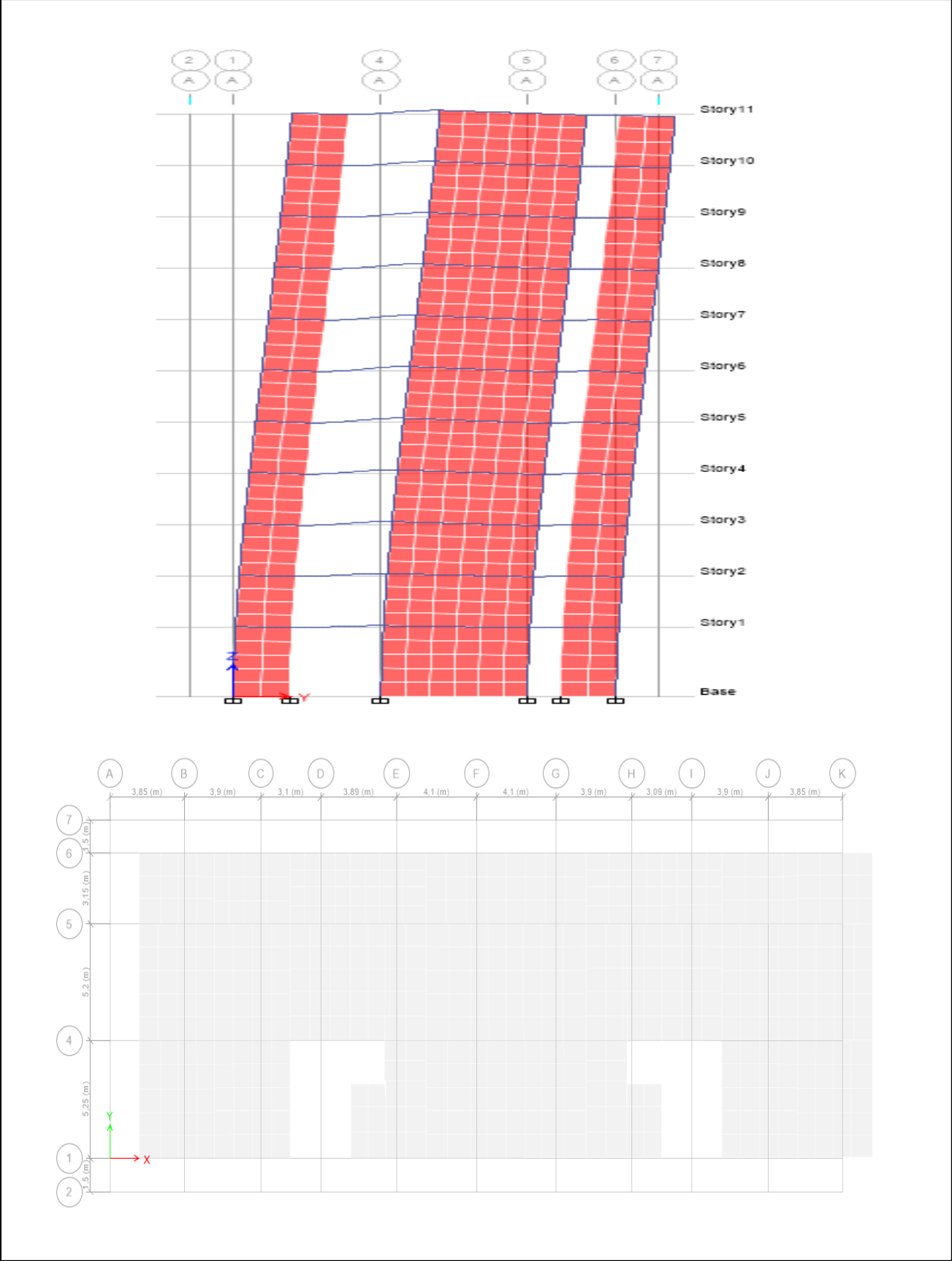


Figure. IV.3: Vue en 3D et en plan du 1er mode .

2^{ème} mode :

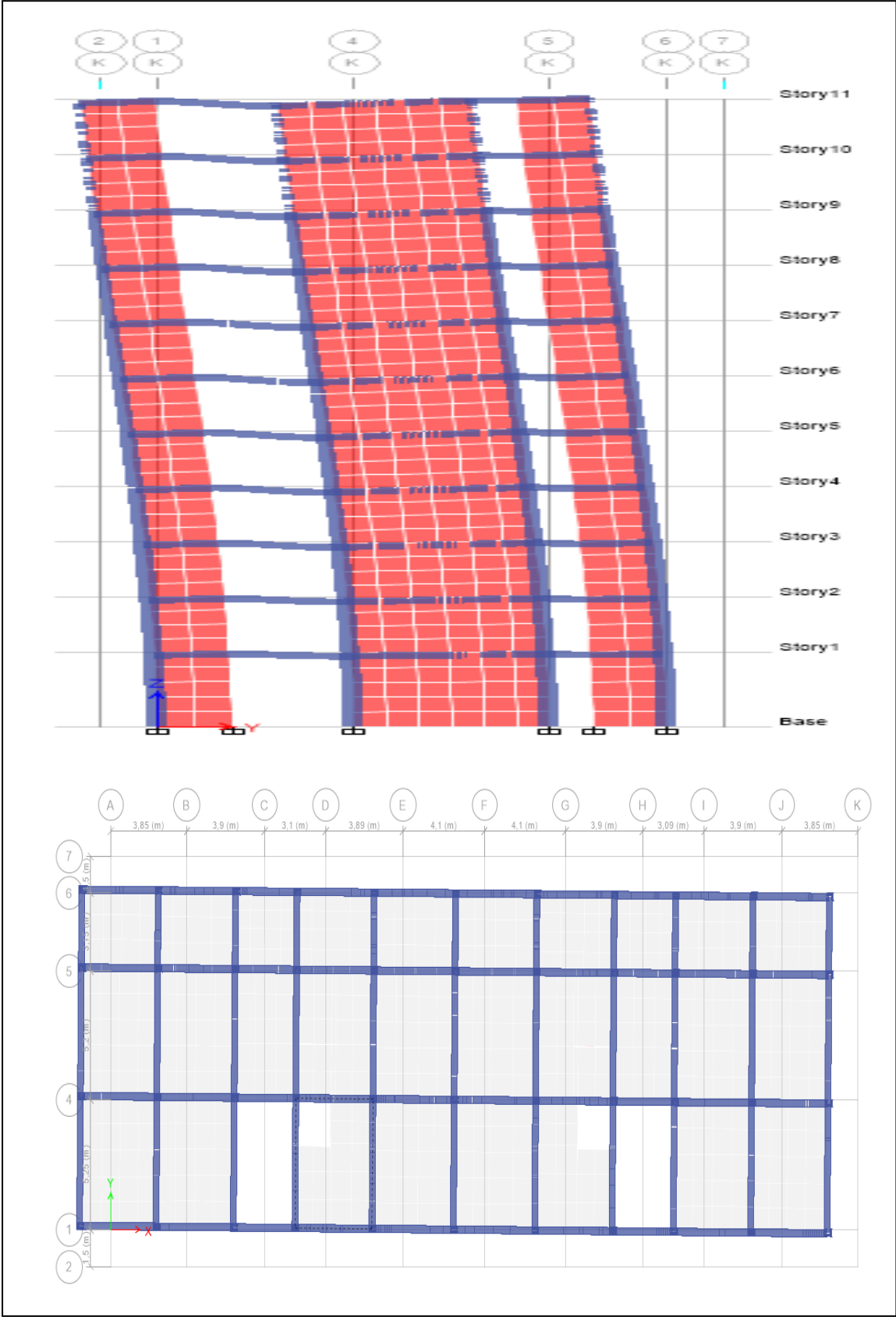


Figure. IV.4: Vue en 3D et en plan du 2^{ème} mode .

3^{ème} mode :

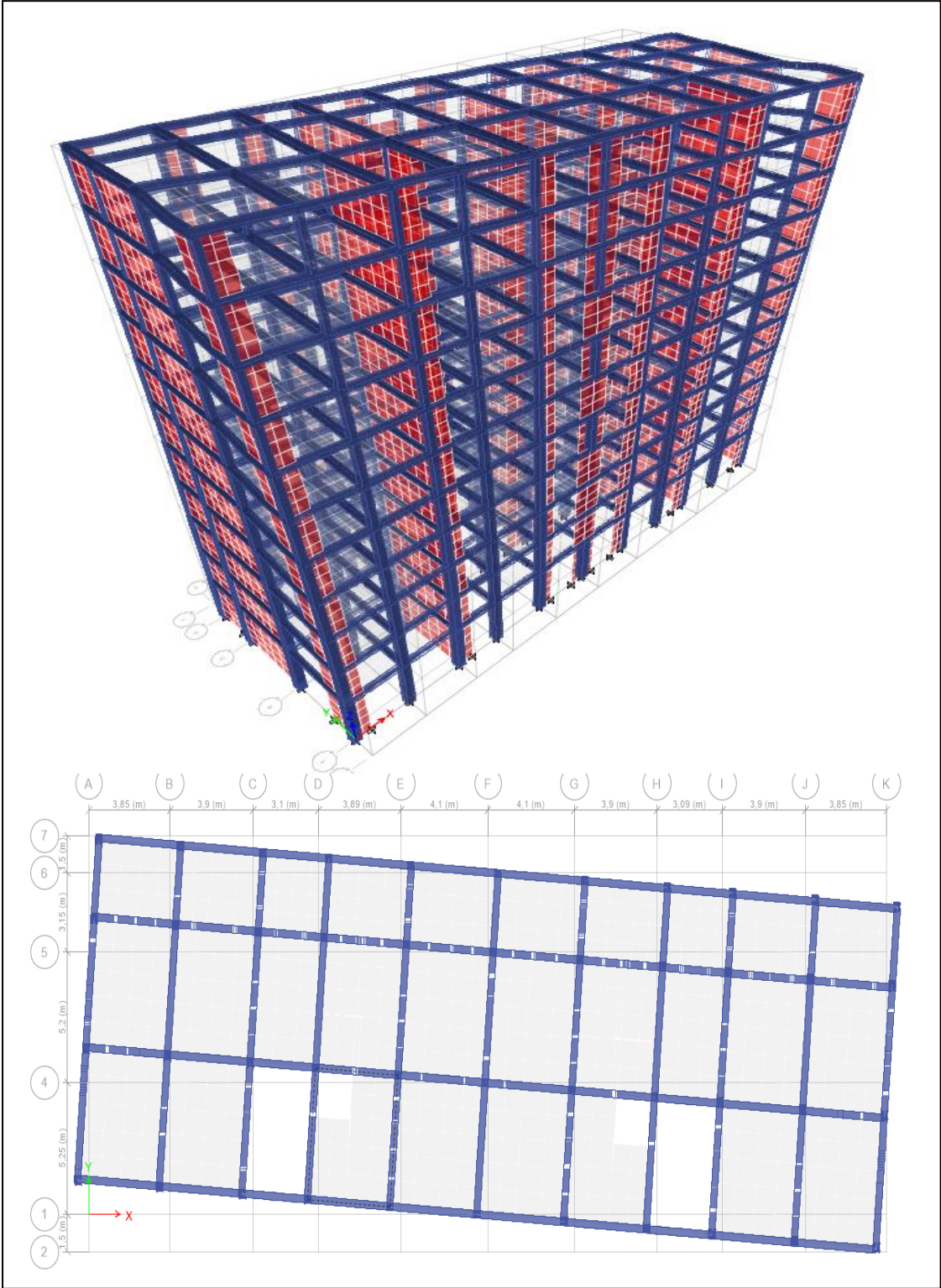


Figure. IV.5: Vue en 3D et en plan du 3^{ème} mode .

IV.5.Calcul et vérification des déplacements :

D'après le (RPA 99 V2003 l'article 4-4-3) :

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y). Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$

δ_k : déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structures.

δ_{ek} : déplacement du aux forces sismiques V_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égale à :

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

Le RPA99/version2003 préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser le déplacement admissible qui est : $\Delta_{kadm} = 1\%h_e$.

Avec: h_e : la hauteur libre de l'étage considéré.

Il faut vérifier que : $\Delta_k \leq \Delta_{kadm}$

Les déplacements maximaux sont calculés sous l'action sismique et les vérifications se fait selon les deux directions en se basant sur les combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E_x \\ 0,8.G \pm E_x \\ G + Q \pm E_y \\ 0,8.G \pm E_y \end{array} \right.$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant ci-après.

Tableau IV.3 : Vérification des déplacements inter étage dans les deux sens (x, y).

Niveau	Sens X				Sens Y				Δk < Δkadm
	he	UX δek	δk = R δek	Δk	UY δek	δk = R δek	Δk	Δkadm	
TERRASSE	3.2	0,063091	0,2208186	1,383235	0,0393004	0,1375516	1,325807	3,2	cv
9 ^{ème} étage	3.2	0,059138	0,2069862	1,594995	0,0355124	0,1242936	1,395805	3,2	cv
8 ^{ème} étage	3.2	0,054581	0,1910363	1,835446	0,0315244	0,1103355	1,452162	3,2	cv
7 ^{ème} étage	3.2	0,049337	0,1726818	2,081844	0,0273754	0,0958139	1,494171	3,2	cv
6 ^{ème} étage	3.2	0,043389	0,1518634	2,280291	0,0231063	0,0808722	1,499431	3,2	cv
5 ^{ème} étage	3.2	0,036874	0,1290605	2,437088	0,0188222	0,0658779	1,47075	3,2	cv
4 ^{ème} étage	3.2	0,029911	0,1046896	2,502534	0,0146201	0,0511704	1,390261	3,2	cv
3 ^{ème} étage	3.2	0,022761	0,0796642	2,477328	0,0106479	0,0372678	1,262878	3,2	cv
2 ^{ème} étage	3.2	0,015683	0,0548909	2,290422	0,0070397	0,0246904	1,072845	3,2	cv
1 ^{er} étage	3.2	0,009139	0,0319867	1,900166	0,0039744	0,0139105	0,824341	3,2	cv
RDC	4.32	0,00371	0,012985	1,298509	0,0016191	0,0056671	0,566718	4,32	cv

IV.6. Vérification de l'effort normal réduit V:

D'après le (RPA 99 V2003 l'article 7-4-3-1) :

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

N_d : l'effort normal maximal.

B_c : section du poteau.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (f_{c28} = 25 MPa)

Remarque :

- L'effort N_d est tiré du logiciel ETABS pour chaque section du poteau en prenant la valeur maximale donnée par les combinaisons sismiques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E_x \\ 0,8.G \pm E_x \\ G + Q \pm E_y \\ 0,8.G \pm E_y \end{array} \right.$$

- Les poteaux qui sont solidaires aux voiles ne rentrent pas dans cette vérification.

Remarque

Le redimensionnement retenu dans le 2^{ème} chapitre n'a pas vérifié quelques conditions, donc on a redimensionné les sections des poteaux.

Tableau IV.4. : Les sections des poteaux .

Niveau	Section (cm ²)
9 ^{ème} étage, terrasse	30X30
7 ^{ème} ,8 ^{ème} étage	35X35
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	40X40
3 ^{ème} ,4 ^{ème} étage	45X45
1 ^{er} ,2 ^{ème} étage	50X50
RDC	55X55

Tableau IV.5 :Vérification de l'effort normal réduit des poteaux .

Niveau	Section	Nd(KN)	V(KN)	V ≤ 0.3
9 ^{ème} étage ,terrasse	30X30	238,11	0,01	Vérifiée
7 ^{ème} ,8 ^{ème} étage	35X35	474,14	0,015	Vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	40X40	724,28	0.018	Vérifiée
3 ^{ème} ,4 ^{ème} étage	45X45	1246,36	0,025	Vérifiée
1 ^{er} ,2 ^{ème} étage	50X50	2195,46	0.035	Vérifiée
RDC	55X55	3040,35	0.040	Vérifiée

Remarque :

- L'effort N_d est tiré du logiciel ETABS pour chaque section du poteau en prenant la valeur maximale donnée par les combinaisons sismiques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm Ex \\ 0,8.G \pm Ex \\ G + Q \pm Ey \\ 0,8.G \pm Ey \end{array} \right.$$

IV.7. Justification vis-à-vis l'effet P-Δ :

D'après le (RPA 99 V2003 l'article 5-9) :

Les effets du 2^{ème} ordre au (effetP-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la

condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$.

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges des exploitations associées au-dessus du niveau "K".

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".

Les résultats obtenus sont présents dans les tableaux suivants :

Tableau IV.6 : Vérification à l'effetP- Δ sens (X-X).

Niveau	Pk	VX	Δk	He	Θk	θk<0.1
(TERRASSE)	4482,97772	1265,128	0,01383235	3,2	0,01532	cv
9ème étage	8688,61693	2306,237	0,01383235	3,2	0,01629	cv
8ème étage	12810,6524	3183,549	0,01383235	3,2	0,01739	cv
7ème étage	16859,0216	3946,614	0,01383235	3,2	0,01847	cv
6ème étage	20832,5876	4615,691	0,01383235	3,2	0,01951	cv
5ème étage	24741,2879	5205,127	0,01383235	3,2	0,02055	cv
4ème étage	28583,9846	5719,028	0,01383235	3,2	0,02160	cv
3ème étage	32370,6171	6155,864	0,01383235	3,2	0,02273	cv
2ème étage	36100,0466	6506,009	0,01383235	3,2	0,02398	cv
1er étage	39782,2114	6758,469	0,01383235	3,2	0,02544	cv
RDC	43199,419	6909,697	0,01383235	4,32	0,02002	cv

Tableau IV.7: Vérification à l'effet P- Δ sens (y-y).

Niveau	P	V _Y	Δk	He	Θ_k	$\theta_k < 0.1$
TERRASSE	4482,97772	1709,386	0,0132581	3,2	0,01087	cv
9^{ème} étage	8688,61693	3143,545	0,0132581	3,2	0,01145	cv
8^{ème} étage	12810,6524	4317,301	0,0132581	3,2	0,01229	cv
7^{ème} étage	16859,0216	5313,621	0,0132581	3,2	0,01315	cv
6^{ème} étage	20832,5876	6168,715	0,0132581	3,2	0,01399	cv
5^{ème} étage	24741,2879	6902,896	0,0132581	3,2	0,01485	cv
4^{ème} étage	28583,9846	7524,871	0,0132581	3,2	0,01574	cv
3^{ème} étage	32370,6171	8038,844	0,0132581	3,2	0,01668	cv
2^{ème} étage	36100,0466	8443,504	0,0132581	3,2	0,01771	cv
1^{er} étage	39782,2114	8735,353	0,0132581	3,2	0,01887	cv
RDC	43199,419	8915,401	0,0132581	4,32	0,01487	cv

NB :

La condition $\theta \leq 0.1$ est vérifiée dans les deux directions.

V.1. Introduction :

Dans ce chapitre on va présenter l'étude des éléments résistants de la structure. Cette structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Pour pouvoir ferrailer les éléments de contreventements, on a utilisé l'outil informatique a travers le logiciel d'analyse des structures **ETABS**, qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

V.2. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux assurant essentiellement les transmissions des charges des différents niveaux aux fondations- Ils sont calculés à la flexion composée dans les deux plans principaux sous un effort normal de compression centré et moments de flexions, les efforts sont tirés à partir du logiciel **ETABS** sous les combinaisons suivantes :

Tableau V.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux .

Situation	Béton			Acier(FE400)		
	γ_b	Fc28 (MPa)	F_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14.167	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.478	1	400	400

V.2.1. Combinaison des charges :

Les combinaisons d'actions à prendre en compte lors du calcul des poteaux sont :

- ✓ Selon le règlement BAEL 91 :
 - E L U 1,35 G + 1,5 Q
 - E L S G + Q
- ✓ Selon le RPA 99 (situation accidentelle) :
 - G + Q + EX
 - G + Q + EY
 - 0,8G ± EX
 - 0,8G ± EY

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes, à savoir :

$$N \text{ max} \rightarrow M \text{ correspondant}$$

M max → N correspondant

N min → M correspondant

V.2.2 Vérification nécessaires :

V.2.2.1. Coffrage :(article 7.4.1 RPA)

- ❖ Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois.
- ❖ les dés de coulage sont interdits.

V.2.2.2. ferrailage :(article 7.4.2 RPA)

- ❖ Les armatures longitudinales doivent être a haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage limité par :

$$0.9\% < \frac{A_s}{B} < 4\% \text{ Zone courante (Z C)}$$

$$0.9\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \text{ Zone de recouvrement (Z R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier

B :Section du béton cm^2

- Le diamètre minimum est de 12 mm (pour les barres longitudinales)
- La longueur minimale de recouvrement est de : 50ϕ
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 20 cm
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales

- ❖ Les armatures transversales : des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.5 \rightarrow \text{Si l'élançement géométrique } \lambda_g \text{ dans la direction considérée est supérieur ou égal à } 5 \\ 3.75 \rightarrow \text{Dans le cas contraire.} \end{array} \right.$$

t : L'espacement des armatures transversales

- la valeur maximum de cet espacement dans la (zone III) est fixée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min(10\phi_1, 15\text{cm}), \text{ dans la zone nodale} \\ St' \leq 15\phi_1, \text{ dans la zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

ϕ_1 : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- la quantité minimale des armatures transversales :

$$A_t = \begin{cases} 0.3\% \times t \times b_1 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \quad (1) \\ 0.8\% \times t \times b_1 & \text{si } \lambda_g \leq 3 \quad (2) \\ \text{interpoler entre (1) et (2)} & \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :

λ_g : l'élanement géométrique du poteau qui est égale

$$\lambda_g = \left[\left(\frac{l_f}{a} \right) \text{ ou } \left(\frac{l_f}{b} \right) \right]$$

a et **b** : les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considéré.

l_f : longueur de flambement du poteau.

- Autres conditions sont représentées dans le schéma ci-après

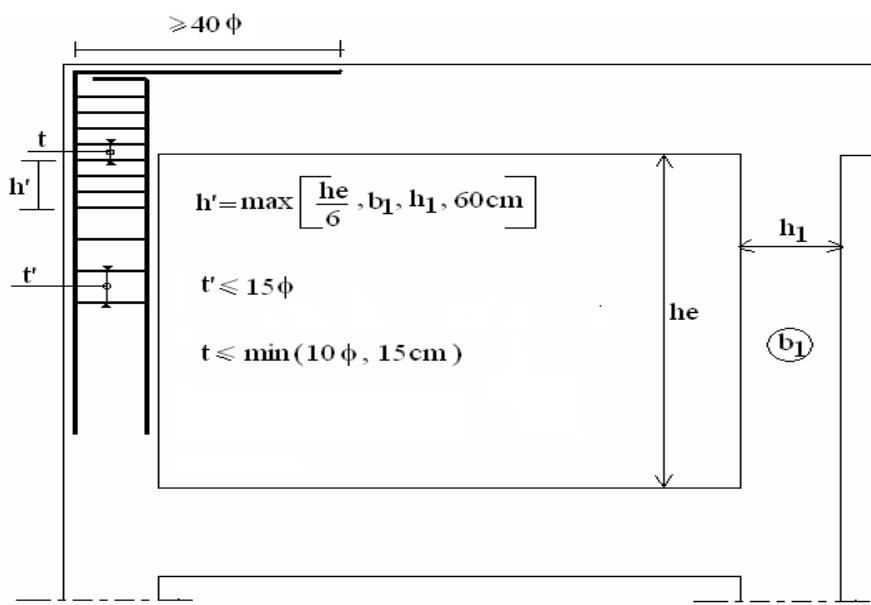


Figure V .1 : Disposition constructives pour le ferrailage des poteaux (RPA) .

❖ Repérage des poteaux :

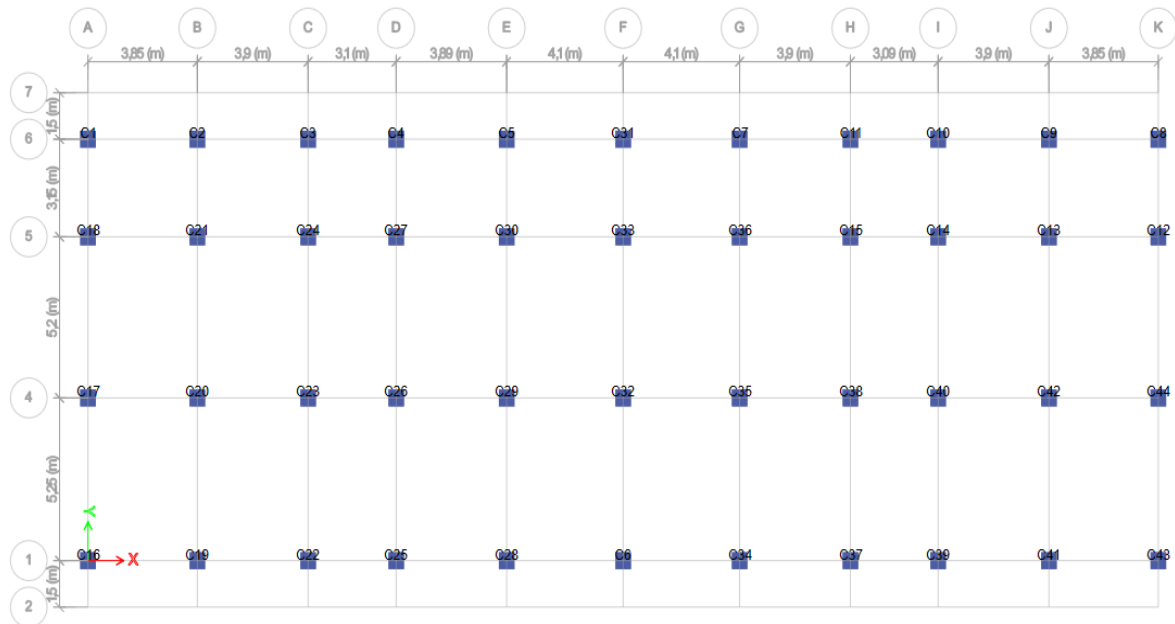


Figure V.2 : Disposition des poteaux .

. Sollicitations de calcul sur poteaux : M max → N correspondant

Les efforts (M, N) obtenus avec le logiciel ETABS sont récapitulés dans les tableaux suivants :

❖ Poteaux le plus sollicité :

Tableau V.2 : Les sollicitations (M&N) du poteau le plus sollicité .

Niv	N _{min} , M _{cor}			N _{max} , M _{cor}			N _{cor} , M _{max}		
	N	M ₂₂	M ₃₃	N	M ₂₂	M ₃₃	N	M ₂₂	M ₃₃
Terrasse	-79,2297	-6,0953	-32,5191	-10,2724	1,1175	-0,5415	-48,0347	75,4647	5,7476
9 ^{ème} Etage	-151,8448	-5,7118	-28,8938	-18,7953	0,9141	-0,457	-91,4331	72,4052	4,9701
8 ^{ème} Etage	-234,0549	-10,2031	-47,9304	-28,1103	1,3962	-0,6045	-143,1097	132,5155	8,5696
7 ^{ème} Etage	-321,6377	-9,5139	-42,4166	-38,0511	1,126	-0,4265	-199,6643	126,6288	7,6454
6 ^{ème} Etage	-420,0273	-14,5124	-61,5872	-48,9864	1,505	-0,4778	-266,8018	198,949	11,1875
5 ^{ème} Etage	-523,4327	-12,5083	-52,3946	-60,7333	1,1625	-0,2818	-340,5191	179,6423	9,3988
4 ^{ème} Etage	-636,6522	-16,1661	-67,3727	-73,6412	1,3873	-0,2245	-426,3838	247,483	11,9815
3 ^{ème} Etage	-752,025	-12,4601	-55,2915	-87,4564	1,0186	-0,0417	-519,1288	212,6636	9,3936
2 ^{ème} Etage	-874,0457	-12,7175	-62,8665	-102,5401	1,0516	0,078	-617,5938	251,9793	10,0387
1 ^{ème} Etage	-993,5529	-7,8807	-49,4961	-118,5669	0,8003	0,3605	-703,6983	217,1454	7,8403
RDC	-1150,597	1,4938	0,8845	-136,0406	0,2686	0,1842	-808,3068	186,3761	3,5902

➤ **Exemple de calcul : Mmax Ncor**

Nous allons détailler le calcul du poteau du niveau RDC, de section (55*55) cm², ce dernier sera calculé on plans en visageant les cas de figure suivants :

Poteaux c le plus sollicité C29 (55*55) cm²

$$M_u = 186,3761 \text{ KN.m}$$

$$N_u = -808,3068 \text{ KN}$$

$$V_u = 65,67 \text{ KN}$$

$$e_a = \text{Max} (2\text{cm} ; L/250) = \text{Max} (2\text{cm} ; 392/250) = 2\text{cm}$$

Excentricité additionnelle = 2 cm.

✓ **Excentricité du 1 er ordre à l'ELU :**

$$e_1 = (M / N) + e_a = (187,19 / 806,66) + 0,02 = 0,25$$

✓ **Sollicitation ultime corrigée pour le flambement**

a- Sollicitation ultime corrigée par le flambement :

Elancement géométrique :

$$l_f = l_0 \Rightarrow l_0 = 3,92 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{3,92}{0,55} = 7,13$$

$$20 \times \frac{e_1}{h} = 20 \times \frac{0,25}{0,55} = 9,09$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = 7,13 < \text{max}(15; 3,33) = 15 \quad \text{condition vérifier}$$

- Calcul en flexion composée en tenant compte de l'excentricité du second ordre forfaitairement.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0,79}{0,79 + 0,265} = 0,75$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} [2 + (\alpha \cdot \varphi)] \Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 3,92^2}{0,55 \times 10^4} (2 + 0,75 \times 2) = 0,029 \quad \text{tel que } \varphi = 2$$

Avec φ le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge Considérée, il est pris généralement égal à 2.

b- Sollicitations ultimes corrigées pour le calcul en flexion composée :

$$N_u = 808,66 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u (e_1 + e_2) = 808,66 (0,25 + 0,029) = 226,24 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = e_1 + e_2 = 0,23 + 0,029 = 0,279 \text{ m}$$

c- Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendues :

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,279 + \left(0,495 - \frac{0,55}{2}\right) = 0,5\text{m}$$

$$M_{uA} = N_u * e_A = 808,66 * 0,5 = 402.52 \text{ KN.m}$$

Ferraillage : $M_{ua} = 404,07 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bc} = \left(0,8 \frac{h}{d}\right) \left(1 - \frac{0,4h}{d}\right) = \left(0,8 * \frac{0,55}{0,495}\right) * \left(1 - \frac{0,4*0,55}{0,495}\right) = 0,49$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{404,07 * 10^{-3}}{0,55 * 0,495^2 * 14,16} = 0,21$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ La section est partiellement tendue, donc le calcul se fait à la flexion simple.

d- Excentricité à l'ELS

$$M_{ser} = 1,06 \text{ KN.m}$$

$$N_{ser} = -840,79 \text{ KN.m}$$

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,06}{840,79} = 0,001\text{m}$$

e- Sollicitation ramenée au centre de gravité des aciers tendus :

$$e_A = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,001 + \left(0,495 - \frac{0,55}{2}\right) = 0,22\text{m}$$

$$M_{serA} = N_{ser} * e_A = 840,79 * 0,22 = 186,03 \text{ KN.m}$$

f- Calcul des aciers en flexion simple :

$$\gamma = \frac{M_{uA}}{M_{serA}} = \frac{402,52}{186,03} = 2,17$$

$$\mu_{lu} = \left[3340 * \theta * \gamma + 49 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050\right] * 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = \left[3340 * 1 * 2,17 + 49 \frac{25}{1} - 3050\right] * 10^{-4} = 0,54$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{186,3761 * 10^3}{0,55 * 495^2 * 14,16} = 0,098$$

$\mu_{bu} = 0,098 < \mu_{lu} = 0,539 \Rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$A' = 0$, Le béton résiste seul à la compression.

$\mu_{bu} = 0,098 < 0,539 \Rightarrow$ La méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu})$$

$$Z_b = 49,5(1 - 0,6 * 0,098) = 46,6\text{cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{Z_b * f_{ed}} = \frac{186,3761 * 10^3}{0,466 * 348} = 11,49 \text{ cm}^2$$

Section minimale :

➤ Selon le BAEL

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 * 25 \Rightarrow f_{t28} = 2,1\text{MPa}$$

$$\text{On a : } b = 0,55\text{m} , h = 0,55\text{m} , d = 0,9 * 0,55 = 0,495\text{m}$$

Alors :

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 * 55 * 49,5 * \frac{2,1}{400} = 3,29 \text{ cm}^2$$

➤ **Selon le RPA 99**

$$A_{\min} = 0,9\% * b * h = 0,007 * 55 * 55 = 27,23\text{cm}^2$$

On adopte : 4 HA20+8HA16 = 28.65 cm²

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

Selon RPA 99

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{65,67 \times 10^3}{55 \times 495} = 2,41\text{MPa}$$

La contrainte limite :

$$\tau_{\text{lim}} = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} \Rightarrow \tau_{\text{lim}} = \min \left\{ 0,2 \times \frac{25}{1,5} ; 5\text{MPa} \right\}$$

$$\tau_{\text{lim}} = \min \{ 3,33 ; 5\text{MPa} \} \Rightarrow \tau_{\text{lim}} = 3,33 \text{ MPa}$$

On a : $\tau_u = 2,41\text{MPa} < \tau_{\text{lim}} = 3,33 \text{ MPa} \square \Rightarrow$ Le béton résiste au cisaillement.

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d f_{c28}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{3,92}{0,55} = 7,13 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0,075$$

$$\overline{\tau_{bu}} = 0,075 \times 25 = 1,87\text{MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_{bu}} \quad \text{condition vérifier}$$

❖ **Armatures transversales :**

- **Espacement : (RPA 99 version 2003, art 7.4.2.2)**

Dans la zone nodale :

$$St \leq \text{Min}(10\phi_1 ; 15\text{cm})$$

$$St \leq \text{Min}(10.1,6; 15\text{cm})$$

$$St \leq \text{Min}(16\text{cm}; 15\text{cm})$$

Donc on adopte un espacement de 10cm en zone nodale sur une distance h' .

La distance h' préconisée par le (RPA99 version 2003) est donnée par la formule suivante :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

$$h' = \max\left(\frac{392}{6} = 65 ; 55 ; 55 ; 60\text{cm}\right)$$

Donc $h' = 65$ cm(en haut et en bas des poteaux).

Dans la zone courante :

$$S_t' \leq 15\phi_1$$

$$S_t' \leq 15.1,6$$

$$S_t' \leq 24\text{cm}$$

On adopte un espacement de 15cm en zone courante

Vérification du ferrailage transversal selon le RPA99Version2003:

Les armatures transversales des poteaux seront déterminées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a * V_u}{h * f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur de la section.

f_e : contrainte limite de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

S_t : l'espacement des armatures transversales.

$$V_u = 65,67 \text{ KN} \quad ; \quad h = 0,55 \text{ m} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad \rho_a = 3.75$$

Dans la zone nodale : $S_t \leq 10 \text{ cm}$ (zone III) On prend $S_t = 10\text{cm}$

$$A_t = \frac{3,75 * 65,67 * 10^3 * 10}{550 * 400} = 11,19 \text{ cm}^2 \geq \mathbf{A_{min}}$$

On adopte 10T12=11,31 cm²

Dans la zone courante : $S_t \leq \min(b/2; h/2; 10\phi_1)$ On prend: $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$A_t = \frac{3,75 * 65,67 * 10^3 * 15}{550 * 400} = 16,79 \text{ cm}^2 \geq \mathbf{A_{min}}$$

On adopte 15T12=16,96 cm²

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135°; ayant une longueur de $10\phi_t = 10\text{cm}$.

Ferrailage des poteaux :

En calculant le ferrailage longitudinal des poteaux d'une manière automatique avec ETABS nous avons les résultats suivants :

Tableau V3 : Ferrailage longitudinal des poteaux .

NIVEAU	Section des poteaux	As (cm ²)	A min RPA (cm ²)	A adopté	Choix des barres	Section choisie (cm ²)
Sous-sol et RDC	55X55	11,49	27,23	27,23	4 HA20+8HA16	28,83
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	50X50	15,25	22,5	22,5	12HA16	24,13
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	45X45	17,19	18,23	18,23	4 HA16+8HA14	20,36
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	40X40	16,81	14,4	16,81	4 HA16+8HA14	20,36
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	35X35	13,66	11,03	13,66	4 HA14+8HA12	15,21
9 ^{ème} étage et terrasse	30X30	8,96	8,1	8,96	8HA12	9,05

Justification des poteaux sous l’effet de l’effort tranchant

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

- Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l’axe neutre.
- La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l’effort tranchant à l’état limité

ultime par : $\tau_u = \frac{Tu}{b_0 \times d}$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement à ELU.

Tu : effort tranchant à l’état limite ultime de la section étudiée.

bo : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile.

- La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible σ_u égale à :

- Selon BAEL : $\tau_{lim} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{pour une fissuration peu préjudiciable.} \\ 5MPa. \end{array} \right.$

Les résultats des calcule des contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicités pour chaque section et dans les deux plans sont récapitulés dans le tableau ci-dessous, les efforts tranchant maximaux sont données par les combinaisons accidentelles ($\gamma_b = 1.15$)

Tableau V.4 : Vérifications des contraintes tangentielles dans les poteaux .

Poteaux	Tu _{max} (KN)	σ_u (MPa)	σ_{lim} (MPa)	$\sigma_u < \sigma_{lim}$
30 X 30	46,22	0,51	4.34	cv
35 X 35	81,55	0,67	4.34	cv
40 X 40	116,24	0,73	4.34	cv

45 X 45	135,62	0,67	4.34	cv
50 X 50	124,68	0,5	4.34	cv
55 X 55	65,72	0,22	4.34	cv

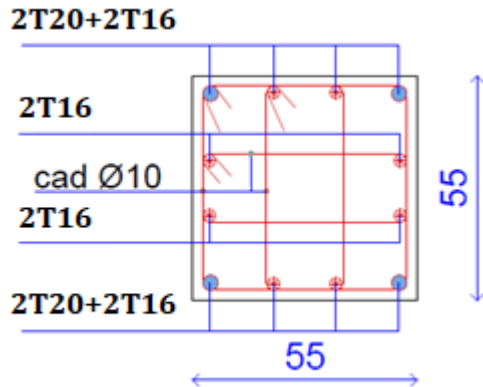


Schéma de ferrailage des poteaux :

Figure V.3: Schéma de ferrailage des poteaux (55*55) cm² des sous sol et RDC .

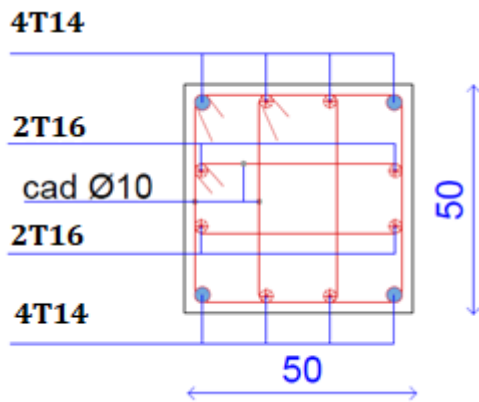


Figure V.4: Schéma de ferrailage des poteaux (50*50) cm² de 1^{ère} et 2^{ème} étage .

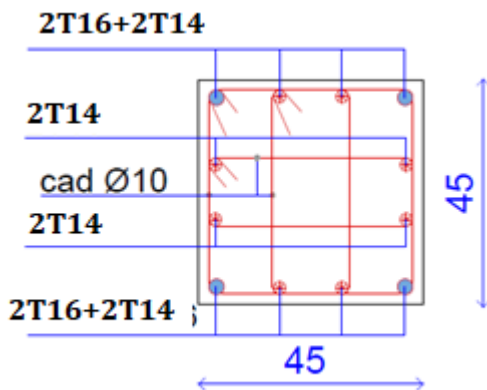


Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poteaux (45*45) cm² de 3^{ème} et

4^{ème} étage .

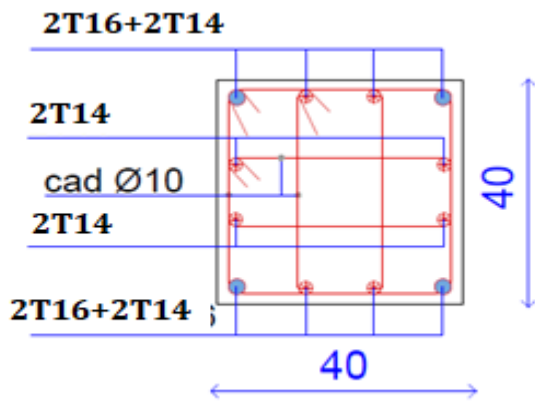


Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poteaux

(40*40)cm² de 5^{ème} et 6^{ème} étage .

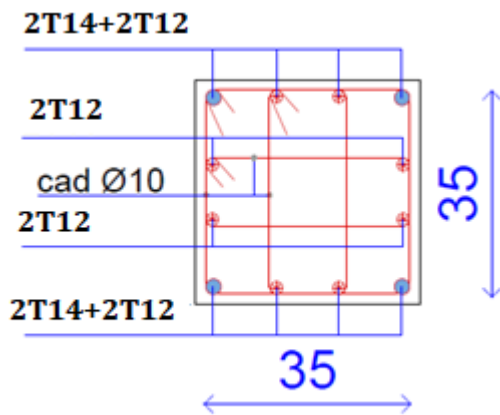


Figure V.7 : Schéma de ferrailage des poteaux (35*35)cm² de 7^{ème} et 8^{ème} étage .

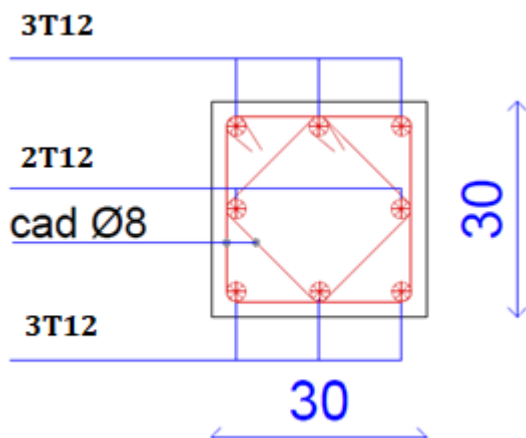


Figure V.8 : Schéma de ferrailage des poteaux (30*30)cm² de 9^{ème} étage et terrasse .

VI.2 Etude des voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux assurant essentiellement la transmission des charges et des surcharges aux fondations et sont chargées de reprendre les efforts horizontaux dus au séisme.

Ils seront calculés dans les deux directions horizontales et verticales a la flexion composée sous un effort normal de compression **F** et un moment de flexion **M**, tirés a partir du logiciel **ETABS** sous les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q & \text{E. L. U} \\ G + Q & \text{E. L. S} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E_x \\ G + Q \pm E_y \\ 0.8G \pm E_x \\ 0.8G \pm E_y \end{array} \right. \quad \text{combinaison accidentelles}$$

Il faut satisfaire certaine condition imposées par le RPA99 V2003.

IV.2.1 Ferrailages verticales : (article 7.7.4.1. RPA)

Sont destinés à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de 20%.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligature par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas supérieur à l'épaisseur de voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets.

A chaque extrémité l'espacement des barres verticales doit être réduit de moitié sur l/10 de la largeur du voile. Cet espacement doit être au plus égale à 15cm.

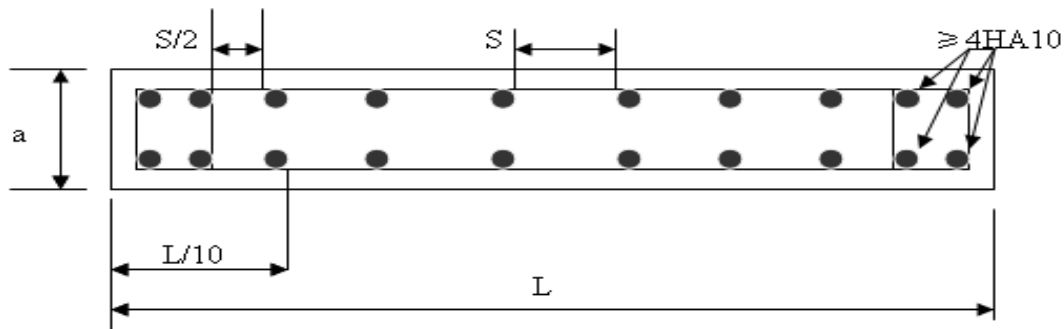


Figure V .9 : disposition des armatures verticales dans les voiles .

IV.2.2 Ferrailages horizontales : (article 7.7.4.2. RPA)

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

IV.2.3 Règles communes : (article 7.7.4.3. RPA)

- ❖ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section des voiles 0.15%
 - En zone courante 0.10%
- ❖ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S = 1.5a \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$
 Avec :
 - a : Épaisseur du voile.
- ❖ Les longueurs des recouvrements doivent être égales à :
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons d'actions possible de charges ;
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ❖ les deux nappes d'armatures doivent être reliés avec au moins 4 épingles mètre carré.

Plan de repérage des voiles :

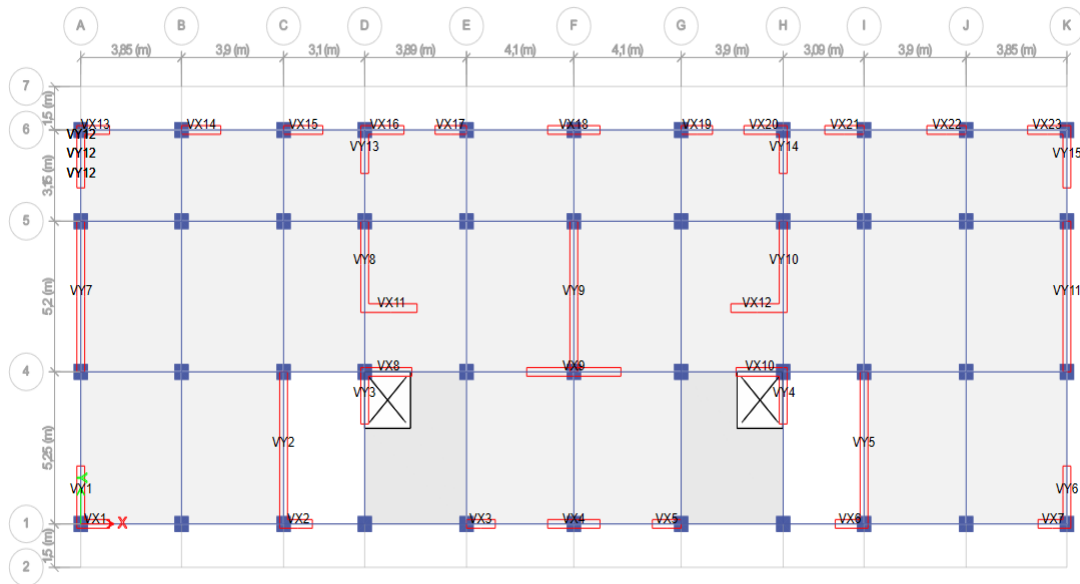


Figure V.10. Plan de repérage des voiles .

Exemple de calcul : Nous allons détailler le calcul du voile « VX1 » du niveau de RDC de section (100x20) cm²

VERTICALEMENT:

Le voile est calculé verticalement suivant son plan moyen (plan 1-2) en envisageant les cas de figure suivants :

N max → M correspondant

M max → N correspondant

N min → M correspondant

○ **Plan 1-2 : (1^{er} cas : N cor / M_{max}) :**

$$M = 389,82 \text{ KN.m}$$

$$N = 1572,5 \text{ KN}$$

$$V = 148,25 \text{ KN}$$

❖ **Excentricité du 1^{er} ordre e_1 :**

$$e_1 = \frac{M}{N} + e_a$$

$$e_a = \max \left\{ 2cm ; \frac{100}{250} = 0,4 \right\} \text{ donc } e_a = 2cm$$

$$e_1 = \frac{M}{N} + e_a = \frac{389,82}{1572,5} + 0,02 = 0,27cm \quad e_1 = 0,27m$$

❖ **Elancement géométrique :**

$$l_f = l_0 \Rightarrow l_f = 3,87 \text{ m}$$

l_f : la longueur de flambement.

$$\frac{l_f}{h} = \frac{3,87}{1} = 3,87 < \max(15 ; \frac{20 \cdot 0,244}{1} = 4,88)$$

$$3,87 < 15$$

Donc le calcul sera mené à la flexion composée en tenant compte de l'excentricité du second ordre.

❖ **Excentricité du 2^{ème} ordre e_2 :**

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} [2 + (\alpha * \varphi)]$$

Avec :

e_2 : L'excentricité due aux effets de second ordre lié à la déformation de la structure.

$$M_G = 0.883 \text{ KN.m} \quad M_Q = 0.52 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0.883}{0.883 + 0.52} = 0,63$$

φ : Le rapport de déformation finale dû au fluage de la déformation instantanée (φ Généralement égale à : 2).

h: La hauteur totale de la section dans la direction au flambement (h = 20 cm)

$$e_2 = \frac{3 \cdot 3,87^2}{10^4 \cdot 1} [2 + (0,63 * 2)] = \mathbf{0,015 \text{ m}}$$

❖ **Sollicitations ultimes** corrigées pour le calcul en flexion composée

$$N_u = 1572,5 \text{ KN.m}$$

$$M_u = N (e_1 + e_2)$$

$$e_0 = e_1 + e_2 = 0,28 + \mathbf{0,015} = \mathbf{0,28 \text{ m}}$$

$$M_u = 1572,5 * 0,28 = 444,3 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 444,3 \text{ KN.m}$$

Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendues

$$e_A = e_{0u} + \left[d - \frac{h}{2} \right] = 0,28 + \left(0,9 - \frac{1}{2} \right) = 0,68 \text{ m}$$

$$M_{uA} = N_u * e_A = 1572,5 * 0,68 = 1073,3 \text{ KN.m}$$

❖ **État limite de service (E.L.S) :**

- Effort normal : $N_{ser} = 380.85 \text{ KN}$.

- Moment fléchissant : $M_{ser} = 1.4 \text{ KN.m}$

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.4}{380.85} = 0.004 \text{ m}$$

Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendues

$$e_A = e_{0ser} + \left[d - \frac{h}{2} \right] = 1,29 + \left(0,9 - \frac{1}{2} \right) = 0.4 \text{ m}$$

$$M_{serA} = N_{ser} * e_A = 380.85 * 0.4 = 153.74 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures :

$$\mu_{bc} = 0,8 \frac{h}{d} \left[1 - 0,4 \frac{h}{d} \right] = 0,8 \frac{1}{0,9} \left[1 - 0,4 \frac{1}{0,9} \right] = 0,494$$

$$\mu_{bc} = 0,494$$

- Moment réduit agissant :

- $\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{1073.3 \times 10^3}{20 \times 90^2 \times 14,16} = 0,09$

- $\mu_{bu} = 0,09 < \mu_{bc} = 0,494 \Rightarrow$ La section est partiellement tendue, donc le calcul se fait à la flexion simple.

f- Calcul des aciers en flexion simple :

$$\gamma = \frac{M_{uA}}{M_{serA}} = \frac{1073,3}{153.74} = 6.98$$

$$\mu_{lu} = \left[3340 * \theta * \gamma + 49 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 \right] * 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = \left[3340 * 1 * 6.98 + 49 \frac{25}{1} - 3050 \right] * 10^{-4} = 2.15$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{389,82 * 10^3}{20 * 90^2 * 14,16} = 0,17$$

$$\mu_{bu} = 0,17 < \mu_{lu} = 2.15 \Rightarrow \text{Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires } A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression. Don on utilise La méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu})$$

$$Z_b = 90(1 - 0,6 * 0,17) = 80,83 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b * f_{ed}} = \frac{389,82 * 10}{0,8083 * 348} = 13.86 \text{ cm}^2 / ml$$

$$A_u = 13,86 \text{ cm}^2 / ml$$

Armatures en flexion composée :

$$A' = 0$$

$$A = A_U - \frac{N_U}{f_e} = 13,86 - \frac{1572,5}{400} = 9,93 \text{ cm}^2$$

Section minimale :

➤ **Selon le BAEL**

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 * 25 \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } b = 0,2 \text{ m} , h = 1 \text{ m} , d = 0,9 * 1 = 0,9 \text{ m}$$

Alors :

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 * 20 * 100 * \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

➤ **Selon le RPA 99**

$$A_{\min} = 0,2\% * b * h = 0,002 * 20 * 100 = 4 \text{ cm}^2$$

Les section minimale sont vérifier

Choix des barres on adopte : T12 Avec $S_t = 15 \text{ cm}$

Tableau V.5 : Les sollicitations (M&N) du voile .

Pier	Section (cm ²)	Les Efforts N et M			
		N _{max}	M _{3cor}	N _{cor}	M _{3max}
VX2=VX6	100*30	-2303,7638	-21,2657	707,3053	364,8087
VX3=VX5	100*30	-1006,433	-23,1175	-466,8037	362,6349
VX4=VX18	200*30	-1632,376	-0,5165	-1196,2563	-1907,7637
VX7=VX1	100*30	-1572,5	-349,5386	561,2776	351,7677
VX8=VX10	180*30	-2978,0188	-1369,863	1165,3577	1374,0672
VX9	360*30	-6291,6481	-60,8319	-2270,8219	-9327,6119
VX11=VX12	200*30	-3770,8378	-1808,6514	-3770,8378	-1808,6514
VX13=VX23	100*30	-1884,6169	-11,1451	-1262,9732	-353,329
VX14=VX22	150*30	-1698,6024	-817,3669	78,487	819,9768
VX15=VX21	150*30	-1282,2159	-830,7072	-204,5351	834,7246
VX16=VX20	150*30	-2040,3458	-853,3078	669,8428	857,844
VX17=VX19	100*30	-1479,8903	-43,7302	-994,6568	-468,3673
VY1=VY6	200*30	-1499,4044	-738,0526	-374,882	742,0852
VY2=VY5	525*30	-3583,84	-8588,0661	-1605,2817	8701,4167
VY3=VY4	180*30	-2177,3636	-560,9634	-2177,3636	-560,9634
VY7=VY11	520*30	-4391,1496	-8648,894	-468,677	8677,1002
VY8=VY10	300*30	-2108,9951	-9,3808	-1619,1719	-2054,2903
VY9	520*30	-5719,5632	-7961,0864	-598,111	8019,6023
VY12=VY15	200*30	-1992,1288	-145,3378	-1617,3442	-734,6744
VY13=VY14	150*30	-930,415	-2,329	-663,4594	-344,8015

VI.2.4) résultats du Ferrailage :

Le ferrailage vertical des voiles est récapitulé dans les tableaux suivants :

Tableau V.6 : Ferrailages des voiles verticale plan(1-2) 1^{er} cas suivants X .

TABLEAU RECAPITULATIFE										
Plans	Voile	Section	Nmax KN	Mucor KN,m	Section d'acier					
					A inf.	A sup	Amin	Amin	Choix des	St
					(cm ²)	(cm ²)	BAEL (cm ²)	RPA (cm ²)	barres (min)	(cm)
Plans 1-2	VX2=VX6	100*20	-2303,7638	-21,2657	9,04	0	2,42	4	T12	15
	VX3=VX5	100*20	-1006,433	-23,1175	11,08	0	2,42	4	T12	15
	VX4=VX18	200*20	-1632,376	-0,5165	10,4	0	4,83	8	T12	15
	VX7=VX1	100*20	-1572,5	-349,5386	9,92	0	2,42	4	T12	15
	VX8=VX10	180*20	-2978,0188	-1369,863	11,25	0	4,35	7,2	T12	15
	VX9	360*20	-6291,6481	-60,8319	23,22	0	8,7	14,4	T12	15
	VX11=VX12	200*20	-3770,8378	-1808,6514	18,21	0	4,83	8	T12	15
	VX13=VX23	100*20	-1884,6169	-21,2657	15,31	0	2,42	4	T12	15
	VX14=VX22	150*20	-1698,6024	-817,3669	13,36	0	3,62	6	T12	15
	VX15=VX21	150*20	-1282,2159	-830,7072	17,32	0	3,62	6	T12	15
	VX16=VX20	150*20	-2040,3458	-853,3078	11,69	0	3,62	6	T12	15
	VX17=VX19	100*20	-1479,8903	-43,7302	11,1	0	2,42	4	T12	15

Tableau V.7 : Ferrailages des voiles verticale plan(1-2) 1^{er} cas suivants y .

TABLEAU RECAPITULATIFE										
Plans	Voile	Section	Nmax KN	Mucor KN,m	Section d'acier					
					A inf.	A sup	Amin	Amin	Choix des	St
					(cm ²)	(cm ²)	BAEL (cm ²)	RPA (cm ²)	barres	(cm)
Plans 1-2	VY1=VY6	200*20	-1499,4044	-738,0526	23,98	0	4,83	8	T12	15
	VY2=VY5	525*20	-3583,84	-8588,0661	15,14	0	12,68	21	T12	15
	VY3=VY4	180*20	-2177,3636	-560,9634	2,18	0	4,35	7,2	T12	15
	VY7=VY11	520*20	-4391,1496	-8648,894	13,71	0	12,56	20,8	T12	15
	VY8=VY10	300*20	-2108,9951	-9,3808	8,89	0	7,25	12	T12	15
	VY9	520*20	-5719,5632	-7961,0864	8,5	0	12,56	20,8	T12	15
	VY12=VY15	200*20	-1992,1288	-145,3378	9,92	0	4,83	8	T12	15
	VY13=VY14	150*20	-930,415	-2,329	7,83	0	3,62	6	T12	15

Tableau V.8 : Ferrillages des voiles verticale plan(1-2) 2eme cas suivants X .

TABLEAU RECAPITULATIFE										
Plans	Voile	Section	Nmax KN	Mucor KN,m	Section d'acier					
					A inf. (cm ²)	A sup (cm ²)	Amin BAEL (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	Choix des barres	St (cm)
Plans 1-2	VX2=VX6	100*20	707,3053	364,8087	18,9	0	2,42	4	T12	15
	VX3=VX5	100*20	-466,8037	362,6349	21,8	0	2,42	4	T12	15
	VX4=VX18	200*20	-1196,2563	-1907,7637	28,87	0	4,83	8	T12	15
	VX7=VX1	100*20	561,2776	351,7677	19,76	0	2,42	4	T12	15
	VX8=VX10	180*20	1165,3577	1374,0672	24,2	0	4,35	7,2	T12	15
	VX9	360*20	-2270,8219	-9327,6119	26,68	0	8,7	14,4	T12	15
	VX11=VX12	200*20	-3770,8378	-1808,6514	10,56	0	4,83	8	T12	15
	VX13=VX23	100*20	-1262,9732	-353,329	10,93	0	2,42	4	T12	15
	VX14=VX22	150*20	78,487	819,9768	27,22	0	3,62	6	T12	15
	VX15=VX21	150*20	-204,5351	834,7246	26,65	0	3,62	6	T12	15
	VX16=VX20	150*20	669,8428	857,844	23,38	0	3,62	6	T12	15
VX17=VX19	100*20	-994,6568	-468,3673	23,16	0	2,42	4	T12	15	
Plans	Voile	Section	Nmax KN	Mucor KN,m	Section d'acier					
					A inf. (cm ²)	A sup (cm ²)	Amin BAEL (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	Choix des barres	St (cm)
Plans 1-2	VY1=VY6	200*20	-374,882	742,0852	11,98	0	4,83	8	T12	15
	VY2=VY5	525*20	-1605,2817	8701,416	20,9	0	12,68	21	T12	15
	VY3=VY4	180*20	-2177,3636	-560,9634	2,18	0	4,35	7,2	T12	15
	VY7=VY11	520*20	-468,677	8677,100	23,41	0	12,56	20,8	T12	15
	VY8=VY10	300*20	-1619,1719	-2054,290	10,58	0	7,25	12	T12	15
	VY9	520*20	-598,111	8019,602	21,25	0	12,56	20,8	T12	15
	VY12=VY15	200*20	-1617,3442	-734,6744	3,74	0	4,83	8	T12	15
	VY13=VY14	150*20	-	-344,80	6,09	0	3,62	6	T12	15

Tableau V.9 : Ferrillages des voiles verticale plan(1-2) 2^{ème} cas suivant y .

HORIZONTALLEMENT:

- Calcul des armatures horizontales résistant à l'effort tranchant :

Selon le BAEL :

D'après B.A.E.L 91(chap. 7Art 3-1) la section A_t des armatures est donnée par la relation suivante :

On fait le même calcul que la méthode du ferrailage vertical.

Tableau V.10 : Ferrailages des voiles horizontal 1^{ere} cas .

Voile	Largeur du voile L (m)	épaisseur	$V_2(KN)$	τ_u (Mpa)	A_t (cm ²) calculée	Amin	A adopté	choix	St
		e(m)				RPA 99 (cm ²)			(cm)
VX2=VX6	100*20	0,2	0,242	0,324	0,46	2,26	2,26	T12	15
VX3=VX5	100*20	0,2	0,237	0,317	0,45	2,77	2,77	T12	15
VX4=VX18	200*20	0,2	0,529	0,709	1,00	2,60	2,60	T12	15
VX7=VX1	100*20	0,2	0,22	0,295	0,41	2,26	2,26	T12	15
VX8=VX10	180*20	0,2	0,68	0,911	1,28	2,81	2,81	T12	15
VX9	360*20	0,2	1,7	2,277	3,20	5,81	5,81	T12	15
VX11=VX12	200*20	0,2	0,77	1,031	1,45	4,55	4,55	T12	15
VX13=VX23	100*20	0,2	0,26	0,348	0,49	3,83	3,83	T12	15
VX14=VX22	150*20	0,2	0,41	0,549	0,77	3,34	3,34	T12	15
VX15=VX21	150*20	0,2	0,44	0,589	0,83	4,33	4,33	T12	15
VX16=VX20	150*20	0,2	0,565	0,757	1,06	2,92	2,92	T12	15
VX17=VX19	100*20	0,2	0,36	0,482	0,68	2,78	2,78	T12	15
VY1=VY6	200*20	0,2	0,3	0,402	0,57	6,00	6,00	T12	15
VY2=VY5	525*20	0,2	2,066	2,767	3,89	3,79	3,89	T12	15
VY3=VY4	180*20	0,2	0,17	0,228	0,32	0,55	0,55	T12	15
VY7=VY11	520*20	0,2	1,32	1,768	2,49	3,43	3,43	T12	15
VY8=VY10	300*20	0,2	0,561	0,751	1,06	2,22	2,22	T12	15
VY9	520*20	0,2	1,51	2,023	2,84	2,13	2,84	T12	15
VY12=VY15	200*20	0,2	0,3	0,402	0,57	2,48	2,48	T12	15
VY13=VY14	150*20	0,2	0,15	0,201	0,28	1,96	1,96	T12	15

Tableau V.11 : Ferrailages des voiles horizontal 2^{eme} cas .

Voile	Largeur du voile L (m)	épaisseur	V ₂ (KN)	τ _u (Mpa)	A _t (cm ²) calculée	A _{min}	A adopté	choix	St
		e(m)				RPA 99 (cm ²)			(cm)
VX2=VX6	100*20	0,2	0,242	0,3241	0,46	4,73	4,73	T12	15
VX3=VX5	100*20	0,2	0,237	0,3175	0,45	5,45	5,45	T12	15
VX4=VX18	200*20	0,2	0,529	0,7086	1,00	7,22	7,22	T12	15
VX7=VX1	100*20	0,2	0,22	0,2947	0,41	4,94	4,94	T12	15
VX8=VX10	180*20	0,2	0,68	0,9108	1,28	6,05	6,05	T12	15
VX9	360*20	0,2	1,7	2,2771	3,20	6,67	6,67	T12	15
VX11=VX12	200*20	0,2	0,77	1,0314	1,45	2,64	2,64	T12	15
VX13=VX23	100*20	0,2	0,26	0,3483	0,49	2,73	2,73	T12	15
VX14=VX22	150*20	0,2	0,41	0,5492	0,77	6,81	6,81	T12	15
VX15=VX21	150*20	0,2	0,44	0,5894	0,83	6,66	6,66	T12	15
VX16=VX20	150*20	0,2	0,565	0,7568	1,06	5,85	5,85	T12	15
VX17=VX19	100*20	0,2	0,36	0,4822	0,68	5,79	5,79	T12	15
VY1=VY6	200*20	0,2	0,3	0,402	0,57	3,00	3,00	T12	15
VY2=VY5	525*20	0,2	2,066	2,767	3,89	5,23	5,23	T12	15
VY3=VY4	180*20	0,2	0,17	0,228	0,32	0,55	0,55	T12	15
VY7=VY11	520*20	0,2	1,32	1,768	2,49	5,85	5,85	T12	15
VY8=VY10	300*20	0,2	0,561	0,751	1,06	2,65	2,65	T12	15
VY9	520*20	0,2	1,51	2,023	2,84	5,31	5,31	T12	15
VY12=VY15	200*20	0,2	0,3	0,402	0,57	0,94	0,94	T12	15
VY13=VY14	150*20	0,2	0,15	0,201	0,28	1,52	1,52	T12	15

Remarque :

D’après le règlement parasismique algérien, les deux nappes doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré et dans chaque nappe les barres horizontales doivent être disposées vers l’extérieur.

Schéma de ferrailage des voiles

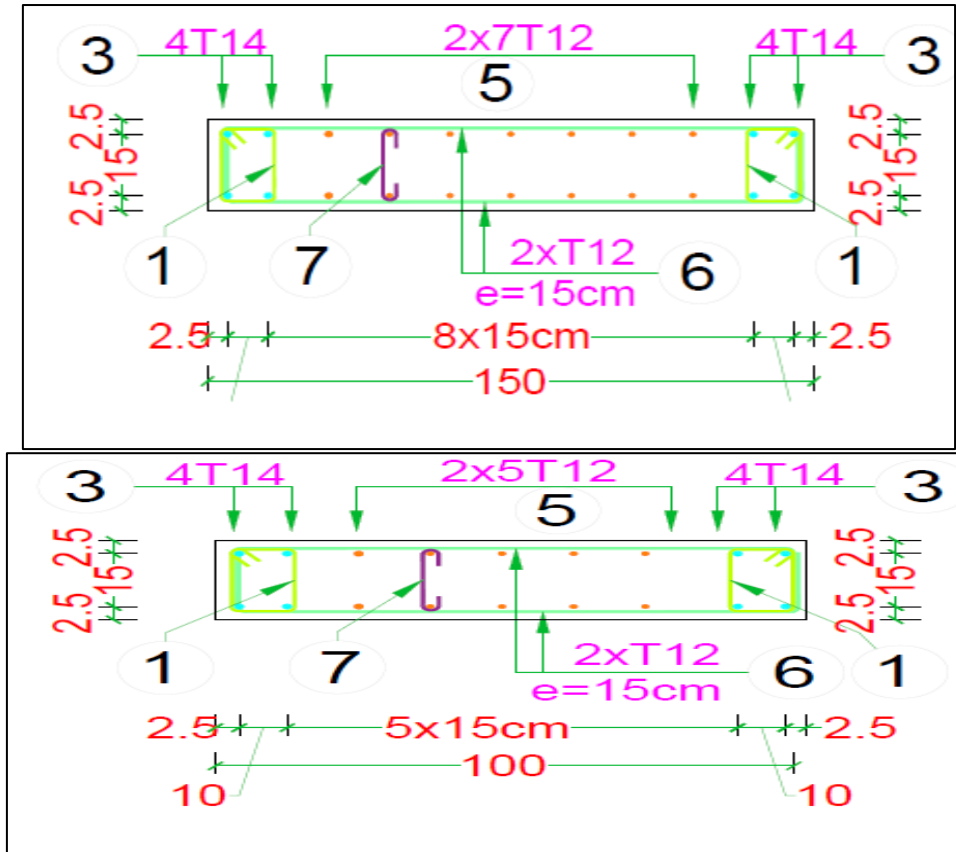
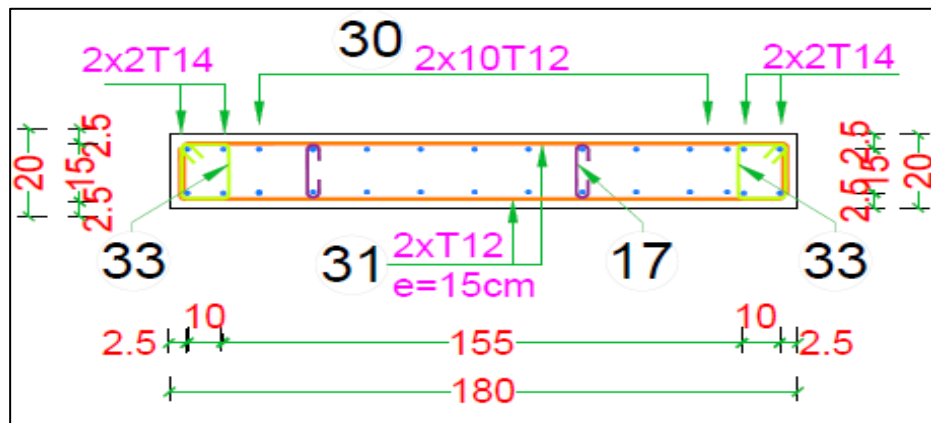


Figure V.11: Schéma de Ferrailage des voiles niveau RDC (100X20)cm².

Figure V.12: Schéma de Ferrailage des voiles niveau RDC (150X20)cm².

Figure V.13 : Schéma de Ferrailage des voiles niveau RDC (180X20)cm².



Figure

Schéma de Ferrailage des voiles niveau RDC (200X20)cm².

V.14 :

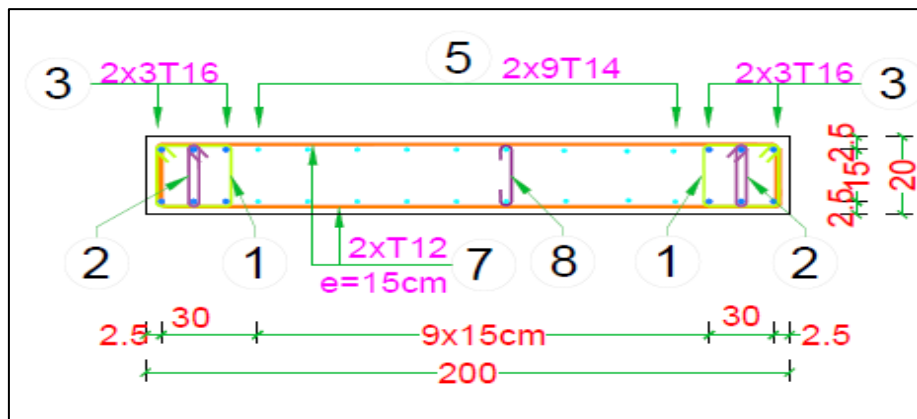


Figure V.15 : Schéma de Ferrailage des voiles niveau RDC (360X20)cm².

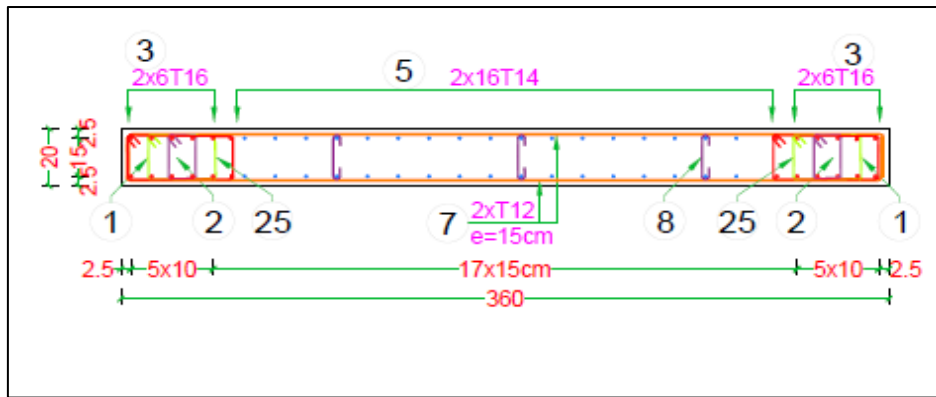
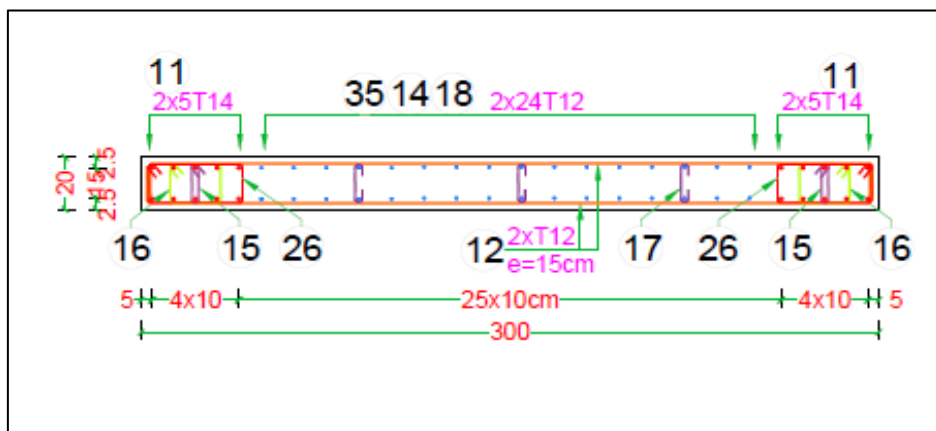
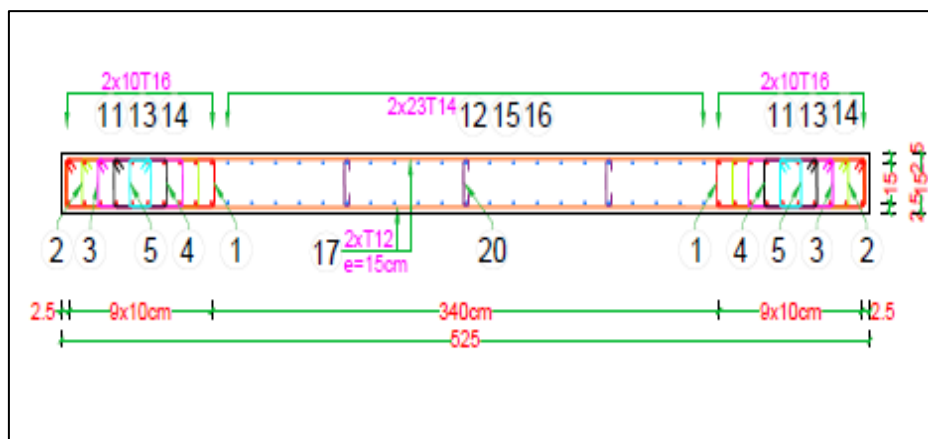


Figure Schéma



V.16 : de

Ferrailage des voiles niveau RDC (300X20)cm².



Figure

V.17:

Schéma de Ferrailage des voiles niveau RDC (525X20) cm².

VI.3.Etude des poutres :

VI 3.1.Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les situations suivantes :

Selon CBA 93 :

Situation durable → ELU : $1.35G+1.5Q$

→ ELS : $G+Q$

Selon RPA 99 version 2003

Situation accidentelle → $G+Q+E$

→ $0.8G+E$

Recommandations selon RPA99 version 2003

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par :

- $0.5\% \leq \frac{A}{b \times h} \leq 4\%$ au niveau de la zone courante.
- $0.5\% \leq \frac{A}{b \times h} \leq 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement.

- b : largeur de la poutre.

- h : hauteur de la poutre.

- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III).

- Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être effectuées avec des crochets à 90° .

- La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

- b : largeur de la poutre.

- S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

- $S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4}; 12\varphi \right]$ (zone nodale).

- $S_t \leq \frac{h}{2}$ (zone courante).

- h : hauteur de la poutre.

- φ : Le plus grand diamètre d'acier.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes :

- Situation durable :

- Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

–Situation accidentelle :

- Béton : $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

VI 3.2.Calcul de ferrailage :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel Etabs19.1.1 version 2019

On dispose de 2 types de poutres :

Poutre principale Pp 40×30 (cm²).

Poutre secondaire Ps 35x30 (cm²).

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (EXPERT) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

- Les poutres seront calculées à la flexion simple (F.S).

Telle que :

A_s : représente les armatures de la fibre inférieure.

A'_s : représente les armatures de la fibre supérieure.

- Poutre principale Pp1 (40×30) :

a. Situation durable : 1.35G + 1.50Q

Tableau V.12 : Calcul de ferrailage des poutres (40×30)(1.35G + 1.50Q) .

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN. m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
Tous les étages	40×30	Travée	34.56	2.9	0	6
		Appui	-76.87	0	6.6	6
Terrasse	40×30	Travée	37.57	3.1	0	6
		Appui	-70.90	0	6.1	6

b. Situation accidentelle : G + Q ± E

Tableau V.13: Calcul de ferrailage des poutres (40×30) (G + Q ± E) .

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN. m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
Tous les étages	40×30	Travée	53.94	3.9	0	6
		Appui	-57.76	0	4.2	6
Terrasse	40×30	Travée	39.17	2.8	0	6
		Appui	-45.17	0	3.2	6

c. Situation accidentelle : 0.8G ± E

Tableau VI.14 : Calcul de ferrailage des poutres (40×30)(0.8G ± E) .

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN. m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
Tous les étages	40×30	Travée	54.56	3.9	0	6
		Appui	-57.138	0	4.1	6
Terrasse	40x30	Travée	40.15	2.9	0	6
		Appui	-44.19	0	3.2	6

Poutre secondaire Ps (35×30) :

a. Situation durable : 1.35G + 1.50Q

Tableau VI.15 : Calcul de ferrailage des poutres (35×30)(1.35G + 1.50Q) .

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN. m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
Tous les étages	35×30	Travée	34.56	2.9	0	5.25
		Appui	-76.82	0	6.6	5.25
Terrasse	35×30	Travée	37.55	3.4	0	5.25
		Appui	-70.86	0	6.1	5.25

b. Situation accidentelle : G + G ±E

Tableau VI.16 : Calcul de ferrailage des poutres (35×30).(G + G ±E).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN. m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
Tous les étages	35x30	Travée	122.811	9.1	0	5.25
		Appui	-128.78	0	9.9	5.25
Terrasse	35x30	Travée	122.811	9.1	0	5.25
		Appui	-128.78	0	9.9	5.25

c. Situation accidentelle : 0.8G ± E

Tableau VI.17: Calcul de ferrailage des poutres (35×30)(0.8G ± E) .

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN. m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
Tous les étages	35×30	Travée	24.94	1.8	0	5.25
		Appui	-55.48	0	4	5.25
Terrasse	35×30	Travée	82.9985	6.1	0	5.25
		Appui	-104.205	0	7.9	5.25

Choix des armatures :

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

Poutre principale Pp1 (30×40)

Tableau VI.18 : Choix des armatures des poutres (30×40) .

Niveaux	Sections (cm ²)	Position	M ^{max} (kN. m)	A _s ^{max} (Z. C) (cm ²)	A _s ^{max} (Z. R) (cm ²)	A _s ^{min} RPA (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix Des Armatures	A _s ^{adop} (cm ²)
Tous les Etages	40×30	Travée	54.56	48	72	6	3.9	3T14+2T14	7.70
		Appui	-57.138				4.1	3T14+2T14	7.70
Terrasse		Travée	40.15	48	72	6	2.9	3T14+2T14	7.70
		Appui	-44.19				3.2	3T14+2T14	7.70

Poutre principale Ps (35×30) :

Tableau VI.19 : Choix des armatures des poutres. (35×30) .

Niveaux	Sections (cm ²)	Position	M ^{max} (kN. m)	A _s ^{max} (Z. C) (cm ²)	A _s ^{max} (Z. R) (cm ²)	A _s ^{min} RPA (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix Des Armatures	A _s ^{adop} (cm ²)
Tous les Etages	35×30	Travée	34.56	42	63	5.25	2.9	3T12+2T12	5.65
		Appui	-55.48				4	3T12+2T12	5.65
Terrasse		Travée	37.55	42	63	5.25	3.4	3T12+2T12	5.65
		Appui	-44.19				3.2	3T12+2T12	5.65

VI 3.3. Condition de Non Fragilité :

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0.001 de la section droite de la poutre.

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non-fragilité dans les sections doit satisfait la condition suivante :

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

Avec : $f_{t28} = 2.10Mpa$ et $f_e = 400Mpa$

Tableau V.20: Vérification de la Condition de Non Fragilité .

Section (cm ²)	A _{smin} ^{choisi} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
40×30	4.71	1.49	Ok
35×30	3.39	1.14	Ok

VI 3.4. Vérification vis-à-vis de l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous $[M_{ser}; N_{ser}]$, puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$
- **Fissuration peu nuisible** : pas de vérification
- **Fissuration préjudiciable** : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$
- **Fissuration très préjudiciable** : $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$

Ou :=1.60 pour les aciers à HA

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Poutre principale Pp1 (40 × 30) :

Tableau V.21: Vérification des contraintes à E.L.S.

Niveau	Position	M _{ser} (kN. m)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	Vérification
Tous les Etages	Travée	24.94	6.7	15	-391.3	201.63	Ok
	Appui	-55.48	10.69		-400	201.63	Ok
Terrasse	Travée	27.09	7.1	15	-400	201.63	OK
	Appui	-51.17	10.4		-400	201.63	Ok

Poutre principale Ps (35 × 30) :

Tableau V.22 : Vérification des contraintes à E.L.S.

Niveau	Position	M _{ser} (kN. m)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	Vérification
Tous les Etages	Travée	12.21	1.5	15	17.5	201.63	Ok
	Appui	-27.7155	7.3		-400	201.63	Ok
Terrasse	Travée	10.7257	1.3	15	15.4	201.63	OK
	Appui	-194.67	6.7		-398.8	201.63	Ok

VI 3.5. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$.

(Fissuration préjudiciable). Selon le BAEL91 modifié 99

Tableau V.23 : Vérification de la contrainte de cisaillement .

Étage	Sens	Section	T_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Vérification
Terrasse	Porteur	40x30	68.4288	0.63	2.5	Vérifier
	Non Porteur	35x30	39.7675	0.36	2.5	Vérifier
Tous les Étages	Porteur	40x30	50.8258	0.47	2.5	Vérifier
	Non porteur	35x30	29.5998	0.27	2.5	Vérifier

VI 3.6.Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance ($f_e=400MPa$).

❖ Selon le BAEL 91 modifié 99 : $\rightarrow \begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d; 40cm) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28K}}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{cases}$

❖ Selon le RPA 99 version 2003 : $\rightarrow \begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.14 \text{ cm}$

Le diamètre choisi : 8mm

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.24 : calcul des armatures transversales.

Sens	Section(Cm ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	BAEL9	RPA99		S_t^{adp} (Cm)		A_t (Cm ²)	Choix	A_t^{adop}
				1	S_t (cm)	S_t (cm)Z N	S_t (cm)Z C	ZN			
Porteur	40x30	68.4288	0.63	39.3625	10	20	10	20	1.8	4T8	2.01
Non Porteur	35x30	39.7675	0.36	39.3625	9	18	10	20	1.8	4T8	2.01

- Section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :

$A_{t \min} = 0,003 \cdot St \cdot b = 1,8cm^2 \quad A_{t \min} = 1,8 \text{ cm}^2 \leq 2,01cm^2 \dots\dots\dots CV$

VI 3.7.Recouvrement des armatures longitudinales :

$L_r = 50\phi$ (zone III).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a : $\varnothing=12\text{mm}$ $L_r=60\text{cm}$ et $\varnothing=14\text{mm}$ $L_r=70\text{cm}$

VI 3.8.Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{MAX}}{4} & \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{cases}$

Avec :

$L = \text{Max} (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

VI 3.9.Vérification de la flèche :

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

Tel que :

$$\bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{si } L > 5\text{m} \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{si } L \leq 5\text{m} \end{cases}$$

La valeur de la flèche maximale sous charge instantanée : $f_i = \frac{M_{ser}L^2}{10E_i I_{fi}}$

La valeur de la flèche maximale sous charge a longue durée d'application : $f_v = \frac{M_{ser}L^2}{10E_v I_{fv}}$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

Moment d'inertie fictive. $\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

➤ **Poutre principale**

Tableau V.25 : Vérification de la flèche de poutre porteuse .

M _{ser} (KNm)	As (cm ²)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
27.0932	4.71	4.815287	1.926115	0.595165	57460.3	16349.74	29448.2
24.94	3.02	7.554933	3.021985	0.438709	40116.87	10228.13	18973.72

f _i (mm)	f _v (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	Vérification
14.2002	23.4391	9.23888	10.25	La flèche est vérifiée
20.8952	33.4876	12.5924	10.25	La flèche est vérifiée

$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{4950}{500} = 9.9mm$$

➤ **Poutre secondaire**

Tableau V.27 : vérification de la flèche de poutre non porteuse .

M _{ser} (KNm)	As (cm ²)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (Cm ⁴)	I _{fi} (Cm ⁴)	I _{fv} (Cm ⁴)
12.21	3.39	5.853982	2.341593	0.531231	33017.05	8837.073	16185.35
10.7257	4.71	4.213376	1.68535	0.635221	42656.99	12763.13	22661.72

f _i (mm)	f _v (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	Vérification
14.109	22.9026	8.7933	9.01	La flèche est vérifiée
4.20131	7.03465	2.83334	9.01	La flèche est vérifiée

$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{5250}{500} = 10.5mm$$

VI 3.10.Schémas du ferrailage :

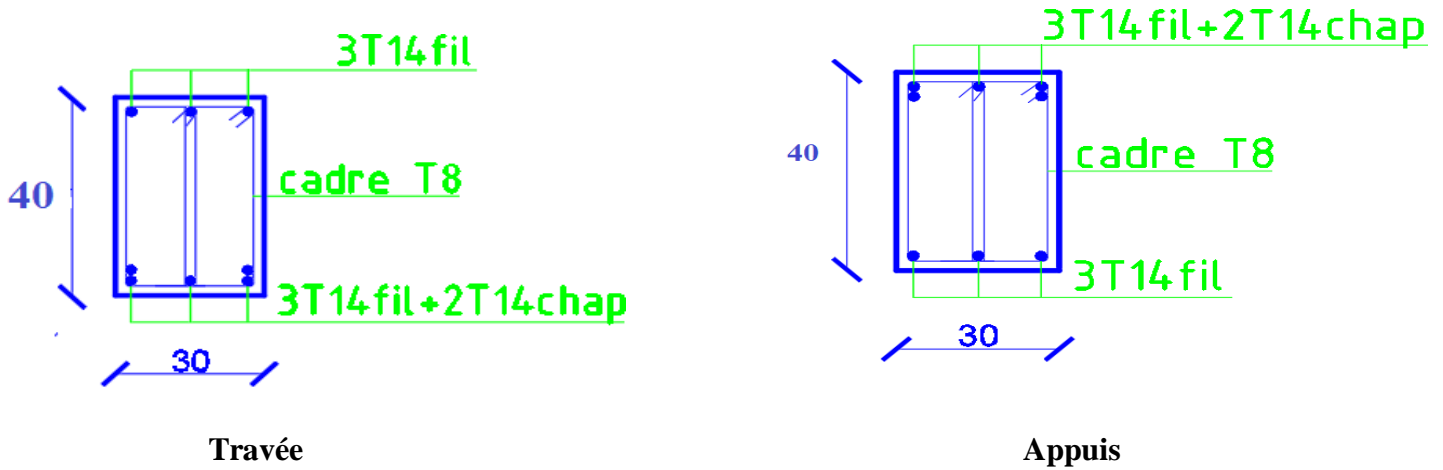


Figure V.28 : Schéma de Ferrailage de Poutre 40x30 cm .

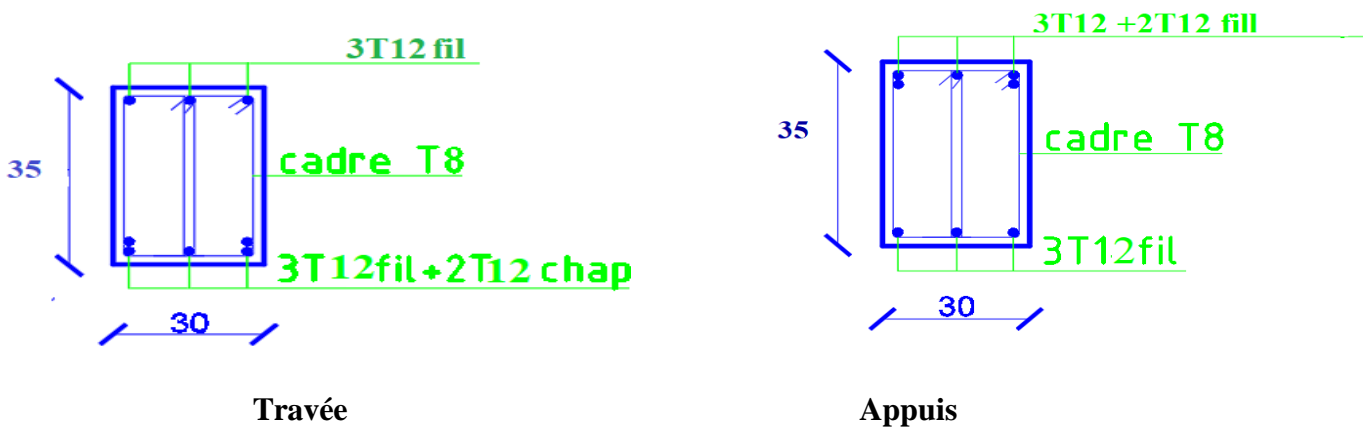


Figure V.29 : Schéma de Ferrailage de Poutre 35x30 cm .

VI.1. Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

VI.2. Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).

Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

Donc le choix de type de fondation dépend de plusieurs critères suivants :

Les charges et surcharges transmises par la structure.

La capacité portante du sol.

La distance entre les axes des poteaux.

VI.3. Etude préliminaire du choix de type de semelle :

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2,5 bars, la profondeur d'ancrage est de 4 m vu que les sondages ont révélé la présence d'une terre végétale atteignant les 2 m et plus.

VI.3.1. Calcul des fondations :

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

$N=N_1$ (de la superstructure) + N_2 (sous sol).

Vue l'importance du projet on opte directement pour un radier général

VI.3.4. Radier général

VI.3.4.1. Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

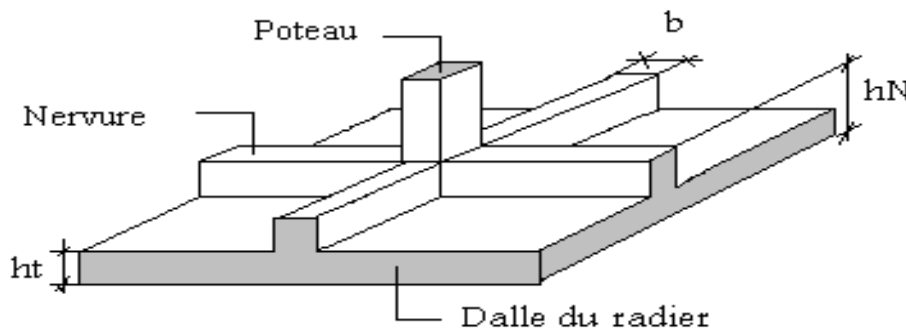


Figure VI.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux .

VI.3.4.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier in faut que: $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour: $\begin{cases} N = 143672,12kN \\ \sigma_{sol} = 2,5bars \end{cases}$

On trouve: $S \geq 574,68 m^2$

La surface du bâtiment $S_b = 836 m^2$

La surface de bâtiment est supérieure à la surface nécessaire de radier ;

Donc la surface totale du radier est $836 m^2$

VI.3.4.3. Pré dimensionnement de radier :

1.Dalle:

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

Condition forfaitaire:

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec:

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 5,2m \Rightarrow 20,8cm \leq h_1 \leq 26cm$$

$$\Rightarrow h_1 \approx 25cm$$

a. Condition de la raideur:

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par

$$\text{l'expression suivante: } L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$\text{Avec: } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec:

E : Module de Young ($E=32164,20MPa$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5kg/m^3 \leq K \leq 12kg/cm^3$).

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

$$\text{On aura: } h_2 \geq \sqrt{\frac{3K \left(\frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4}{E}} \Rightarrow h_2 \geq 33,46cm$$

b. Condition de cisaillement:

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 3MPa) = 2,5MPa$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1ml}{S_{rad}}$$

$N_u = N_u$ (superstructure) + N_u (sous sol).

$$N_u = 162666,971kN$$

$$L = 5,2m \quad ; \quad b = 1m$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})} = 19,34cm$$

$$\Rightarrow h_3 \geq 19,34cm$$

c. Conclusion: $h \geq \text{Max}(h_1; h_2; h_3) = 35,52cm$

On prend: $h = 50cm$

2. Nervures:

a. Condition de coffrage:

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} \text{ donc on opte } b=60\text{cm}$$

b. La hauteur de nervure:**b.a. Condition de la flèche:**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_1 \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$L_{\max} = 5,2\text{m} \Rightarrow 34,66\text{cm} \leq h_1 \leq 52\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_1 \approx 50\text{cm}$$

b.b. Condition de non poinçonnement:

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u=2468,514\text{kN}$)

U_c : Périmètre de contour au niveau de feuillet moyen ($U_c=2[(a+b)+2h]$)

$$a=b=55\text{cm}$$

$$N_u \leq 0,045(4a+4b)h \cdot f_{c28}$$

$$\Rightarrow h_2 \geq 49,86\text{cm}$$

Conclusion:

$$h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 52\text{cm}$$

On prend: $h=85\text{cm}$

Résumé:

Epaisseur de la dalle du radier $h=50\text{cm}$

Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h_N = 85\text{cm} \\ b = 60\text{cm} \end{cases}$

VI.3.4.4. Caractéristiques géométriques du radier :**Position du centre de gravité :**

$$\begin{cases} X_G = 18.8 \text{ m} \\ Y_G = 9.94 \text{ m} \end{cases}$$

Moments d'inertie :

$$\begin{cases} I_{xx} = 100598,66 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 33718,66 \text{ m}^4 \end{cases}$$

VI.3.4.5. Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité $1,5 \left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec:

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

Avec: $M_R = \sum M_0 + V_0 h$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

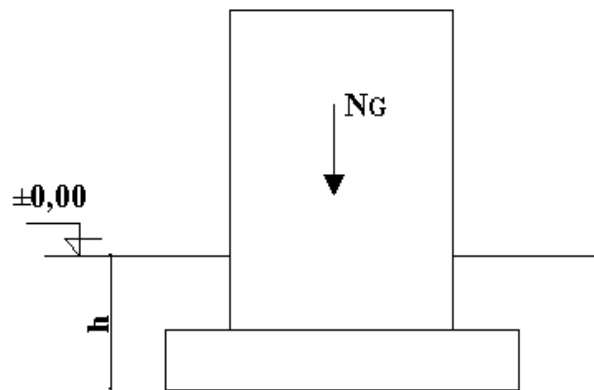


Figure VI.2 : schéma statique du bâtiment .

Sens x-x:

$M_0=688643,6418$ kNm; $V_0=10230,8192$ kN; $h=12,24$ m

Donc: $M_R=813868.75$ kNm

$N=N_1+N_2$

Avec

$N_1= 143672,12$ kN

N_2 : Poids propre du radier.

$N_2=\rho_b.S.h=25 \times 897 \times 0.5=11212,5$ kN

Donc: $N=174976,35$ kN

$M_s=N \times G=1739264.91$ kNm

$\frac{M_s}{M_R} = 2,13 > 1,5 \dots \dots \dots$ Vérifiée

Sens y-y:

$M_0=58280,012kNm$; $V_0=16695,33kN$; $h=12.24m$

Donc: $M_R=262630.85kNm$

$M_s=N y_G=2313187,35kNm$

$$\frac{M_s}{M_R} = 8,80 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Conclusion:

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5; donc notre structure est stable dans les deux sens.

VI.3.4.6. Calcul des contraintes : $\sigma_{sol}=2,5bars$

Les contraintes du sol sont données par:

a. Sollicitation du premier genre:

$$\text{À l'ELS: } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{174976,35}{897} = 195.06kN/m^2$$

$$\sigma_{ser} = 195,06kN/m^2 < \sigma_{sol} = 250kN/m^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre:

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} \times \frac{h_N}{2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} \times \frac{h_N}{2}$$

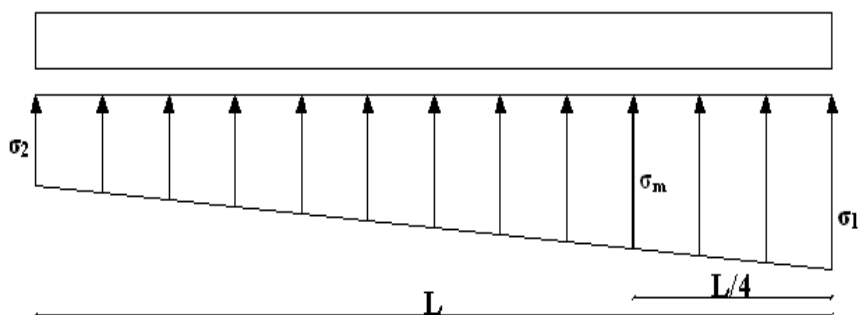


Figure VI.3 : contraintes sous radier .

On vérifier que:

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour évite des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol} \quad (1)$$

ELU:

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 193207,05 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 250 \text{ kN/m}$$

	$\sigma_1 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	285,95	284,38	285,56
Sens y-y	285,25	285,08	285,21
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33\sigma_{sol}$

Tableau VI.1: Contraintes sous le radier à l'ELU .

ELS:

$$N_{ser} = 174976,35 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$$

	$\sigma_1 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	178,47	176,9	178,08
Sens y-y	177,77	177,6	177,73
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33\sigma_{sol}$

Tableau VI.2: Contraintes sous le radier à l'ELS .

Conclusion:

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables:

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivante:

$$\text{ELU:} \rightarrow \sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 285,56 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\text{ELS:} \rightarrow \sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 178,08 \text{ kN} / \text{m}^2$$

VII. 3. 5. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable

a. Ferrailage de la dalle du radier :

a .1. Détermination des efforts :

Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle,

pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x qL_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soit encastrés aux niveaux des appuis, d'ou on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

• **Panneau de rive:**

Moment en travée:

$$M_{tx}=0,85M_x$$

$$M_{ty}=0,85M_y$$

Moment sur appuis:

$$M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x \quad (\text{appui de rive}).$$

$$M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x \quad (\text{autre appui}).$$

• **Panneau intermédiaire:**

Moment en travée:

$$M_{tx}=0,75M_x$$

$$M_{ty}=0,75M_y$$

Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$

Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

Moment en travée: $M_t=0,85M_0$

Moment sur appuis: $M_a=0,5M_0$

Avec:

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

a .2. Valeur de la pression sous radier

ELU: $\rightarrow q_u = \sigma_m^u \times 1ml = 285,56kn / ml$

ELS: $\rightarrow q_{ser} = \sigma_m^{ser} \times 1ml = 178,08kn / ml$

a.3. Moment en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité l'ELU (v=0)

On a le rapport des panneaux la dalle $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow 0,4 < 0,78 < 1,0$ travaille dans les

deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3: Calcul des moments à l'ELU .

Panneaux	L _x (m)	L _y (m)	L _x /L _y	μ _x	μ _y	q _u (kN/m)	M _x (kNm)	M _{tx} (kNm)	M _y (kNm)	M _{ty} (kNm)	M _a (kNm)
P	4,1	5,25	0.78	0.0671	0.4471	285,56	262,32	222,97	117,28	99,70	131,16

a.4. Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2)

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4: Calcul des moments à l'ELS .

Panneaux	L _x (m)	L _y (m)	L _x /L _y	μ _x	μ _y	q _{ser} (kN/m)	M _x (kNm)	M _{tx} (kNm)	M _y (kNm)	M _{ty} (kNm)	M _a (kNm)
P ₁	4,1	5,25	0.78	0,0731	0,5940	178,08	178,21	151,48	105,86	89,98	89,105

a.5. Calcul du ferrailage:

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; \sigma_{bc}=14,17MPa ; f_e=400MPa ; \sigma_s=348MPa ; b=100cm ; h=50cm$
 $d=0,9h=45cm$

Tableau VI.5: Ferrailage de panneau du radier .

	Sens	M _u (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t
Travée	x-x	222,97	14,18	8T16	16,08	12
	y-y	99,7	6,20	5T16	10,05	20
Appui	x-x	131,16	8,20	5T16	10,05	20
	y-y					

Espacement:

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(150\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Travée :

$$\text{Selon (x-x)} : S_t = \frac{100}{8} = 12,5\text{cm} < 33\text{cm}$$

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

$$\text{Selon (y-y)} : S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

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

Appui:

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

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

a.6. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = \text{cm}^2 < 6,20\text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

$$P_{ser} = 178,08 \text{ kN/ml}$$

Tableau VI.6 : Vérification des contraintes (P) .

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	151,48	16,08	12,8	5,5	15	220,5	201.63	Non vérifie
	y-y	89,98	10,05	10,5	3,9	15	205,8	201.63	Non vérifie
Appuis	x-x	89,105	10,05	10,5	3,9	15	203,8	201.63	Non vérifie
	y-y								

les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature

Redimensionnement de la section d'armature :

Tableau VI.7: Redimensionnement des armatures.

	Sens	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$	$S_t(cm)$
Travée	x-x	34,36	9T16	18,10	10
	y-y	18,10	6T16	12,06	15
Appui	x-x	18,10	6T16	12,06	15
	y-y				

3. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.8 : Vérification des contraintes (P) .

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	151,48	18,10	13,5	5,3	15	196,9	201.63	OK
	y-y	89,98	12,06	11,4	3,7	15	172,7	201.63	OK
Appuis	x-x	89,105	12,06	11,4	3,6	15	171	201.63	OK
	y-y								

b. Ferrailage des nervures :

b.1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifier 99**)

On a : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_t = 0,50M$

b.2. Calcul des armatures :

$b=60cm$; $h=85cm$; $d=76,50cm$

panneaux:

Sens x-x : $L_x=4,1m$; $P=285,56kN/ml$

Tableau VI.9: Ferrailage des nervures (sens non porteur) .

	$M_u(kNm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	415,36	15,15	4T20+2T16	16,08
Appuis	244,33	8,76	6T14	9,24

Sens y-y : $L_y=5.25m$; $P=178,08kN/ml$

Tableau VI.10: Ferrailage des nervures (sens porteur) .

	M _u (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	820,41	31,27	10T20	31,42
Appuis	482,6	17,73	6T20	18,85

b.3. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,54\text{cm}^2 < 8,76\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Vérifiée}$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS:

P_{ser}=178,08kN/ml

Tableau VI.11: Vérification des contraintes P1 .

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	259,03	16,08	5,3	15	215,7	201.63	Non vérifiée
	y-y	511,63	31,42	8,2	15	225	201.63	Non vérifiée
Appuis	x-x	152,37	9,24	3,9	15	216,3	201.63	Non vérifiée
	y-y	300,96	18,85	5,8	15	215,3	201.63	Non vérifiée

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature

Redimensionnement de la section d'armature :

Tableau VI.12: Redimensionnement des armatures .

	Sens	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t (cm)
Travée	x-x	16,08	6T20	18,85	15
	y-y	31,42	12T20	35,73	15
Appui	x-x	9,24	4T20	12,57	15
	y-y	18,85	6T20+2T16	22,87	15

Tableau VI.13 : Vérification des contraintes .

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification	Obs
Travée	x-x	259,03	18,85	23,5	5	15	185,3	201.63	OK
	y-y	511,63	35,73	30,4	7,8	15	199,2	201.63	OK
Appuis	x-x	152,37	12,57	19,8	3,4	15	160,7	201.63	OK
	y-y	300,96	22,87	25,4	5,4	15	179	201.63	OK

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

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

Avec : $T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{285,56 \times 5,2}{2} = 742,46kN$

$$\tau_u = \frac{742,46 \cdot 10^3}{600 \times 765} = 1,62MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

4.a. Armatures transversales :

BAEL 91 modifié 99 :

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) = 40cm$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) = 0,81MPa$$

RPA99 version 2003:

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 21,25cm \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 42,5cm \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,6cm$

f_e=400MPa ; τ_u=2,33MPa ; f_{i28}=2,1MPa ; b=60cm ; d=76,5cm

Tableau VI.14. Espacement des armatures transversales .

	Section [cm ²]	Zone	S _t RPA99 [cm]	S _t BAEL91 [cm]	S _t choisit [cm]
Nervure Sens x-x	55×70	Courante	35	40	25
		Nodale	15		15
Nervure Sens y-y	55×70	Courante	35	40	25
		Nodale	15		15

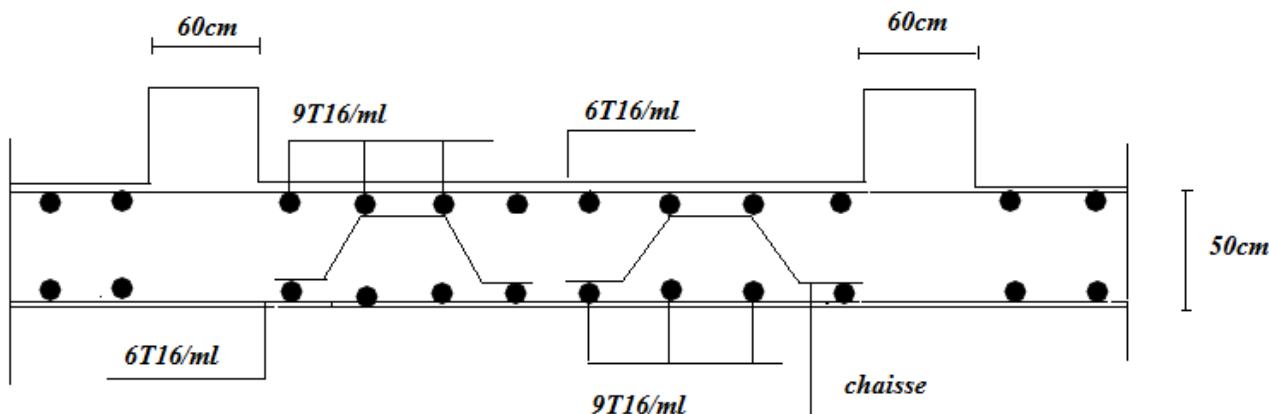
TableauVI.15. Choix des armatures transversales .

	Section [cm ²]	Zone	S _t [cm]	Ø _t	A _t calculée [cm ²]	A _t choisit [cm ²]	Choix des barres
Nervure Sens x-x	55 × 70	Courante	25	10	4,64	4,71	6T10
		Nodale	15		2,78	3,14	4T10
Nervure Sens y-y	55 × 70	Courante	25	10	4,64	4,71	6T10
		Nodale	15		2,78	3,14	4T10

4.b Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses

Pour les bâtiments courant on a $5\text{cm}^2/m$ pour les armatures de peau [1]



On adopte $4T14 = 6,16\text{ cm}^2$

Figure VI.4 :ferrailage du radier .

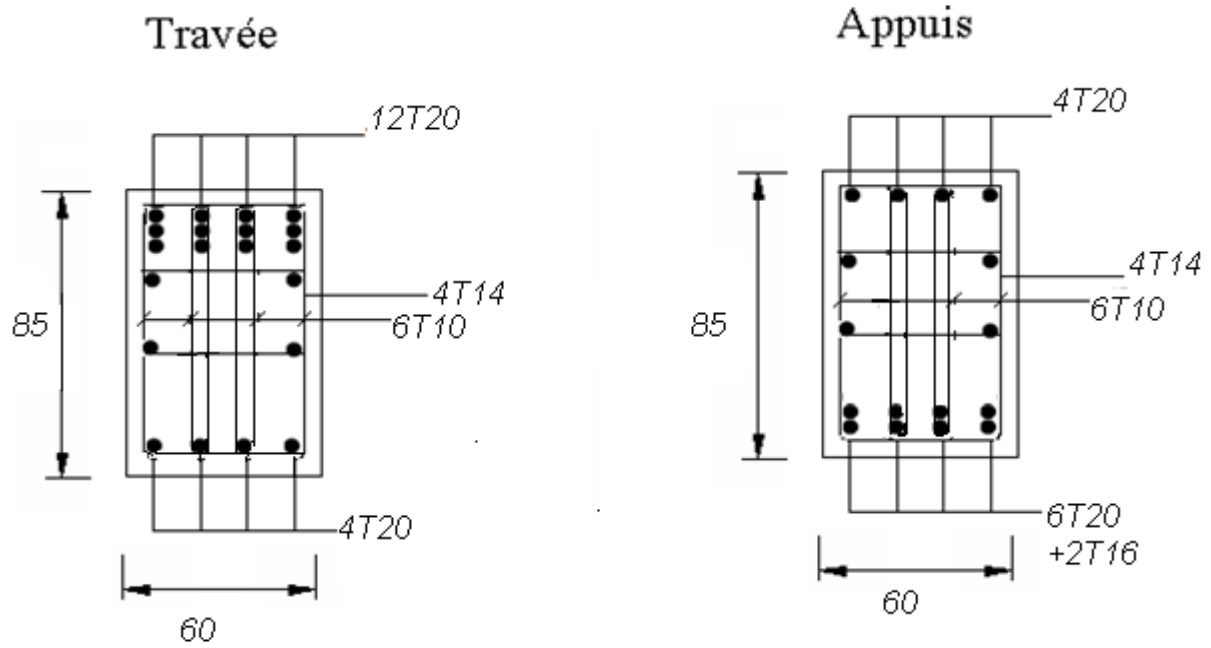


Figure. VI.5 .Ferrailage des nervures sens X-X .

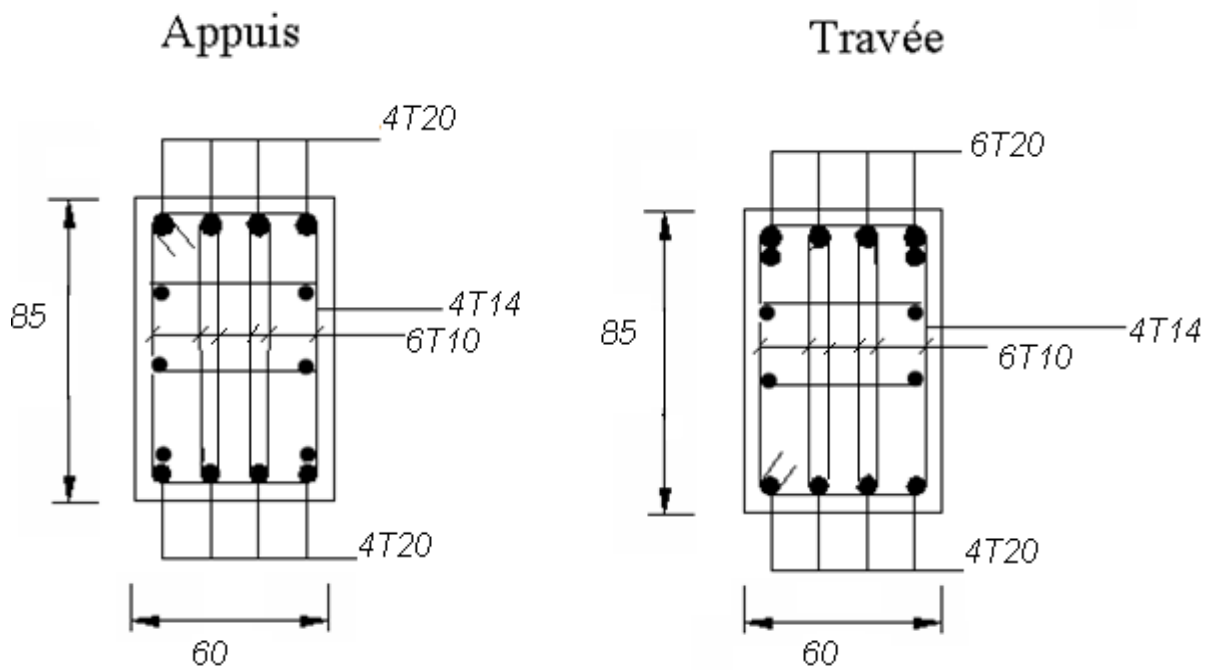


Figure. VI.6.Ferrailage des nervures sens Y-Y .

c. Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=0.50m$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de $1m$ à l'ELU.

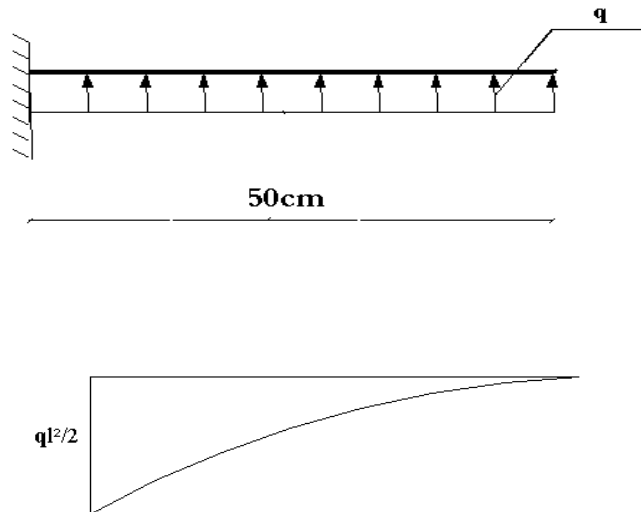


Figure VI.7. Diagramme des moments .

c.1.Calcul de ferrailage :

$q_u=285,56\text{kN/ml}$, $b=100\text{cm}$, $h=50\text{cm}$, $f_{c28}=25\text{MPa}$, $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 32,32\text{kNm} \quad ; \quad \sigma_s = 348\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,0112$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0140$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 44,75\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 2,08\text{cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 5,43\text{cm}^2$$

On adopte: 5T14=7.70cm

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

c.2.Armature de répartition:

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow 1,925\text{cm}^2$$

On adopte 4T10=3,14 , $S_t=25\text{cm}$

c.3. Vérification des contraintes à l'ELS:

$$q_{ser}=178,08\text{kN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser}l^2}{2} = 22,26\text{kNm}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e; 150\eta\right) = 240\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Tableau VII.16 : Vérifications des contraintes du béton et d'acier.

$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$	Vérification
22,26	7.70	10.07	1,1	15	65,9	201,6	OK

c.4. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 1.0 \geq 0,062 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0014 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 1.1 \geq 0,1 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont satisfaites, nous sommes donc dispensés pour l'évaluation de la flèche.

VI.4. Voile périphérique :**VI.4.1. Introduction :**

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de 1^{er} étage.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

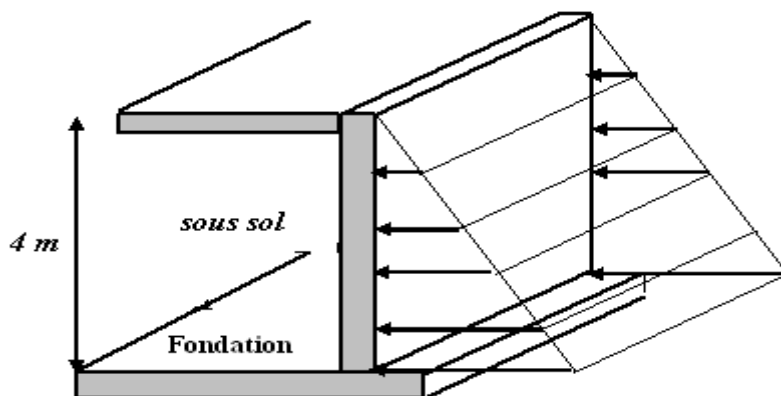


Figure VI.8. Evaluation des charges .

VI.4.2. Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 /VERSION 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).

Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec B : Section du voile.

VI.4.3. Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges du aux poussées statique et dynamique des terres.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x=4\text{m}$; $L_y=5,20\text{m}$; $e=25$



Figure VI.9. Poussées des terres .

Les poussées statiques:

La charge de poussées des terres est donnée par:

$$Q_1 = A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma h = 20.1 \text{ kN/m}^3$).

H : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 26.00^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.39$$

$$Q_1 = A \cdot \gamma \cdot H = 58,27 \text{ kN/ml} \Rightarrow Q_1 = 0.39 \times 20.1 \times 4 = 31,36 \text{ kN/ml}$$

Les poussées actives dynamiques:

$$P_{ad1} = 1/2 K_{ad} (1 \pm k_v) \gamma h \quad \text{(Formule 10.4.3)}$$

Avec:

$$k_v = \pm 0,3 k_h$$

$$k_h = A (\%g)$$

A : coefficient d'accélération de zone (**tableau 4.1**)

K_{ad} = coefficient de poussée dynamique donné par :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2} \quad \text{(Formule 10.4.3)}$$

ϕ : Angle de frottement interne du remblai.

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontale.

$$\theta = \operatorname{arc} \operatorname{tg} (k_h / (1 \pm k_v)).$$

Dans notre cas :

$$A=0,25 \Rightarrow k_h=0,25$$

$$k_v = 0,3 \times k_h = 0,3 \times 0,25 = 0,075$$

$$\phi=26, \beta=0, \theta=13,09$$

$$\text{Donc: } K_{ad}=0,58$$

$$P_{ad} = 1/2 \times 0,58 (1 + 0,075) \times 20.1 \times 4 = 25,06 \text{ KN/ml.}$$

La poussée d'une surcharge verticale uniforme q :

$$P_{ad} = K_{ad} (1 \pm k_v) qH/\cos\beta$$

$$K_{ad}=0,58$$

$$K_v=0,075$$

$$q = \text{surcharge verticale (5KN/m}^2\text{)}$$

$$\beta=13,09$$

H=la hauteur de l'infrastructure

$$P_{ad}=0,58(1+0,075) \times 5 \times 4 / \cos\beta$$

$$P_{ad2}=12,8 \text{ KN/ml}$$

$$Q = Q_1 + P_{ad1} + P_{ad2} = 69,22 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_u = 1.35 \times Q = 93,45 \text{ KN/ml.}$$

VI .4.4. Effort dans la dalle :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{5,2} = 0,4975 = 0,77 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\text{Dans le sens de la petite portée : } M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée : } M_y = \mu_y M_x$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{ Coefficient de poisson } \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0,77 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0596 \\ \mu_y = 0,5440 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 89,11 \text{ Nm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 48,48 \text{ kNm}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 66,83 \text{ kNm.}$$

$M_{ly}=0,75M_y=36,36\text{kNm}$.

Moments sur appuis :

$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x=44,56\text{kNm}$

VI.4.5. Ferrailage de la dalle :

$b=100\text{cm} ; h=25\text{cm} ; d=0,9h=22,5\text{cm} ; f_c=400\text{MPa} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ;$

$\sigma_s=348\text{MPa} ; F_{bc}=14,2\text{MPa}$

Les résultats sont donnés en flexion simple :

Tableau VI.17: Ferrailage de la dalle .

	Sens	Mu(kN.m)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
Travée	x-x	66,83	9,22	6T14	9,24	15
	y-y	36,36	4,89	6T12	6,79	15
Appui	x-x	44,56	6,03	6T12	6,79	15
	y-y					

Choix final:

Sens x-x: $2 \times 6T14$

Sens y-y: $2 \times 6T12$

Sens x-x : $esp = \frac{100}{6} = 16,66\text{cm} < \text{Min}(3h;33\text{cm}) = 33\text{cm}.....\text{Vérifiée}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{3} = 16,66\text{cm} < \text{Min}(4h;45\text{cm}) = 45\text{cm}.....\text{Vérifiée}$

VI.4.6. Condition exigée par les RPA99/VERSION 2003:

Les RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposé en deux nappes.

$A_L \geq 0,1 \times 25 \times 100 = 2,50\text{cm}^2\text{Vérifiée}$

$A_T \geq 0,1 \times 25 \times 100 = 2,50\text{cm}^2\text{Vérifiée}$

VI.4.7. Condition de non fragilité :

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm.

On a : $12\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$

$h=e=25\text{cm} ; b=100\text{cm}$.

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{4}{5,2} \right) \frac{100.25}{2} = 2.23 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 25 = 2 \text{ cm}^2$$

Sens x-x : $A_x = 9,24 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 2.23 \text{ cm}^2$ Vérifiée

Sens y-y : $A_y = 6,79 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 2 \text{ cm}^2$ Vérifiée

VII.4.8. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{93,45 \times 4 \times 5,2}{2 \times 4 + 5,2} = 147,25 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 124,6 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 147,25 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{147,25 \cdot 10^3}{1000 \times 225} = 0.65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

VI.4.9. Vérification à L'ELS :

Evaluation des sollicitations à l'ELS:

$$Q_{ser} = Q_1 = 25,06 \text{ kn/ml}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.77 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0661 \\ \mu_y = 0.6710 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 26,50 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 17,78 \text{ Nm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 22,53 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 15,11 \text{ kNm} \\ M_a = 0,5 M_x = 13,25 \text{ kNm} \end{cases}$$

Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Tableau. VI.18.Vérification des contraintes à l'ELS .

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	obs
<i>Travée</i>	x-x	22,53	9,24	6,7	3,2	15	117,4	201,6	Ok
	y-y	15,11	6,79	5,9	2,4	15	105,8	201,6	Ok
<i>Appuis</i>	x-x	13,25	2,3	5	2,5	15	97,2	201,6	Ok
	y-y								

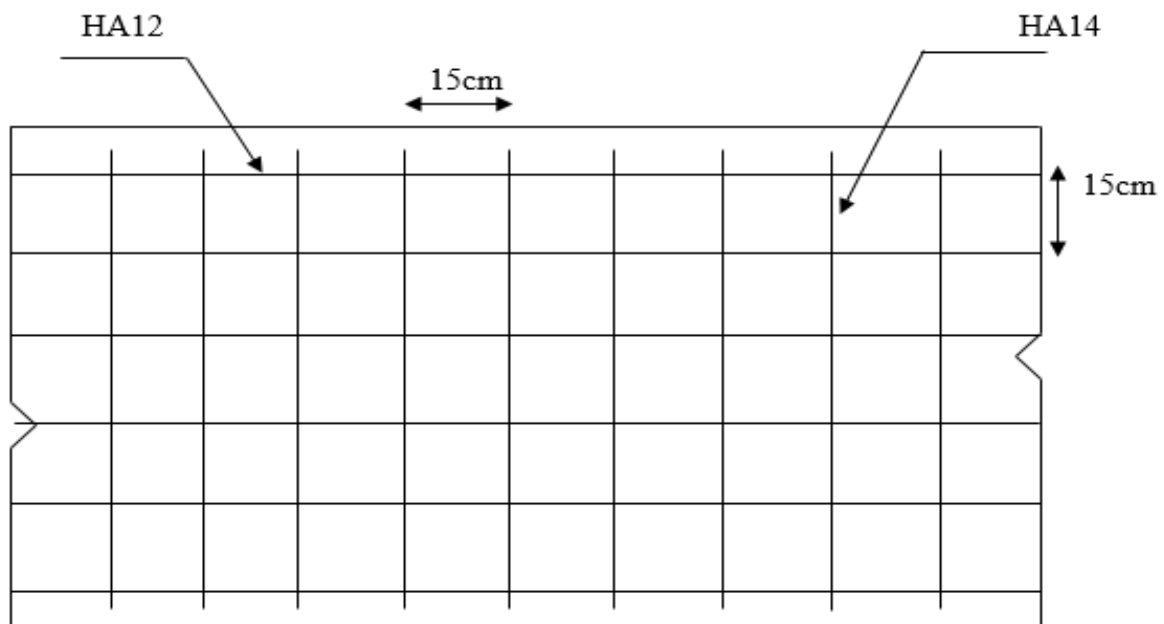
Vérification de la flèche :

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

Les conditions à vérifier :

- $\frac{H}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x}$
- $\frac{H}{L_x} \geq \frac{1}{27}$ à $\frac{1}{35} \Rightarrow \begin{cases} 0,063 > 0,0425. \\ 0,0063 \geq 0,037 \text{ à } 0,028 \\ 8,37 \times 10^{-3} < 0,005 \end{cases}$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$

Puisque les trois conditions sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche. **Figure.**



VI.10.Ferrailage du voile périphérique sens (x-x) .

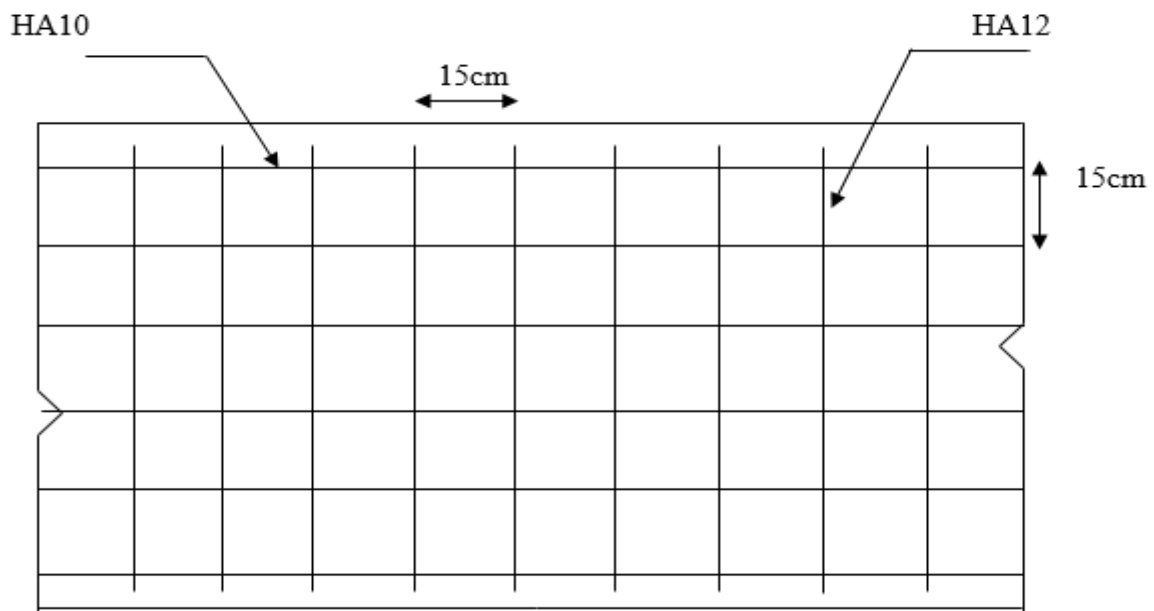


Figure.VI.11.Ferraillage du voile périphérique (sens y-y) .

Conclusion générale :

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation.

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel.

Nous avons compris combien qu'il est important de bien analyser une structure avant de la calculer.

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

LES DONNEES
Caractéristique du béton et
l'acier
Sollicitation M_u

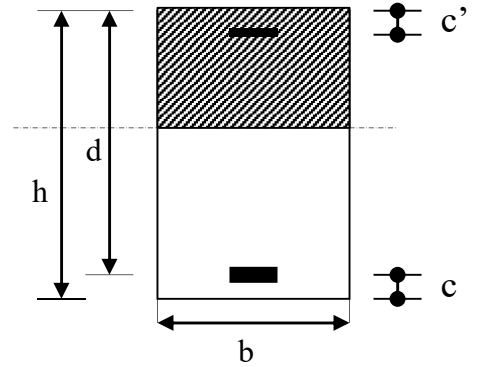
$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$



Situation durable :

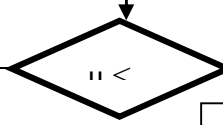
$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$$

Situation accidentelle :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$$

Oui ($A_s' = 0$)

Non ($A_s' \neq 0$)



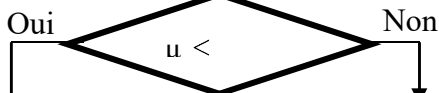
$$1,25 \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}]$$

$$\zeta_s = (3,5 \cdot 10^{-3} + \zeta_{es}) \cdot [(d - c')/d] - \zeta_{es}$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_R$$



$$A_s' = (M_u - M_R) / [(d - c') \cdot \sigma_s']$$

$$\zeta_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

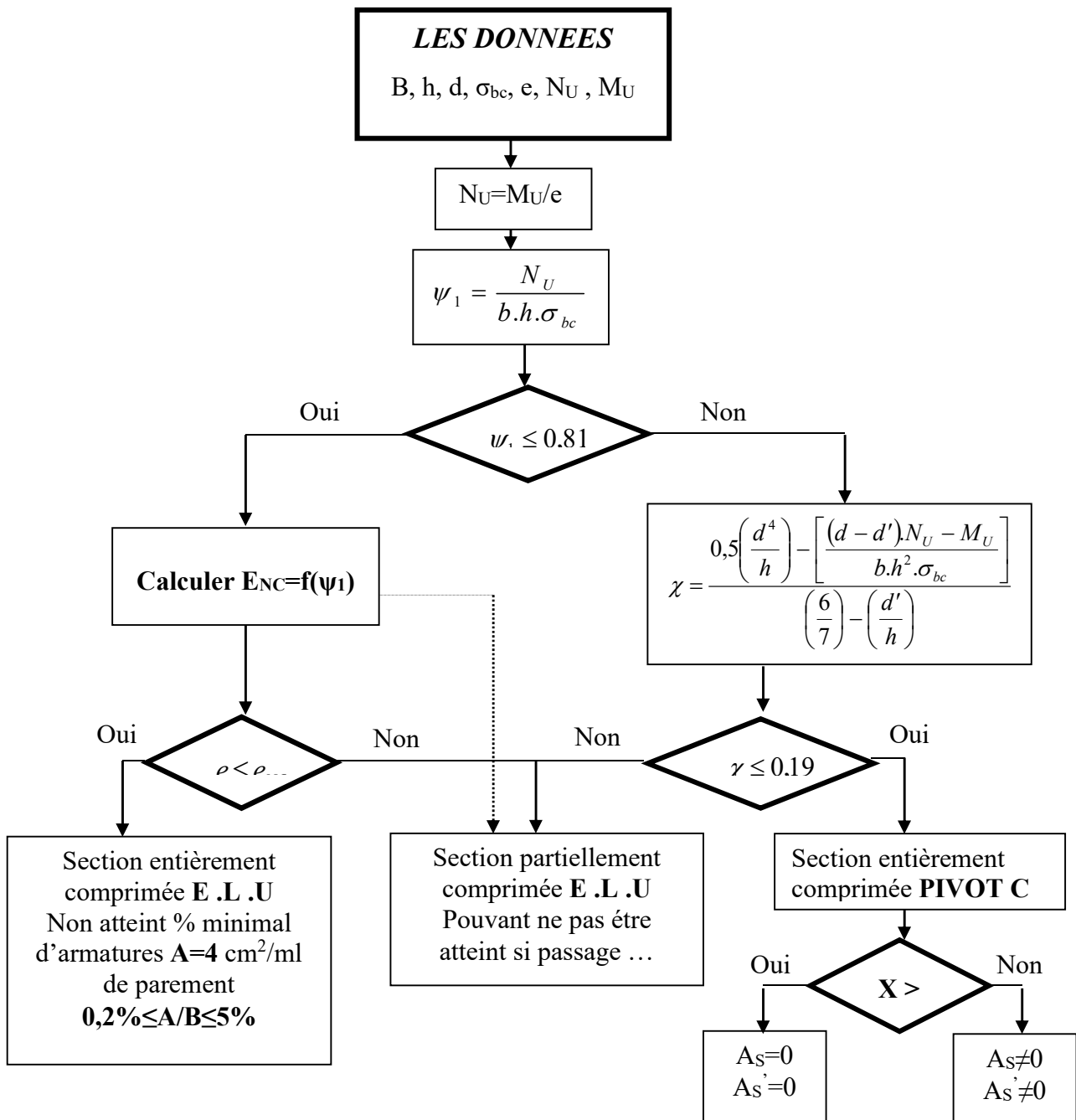
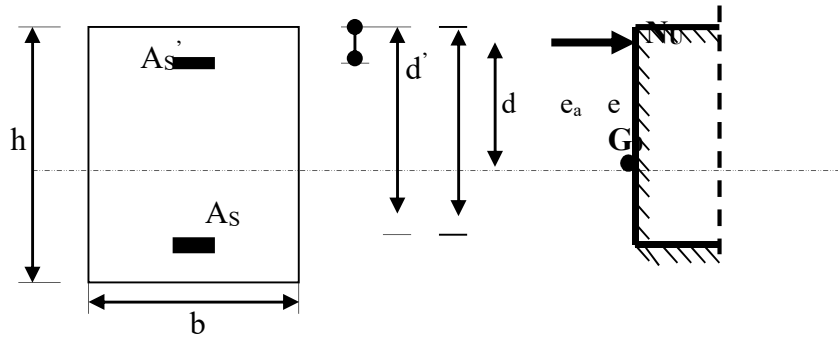
$$\varepsilon_s = 3,5 \frac{0}{100} \left[\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right]$$

$$A_s = M_u / (Z \cdot \sigma_s)$$

$$A_s = \left[\frac{M_u - M_R}{(d - c')} + \frac{M_R}{Z_R} \right] \cdot \frac{1}{f_c / \gamma_s}$$

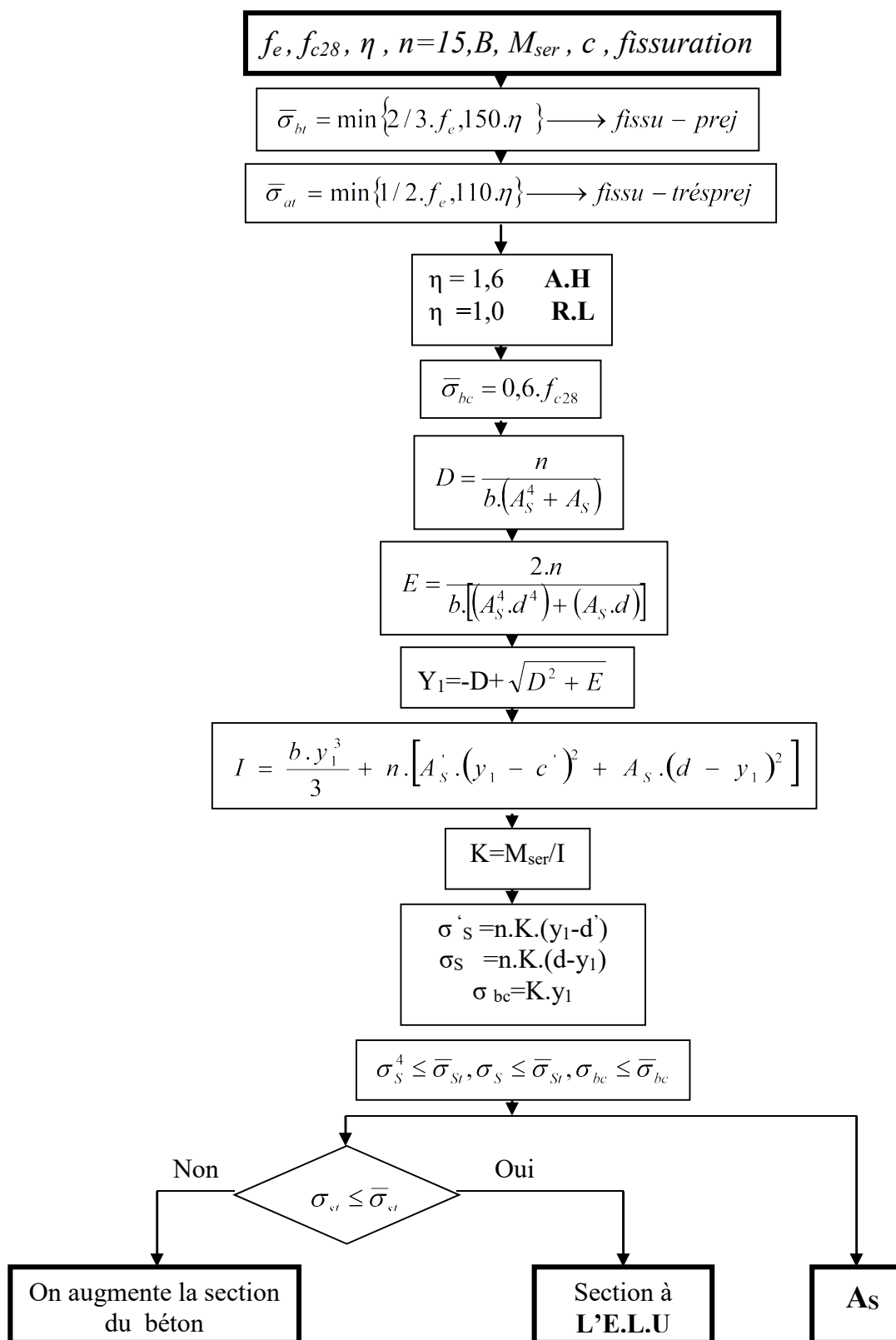
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



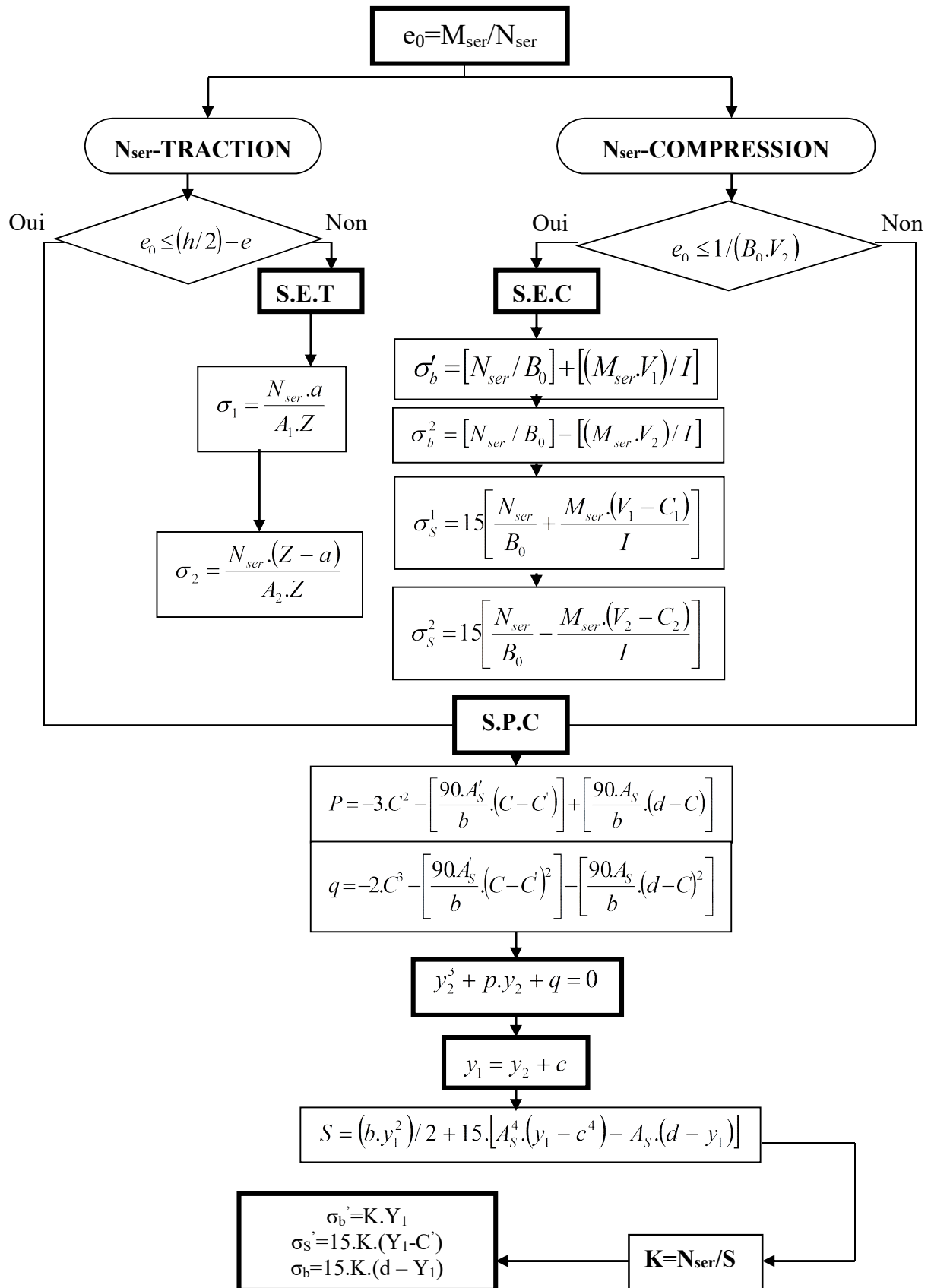
ORGANIGRAMME -III-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S



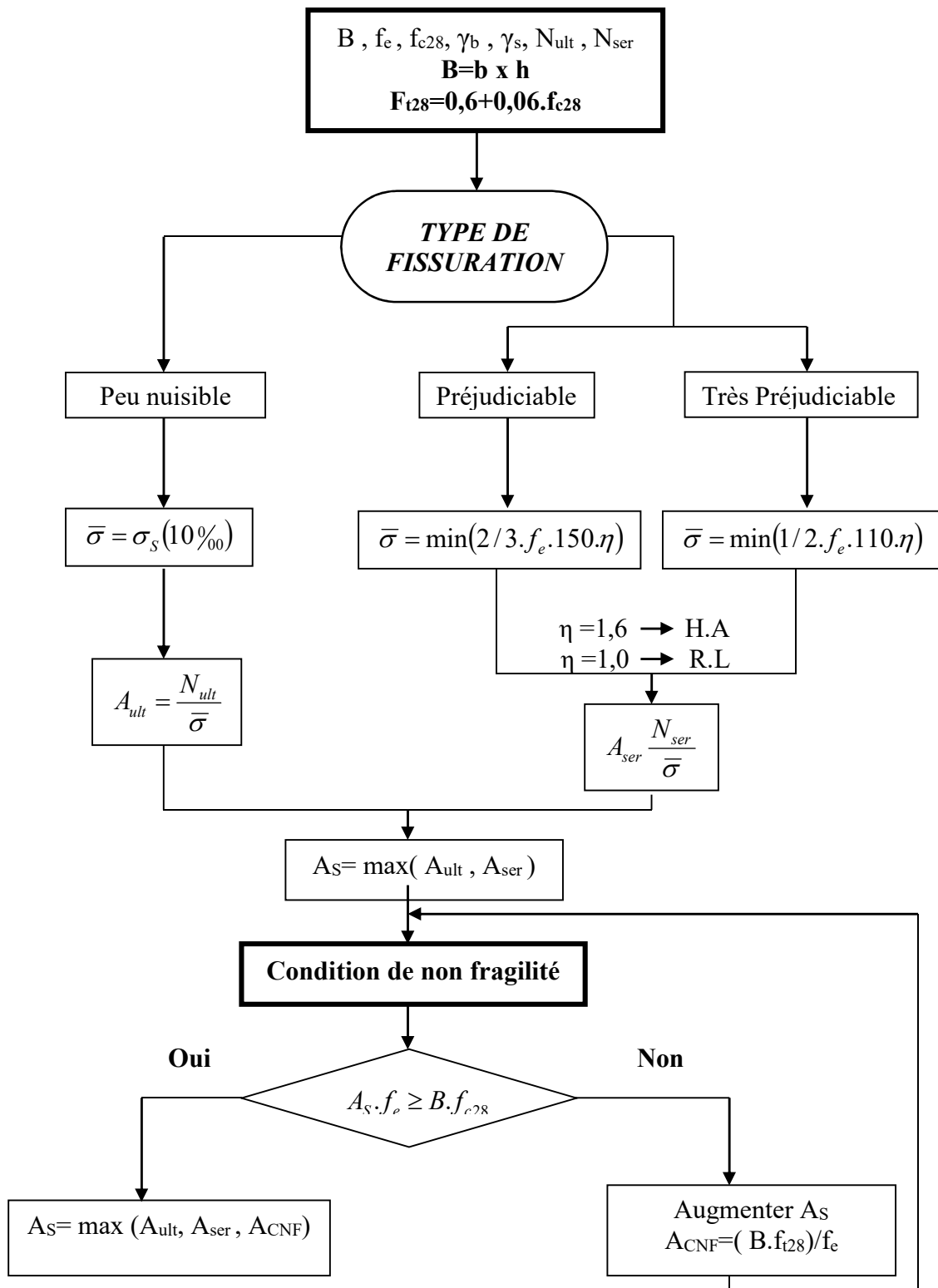
ORGANIGRAMME-IV-

FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



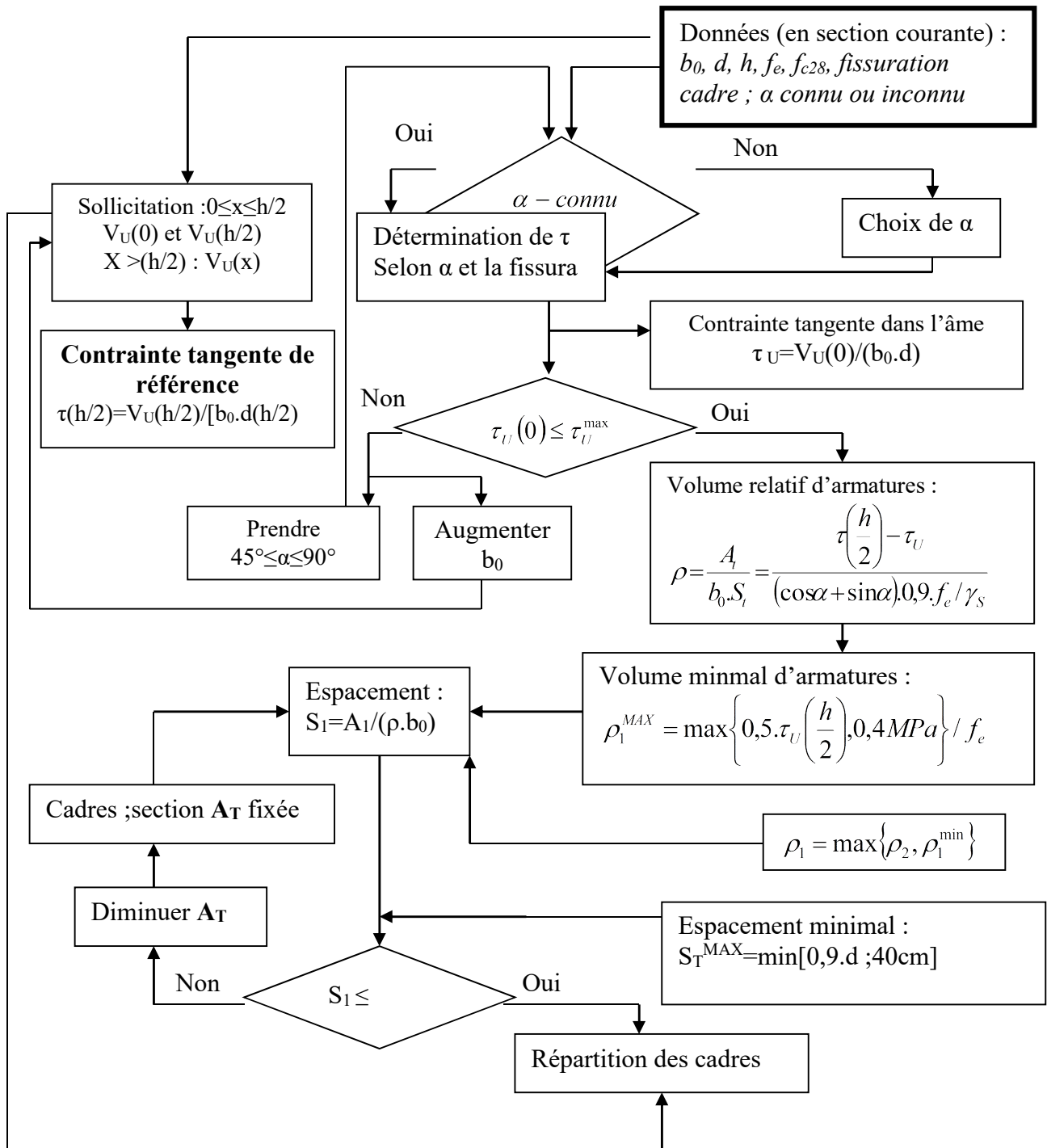
ORGANIGRAMME -V-

TRACTION SIMPLE



ORGANIGRAMME -VI-

CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT



Références

DTR-BC-2.48 : Règles parasismiques algériennes – **RPA 99-2003**.

DTR-BC-2.41 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé
CBA93.

B.A.E.L. 91-99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

DTR-BC 2.2 : Détermination des charges permanentes et charges d'exploitations.

DTR-BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.

DTR-BC 2.332 : Règles de calcul des fondations profondes.

Fascicule 62 Titre V Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

PROGRAMMES ET LOGICIELS DE CALCUL

CSI ETABS Etudes dynamique et sismique.

Détermination des efforts.

EXPERT Calcul et vérification des sections en flexion simple et composée.