



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

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies

Filière : Génie civil

Spécialité : Structures

Réf. :

Présenté et soutenu par :

CHENNA Aicha

juin 2024

**Etude d'un bâtiment à usage d'habitation
(R+7) contreventé par voiles implanté à
Media**

Jury :

Encadreur : Dr. KHECHAI Abdelhak

Année universitaire : 2024

Remerciements

*Tout d'abord, je remercie Allah (mon dieu) le tout puissant pour me
avoir donné la santé et le courage et m'avoir guider dans le bon chemin afin
d'accomplir et de pouvoir présenter ce modeste travail. Je tiens aussi à
exprimer mes sincères remerciements à mon promoteur Dr. **KHECHAO***

*Abdelhak pour son apport considérable, ses précieuses orientations
méthodologiques et ses encouragements, mes remerciements vont également à
tous les professeurs durant mes cinq années d'études qui ont su ma
transmettre leur savoir, leur sérieux et leur passion pour cette profession.*

*Enfin, je témoigne mon gratitude à toute personne qui a contribué de près ou
de loin, par la mise à ma disposition des informations à l'élaboration de ce
travail*

Dédicace

Je dédie ce travail à mes très chers parents adorés qui ont toujours été

présents pour moi,

qui m'ont tout donné, qui m'ont soutenu et encouragé dans mes études,

qu'ils puissent trouver ici l'expression de ma plus profonde gratitude,

et que dieu les protègent.

A mon très cher frère et mes très chers sœurs que j'aime de tout mon cœur.

Aux personnes qui nous ont donné une leçon. Une seule leçon ! Cependant, il est si important que tout le monde l'apprenne pour survivre. La leçon qui leur

a pris tant d'années pour nous l'apprendre et nous a pris tous les jours de

notre vie pour l'apprendre. C'est la leçon de vie.

Au plus grand amour de nos vies, à nos parents.

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation de huit niveaux (R+7) qui sera construit dans la wilaya de Médéa, classée en zone IIb selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99, version 2003). En conformité avec les normes de calcul et de vérification du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié en 1999), l'étude débute par une description générale du projet, incluant les caractéristiques des matériaux utilisés. Elle aborde ensuite le prédimensionnement de la structure, la descente des charges, ainsi que le calcul des éléments structuraux principaux (poteaux, poutres, et voiles) et secondaires (poutrelles, balcons, escaliers, acrotères, et planchers). Enfin, une analyse dynamique de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis Professional, permettant d'évaluer les sollicitations induites par les charges permanentes, d'exploitation et sismiques. Le projet se conclut par une synthèse des résultats obtenus.

المخلص

يُقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى سكني يتألف من طابق أرضي وسبع طوابق علوية، والذي سيُشيد في ولاية المدية، المصنفة ضمن المناطق ذات القوة الزلزالية المتوسطة وفقاً للمعايير الجزائرية (RPA 99 الإصدار 2003). يبدأ المشروع بتقديم وصف عام يشمل خصائص المواد المستخدمة، يليه تحديد الأبعاد الأولية للهيكل، تنزيل الأحمال، وحساب العناصر الإنشائية الأساسية (الأعمدة، الجدران الخرسانية، الروافد) والثانوية (الروافد الصغيرة، الشرفات، السلالم، الحواجز، والأرضيات). تم أيضاً إجراء تحليل ديناميكي للهيكل باستخدام برنامج الروبوت، لتحديد الاجهادات المختلفة الناتجة عن الأحمال الدائمة، التشغيلية والزلزالية. يختتم العمل بخلاصة عامة تلخص النتائج المتوصل إليها وتقييم الأداء الإنشائي للمبنى.

Sommaire

Remerciements	I
Dédicace	II
Sommaire.....	IV
Liste des figures.....	VIII
Liste des Tableaux	X
CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage Et caractéristiques des matériaux	2
I.1. Introduction	3
I.2. Caractéristiques du projet.....	3
I.3. Présentation de l'ouvrage :	3
I.4. Règlements utilisés :.....	3
I.5. Matériaux utilisé :.....	4
I.5.1. Le béton :.....	4
I.5.2. Dosage du béton :	4
I.5.3. Résistance mécanique du béton :	4
I.5.4. Diagramme contraintes- Déformation du béton :.....	5
I.5.5. Module de déformation longitudinale :	6
I.5.6. Contrainte admissible de cisaillement :	6
I.5.7. Coefficient de poisson :.....	7
I.5.8. Caractéristique mécaniques :.....	7
I.5.9. Contrainte de calcul d'acier :.....	8
CHAPITRE II : Pré-dimensionnement Des Eléments Et Descente Des Charges.	10
II.1. Introduction.....	11
II.2. Les poutres :.....	11
I.2.1. Les poutres principales :.....	11
I.2.2. Les poutres secondaires :.....	12
II.3. Coffrage :	13
I.3.1. Les poutres principales :.....	13
I.3.2. Les poutres secondaires :.....	13
II.4. Les planchers :	14

I.4.1. Plancher à corps creux :	14
I.4.2. Plancher à dalle pleine :	15
II.5. Les escaliers :	17
II.6. Les voiles :	19
II.7. Les balcons :	19
II.8. L'acrotère :	21
II.9. Les poteaux :	21
II.10. La descente des charges :	22
II.11. Vérification du poteau vis-à-vis à la stabilité de forme :	33
CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES	35
III.1. Introduction :	36
III.2. Les éléments non structuraux sont les suivants :	36
III.2.1. Etude des escaliers :	36
III.2.2. Etude de L'acrotère :	45
III.2.3. Etude des balcons :	50
CHAPITRE IV : Etude du Plancher	53
IV.1. Introduction :	54
IV.2. Charge permanente et surcharge :	54
IV.3. Calcul la charge des poutrelles "P" à L'ELU et L'ELS :	54
IV.4. La méthode de calcul de poutrelles :	55
IV.5. Calcul de l'effort tranchant :	56
IV.6. Calcul du moment fléchissant maximal en travée (en valeur absolue)	57
IV.7. Calcul du ferrailage des poutrelles :	59
CHAPITRE V : Etude Dynamique	68
V.1. Introduction :	69
V.2. Objectifs de l'étude dynamique :	69
V.3. Méthode statique équivalente	69
V.3.1. Conditions d'application	69
V.3.2. Principe de la méthode statique	70
V.3.3. Modélisation :	70
V.4. Méthode dynamique modale spectrale :	70
V.4.1. Domaine d'application	70
V.4.2. Principe	70

V.4.3. Modélisation.....	70
V.5. Méthode d'analyse par accélérogramme :	71
V.5.1. Méthode de calcul :	71
V.6. Présentation du logiciel :	71
V.7. Évaluation des efforts sismiques :	71
CHAPITRE VI : Etude du vent	88
VI.1. Introduction :	89
VI.2. Application des R N V 99 :	89
VI.2.1. La vérification de la stabilité d'ensemble :	89
CHAPITRE VII : Ferrailage des éléments Structuraux.....	100
VII.1. Introduction :	101
VII.2. Combinaisons des charges :	101
VII.3. Ferrailage des poutres :	101
VII.3.1. Introduction :	101
VII.3.2. Combinaisons des charges :	101
VII.3.3. Recommandations du RPA99/version 2003 :	101
VII.4. Les sollicitations dans les poutres :	102
VII.5. Ferrailage des poteaux :	109
VII.5.1. Introduction :	109
VII.5.2. Sollicitations internes :	110
VII.5.3. Ferrailage des poteaux :	110
VII.6. Recommandations du règlement parasismique algérien RPA99/V2003 :	110
VII.7. Ferrailage longitudinal :	112
VII.8. Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2.....	118
VII.9. Vérification à L'ELS :	118
VII.10. Vérification du poteau à l'effort tranchant BAEL91 (A.5.1, 212).....	119
VII.11. Calcul d'armature transversale :	119
VII.12. Présentation du ferrailage des poteaux :	121
VII.13. Ferrailage des voiles :	122
VII.13.1. Introduction :	122
VII.13.2. Combinaison :	122
VII.13.3. Prescriptions imposées par (RPA 99) :	122
VII.13.4. Aciers verticaux d'après RPA 99 (art .7.7.4.1) :	122

VII.13.5. Aciers horizontaux d'après RPA 99 (art .7.7.4.2) :	123
VII.13.6. Règles communes d'après RPA 99 (art .7.7.4.3) :	123
VII.14. Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical) :	123
VII.14.1. Ferrailage vertical :	123
VII.14.2. Calcul des sections suivant leurs natures :	124
VII.14.3. Calcul de la section des armatures :	124
VII.15. Présentation de ferrailage :	131
CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure	132
VIII.1. Introduction :	133
VIII.2. Définition :	133
VIII.3. Le choix de type de fondation :	133
VIII.4. Différents types de fondations :	133
VIII.5. Type de fondations superficielles :	133
VIII.6. Combinaison d'action :	133
VIII.7. Etude géotechnique :	134
VIII.8. Calcul des fondations :	134
Conclusion générale	145
Bibliographie:	146

Liste des figures

Figure I- 1: Diagramme parabole-rectangle	5
Figure I- 2: Diagramme rectangulaire	6
Figure II - 1: Coupe d'une section de poutre principale	12
Figure II - 2: Coupe d'une section de poutre secondaire	13
Figure II - 3 : Dimensions a respecté par la poutre	14
Figure II - 4 : Planchers à corps creux.	14
Figure II - 5: Dimensions d'un panneau de dalle.	15
Figure II - 6: Schéma de l'escalier	17
Figure II - 7: Schéma des escaliers.....	18
Figure II - 8: Schéma de types des dalles pleines	20
Figure II - 9: Schéma de l'acrotère	21
Figure II - 10: Coupe d'une section de poteau	22
Figure II - 11: Schéma de Plancher Terrasse Inaccessible.....	23
Figure II - 12 : Schéma de Plancher corps creux étage courant.....	24
Figure II - 13: Coupe verticale d'un mur extérieur	25
Figure II - 14: Schéma de l'acrotère.....	26
Figure II - 15: Schéma de Palier de repos	27
Figure II - 16: Schéma de Paillasse	27
Figure II - 17: Les niveaux des planchers	29
Pour étage courante : Figure II - 18: Surface afférente poteau (B-2).....	30
Figure III- 1: Schéma statique	37
Figure III- 2: Schéma de l'enrobage	37
Figure III- 3: Schéma de ferrailage de l'escalier	40
Figure III- 4: Coupe d'une section de poutre secondaire	41
Figure III- 5: Schéma de ferrailage de la poutre palière	45
Figure III- 6: Section d'acrotère à ferrailer	47
Figure III- 7: Schéma ferrailage d'acrotère.	50
Figure III- 8: Schéma de ferrailage de Balcon	52
Figure IV- 1: Le type de plancher	54
Figure IV- 2: Diagramme de moment à L'ELU de plancher terrasse	57
Figure IV- 3: Diagramme d'effort tranchant à L'ELU de plancher terrasse.....	58
Figure IV- 4: Diagramme de moment à L'ELS de plancher terrasse.....	58
Figure IV- 5: Diagramme d'effort tranchant à L'ELS de plancher terrasse	58
Figure IV- 6: Diagramme de moment à L'ELU de plancher étage.....	58
Figure IV- 7: Diagramme d'effort tranchant à L'ELU de plancher étage.....	58
Figure IV- 8: Diagramme de moment à L'ELS de plancher étage	59
Figure IV- 9: Diagramme d'effort tranchant à L'ELS de plancher étage	59
Figure IV- 10: Section de nervure	60
Figure IV- 11: Ferrailage de poutrelle.....	63
Figure IV- 12: Ferrailage de table de compression.....	64
Figure IV- 13: Ferrailage de poutrelle.....	67
Figure IV- 14: Ferrailage de table de compression	67

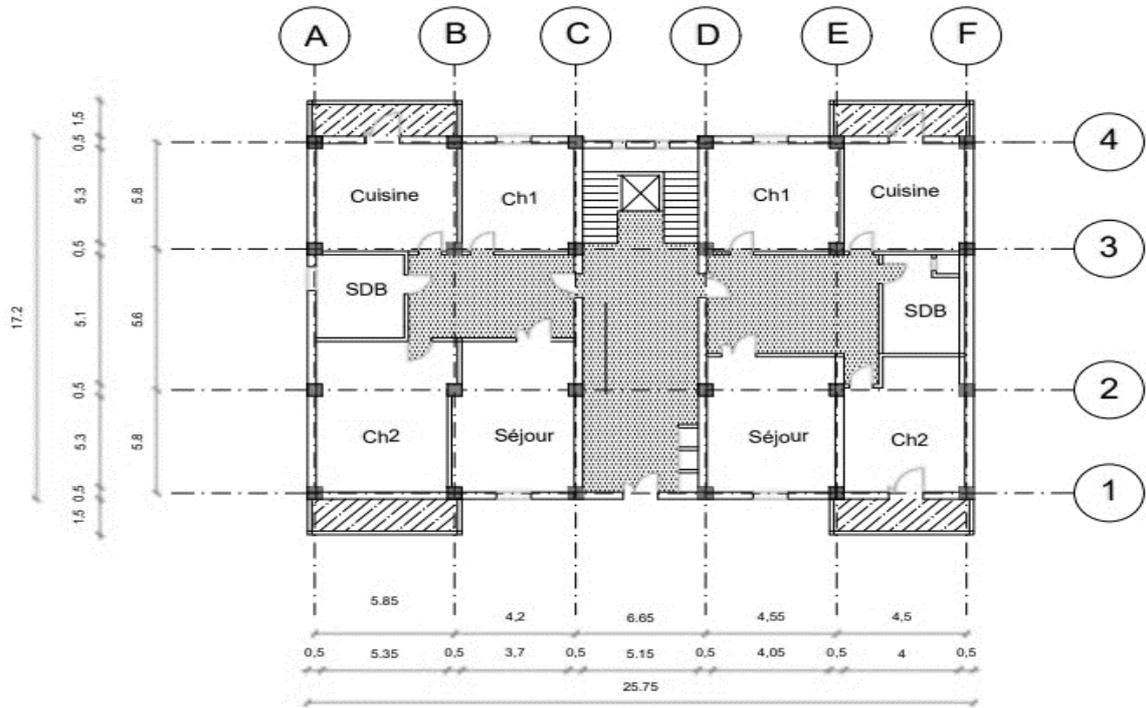
Figure V- 1: La structure initiale.....	74
Figure V- 2: Disposition des voiles en RDC de la structure	76
Figure V- 3: Mode de vibration Vue 3D	77
Figure V- 4: Mode de vibration vue en plan	77
Figure V- 5: Distribution de la résultante des forces sismique et des efforts tranchant sens X81	
Figure V- 6: Distribution de la résultante des forces sismique et des efforts tranchant sens Y82	
Figure VI- 1: Répartition de la pression dynamique	90
Figure VI- 2: Vue en plans et vue en évaluation.....	92
Figure VI- 3: Distribution de la pression extérieure x,x.....	93
Figure VI- 4: Vue en plans et vue en évaluation.....	93
Figure VI- 5: Distribution de la pression extérieure y,y.....	94
Figure VI- 6: Vue en plans et vue en évaluation.....	94
Figure VI- 7: La force résultante R	98
Figure-VII- 1:Ferraillage de poutre principale.....	109
Figure-VII- 2: Ferraillage de poutre secondaire.....	109
Figure-VII- 3: Ferraillage de poteau	121
Figure-VII- 4: Disposition des voiles.....	125
Figure-VII- 5: Caractéristiques géométriques du voile.....	125
Figure-VII- 6: La zone tendue et la zone comprimée	127
Figure-VII- 7: La zone tendue.....	127
Figure-VII- 8: Diagramme des contraintes	127
Figure-VII- 9: Schéma de ferraillage de voile	131
Figure-VIII- 1:Vérification du chevauchement entre les semelles	135
Figure-VIII- 2: Répartition de la charge trapézoïdale.....	136
Figure-VIII- 3: Schéma de ferraillage de la semelle isolée.....	137
Figure-VIII- 4: Schéma de ferraillage de la semelle filante.....	140
Figure-VIII- 5: Schéma de ferraillage de la poutre de libage.....	143
Figure-VIII- 6: Schéma de ferraillage de la longrine	144

Liste des Tableaux

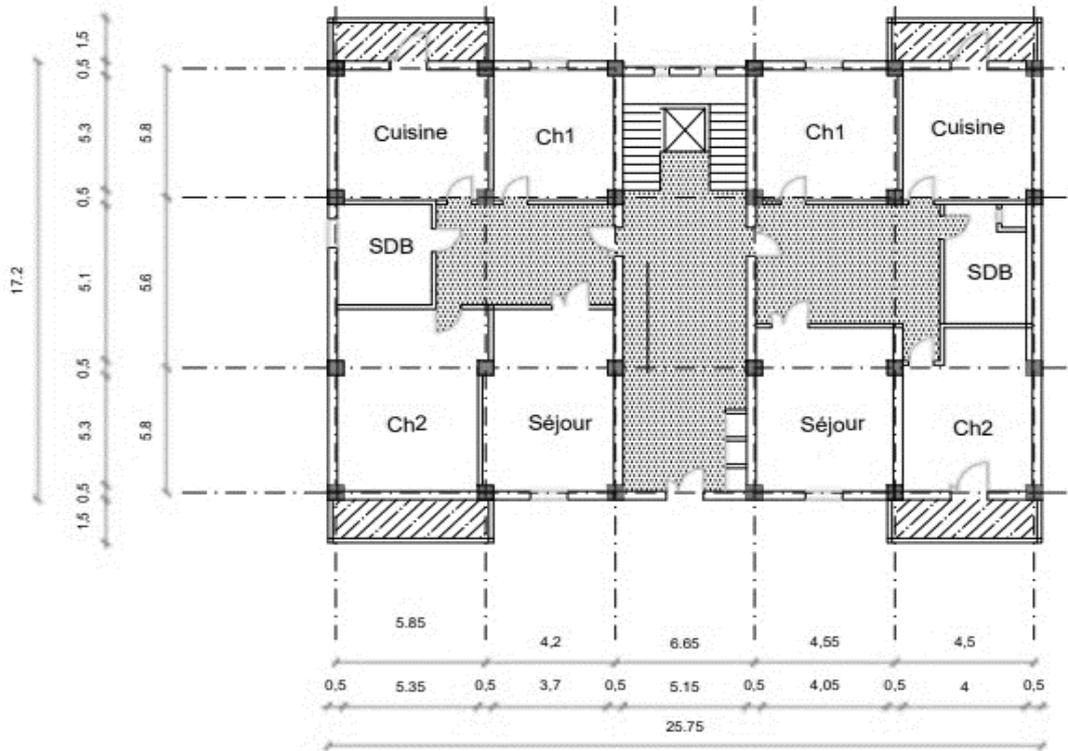
Tab.I. 1. Les différents types de nuance	8
Tab.II. 1. Les charges permanentes et les charges d'exploitations sur le plancher terrasse Inaccessible en corps creux	23
Tab.II. 2. Les charges permanentes et les charges d'exploitations sur le plancher corps creux étage courant	24
Tab.II. 3. Les charges permanentes pour les murs a doublé cloison	25
Tab.II. 4. Les charges permanentes pour les murs intérieurs en maçonnerie.....	25
Tab.II. 5. Les charges permanentes et d'exploitations de Palier.....	27
Tab.II. 6. Les charges permanentes et les charges d'exploitations pour Balcon terrasse (dalle pleine).....	28
Tab.II. 7. Les charges permanentes et les charges d'exploitations pour Balcon étage courant ..	28
Tab.II. 8. Descente des charges.....	32
Tab.III. 1. Combinaison d'actions.....	37
Tab.III. 2. Récapitulatif résultats des sollicitations	37
Tab.III. 3. Le ferrailage de l'escalier.....	39
Tab.III. 4. Vérification de la contrainte.....	39
Tab.III. 5. Armatures de répartitions.....	39
Tab.III. 6. Moments et Effort Tranchants	42
Tab.III. 7. Les armatures longitudinales	42
Tab.III. 8. Vérification de la contrainte.....	43
Tab.III. 9. Armatures longitudinale maximale	43
Tab.III. 10. Vérification de contrainte.....	51
Tab.III. 11. Armatures longitudinale maximale	52
Tab.IV. 1. La charge des poutrelles "P" à L'ELU et L'ELS.	54
Tab.IV. 2. Le moment à L'ELU et à L'ELS de plancher terrasse.....	56
Tab.IV. 3. Le moment à L'ELU et à L'ELS de plancher étages courants.	56
Tab.IV. 4. L'effort tranchant à L'ELU et à L'ELS de plancher terrasse.	56
Tab.IV. 5. L'effort tranchant à L'ELU et à L'ELS de plancher étages courants.....	57
Tab.IV. 6. Le moment fléchissant maximal en travée à L'ELU et à L'ELS de plancher terrasse.	57
Tab.IV. 7. Le moment fléchissant maximal en travée à L'ELU et à L'ELS de plancher étages courants.	57
Tab.IV. 8. Calcul des armatures longitudinales.	61
Tab.IV. 9. Ferrailage longitudinales.	61
Tab.IV. 10. Vérification de la contrainte.....	62
Tab.IV. 11. Calcul des armatures longitudinales.	65
Tab.IV. 12. Ferrailage longitudinales.	65
Tab.IV. 13. Vérification de la contrainte.....	65
Tab.V. 1. Modes propres, Périodes propres et Masses effectives initiale.....	75
Tab.V. 2. Modes propres, Périodes propres et Masses effectives.	76
Tab.V. 3. L'effort réduit sur les voiles	78

Tab.V. 4.Les valeurs finales des periods.....	79
Tab.V. 5.Valeurs des pénalités P_q	80
Tab.V. 6.Le poids total de la structure.	80
Tab.V. 7.Vérification de l'effort tranchant à la base.....	80
Tab.V. 8.Distribution de la résultante des forces sismique.....	81
Tab.V. 9.Déplacements absolus pour les deux directions principaux.....	83
Tab.V. 10.Vérification de l'effet $P-\Delta$ sens X.....	84
Tab.V. 11.Vérification de l'effet $P-\Delta$ sens Y.....	84
Tab.V. 12.Moment de renversement.....	85
Tab.V. 13.Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.....	86
Tab.VI. 1.Valeurs de C_r , C_e et la pression dynamique selon la hauteur Z	91
Tab.VI. 2.Valeurs du Coefficient de la pression extérieure.....	92
Tab.VI. 3.Valeurs du Coefficient de la pression extérieure.....	93
Tab.VI. 4.Coefficients de pression extérieure des toitures plates.....	95
Tab.VI. 5.Coefficient de pression de vent pour $C_{pi} = 0.8$	95
Tab.VI. 6.Coefficient de pression de vent pour $C_{pi} = 0.5$	95
Tab.VI. 7.Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=0.8$ -Sens x.....	96
Tab.VI. 8.Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=0.8$ -Sens y.....	96
Tab.VI. 9.Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=0.5$ -Sens x.....	96
Tab.VI. 10.Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=0.5$ -Sens y.....	97
Tab.VI. 11.Récapitulatif résultats de la force de frottement dans le sens X et le sens Y.....	97
Tab.VI. 12.Récapitulatif résultats de la résultante R dans le sens X et le sens Y.....	99
Tab.VII. 1.Sollicitation moment de flexion des poutres.	102
Tab.VII. 2.Résultats de ferrailage.	104
Tab.VII. 3.Vérification de la contrainte.....	104
Tab.VII. 4.Résultats de ferrailage. : $^{*++598*9*}$	107
Tab.VII. 5.Vérification de la contrainte.....	107
Tab.VII. 6.Les résultats des efforts et moments pour chaque Combinaison.....	112
Tab.VII. 7.Résultats de ferrailage.	118
Tab.VII. 8.Les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.....	125
Tab.VII. 9.Ferrailages de la zone d'about et courante.....	129

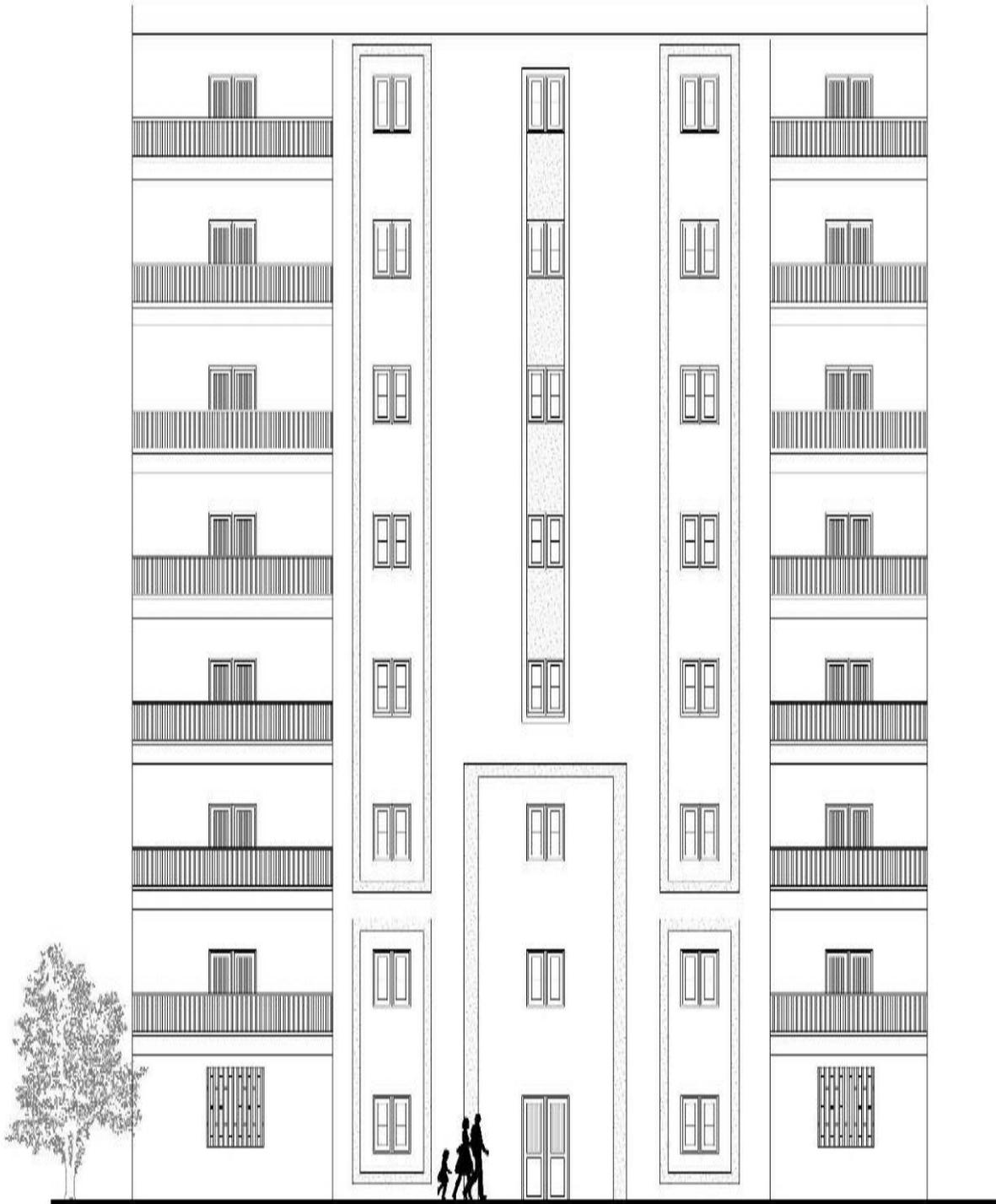
Les plans



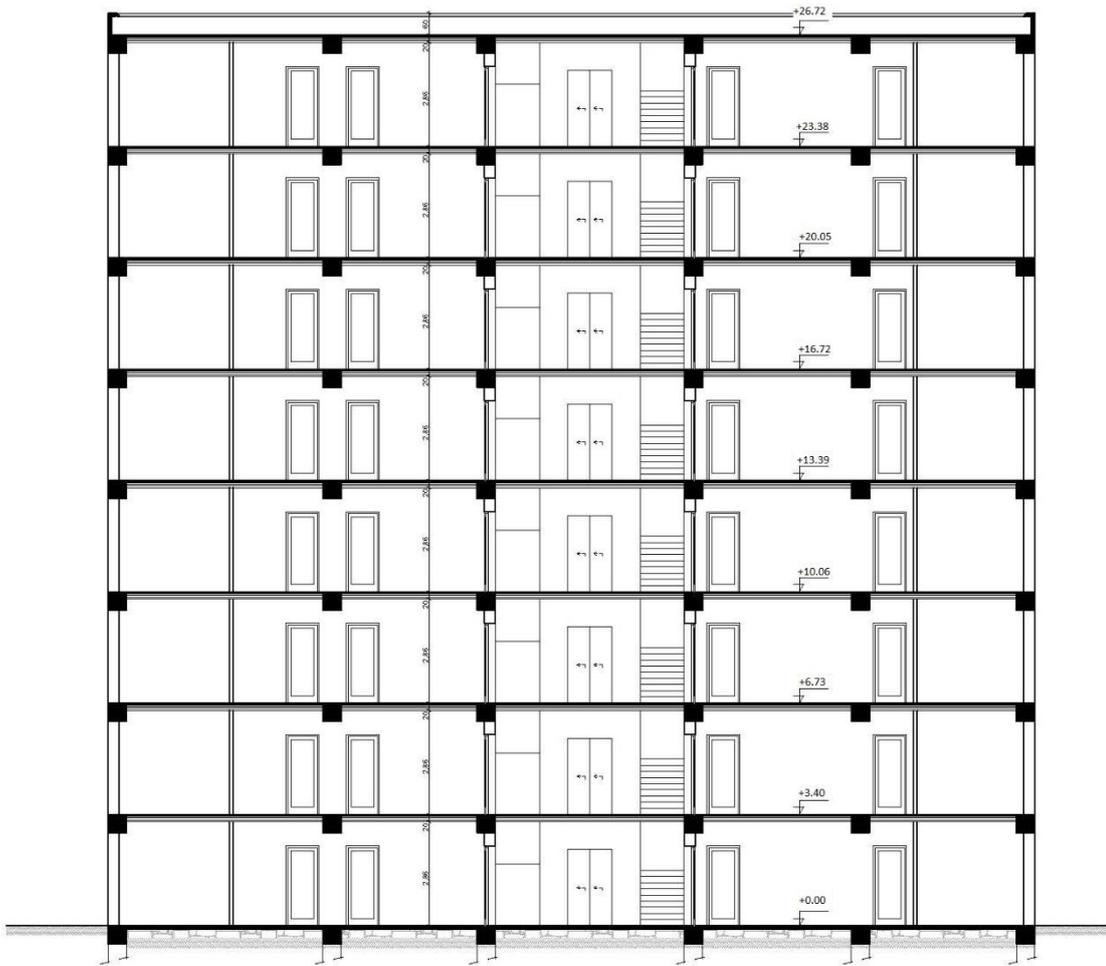
Plan RDC



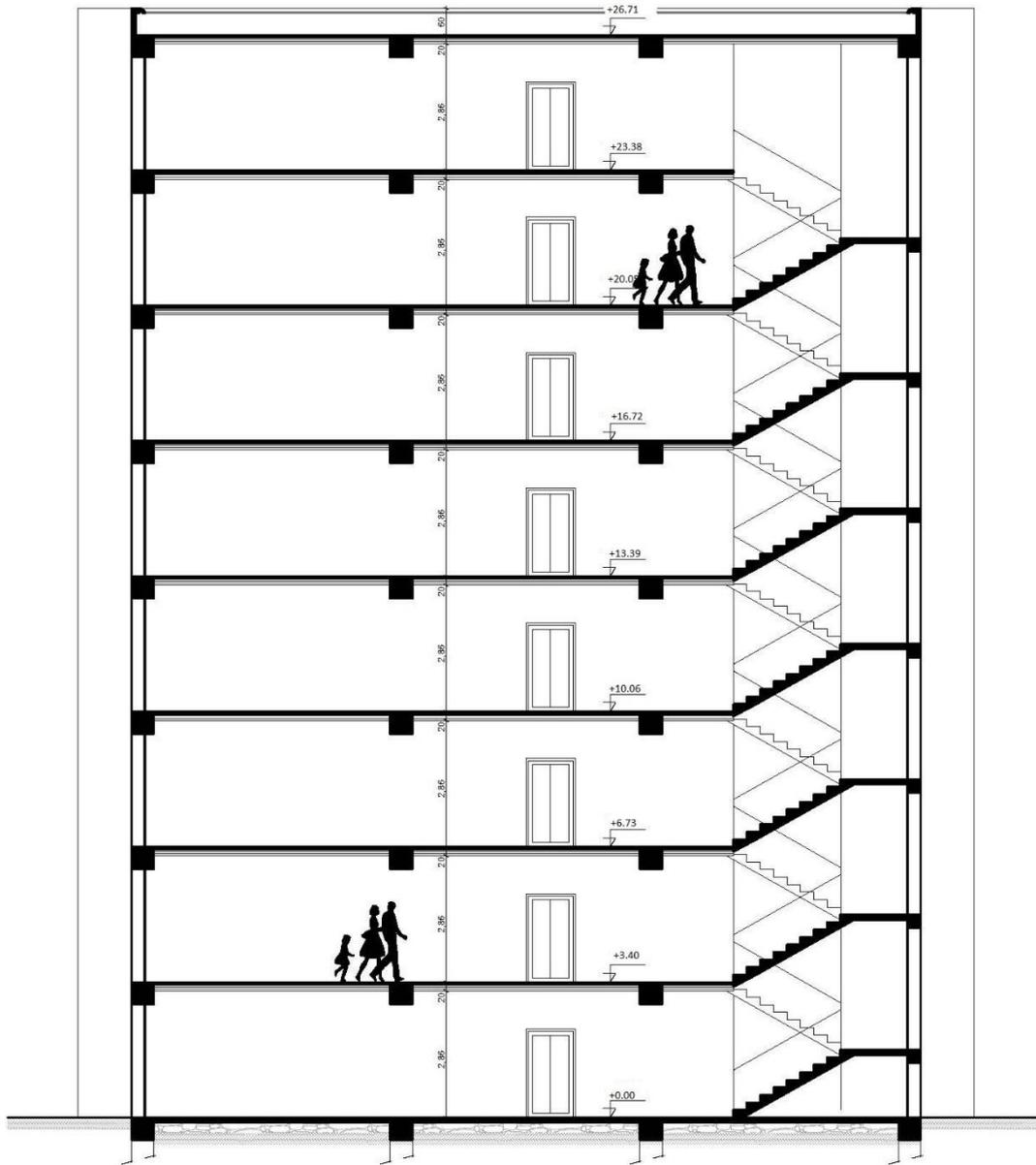
Plan étage courant



Plan de façade



Coupe A-A



Coupe B-B

INTRODUCTION

Les ingénieurs en génie civil jouent un rôle essentiel dans la conception et la construction d'ouvrages tels que des bâtiments, ponts, routes, etc. Leurs responsabilités couvrent toutes les phases d'un projet, de l'étude de faisabilité à la livraison finale. Ils doivent tenir compte de nombreux facteurs comme l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité et la stabilité pour assurer la durabilité et le confort des ouvrages.

Les ingénieurs mènent des recherches pour développer des méthodes de calcul précises, en s'appuyant sur les enseignements tirés d'événements comme les séismes. Par exemple, il a été constaté que les bâtiments en béton armé à contreventement mixte résistent mieux aux séismes que les structures à base de portiques. Pour garantir la sécurité, les ouvrages doivent être conçus et construits en conformité avec les réglementations parasismiques et autres normes en vigueur. Les ingénieurs utilisent les derniers règlements de calcul et de vérification du béton armé pour dimensionner les éléments structuraux.

En résumé, les ingénieurs en génie civil sont des acteurs clés pour créer des infrastructures sûres et durables, en s'appuyant sur leurs connaissances techniques, le respect des normes et l'intégration des enjeux de préservation de l'environnement. Leur rôle est essentiel pour répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public.

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation composé d'un rez-de-chaussée et de sept étages, implanté dans la wilaya de Médéa, classée en zone IIb (sismicité moyenne) selon la classification du règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003), en zone A (neige) et en zone II (vent) selon la classification du règlement neige et vent (RNV version 2013). L'étude utilise les règlements de calcul et de vérification du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié 99).

Après la présentation du projet, les hypothèses de calcul et les matériaux à utiliser, le prédimensionnement et l'étude des éléments principaux et secondaires, ce travail expose l'étude de contreventement (vent et séisme). Cette étude démontre en quoi les bâtiments irréguliers en forme ou en distribution de voiles obligent à analyser la structure par une modélisation spéciale en utilisant des logiciels comme ROBOT, SAP, etc.

Ensuite, nous terminons avec le ferrailage des éléments principaux de la structure et l'étude des fondations (semelles filantes, etc.).

CHAPITRE I :

Présentation de l'ouvrage Et caractéristiques des matériaux

I.1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels descriptions d'un projet à étudier.

I.2. Caractéristiques du projet

Ce projet consiste en l'étude et le calcul d'un bâtiment résidentiel de type R+7 (rez-de-chaussée plus sept étages).

- Localisation du site : Media
- Région de sismicité : Moyenne (II b) selon le RPA 2003
- Contrainte admissible du sol : 2 bars
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Description du bâtiment :
 - Longueur en plan : 25.75 m
 - Largeur en plan : 17.2 m
 - Hauteur d'étage courant : 3.33m
 - Hauteur de RDC : 3.40 m
 - Hauteur totale du bâtiment : 26.71 m

I.3. Présentation de l'ouvrage :

- Le bâtiment est à usage d'habitation, de type R+7, sans sous-sol et avec une terrasse inaccessible sauf pour l'entretien.
- Les planchers des étages et la terrasse sont en corps creux avec des poutrelles en béton armé coulées sur place.
- L'escalier à paillasse est adjacent et en béton armé coulé sur place.
- La structure est à portique, contreventée par des voiles.
- Les fondations sont des semelles superficielles.
- Les murs extérieurs sont construits en doubles murettes en briques creuses (15 + 5 + 10 cm).
- Les revêtements :
 - Enduit en ciment ou plâtre pour les murs et les plafonds
 - Carrelage pour les planchers et les escaliers.
 - Étanchéité pour les planchers de la terrasse.

I.4. Règlements utilisés :

L'étude du bâtiment qu'on va présenter ultérieurement sera menée en utilisant les codes de calcul suivants :

- ✚ Règlement parasismique algérienne RPA 99 version 2003.
- ✚ Règle de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé BAEL91.
- ✚ Document technique réglementaire DTR BC2.2 charges permanents et d'exploitations.
- ✚ Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93.
- ✚ Règlement neige et vent RNV 2013.

I.5. Matériaux utilisé :

Notre bâtiment sera construit en béton armé, matériaux compose de béton et de barres d'acier.

I.5.1. Le béton :

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

I.5.2. Dosage du béton :

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- 350 kg de ciment CEM I 32,5(CPA325).
- 400 L de sable grossier.
- 800 L de gravier.
- 175 L d'eau de gâchage.

I.5.3. Résistance mécanique du béton :

a)- Résistance à la compression :

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

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par :

1. Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{Si } j < 28 \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{Si } j > 28 \end{array} \right.$$

2. Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} & \text{Si } j < 28 \\ F_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28 \end{cases}$$

b)- Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} F_{cj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{Si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa} \\ F_{cj} = 0.275 (f_{cj})^{2/3} & \text{Si } f_{c28} > 60\text{Mpa} \end{cases}$$

I.5.4. Diagramme contraintes- Déformation du béton :

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U.R, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit : "Parabole-rectangle" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

a)- Diagramme parabole – rectangle :

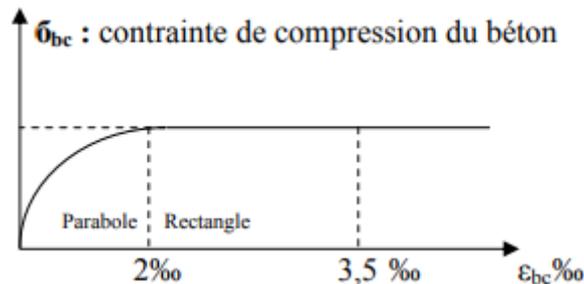


Figure I- 1: Diagramme parabole-rectangle.

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression

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

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours

γ_b : Coefficient de sécurité

- $\gamma_b = 1,5$ cas générale
- $\gamma_b = 1,15$ cas de combinaisons accidentelles.

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

b- Diagramme rectangulaire :

Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée en flexion simple.

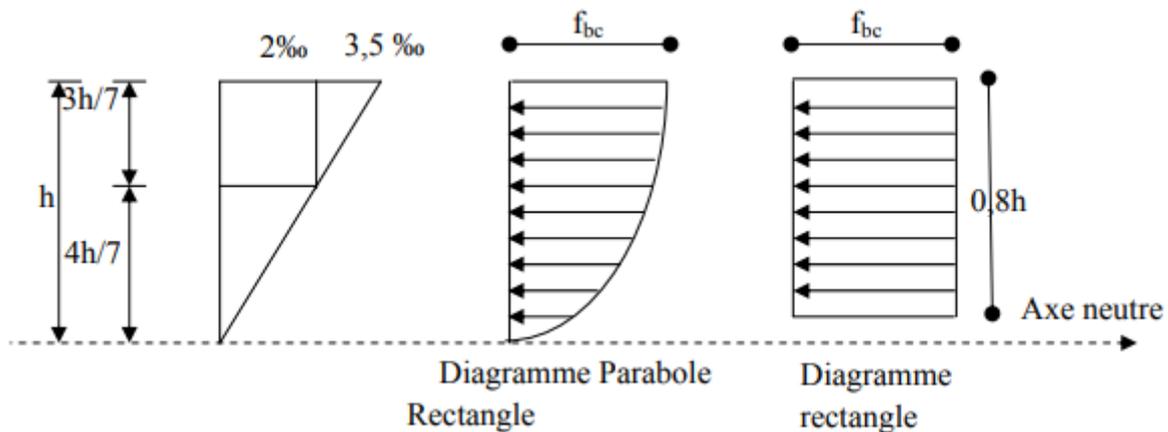


Figure I- 2: Diagramme rectangulaire

I.5.5. Module de déformation longitudinale :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âge de (j) jours est déterminé à partir de la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000[f_{cj}]^{\frac{1}{3}}$$

Pour les charges de longue durée d'application, le module de déformation différée et noté E_{vj} , et il est égal à :

$$E_{vj} = 3700[f_{cj}]^{\frac{1}{3}}$$

I.5.6. Contrainte admissible de cisaillement :

$$\bar{\tau}_{ad} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4Mpa\right) \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau} ad = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5Mpa \right) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant.

b_0 : Largeur de la pièce.

d : Hauteur utile de la pièce.

La contrainte limite de cisaillement est limitée par : $\tau_u \leq \bar{\tau} ad$

I.5.7. Coefficient de poisson :

Ce dernier représente le rapport entre les déformations longitudinales et les déformations transversales et il est noté « ν ».

Le C.B.A93 donne deux valeurs pour ce coefficient selon les états limites.

ELS $\nu = 0.2$ Béton non fissuré.

ELU $\nu = 0$ Béton fissuré.

L'acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage. Leur rôle est d'absorber les efforts de traction de cisaillement et de torsion.

I.5.8. Caractéristique mécaniques :

F_e : limite d'élasticité (résistance caractéristique).

Les différents types de nuance utilisée sont représentés dans le tableau suivant

Type d'acier	Nuance	Limité d'élasticité Fe (MPa)	Utilisation
Rond lisses	Fe E235	235	Armatures transversales
Barres à haute adhérence (HA)	Fe E400	400	Armatures longitudinales
Treillis soudés	Fe E235	235	Armatures de table de compression

Tab.I. 1. Les différents types de nuance

I.5.9. Contrainte de calcul d'acier :

Les caractéristiques mécaniques d'acier d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction en déterminant la relation entre σ et la déformation relative.

Etat limite ultime (E.L.U) :

f_e : Limité d'élasticité de l'acier : 400 MPa.

γ_s : Coefficient de sécurité : 1,15 (situation durable) : $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$.

γ_s : Coefficient de sécurité : 1 (situation accidentelle) : $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400/1 = 400 \text{ MPa}$.

Module d'élasticité longitudinale de l'acier : $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$.

Etat limite service (E.L.S) :

Les contraintes peu préjudiciables de l'acier sont données comme suite :

Fissuration peu préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation.

Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \text{ Mpa}$.

Fissuration très préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \text{ Mpa}$.

η : coefficient de fissuration.

- $\left\{ \begin{array}{l} \eta=1 \quad \text{Pours ronds lisses.} \\ \eta=1.6 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing \geq 6 \text{ mm.} \\ \eta=1.3 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing < 6. \end{array} \right.$

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- 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 est : $E_{vj} = 10818.865$ MPa.
- Le module d'élasticité instantané est : $E_{ij} = 32456.595$ MPa.

CHAPITRE II :

Pré-dimensionnement Des Eléments Et Descente Des Charges.

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments d'une structure (poutres, poteaux et voiles) est une étape essentielle dans un projet de génie civil. Il est basé sur le principe de la descente de charges, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément dû à la charge et surcharge. Le pré dimensionnement a pour but « le pré calcul » des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du CBA93 et du RPA 99 Version 2003, pour arriver à déterminer une épaisseur économique.

II.2. Les poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types des poutres qui doivent respecter les conditions ci-dessous :

a) Critère de flèche :

$$\frac{Lmax}{16} \leq h \leq \frac{Lmax}{10}$$

- $L max$: La grande portée de la poutre.
- h : La hauteur de la poutre
- b : La largeur de la poutre

b) Conditions imposées par le RPA 99 versions 2003 :

- $b \geq 20$ cm.
- $h \geq 30$ cm
- $h/b \leq 4$

I.2.1. Les poutres principales :

On a : $L max=6.56$ m (entre axe)

$$\frac{656}{16} \leq h \leq \frac{656}{10}$$

$$41 \text{ cm} \leq h \leq 65.6 \text{ cm.}$$

On prend : $h=50$ cm

La largeur de la poutre suivant cette condition :

$$0.3h \leq b \leq 0.6h$$

$$0.3 \times 50 \leq b \leq 0.6 \times 50$$

$$15 \text{ cm} \leq b \leq 30 \text{ cm}.$$

Donc on prend d'après le RPA2003 : $b=35 \text{ cm}$.

Vérification selon le R.P.A 99 versions 2003 article 7.5.1 :

$$\color{red}{+} \color{blue}{+} \color{green}{+} \quad b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm (c .v)}$$

$$\color{red}{+} \color{blue}{+} \color{green}{+} \quad h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm (c .v)}$$

$$\color{red}{+} \color{blue}{+} \color{green}{+} \quad h / b = 1.42 < 4 \text{ (c .v)}$$

Donc la section retenue pour la poutre principale est : $(35 \times 50) \text{ cm}^2$.

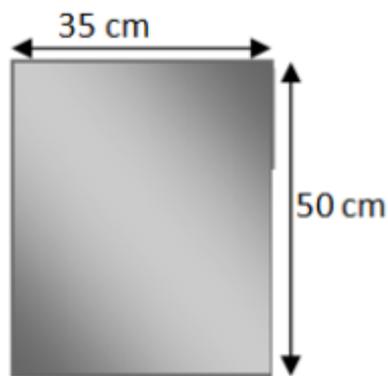


Figure II - 1: Coupe d'une section de poutre principale

I.2.2. Les poutres secondaires :

On a : $L_{\max} = 656 \text{ m}$ (entre axe)

$$\frac{656}{16} \leq h \leq \frac{656}{10}$$

$$40 \text{ cm} \leq h \leq 65 \text{ cm}.$$

On prend: $h=40 \text{ cm}$.

La largeur de la poutre suivant cette condition :

$$0.3h \leq b \leq 0.6h$$

$$\text{Donc : } 0.3 \times 40 \leq b \leq 0.6 \times 40$$

$$12 \leq b \leq 24.$$

On prend d'après le RPA2003 : $b=35\text{cm}$.

Vérification selon le R.P.A 99 versions 2003 article 7.5.1

- $b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ (c.v)
- $h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ (c.v)
- $h / b = 1.14 < 4$ (c.v)

Donc la section retenue pour la poutre secondaire : est : $(35 \times 40) \text{ cm}^2$.

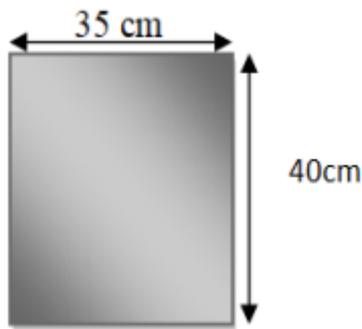


Figure II - 2: Coupe d'une section de poutre secondaire

II.3. Coffrage :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après (voir figure II-1)

I.3.1. Les poutres principales :

$$b_{\max} \leq 1.5 h+b$$

$$35\text{cm} \leq 1.5(50) +35 =110\text{cm}$$

$$35\text{cm} \leq 110 \text{ cm (c .v)}$$

I.3.2. Les poutres secondaires :

$$b_{\max} \leq 1.5 h+b$$

$$35\text{cm} \leq 1.5(40) +35 =95 \text{ cm}$$

$$35\text{cm} \leq 95 \text{ cm (c .v)}$$

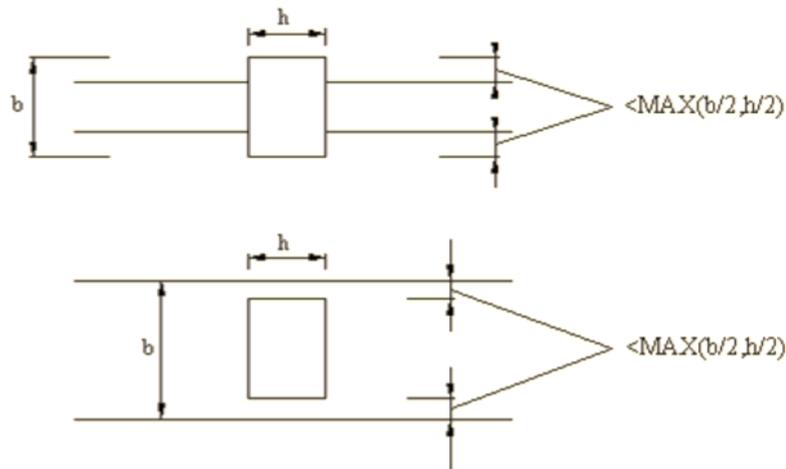


Figure II - 3 : Dimensions à respecter par la poutre

II.4. Les planchers :

On distingue deux types de planchers à utiliser :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine

I.4.1. Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués par des poutrelles, d'hourdis et une table de compression, comme indiqué la figure suivante :

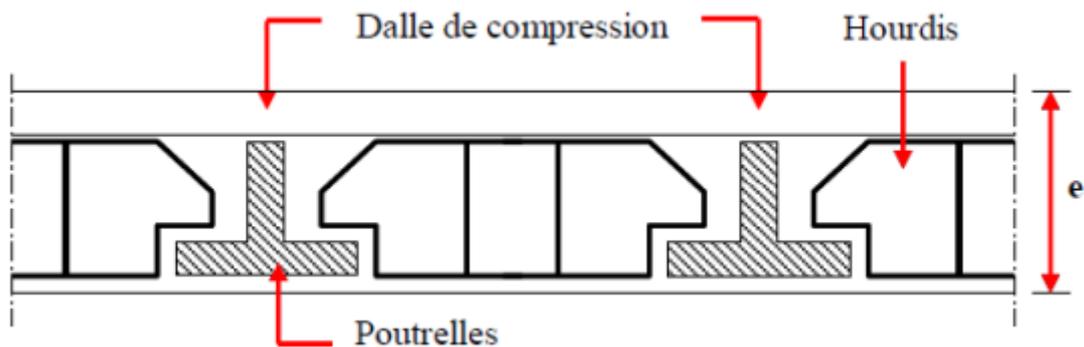


Figure II - 4 : Planchers à corps creux.

Pour la détermination de l'épaisseur du plancher à corps creux, on utilise la condition de la flèche suivante :

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

Avec :

L : la plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

ht : l'épaisseur totale du plancher.

$$\frac{580}{25} \leq ht \leq \frac{580}{20}$$

$$23.2 \leq ht \leq 29$$

On prend : $ht = (25+5) = 30$ cm.

I.4.2. Plancher à dalle pleine :

Nous avons des planchers en dalle pleine dans les balcons. Ces dalles sont considérées comme des consoles. On trouve également des dalles pleines dans la cage d'escalier et l'ascenseur. L'épaisseur de la dalle est déterminée à partir des conditions de résistance à la flexion, conformément aux normes B.A.E.L 91.

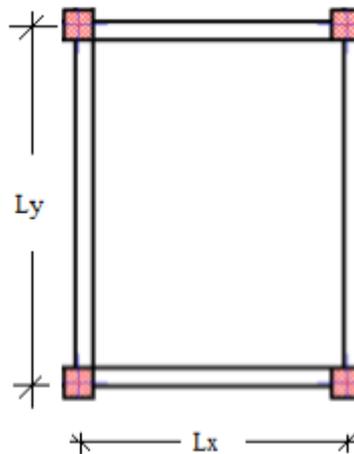


Figure II - 5: Dimensions d'un panneau de dalle.

✚ Cas d'une dalle qui porte suivant un seul sens :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4 \text{ [Article A.8.2, 31 / BAEL91]}$$

-La charge doit être uniformément répartie.

$$\Rightarrow hd = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) L_x$$

✚ Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens :

$$0.4 \leq \rho \leq 1$$

- la charge est uniformément répartie.

Ou bien dalle soumise à une charge concentrée quel que soit la valeur de ρ .

$$\Rightarrow hd = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40}\right) Lx$$

Avec : $Lx \leq Ly$

Lx : la plus petite dimension du panneau de dalle.

Ly : la plus grande dimension du panneau de dalle.

Pour notre projet ; nous avons :

$$Lx = 5.85 \text{ m}$$

$$Ly = 1.5 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{5.85}{1.5} = 0.25 \leq 0.4$$

Donc : la dalle porte suivant un seul sens

$$\Rightarrow hd = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) Lx$$

$$\frac{1}{35} \times Lx = 4.28 \text{ cm} \leq hd \leq \frac{1}{30} \times Lx = 5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow hd = 5 \text{ cm}$$

L'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions suivantes :

• Conditions d'isolation acoustique :

- contre les bruits aériens : $2500 \times hd \geq 350 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow hd \geq 14 \text{ cm}$

- contre les bruits d'impacts : $2500 \times hd \geq 400 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow hd \geq 16 \text{ cm}$

• Conditions de sécurité en matière d'incendie :

- pour une heure de coupe-feu $\Rightarrow hd = 7 \text{ cm}$

- pour deux heures de coupe-feu $\Rightarrow hd = 11 \text{ cm}$

- pour quatre heures de coupe-feu $\Rightarrow hd = 17.5 \text{ cm}$

Conclusion :

Pour satisfaire aux conditions ci-dessus, on prendra une épaisseur de 16cm.

II.5. Les escaliers :

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

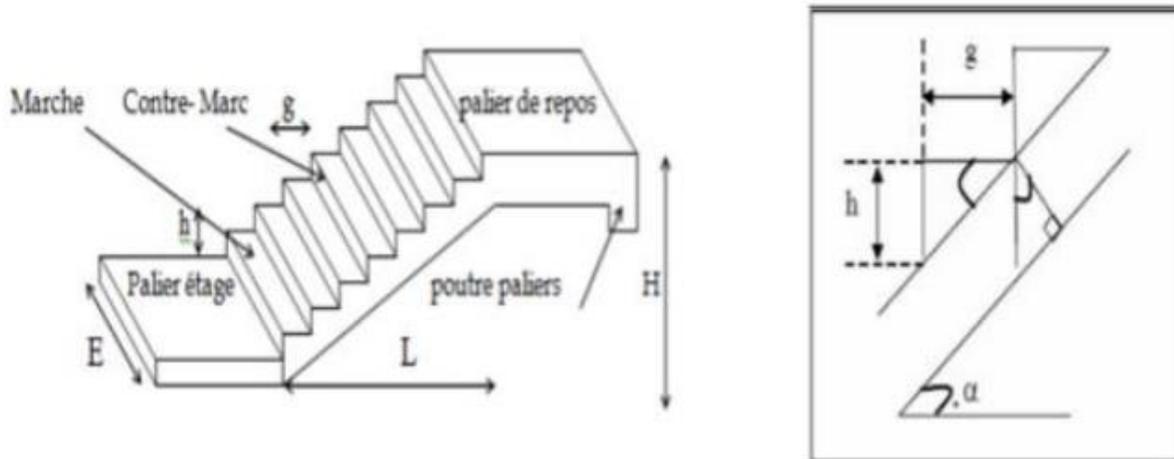


Figure II - 6: Schéma de l'escalier

Calcul du dimensionnement (g, h) :

Pour assurer le confort des marches et contremarches (g, h) en utilise généralement la Formule de BLONDEL :

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

- h : hauteur de la contre marche $14 \leq h \leq 18$ cm.
- g: largeur de marche. $24 \leq g \leq 32$ cm.

On prend : h = 16 cm ; g = 30

Alors : $59 \leq 30 + 2 \times 16 \leq 66$

$$59 \text{ cm} \leq 62 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm (C.V)}$$

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

- H : hauteur d'étage.

• h : hauteur de la contre marche

- Pour le RDC on a H=3.4m :

$$n = \frac{3.4}{0.16} = 21$$

n =21 Pour deux volées.

- Pour l'étage courant H=3.33m :

$$n = \frac{3.33}{0.17} = 20.8 \approx 21$$

n =21 Pour deux volées.

▪ Longueur de la volée :

$$L = (n-1) \times g = (11-1) \times 30 = 10 \times 30 = 300 \text{ cm}$$

▪ Inclinaison de la paillasse :

RDC

$$\text{Tg } \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{340/2}{300} = 0,567$$

$$\alpha = 29,56^\circ$$

EC

$$\text{Tg } \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{333/2}{300} = 0,555$$

$$\alpha = 29,04^\circ$$

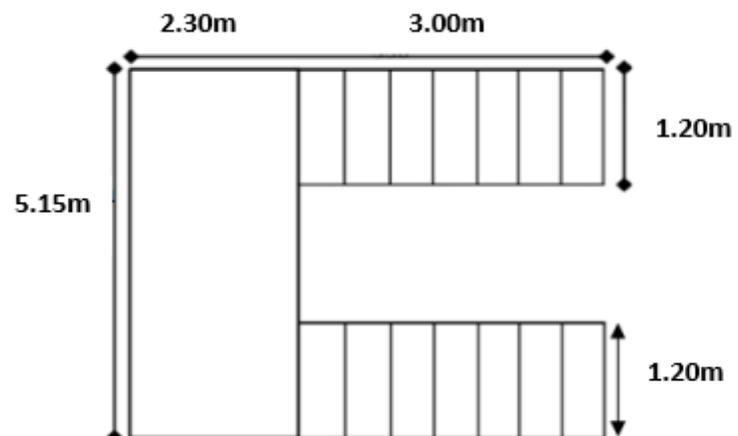


Figure II - 7: Schéma des escaliers

▪ Longueur du palier de repos :

$$L_1 = 230 \text{ cm}$$

❖ Épaisseur de la paillasse :

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur avec :

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

$$\frac{530}{30} \leq e \leq \frac{530}{20}$$

$$17.6 \text{ cm} \leq e \leq 26.5 \text{ cm}$$

Soit : $e=20 \text{ cm}$

II.6. Les voiles :

Le pré-dimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du RPA99 version 2003.

D'après le RPA (article 7.7.1), les voiles doivent satisfaire la condition.

Si on considère l'élément comme voile l'élément satisfaisant à la condition :

$$L \geq 4e$$

e : est l'épaisseur du voile.

Si on considère comme un élément linéaire .L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de condition de rigidité aux extrémités comme suites :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 15 \\ e \geq \frac{h_e}{20} \end{array} \right.$$

$h_e=3.33\text{m}$ (la hauteur libre de l'étage courant)

$$e \geq \frac{333}{20} = 16.65 \text{ cm}$$

$h_e=3.4\text{m}$ (la hauteur libre du RDC)

$$e \geq \frac{340}{20} = 17 \text{ cm}$$

On prend pour tous les étages $e = 20 \text{ cm}$

II.7. Les balcons :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales minces

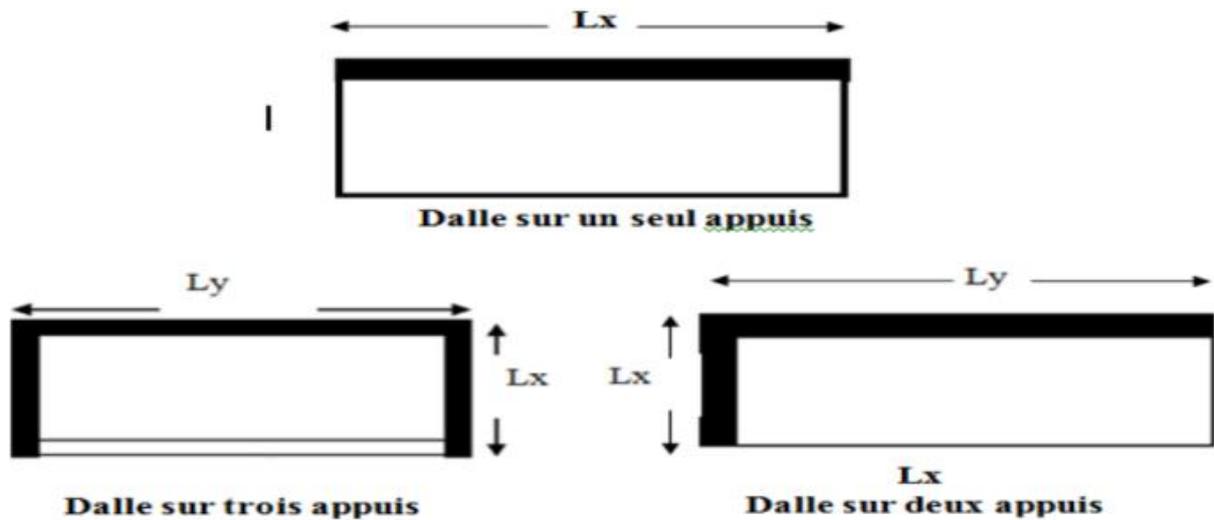


Figure II - 8: Schéma de types des dalles pleines

En béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions.

En Général, l'épaisseur est définie par les conditions BAEL91 (article B.6.424)

Résistance au feu :

$e=7$ cm pour une heure de coupe-feu.

$e=11$ cm pour deux heures de coupe-feu.

$e=17,5$ cm pour quatre heures de coupe-feu.

On choisit : $e_1=16$ cm.

Résistance à la flexion :

On a deux balcons reposant sur un seul appui

$$L = 5.85 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{Lx}{20}$$

$$e \geq 0.29$$

On prend une épaisseur de $e_2 = 10$ cm.

Isolation phonique :

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de : $e_3=12$ cm.

On constate que, pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant. Par conséquent, on adopte pour les dalles pleines une épaisseur $e = 16$ cm.

II.8. L'acrotère :

L'acrotère est considéré comme élément d'ornement coulé sur place assurant la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse, ainsi que la protection de l'étanchéité contre les eaux pluviales par le biais de la forme en pente.

Charge permanente :

Le calcul se fait pour 1m de largeur

Le poids propre de l'acrotère $G = p \times s$

P : le poids volumique du béton $p=25$

S : la surface transversale totale de l'acrotère

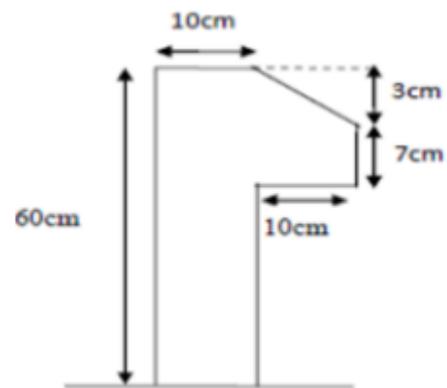


Figure II - 9: Schéma de l'acrotère

$$S = (0.6 \times 0.1) + \left(\frac{0.1 \times 0.03}{2} \right) + (0.1 \times 0.07) = 0.0625 \text{ cm}^2$$

$$G = 25 \times 0.0625 = 1.56 \text{ kN/ml}$$

Charge d'exploitation :

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

II.9. Les poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante. Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version 2003), doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(a, b) \geq 30 \text{ cm}$
- $\text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$

Avec : h_e : Hauteur libre d'étage

Nous avons proposé une section rectangulaire des poteaux (50×50) cm² .Pour la zone sismique II :

✚ RDC

$$he(y) = 340 - 50 = 290 \text{ cm}$$

- $\text{Min}(50, 50) \geq 30 \text{ cm}$ \longrightarrow $50 > 30 \text{ cm (C.V)}$
- $\text{Min}(50, 50) \geq \frac{he}{20}$ \longrightarrow $50 > \frac{290}{20} = 14.5 \text{ cm (C.V)}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{50}{50} \leq 4$ \longrightarrow $\frac{1}{4} \leq 1 \leq 4 \text{ (C.V)}$

✚ EC

$$he(y) = 333 - 50 = 283 \text{ cm}$$

- $\text{Min}(50, 50) \geq 30 \text{ cm}$ \longrightarrow $50 > 30 \text{ cm (C.V)}$
- $\text{Min}(50, 50) \geq \frac{he}{20}$ \longrightarrow $50 > \frac{283}{20} = 14.15 \text{ cm (C.V)}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{50}{50} \leq 4$ \longrightarrow $\frac{1}{4} \leq 1 \leq 4 \text{ (C.V)}$

Donc on prend une section de (50×50) cm².

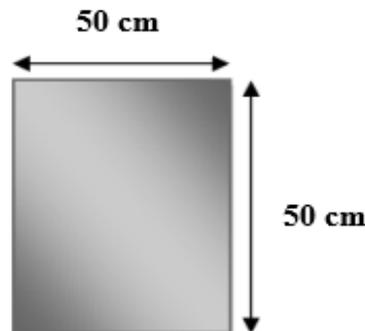


Figure II - 10: Coupe d'une section de poteau

II.10. La descente des charges :

1. Introduction :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes et les charges d'exploitation.

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

2.Évaluations des charges et surcharges :

Plancher Terrasse Inaccessible :

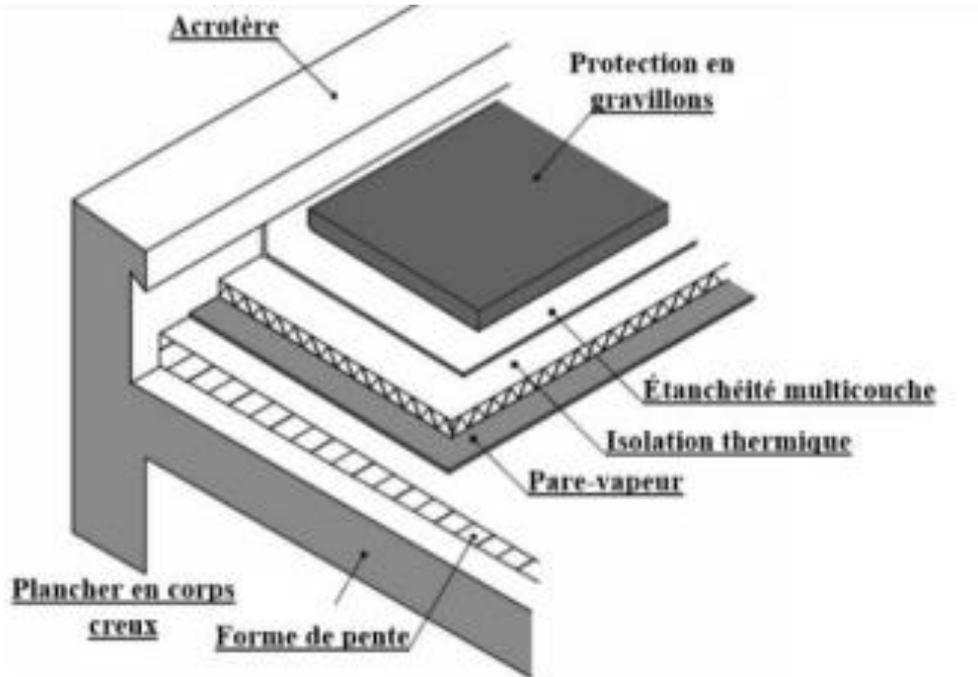


Figure II - 11: Schéma de Plancher Terrasse Inaccessible

Suivant le DTR B.C.2.2 les charges permanentes (G) les charges d'exploitations pour les planchers à corps creux sont définies comme suit :

Désignation de l'élément	γ (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
Protection en gravillons	17	0.05	0.85
étanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.10	2.2
Isolation thermique (liège)	4	0.04	0.16
Plancher en corps creux	/	0.25+0.05 (25+5)	4.00
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
G=6.87			
Q=1			

Tab.II. 1. Les charges permanentes et les charges d'exploitations sur le plancher terrasse Inaccessible en corps creux

Plancher étage Courant :

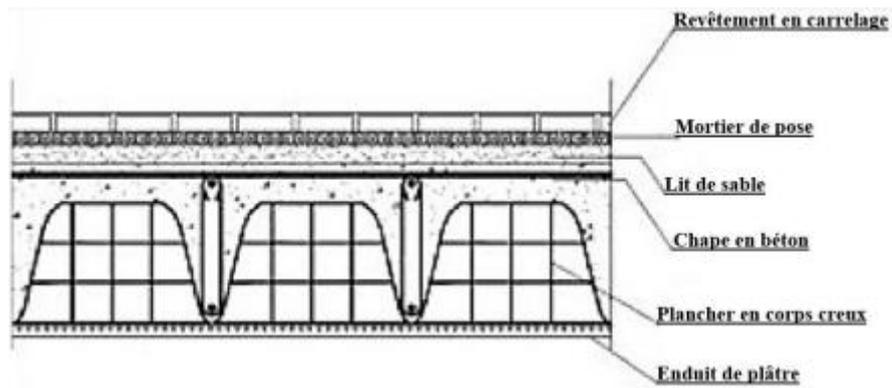


Figure II - 12 : Schéma de Plancher corps creux étage courant

Désignation de l'élément	γ (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.03	0.54
Plancher en corps creux	/	0.25+0.05 (25+5)	3.25
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Cloisons	10	0.02	1
G=5.83			
Q=1.5			

Tab.II. 2. Les charges permanentes et les charges d'exploitations sur le plancher corps creux étage courant

Murs :

1-Murs extérieurs en maçonnerie :

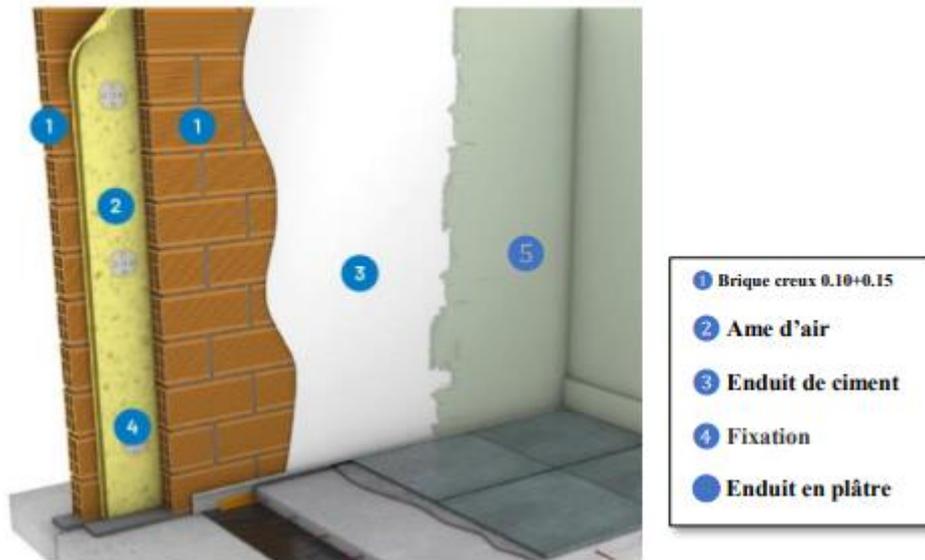


Figure II - 13: Coupe verticale d'un mur extérieur

Désignation de l'élément	γ (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
Enduit de ciment	20	0.02	0.4
Brique creux	9	0.15	1.3
Ame d'air	-	0.05	0
Brique creux	9	0.10	0.9
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
G=2.8			

Tab.II. 3. Les charges permanentes pour les murs a doublé cloison

2-Murs intérieur en maçonnerie :

Désignation de l'élément	γ (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
Enduit de ciment	20	0.02×2	0.8
Brique creux	9	0.10	0.9
Enduit en plâtre	10	0.02×2	0.4
G=2.10			

Tab.II. 4. Les charges permanentes pour les murs intérieurs en maçonnerie

L'acrotère :

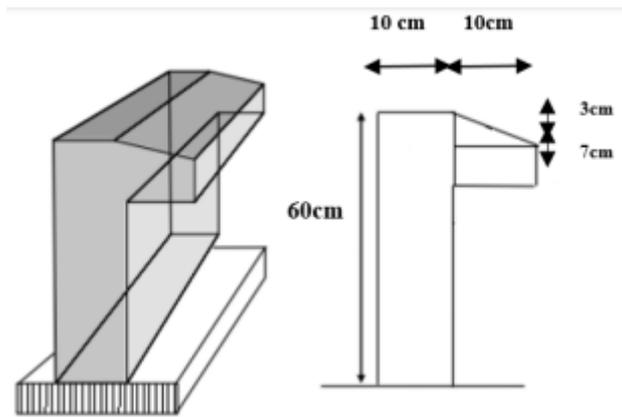


Figure II - 14: Schéma de l'acrotère

1) Surface de l'acrotère :

$$S = (0.6 \times 0.1) + \left(\frac{0.1 \times 0.03}{2} \right) + (0.1 \times 0.07) = 0.0625 \text{ cm}^2$$

2) G1 : Poids de l'acrotère par mètre :

$$G1 = 0.0625 \times 2500 \times 1 = 156.25 \text{ daN/ml}$$

3) G2 : Poids de mortier de crépissage par mètre :

$$G1 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \times 2000 = 12 \text{ daN/ml}$$

4) Poids propre :

$$G = G1 + 2G2 = 156.25 + (12 \times 2) = 180.25 \text{ daN/ml}$$

Donc la charge permanente de l'acrotère :

$$G = 180.25 \text{ daN/ml}$$

Surcharge Q :

D'après D.T.R.BC.2.2

$$Q = 100 \text{ daN/m}$$

Les escaliers :

1. Palier:



Figure II - 15: Schéma de Palier de repos

Désignation de l'élément	γ (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Poids propre de palier	25	0.16	4
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
G=5.04			
Q=2.5			

Tab.II. 5. Les charges permanentes et d'exploitations de Palier

2. Paillasse :

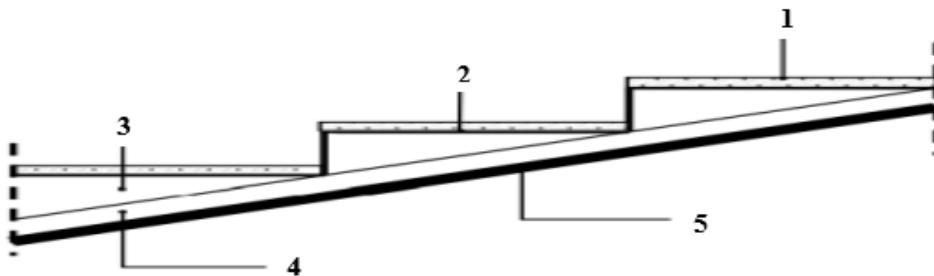


Figure II - 16: Schéma de Paillasse

Désignation de l'élément	γ (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Les marches	22	0.17/2	1.87
Paillasse	25	0.20/cos 32.19	5.91

Enduit de plâtre	20	0.02	0.4
G=9.02			
Q=2.5			

Les charges permanentes et d'exploitations de Paillasse

Les balcons :

1. Balcon terrasse (dalle pleine) :

Désignation de l'élément	γ (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
Gravillon de protection	17	0.05	0.85
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.10	2.2
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Dalle en béton armé	25	0.16	4
G=7.53			
Q=1			

Tab.II. 6. Les charges permanentes et les charges d'exploitions pour Balcon terrasse (dalle pleine)

2. Balcon étage courant :

Désignation de l'élément	γ (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Couche de sable	18	0.3	0.54
Dalle pleine	25	0.16	4
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
G=5.58			
Q=3.5			

Tab.II. 7. Les charges permanentes et les charges d'exploitions pour Balcon étage courant

Descente des charges sur les poteaux :

Les charges d'exploitation reprises par les poteaux sont calculées en tenant compte de la loi de dégression, applicable lorsque le bâtiment comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux est indépendante. [DTR.BC2.2].

1. Loi de dégression : DTR B.C.2.2

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

- Pour le toit et terrasse Q_0
- Pour le dernier étage Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur $0.9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur $0.8Q$
- Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

Dans notre projet le poteau le plus sollicité est : (B-2)

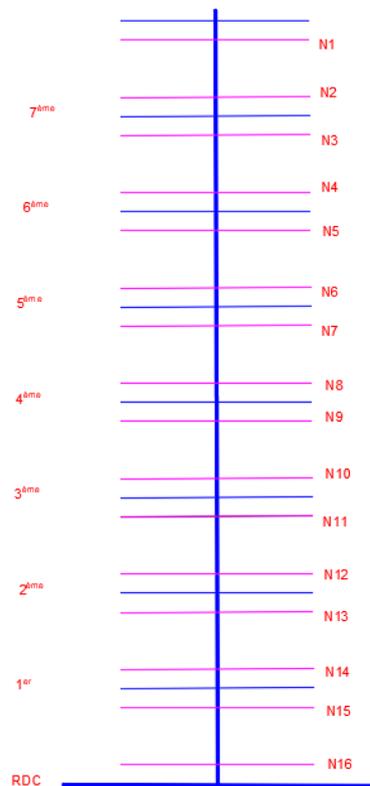


Figure II - 17: Les niveaux des planchers

La surface afférente pour la charge permanente :

$$S_G = \left(\frac{5.35}{2} \times \frac{5.1}{2} \right) + \left(\frac{3.7}{2} \times \frac{5.1}{2} \right) + \left(\frac{5.35}{2} \times \frac{5.3}{2} \right) + \left(\frac{3.7}{2} \times \frac{5.3}{2} \right)$$

$$S_G = 23.53 \text{m}^2.$$

La surface afférente pour la charge d'exploitation :

❖ Pour la terrasse :

$$S_{q0} = \left(\frac{5.35}{2} + 0.35 + \frac{3.7}{2} \right) \times \left(\frac{5.1}{2} + 0.35 + \frac{5.3}{2} \right) = 27.06 \text{ m}^2.$$

Pour étage courante :

$$S_q = 27.06 - (0.5 \times 0.5) = 26.81 \text{m}^2.$$

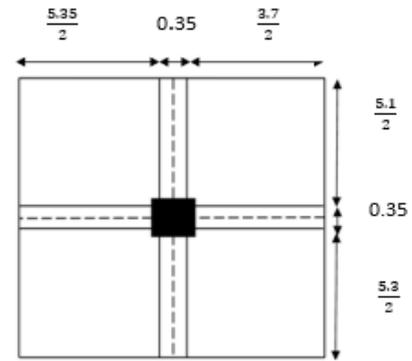


Figure II - 18: Surface afférente poteau (B-2)

2. Descente des charges sur le poteau (B-2) :

Niveau		G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse : $S_G \times G_{\text{terr}} = 23.53 \times 6.87$	161.65	
	Poutre Principale : $V \times \gamma_{BA} = 25(0.35 \times 0.50 \times 4.6)$	20.125	
	Poutre Secondaire : $V \times \gamma_{BA} = 25(0.35 \times 0.40 \times 5.2)$	18.2	
	La surcharge Q : $Q = 1 \times S_{q0} = 1 \times 27.06$		27.06
Venant N1 :		199.975	27.06
N2	Poteau : $V \times \gamma_{BA} = 25(0.50 \times 0.50 \times 3.23)$	20.19	
Venant N2 :		220.165	27.06
N3	Plancher étage courant : $S_G \times G_{\text{étage}} = 23.53 \times 5.83$	137.1799	
	Poutre Principale : $V \times \gamma_{BA} = 25(0.35 \times 0.50 \times 4.6)$	20.125	
	Poutre Secondaire : $V \times \gamma_{BA} = 25(0.35 \times 0.40 \times 5.2)$	18.2	
	La surcharge Q : $Q = 1.5 \times S_q = 1.5 \times 26.81$		40.215
Venant N3 :		395.6699	67.275
N4	Poteau : $V \times \gamma_{BA} = 25(0.50 \times 0.50 \times 3.23)$	20.19	
Venant N4 :		415.8599	67.275
N5	Plancher étage courant : $S_G \times G_{\text{étage}} = 23.53 \times 5.83$	137.1799	
	Poutre Principale : $V \times \gamma_{BA} = 25(0.35 \times 0.50 \times 4.6)$	20.125	
	Poutre Secondaire :		

Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

	$V \times \gamma_{BA} = 25(0.35 \times 0.40 \times 5.2)$ La surcharge Q : $Q = 1.5 \times S_q = 1.5 \times 26.81 \times 0.9$	18.2	36.1935
Venant N5 :		891.3648	103.4685
N6	Poteau : $V \times \gamma_{BA} = 25(0.50 \times 0.50 \times 3.23)$	20.19	
Venant N6 :		911.5548	103.4685
N7	Plancher étage courant : $S_G \times G_{\text{étage}} = 23.53 \times 5.83$	137.1799	
	Poutre Principale : $V \times \gamma_{BA} = 25(0.35 \times 0.50 \times 4.6)$	20.125	
	Poutre Secondaire : $V \times \gamma_{BA} = 25(0.35 \times 0.40 \times 5.2)$	18.2	
	La surcharge Q : $Q = 1.5 \times S_q = 1.5 \times 26.81 \times 0.8$		32.172
Venant N7 :		1087.0597	135.6405
N8	Poteau : $V \times \gamma_{BA} = 25(0.50 \times 0.50 \times 3.23)$	20.19	
Venant N8 :		1107.2497	135.6405
N9	Plancher étage courant : $S_G \times G_{\text{étage}} = 23.53 \times 5.83$	137.1799	
	Poutre Principale : $V \times \gamma_{BA} = 25(0.35 \times 0.50 \times 4.6)$	20.125	
	Poutre Secondaire : $V \times \gamma_{BA} = 25(0.35 \times 0.40 \times 5.2)$	18.2	
	La surcharge Q : $Q = 1.5 \times S_q = 1.5 \times 26.81 \times 0.7$		28.1505
Venant N9 :		1282.7546	163.791
N10	Poteau : $V \times \gamma_{BA} = 25(0.50 \times 0.50 \times 3.23)$	20.19	
Venant N10 :		1302.9446	163.791
N11	Plancher étage courant : $S_G \times G_{\text{étage}} = 23.53 \times 5.83$	137.1799	
	Poutre Principale : $V \times \gamma_{BA} = 25(0.35 \times 0.50 \times 4.6)$	20.125	
	Poutre Secondaire : $V \times \gamma_{BA} = 25(0.35 \times 0.40 \times 5.2)$	18.2	
	La surcharge Q : $Q = 1.5 \times S_q = 1.5 \times 26.81 \times 0.6$		24.129
Venant N11 :		1478.4495	187.92
N12	Poteau : $V \times \gamma_{BA} = 25(0.50 \times 0.50 \times 3.23)$	20.19	
Venant N12 :		1498.6395	187.92
N13	Plancher étage courant : $S_G \times G_{\text{étage}} = 23.53 \times 5.83$	137.1799	

	Poutre Principale : $V \times \gamma_{BA} = 25(0.35 \times 0,50 \times 4.6)$ Poutre Secondaire : $V \times \gamma_{BA} = 25(0.35 \times 0.40 \times 5.2)$ La surcharge Q : $Q = 1.5 \times S_q = 1.5 \times 26.81 \times 0.5$	20.125 18.2	20.1075
Venant N13 :		1674.1444	208.0275
N14	Poteau : $V \times \gamma_{BA} = 25(0.50 \times 0.50 \times 3.23)$	20.19	
Venant N14 :		1694.3344	208.0275
N15	Plancher étage courant : $S_G \times G_{\text{étage}} = 23.53 \times 5.83$ Poutre Principale : $V \times \gamma_{BA} = 25(0.35 \times 0,50 \times 4.6)$ Poutre Secondaire : $V \times \gamma_{BA} = 25(0.35 \times 0.40 \times 5.2)$ La surcharge Q : $Q = 1.5 \times S_q = 1.5 \times 26.81 \times 0.5$	137.1799 20.125 18.2	20.1075
Venant N15 :		1869.8393	228.135
N16	Poteau : $V \times \gamma_{BA} = 25(0.50 \times 0.50 \times 3.40)$	21.25	
Venant N16 :		1891.0893	228.135
Totale		G=1891.0893 KN	Q=228.135 KN

Tab.II. 8. Descente des charges

- La charge permanente :
NG =1891.0893 KN.
- La surcharge :
NQ= 228.135 KN.
- La charge à l'état limite ultime :
 $N_u = 1.35 \text{ NG} + 1.5 \text{ NQ}$
 $N_u = 1.35 \times 1891.0893 + 1.5 \times 228.135$
Nu=2895.173055 KN
- La charge à l'état limite de service :
 $N_S = \text{NG} + \text{NQ}$
 $N_S = 1891.0893 + 228.135$
NS=2119.2243 KN

II.11. Vérification du poteau vis-à-vis à la stabilité de forme :

Selon le CBA93 on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10%, pour tenir en compte la continuité des portiques.

$$Nu^* = Nu \times 1.1 \Rightarrow Nu = 2895.173055 \times 1.1 = 3184.69036 \text{ KN.}$$

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement)

$$Nu \leq \alpha \left(Br \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_s} + A \frac{f_e}{\gamma_b} \right)$$

Vérification de la condition de non flambement

α : est un coefficient en fonction de l'élançement mécanique λ .

Br : section réduite du béton ($Br = (a-2) \times (b-2)$).

As : Section d'acier.

$\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité d'acier

$\gamma_b = 1,5$: coefficient de sécurité du béton (cas durable).

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{[1+0.2(\frac{\lambda^2}{35})]} \text{ Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \frac{50^2}{\lambda} \text{ Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$$\left\{ \begin{array}{l} l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 0.7 \times 3.4 = 2.38 \text{ m} \\ i = \frac{a}{\sqrt{12}} \Rightarrow i = \frac{0.50}{\sqrt{12}} = 0.145 \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \lambda = \frac{2.38}{0.145} = 16.414$$

$$\text{Nous avons : } \lambda = 16.414 \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{[1+0.2(\frac{16.414^2}{35})]} = 0.82$$

$$Br = (h-2) (b-2) = (0.50-0.02) (0.50-0.02) = 0.2304 \text{ m}^2$$

Section d'acier

$$A = \max (ABAEL, ARPA)$$

➤ La section d'acier minimale

D'après RPA2003 (article 7.4.2.1)

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

$$A_{min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

D'après BAEL91

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

$$A_{min} = \max (4 \text{ cm}^2, 0.002 \times 50 \times 50) = \max (4, 5) \text{ Amin} = 5\text{cm}^2$$

$$A = \max (ABAEL, ARPA) = \max (5, 20) = 20 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a \cdot b^3}{12} = \frac{50 \cdot 50^3}{12} = 520833.3333\text{cm}^2$$

$$Nu \leq \bar{Nu} = \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{As \times fe}{\gamma_s} \right]$$

$$Nu \leq \bar{Nu} = 0.82 \left[\frac{0.2304 \times 10^6 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{20 \times 10^2 \times 400}{1.15} \right] = 4069101.449\text{KN}$$

$$Nu = 2895.173055 \text{ KN} \leq \bar{Nu} = 4069101.449\text{KN} \dots \dots \dots \text{ (C.V)}$$

➤ Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.1.3.3) :

$$V = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : est la section brute du poteau.

fcj : est la résistance caractéristique du béton.

$$V = \frac{2119.2243 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0.33 \geq 0.3 \dots \dots \text{ (C.N.V)}$$

On change la section du poteau à (55×55) cm²

$$V = \frac{2119.2243 \times 10^3}{600 \times 550 \times 25} = 0.25 \leq 0.3 \dots \dots \text{ (C.V)}$$

Alors les dimensions minimales adoptées pour les poteaux sont **(55×60) cm²**

CHAPITRE III :
CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction :

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ce sont des éléments en maçonnerie comme les cloisons et les murs de Façade. Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges Permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains seront vérifiés à l'action de la charge sismique.

III.2. Les éléments non structuraux sont les suivants :

- Les escaliers.
- L'acrotère.
- Les balcons
- Les planchers (dalle pleine et à corps creux).

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement BAEL91 en respectant le règlement parasismique Algérien RPA99/V2003.

III.2.1. Etude des escaliers :

Méthode de calcul :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

Les charges appliquées :

Charges permanentes :

- Paillasse : $g = G \times 1m = 9.02 \text{ kN/ml}$
- Palier : $g = G \times 1m = 5.04 \text{ kN/ml}$

Surcharges d'exploitation :

- Paillasse : $q = Q \times 1m = 2.5 \text{ kN/ml}$
- Palier : $q = Q \times 1m = 2.5 \text{ kN/ml}$

Combinaisons d'action :

- **E.L.U** : $Q_u = 1,35g + 1,5q$
- **ELS** : $Q_{ser} = g + q$

Les résultats résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Q _u (KN/ml)	Q _{ser} (KN/ml)
Paillasse (q ₁)	15.927	11.52
Palier (q ₂)	10.554	7.54

Tab.III. 1. Combinaison d'actions

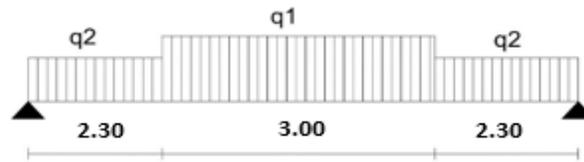


Figure III- 1: Schéma statique

La charge équivalente :

$$Q_{eq} = \frac{Q_1 \times L_1 + Q_2 \times L_2 + Q_3 \times L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

L'ELU : $Q_{eq} = 12.6749$ KN/ml.

L'ELS : $Q_{eq} = 9.1111$ KN/ml.

- Moment isostatique : $M_0 = Q_{eq} \times \frac{L^2}{8}$
- Moment en appuis : $M_a = 0.3 M_0$
- Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0$
- L'effort tranchant : $T_0 = Q_{eq} \times \frac{L}{2}$

Elément	Q_{eq} (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_a (KN. m)	M_t (KN. m)	T_0 (KN)
ELU	12.6749	44.5047	13.35141	37.8289	33.5885
ELS	9.1111	31.9914	9.5974	27.1927	24.1445

Tab.III. 2. Récapitulatif résultats des sollicitations

Calcul de ferrailage :

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

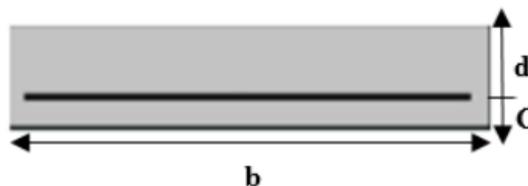


Figure III- 2: Schéma de l'enrobage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h), et calcul à la flexion simple.

$$C \geq C_0 + \frac{\phi}{2} \geq 1$$

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} = \frac{16}{10} = 1.6 \text{ cm}$$

$$C \geq 1 + \frac{1.6}{2} = 1.8 \cong 2 \Rightarrow C = 2 \text{ cm}$$

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

$$d = h - c = 16 - 2 = 14 \text{ cm}$$

Alors :

$$F_e = 400 \text{ MPa}; \sigma_s = 348 \text{ MPa}; \sigma_b = 14.2 \text{ MPa}; \mu_l = 0.392$$

$$d = 14 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; c = 2; e = 20 \text{ cm}$$

• **En travée :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{37828.9}{14.2 \times 100 \times 14^2} = 0.13$$

$$\mu_{bu} = 0.13 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.13}) = 0.17$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times 0.17) = 0.932$$

$$A_{calc} = \frac{M}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{37828.9}{348 \times 14 \times 0.932} = 8.33 \text{ cm}^2$$

On adopte : 8T12 = 9.05 cm²

• **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{13351.41}{14.2 \times 100 \times 14^2} = 0.05$$

$$\mu_{bu} = 0.05 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.05}) = 0.064$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times 0.064) = 0.974$$

$$A_{calc} = \frac{M}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{13351.41}{348 \times 14 \times 0.974} = 2.81 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T10 = 3.14 cm²

Conditions de non fragilité :

Section minimale d'armatures : BAEL91 (A.4.2, 1)

$$A^1_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 14 \times \frac{2.1}{400} = 1.6905 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal : BAEL 91 (B.6.4)

$$A^2_{min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \max (A^1_{min} ; A^2_{min}) = \max (1.6905 ; 1.6) \Rightarrow A_{min} = 1.6905 \text{ cm}^2$$

Elément	$A_{calc}(\text{cm}^2)$	A^1_{min}	A^2_{min}	$A_{max}(\text{cm}^2)$	$A_{adpt}(\text{cm}^2)$
Sur travée	8.33	1.6905	1.6	8.33	8T12 = 9.05
Sur appuis	2.81	1.6905	1.6	2.81	3T12 = 3.39

Tab.III. 3.Le ferrailage de l'escalier

Vérification à ELS :

- Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type Fe E400, la vérification de σ_b est inutile,

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

$$\alpha < \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Elément	Mu (KN.m)	Mser (KN.m)	γ	f_{c28}	α	$\bar{\alpha}$	Condition
Sur travée	37.8289	27.1927	1.39	25	0.17	0.445	C.V
Sur appuis	13.35141	9.5974	1.39	25	0.064	0.445	C.V

Tab.III. 4.Vérification de la contrainte

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{adpt}}{4}$$

Elément	$A_{adpt}(\text{cm}^2)$	$A_r(\text{cm}^2)$	$A_{r_{adpt}}(\text{cm}^2)$
Sur travée	9.05	2.27	3T12 = 3.39
Sur appuis	3.14	0.79	3T12 = 3.39

Tab.III. 5.Armatures de répartition

L'espacement entre les armatures : BAEL91 (8.2.42)

✚ Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min ((3 \times 16); 33 \text{ cm}) = \min (48; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- Travée : $S_t = \frac{100}{8} = 12.50 \text{ cm}$

- Appuis : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

✚ Armatures transversals :

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

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

- Appuis : $S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$

Vérification de l'effort tranchant :

✚ La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (A.5.1, 1)

Comme la fissuration est peu nuisible, alors la valeur admissible $\bar{\tau}_u$ est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 \times d} = \frac{33588.5}{1000 \times 140} = 0.24 \text{ MPa.}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \text{Min} \left(0.20 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right) = \text{Min}(0.33; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

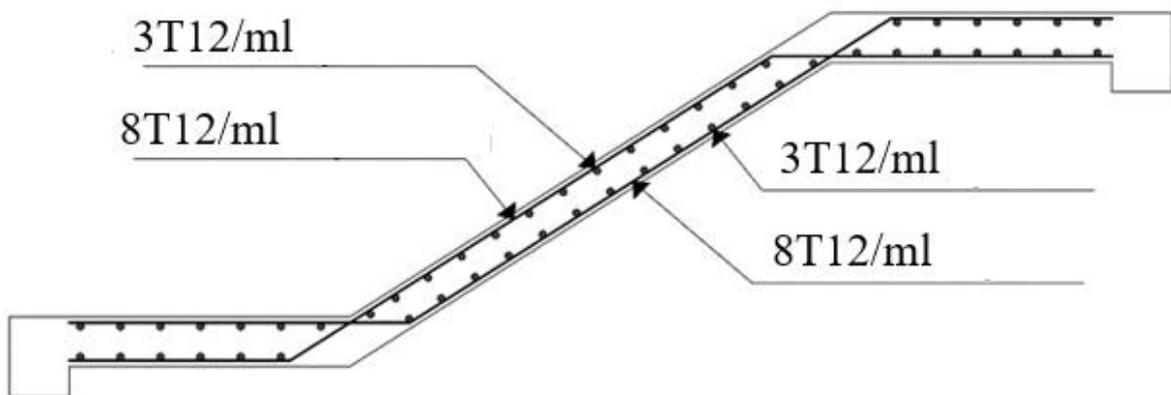


Figure III- 3: Schéma de ferrailage de l'escalier

Calcul De La Poutre Palière :

Introduction :

La poutre palière est une poutre d'appui pour le palier de l'escalier, elle est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à

- Son poids propre "pp".
- Poids du mur extérieur "pm".
- La réaction de la volée "R".

Pré-dimensionnement :

On a : L max=5.15 m

$$h \geq \left(\frac{L}{15} \div \frac{L}{10} \right)$$

$$h \geq \left(\frac{515}{15} \div \frac{515}{10} \right) \Rightarrow h \geq (34 \div 51)$$

On prend : $h = 40$ cm

La largeur de la poutre suivant cette condition :

$$0.3h \leq b \leq 0.6h$$

$$0.3h \leq b \leq 0.6h$$

$$15 \leq b \leq 30$$

On prend d'après le RPA2003 : $b = 30$ cm

✚ **Condition de RPA99V2003 :**

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4$$

Donc la section retenue pour la poutre secondaire est : (30×50) cm².

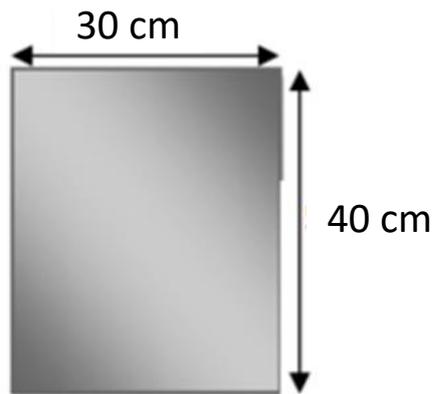


Figure III- 4: Coupe d'une section de poutre secondaire

Evaluations des charges :

- Poids propre de la poutre : $0.3 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur : $G_{mur} \left(\frac{h}{2} - h_{pp} - h_{pb} \right) = 2.8 \left(\frac{3.4}{2} - 0.5 - 0.4 \right) = 2.24 \text{ KN/ml}$
- Poids de palier : $G_{palier} = 5.04 \text{ KN/ml}$
- Poids de la paillasse : $G_{paillasse} = 9.02 \text{ KN/ml}$

On prend une largeur d'escalier qui est : $b = 1$ m donc les charges sont :

$$Q_{palier} = Q \cdot 1m = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{paillasse} = Q \cdot 1m = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

$$G_{eq} = ((5.04 \times 5.15) + (9.02 \times 3)) / 2 + 3 + 2.24 = 21.968 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{eq} = ((2.5 \times 5.15) + (2.5 \times 3)) / 2 = 10.1875 \text{ KN/ml}$$

Combinaison d'action :

ELU :

$$P_u = (1.35 \times 21.968) + (1.5 \times 10.1875) = 44.938 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$P_{ser} = 21.968 + 10.1875 = 32.155 \text{ KN/ml}$$

Calcul de la poutre à la flexion :

$$M_t = 0.85M_0 \quad ; \quad M_a = 0.3M_0 \quad ; \quad M_0 = \frac{P \times l^2}{8} \quad ; \quad T = \frac{p \times l}{2} \quad ; \quad l = 5.15m$$

	P (KN /ml)	M ₀ (KN. m)	M _a (KN. m)	M _t (KN. m)	Tu (KN)
E.L.U	44.938	148.983	44.695	126.635	57.857
E.L.S	32.155	106.603	31.981	90.612	41.39

Tab.III. 6.Moments et Effort Tranchants

Calcul de ferrailage :

✚ **ELU :**

L'enrobage : c = 3cm

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

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

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu < \mu^{\ell} = 0.392 \Rightarrow A_c = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

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

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

	M _u (KN. m)	μ	α	β	A _{cal}
Travée	126.635	0.21	0.29	0.884	11.12
Appui	44.695	0.07	0.091	0.963	3.61

Tab.III. 7.Les armatures longitudinales

✚ **ELS :**

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

Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

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

	$M_u(KN.m)$	$M_s(KN.m)$	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	126.635	90.612	1.39	0.29	0.445	C.V
Appui	44.695	31.981	1.39	0.091	0.445	C.V

Tab.III. 8. Vérification de la contrainte

✓ **Condition de non fragilité : BAEL91 (A.4.2)**

$$A_{min} \geq 0,23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.34 \text{ cm}^2$$

✓ **Pourcentage minimale : BAEL91 (B.6.4)**

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h = 1.2 \text{ cm}^2$$

✓ **Pourcentage minimale : RPA99V2003**

$$A_{min}^{RPA} = 0,005 b. h = 6.00 \text{ cm}^2$$

	$A_{cal} \text{ cm}^2$	$A_{min} \text{ cm}^2$	$A'_{min} \text{ cm}^2$	$A_{min}^{RPA} \text{ cm}^2$	$A_{max} \text{ cm}^2$
Travée	11.12	1.34	1.2	6.00	11.12
Appui	3.61	1.34	1.2	6.00	6.00

Tab.III. 9. Armatures longitudinale maximale

✚ **Choix des armatures :**

En travée : $A = 11.12 \text{ cm}^2$ soit : 8HA14= 12.31 cm^2

En appui : $A = 6.00 \text{ cm}^2$ soit : 6HA12= 6.78 cm^2

✚ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (A.5.1)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{57857}{300 \times 370} = 0.53 \text{ MPa.}$$

La fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \text{ C.V}$$

✚ **Armatures Transversales : RPA99V2003 (7.5.2.2)**

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

✓ Dans la zone nodale :

$$S = \text{Min}\left(\frac{h}{4} ; 12\phi\right) = \text{Min}\left(\frac{40}{4} = 10 ; 36\right) = 10 \text{ cm.}$$

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2.$$

On adopte $3\emptyset 8 = 1.50\text{cm}^2$ et $St = 10 \text{ cm}$.

✓ Dans la zone courante :

$$S \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow S = 20 \text{ cm}.$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ et $St = 20 \text{ cm}$.

✚ Calcul de la poutre a la torsion :

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de la paillasse.

$$T_u = Ma (\text{Escalier}) = 13.35141 \text{ KN.m}.$$

Le moment de torsion maximale :

$$M_{\text{tor}} = M_{\text{app}} \times \frac{L}{2} = 13.35141 \times \frac{5.15}{2} = 34.38 \text{ KN.m}$$

✚ Vérification du béton :

✓ **Contrainte tangente due à l'effort tranchant : BAEL91 (A.5.4.21)**

On remplace la section réelle par une section creuse équivalent dont l'épaisseur de paroi "bt" est égale aux (1/6) du diamètre du plus grande cercle qui il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$\tau_{uv} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$$

T_u : moment de torsion ($T_u = 13351.41 \text{ N.m}$)

$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm}$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

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

$$\tau_{uv} = \frac{13351.41}{2 \times 875 \times 5} = 1.52 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2 + \tau_{uv}^2 \leq (\bar{\tau}_{\text{ultim}})^2 \quad \text{section pleine}$$

$$\tau_u^2 + \tau_{uv}^2 = (0.53)^2 + (1.52)^2 = 2.59$$

$$(\bar{\tau}_{\text{ultim}})^2 = (2.5)^2 = 6.25$$

$$2.59 \leq 6.25 \dots \dots \text{C. V}$$

✚ Les armatures longitudinales :

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

$$U = 2[(b - b_t) + (h - b_t)] = 2[(30 - 5) + (40 - 5)] = 120 \text{ cm}.$$

$$A_l = \frac{120 \times 34380}{2 \times 875 \times 348} = 6.77 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 3HA12 + 3HA14 = 10.65 \text{ cm}^2.$$

✚ **Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} \Rightarrow A_t = \frac{M_{\text{tor}} \times S_t}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{34.38 \times 10^5 \times 15}{2 \times 875 \times 10^2 \times 348} = 0.846 \text{ cm}$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espacement d'armature.

On prend un espacement de 15cm => Soit : $A_t = 3\emptyset 8 = 1,51 \text{ cm}^2$.

On prend les armatures transversales Calcul à la flexion.

✚ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{515} = 0.07 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \text{ C.V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow 0.07 \geq 0.056 \dots \dots \text{ C.V}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{11.12 \times 10^2}{300 \times 370} = 0.01 \leq 0.01 \dots \dots \text{ C.V}$$

Les (3) conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Donc la flèche est vérifiée.

Ferraillage de la poutre palière :

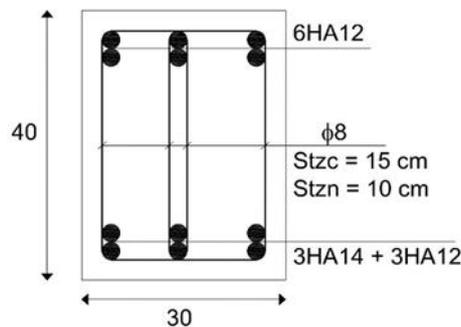


Figure III- 5: Schéma de ferraillage de la poutre palière

III.2.2. Etude de L'acrotère :

Définition :

L'acrotère est placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute .Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse, soumis à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante qui crée un moment de renversement.

Surface :

$$S = (0.6 \times 0.1) + \left(\frac{0.1 \times 0.03}{2} \right) + (0.1 \times 0.07) = 0.0625 \text{ cm}^2$$

Les charges :

✚ **Les Charges permanentes :**

$$G = 25 \times 0.0625 = 1.56 \text{ kN/ml}$$

✚ **Les Surcharge d'exploitation :**

D'après D.T.R.B.C.2.2.

"Q" Force horizontale sollicité l'acrotère due à la main courante est 1 KN/m.

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

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

Tel que :

A : coefficient d'accélération obtenue dans le tableau 4.1 groupe d'usage (b) se trouve dans la zone sismique II $\Rightarrow A = 0.20$

C_p : facteur de force horizontale donné par le tableau 6.1 de L' RPA99V2003 : $\Rightarrow C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'acrotère.

$$W_p = 156 \text{ daN/ml.}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.20 \times 0.8 \times 156 = 99.84 \text{ daN/ml.}$$

$$99.84 \text{ daN/ml} < 100 \text{ daN/ml.}$$

$$F = \max(Q; F_p) \Rightarrow F = \max(100; 99.84) \Rightarrow \text{On prend } F = F_p = 100 \text{ daN/ml}$$

Donc le calcul de l'acrotère se fera avec $Q = F_p = 100 \text{ daN/ml} \Rightarrow Q = 1 \text{ KN/ml}$.

✚ **Les sollicitations :**

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

$$M = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN. m}$$

$$N = G = 1.56 \text{ KN}$$

$$T = Q = 1 \text{ KN}$$

✚ **Combinaisons d'action :**

- **ELU (Combinaison Accidentelle) : (G + Q)**

$$N_u = N = 1.56 \text{ KN}$$

$$M_u = M = 0.6 \text{ KN. m}$$

$$T_u = T = 1 \text{ KN}$$

- **ELS : (G + Q)**

$$N_{ser} = N = 1.56 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = M = 0.6 \text{ KN.m}$$

Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire de largeur $b=100 \text{ cm}$ et de hauteur $h=10 \text{ cm}$.

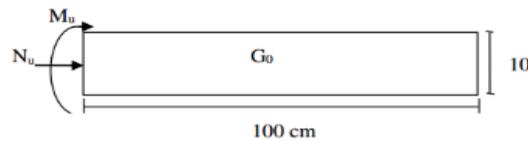


Figure III- 6: Section d'acrotère à ferrailer

✚ **Diamètre des barres : BAEL91 (A.7.2.1)**

$$\phi_1 \leq \frac{h}{10} \rightarrow \phi_1 \leq 10 \text{ mm.}$$

$$\phi_t < \phi_1$$

On prend : $\phi_1 = 8 \text{ mm}$ et $\phi_t = 6 \text{ mm}$.

✚ **Protection des armatures :**

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures à partir de l'axe de l'armature est $c = 3 \text{ cm}$.

✚ **Armatures longitudinales :**

➤ **ELU :**

✓ **Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.6}{1.56} = 0.38 \text{ m}$$

$$e = 0.38 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et l'effort normal étant effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculé en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

✓ **Détermination de la section des armatures à la flexion simple :**

$$M_1 = M_u + N_u \left[\frac{h}{2} - c \right] = 0.6 + 1.56 \left[\frac{0.1}{2} - 0.03 \right] = 0.64 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{lu}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.64 \times 10^6}{14.2 \times 100 \times 7^2 \times 10^3} = 0.009 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_c = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.012 < \alpha_{AB} = 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 1 - 0.4(0.012) = 0.9952$$

$$A_{lu} = \frac{M_{lu}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{0.64 \times 10^6}{348 \times 0.9952 \times 7 \times 10} = 0.27 \text{ cm}^2$$

✓ **Détermination de la section des armatures à la flexion composée :**

N : effort de compression.

$$A_{\mu} = A_{lu} - \frac{N_u}{100\sigma_s} \text{ et } A_c = A_{lc} = 0 \Rightarrow A_{\mu} = 0.27 - \frac{15.6}{100 \times 348} = 0.26 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

➤ La contrainte de traction d'armature BAEL91(A.4.5.3.3) :

Fissurations Préjudiciables

Barres HA($\eta = 1.6$)

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta} \times f_{t28}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6} \times 2.1\right)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(266.67; 201.63) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

✓ **Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.56} = 0.38 \text{ m}$$

$$e = 0.38 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.05 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

Tant que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées préjudiciables.

✓ **Calcul de la section à la flexion simple :**

$$M_{ls} = M_{ser} + N_{ser} \left[\frac{h}{2} - c \right] = 0.6 + 1.56 \left[\frac{0.1}{2} - 0.03 \right] = 0.64 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ls}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.64 \times 10^6}{14.2 \times 100 \times 7^2 \times 10^3} = 0.009 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_c = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.012 < \alpha_{AB} = 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 1 - 0.4(0.012) = 0.9952$$

$$A_{ls} = \frac{M_{lu}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{0.64 \times 10^6}{348 \times 0.9952 \times 7 \times 10} = 0.27 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de la section à la flexion composée :**

N est un effort de compression :

$$A = A_{ls} - \frac{N}{\sigma_s} \text{ et } A' = A_{ls}' = 0$$

$$A_{ser} = 0.27 - \frac{15.6}{201.63} = 0.18 \text{ cm}^2$$

✚ **Condition de non fragilité :**

➤ **Section minimale d'armature : BAEL91 (A.4.2.1)**

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \rightarrow A_{min} \geq 0.84 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A = \max (A_u ; A_{ser} ; A_{min}) = 0.84 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

✚ **Pourcentage minimale des armatures longitudinales : BAEL91 (B.5.3.1)**

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

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

$$A = \max (A_u ; A_{min}) = 2.5 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_l = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement des armatures :**

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

✚ **Armatures de Répartition :**

$$A_r = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2} \right) A_l = (0.63 \div 1.25) \text{ cm}^2.$$

On adopte :

$$A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

➤ **L'espacement des armatures :**

$$A_r = 4\text{HA}8 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}.$$

✚ **Vérification de l'effort tranchant : BAEL (A.5.1,1)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{1 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.015 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.10f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.015 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \dots \dots \text{ C.V}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Présentation du ferrailage :

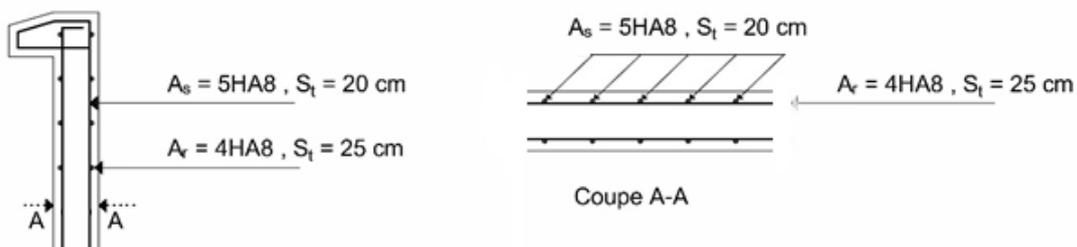


Figure III- 7: Schéma ferrailage d'acrotère.

III.2.3. Etude des balcons :

les hypothèses de calcul :

- Le balcon est une dalle pleine sollicitée en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

Les panneaux de la dalle pleine sont calculés comme une section rectangulaire à la flexion simple sous l'effet de :

- La charge permanente G.
- La charge d'exploitation Q.
- Charge concentrée due au poids des murs extérieurs P.

Evaluation des charges :

$$G_{\max} = 7.53 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\max} = 3.50 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\text{mur}} = 1.2 \times 1 \times 2.8 = 3.36 \text{ KN}$$

Calcul des sollicitations

$$M_G = \frac{G \times L^2}{2} = \frac{7.53 \times 1.50^2}{2} = 8.47 \text{ KN.m}, V_G = G \times L = 7.53 \times 1.50 = 11.29 \text{ KN}$$

$$M_Q = \frac{Q \times L^2}{2} = \frac{3.50 \times 1.50^2}{2} = 3.93 \text{ KN.m}, V_Q = Q \times L = 3.50 \times 1.50 = 5.25 \text{ KN}$$

$$M_P = P_{\text{mur}} \times L = 3.36 \times 1.5 = 5.04 \text{ KN.m}, V_P = P_{\text{mur}} = 3.36 \text{ KN}$$

ELU :

$$M_U = 1.35(M_G + M_P) + 1.5(M_Q) = 24.13 \text{ KN.m}$$

$$V_U = 1.35(V_G + V_P) + 1.5(V_Q) = 27.65 \text{ KN}$$

ELS :

$$M_S = M_G + M_P + M_Q = 17.44 \text{ KN.m}$$

Calcul le ferrailage à la flexion :

ELU :

L'enrobage : $c = 3 \text{ cm}$

$$d = h - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$

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

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{24.13 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times 120^2} = 0.118 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_c = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.146 < \alpha_{AB} = 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 1 - 0.4(0.146) = 0.942$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{14.63 \times 10^3}{348 \times 0.9684 \times 13} = 6.13 \text{ cm}^2$$

ELS :

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

✓ Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}}$$

Mu (KN.m)	Mser (KN.m)	γ	f_{c28}	α	$\bar{\alpha}$	condition
24.13	17.44	1.39	25	0.146	0.445	C.V

Tab.III. 10. Vérification de contrainte

✓ **Condition de non fragilité : BAEL91 (A.4.2)**

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.17 \text{ cm}^2$$

✓ **Pourcentage minimale : BAEL91 (B.6.4)**

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h = 1.5 \text{ cm}^2$$

✓ **Pourcentage minimale : RPA99V2003**

$$A_{\min}^{RPA} = 0,005 \cdot b \cdot h = 7.5 \text{ cm}^2$$

A_{cal}	A_{min}	A'_{min}	A_{min}^{RPA}	A_{max}
6.13	0.17	1.5	7.5	7.5

Tab.III. 11. Armatures longitudinale maximale

Chois des armatures :

En appui : $A = 7.5 \text{ cm}^2$ soit : $5HA14 = 7.65 \text{ cm}^2$

$St = 15 \text{ cm}^2$

Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{27650}{1000 \times 120} = 0.23 \text{ MPa.}$$

La fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \text{ C.V}$$

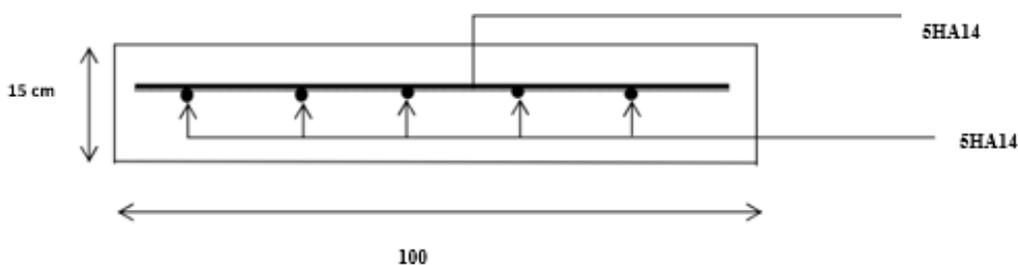


Figure III- 8: Schéma de ferrailage de Balcon

CHAPITRE IV :
Etude du Plancher

IV.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales. On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

La structure étudiée comporte des planchers à corps creux (25+5) pour tous les étages

Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

- 25 cm= Corps creux
- 5 cm= Dalle de compression.

Plancher corps creux Il est constitué de :

- Hourdis portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
- Poutrelles transmettant aux poutres principales les efforts en provenance de l'hourdis.
- Poutre principale recevant les poutrelles et reposant.

IV.2. Charge permanente et surcharge :

✚ Plancher terrasse (inaccessible) :

- ✓ $G = 6.87 \text{ KN/m}^2$
- ✓ $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

✚ Plancher étage courant :

- ✓ $G = 5.85 \text{ KN/m}^2$
- ✓ $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

IV.3. Calcul la charge des poutrelles "P" à L'ELU et L'ELS :

- ✓ $P_U = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$
- ✓ $P_S = (G + Q) \times 0.65$

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Pu (KN/ml)	Ps (KN/ml)
Terrasse	6.87	1	4.55	5.115
Etages courants	5.85	1.5	6.59	4.778

Tab.IV. 1.La charge des poutrelles "P" à L'ELU et L'ELS.

Les types des planchers :

Dans le cas de notre projet on a un seul type de poutrelle :

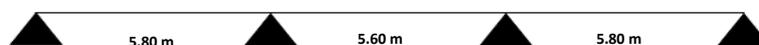


Figure IV- 1: Le type de plancher

IV.4. La méthode de calcul de poutrelles :

✚ La méthode forfaitaire :

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharge modérée.

Condition d'application :

- ✓ Plancher à surcharge modérée : $Q \leq (2 \times G ; 5 \text{ KN/m}^2)$

Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 5.85 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq ((13.74 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots \text{C.V})$$

Plancher étage courant :

$$G = 5.85 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq (11.70 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots \text{C.V}$$

- ✓ Le moment d'inertie est constant sur toute la longueur de la travée \rightarrow C.V
- ✓ Fissuration peu nuisible \rightarrow C.V
- ✓ Le rapport : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

$$0.8 \leq \frac{5.8}{5.6} = 1.03 \leq 1.25 \rightarrow \text{C.V}$$

$$0.8 \leq \frac{5.6}{5.8} = 0.96 \leq 1.25 \rightarrow \text{C.V}$$

✚ La méthode de Caquot :

Pour une poutre continue sur (n) appuis la méthode des trois moments aboutit un système de (n-1) équations à (n-1) inconnues qui sont les moments sur appuis. La méthode de calcul proposée par Albert Caquot part du postulat que les moments sur appuis sont provoqués par les charges se trouvant sur les travées adjacentes à l'appui considéré.

Portées de calcul (selon Caquot)

✓ Les moments aux nus des appuis sont calculés en tenant en compte uniquement des charges appliquées sur les travées voisines à gauche (w) et à droite (e).

- ✓ On détache de chaque côté des appuis des travées fictives de longueur l'_w et l'_e .

✓ l'_w ou $l'_e = 0.8l_i$ pour les travées intermédiaires ;

✓ l'_w ou $l'_e = l_i$ pour les travées de rives.

♣ Pour déterminer toutes les sollicitations (M, T), pour notre projet on utilise la méthode de Caquot (Méthode des 3 moments).

Calcul des moments en appuis :

- Le moment sur l'appui (calculer en valeur absolue) est exprimé par l'expression suivante :

$$M_a = - \frac{q_w \cdot l_w^3 + q_e \cdot l_e^3}{8.5 \times (l_w + l_e)}$$

✚ Plancher terrasse inaccessible :

$$P_U = 6.59 \text{ KN/ml}$$

$$P_S = 5.115 \text{ KN/ml}$$

E.L.U	l_w	l_e	M_a	E.L.S	l_w	l_e	M_q
Appui A'	0	5.80	0	Appui A'	0	5.80	0
Appui B'	4.64	4.48	-16.136	Appui B'	4.64	4.48	-12.524
Appui C'	4.48	4.64	-16.136	Appui C'	4.48	4.64	-12.524
Appui D'	5.80	0	0	Appui D'	5.80	0	0

Tab.IV. 2.Le moment à L'ELU et à L'ELS de plancher terrasse

✚ Plancher étages courants :

$$P_U = 4.55 \text{ KN/ml}$$

$$P_S = 4.778 \text{ KN/ml}$$

E.L.U	l_w	l_e	M_a	E.L.S	l_w	l_e	M_q
Appui A	0	5.80	0	Appui A	0	5.80	0
Appui B	4.64	4.48	-11.141	Appui B	4.64	4.48	-11.699
Appui C	4.48	4.64	-11.141	Appui C	4.48	4.64	-11.699
Appui D	5.80	0	0	Appui D	5.80	0	0

Tab.IV. 3.Le moment à L'ELU et à L'ELS de plancher étages courants.

IV.5. Calcul de l'effort tranchant :

Est calculé en considérant la travée réelle (de portée l et non l')

$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \times L}{2} \\ V_e = V_w + (q \times L) \end{array} \right.$$

✚ Plancher terrasse inaccessible :

$$P_U = 6.59 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$P_S = 5.115 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

E.L.U	V_w	V_e	E.L.S	V_w	V_e
Travée AB'	-16.328	21.894	Travée AB'	-12.674	16.993
Travée BC'	-18.452	18.452	Travée BC'	-14.322	14.322
Travée CD'	-21.893	-16.328	Travée CD'	-16.993	12.674

Tab.IV. 4L'effort tranchant à L'ELU et à L'ELS de plancher terrasse.

Plancher étages courants :

$$P_U = 4.55 \text{ KN/ml}$$

$$P_S = 4.778 \text{ KN/ml}$$

E.L.U	V_w	V_e	E.L.S	V_w	V_e
Travée AB'	-11.274	15.116	Travée AB'	-11.839	15.873
Travée BC'	-12.72	12.76	Travée BC'	-13.378	13.378
Travée CD'	-15.116	11.274	Travée CD'	-15.873	11.839

Tab.IV. 5.L'effort tranchant à L'ELU et à L'ELS de plancher étages courants.

IV.6. Calcul du moment fléchissant maximal en travée (en valeur absolue)

$$\begin{cases} X_0 = \frac{-V_w}{q} \\ M_t = M_w - V_w \times X_0 - \frac{q \times X_0^2}{2} \end{cases}$$

Plancher terrasse inaccessible :

$$P_U = 6.59 \text{ KN/ml}$$

$$P_S = 5.115 \text{ KN/ml}$$

E.L.U	X_0	M_t	E.L.S	X_0	M_t
Travée AB'	2.48	.2022	Travée AB'	2.47	15.70
Travée BC'	2.8	9.69	Travée BC'	2.8	8.352
Travée CD'	3.32	20.229	Travée CD'	3.32	16.527

Tab.IV. 6.Le moment fléchissant maximal en travée à L'ELU et à L'ELS de plancher terrasse.

Plancher étages courants :

$$P_U = 4.55 \text{ KN/ml}$$

$$P_S = 4.778 \text{ KN/ml}$$

E.L.U	X_0	M_t	E.L.S	X_0	M_t
Travée AB'	2.47	13.96	Travée AB'	2.47	14.66
Travée BC'	2.79	6.63	Travée BC'	2.79	7.02
Travée CD'	3.32	13.96	Travée CD'	3.32	14.66

Tab.IV. 7. Le moment fléchissant maximal en travée à L'ELU et à L'ELS de plancher étages courants.

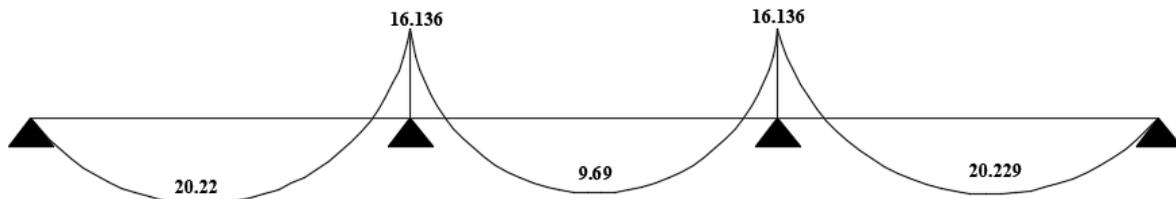


Figure IV- 2: Diagramme de moment à L'ELU de plancher terrasse

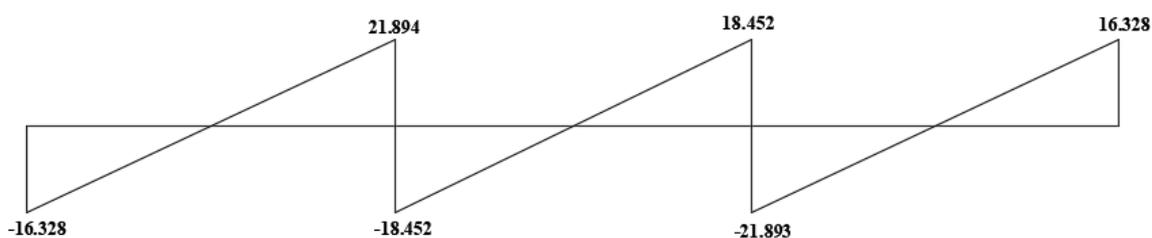


Figure IV- 3: Diagramme d'effort tranchant à L'ELU de plancher terrasse

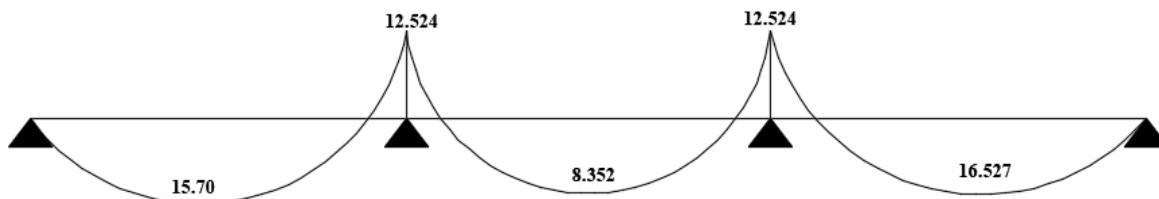


Figure IV- 4: Diagramme de moment à L'ELS de plancher terrasse

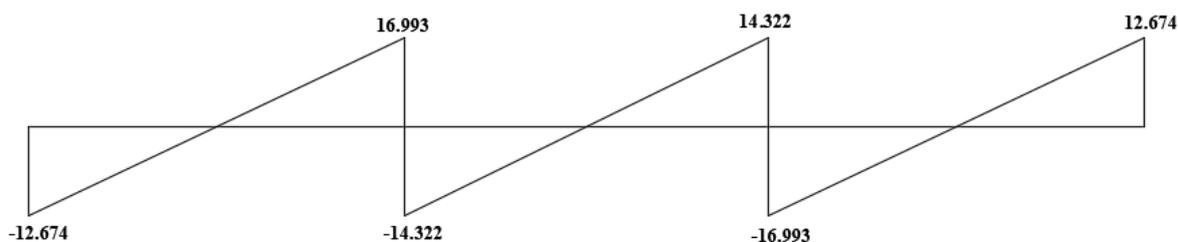


Figure IV- 5: Diagramme d'effort tranchant à L'ELS de plancher terrasse

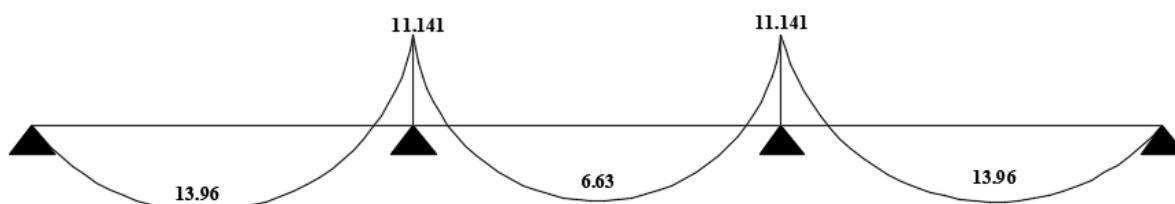


Figure IV- 6: Diagramme de moment à L'ELU de plancher étage

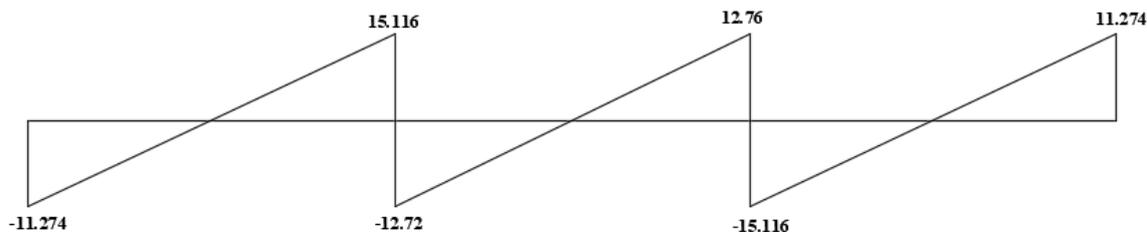


Figure IV- 7: Diagramme d'effort tranchant à L'ELU de plancher étage

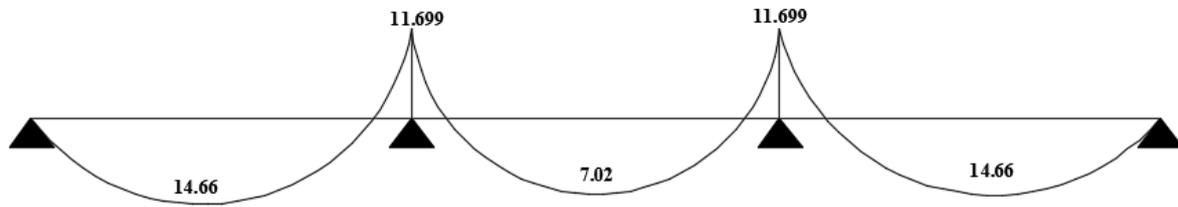


Figure IV- 8: Diagramme de moment à L'ELS de plancher étage

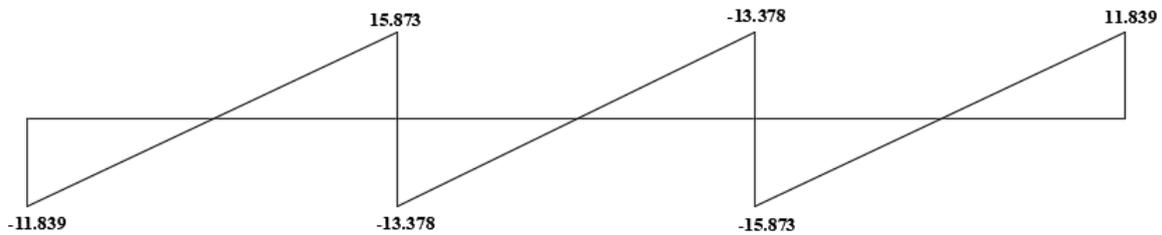


Figure IV- 9: Diagramme d'effort tranchant à L'ELS de plancher étage

IV.7. Calcul du ferrailage des poutrelles :

✚ Les moments max dans le plancher terrasse :

$$ELU : \begin{cases} M_t = 20.229 \text{ KN. m} \\ M_a = -16.136 \text{ KN. m} \end{cases}$$

$$ELS : \begin{cases} M_t = 16.527 \text{ KN. m} \\ M_a = -12.524 \text{ KN. m} \end{cases}$$

✚ Les moments max dans le plancher étage courant :

$$ELU : \begin{cases} M_t = 13.96 \text{ KN. m} \\ M_a = -11.141 \text{ KN. m} \end{cases}$$

$$ELS : \begin{cases} M_t = 14.66 \text{ KN. m} \\ M_a = -11.699 \text{ KN. m} \end{cases}$$

✚ Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 65 \text{ cm} \\ h_t = 30 \text{ cm} \\ d = 22 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \\ h_0 = 5 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

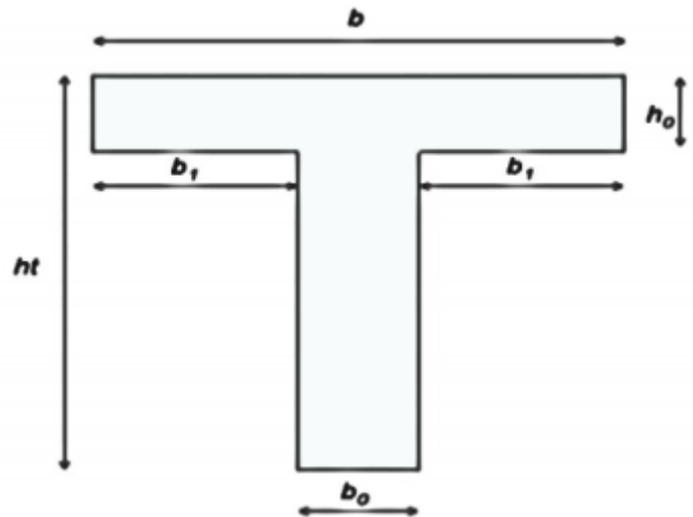


Figure IV- 10: Section de nervure

❖ Plancher terrasse :

✚ Calcul des armatures longitudinales :

➤ E.L.U :

✓ En appuis :

$$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = -16.136 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{\text{appui}} < 0$$

Le moment sur appuis est négatif donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$, et calcul à la flexion simple.

✓ En travées :

$$M_t^{\text{max}} = 20.229 \text{ KN.m.}$$

Le moment fléchissant (M_{Tab}).

$$M_{\text{Tab}} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 17 \text{ MPA}$$

$$M_{\text{Tab}} = 65 \times 5 \times 17 \times 10^{-3} \left(22 - \frac{5}{2} \right) = 107.74 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\text{max}} = 20.229 \text{ KN.m} < M_{\text{Tab}} = 107.74 \text{ KN.m}$$

Donc la section en "T" sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$, et calcul à la flexion simple.

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

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

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

	M (KN.m)	μ	μl	α	β	A (cm ²)
sur appuis	16.136	0.195	0.392	0.273	0.901	1.901
sur travée	20.229	0.045	0.392	0.057	0.977	2.70

Tab.IV. 8.Calcul des armatures longitudinales.

✓ Condition de non fragilité : BAEL 91 (1.4.2.1)

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

En appuis : $A_{\min} \geq 0.23 \times 12 \times 22 \times 2.1 \div 400 = 0.32 \text{ cm}^2$.

En travée : $A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 22 \times 2.1 \div 400 = 1.72 \text{ cm}^2$.

✓ Pourcentage minimale : BAEL 91 (B.6.4)

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h$$

En appuis : $A'_{\min} \geq 0,001 \times 12 \times 30 = 0.36 \text{ cm}^2$.

En travée : $A'_{\min} \geq 0,001 \times 65 \times 30 = 1.95 \text{ cm}^2$.

✓ Ferrailage longitudinales :

$$A = \text{Max}(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A'_{\min})$$

	A _{cal}	A _{min}	A' _{min}	A (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Appui	1.901	0.32	0.36	1.901	2HA12 = 2.26
Travée	2.70	1.72	1.95	2.70	3HA12 = 3.39

Tab.IV. 9.Ferrailage longitudinales.

➤ Vérification à l'état limite de service :

On a la fissuration est peu préjudiciable donc on n'a pas besoin de vérifier σ_s , il suffit de vérifier $\alpha < \bar{\alpha}$

Selon BAEL 91 :

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

	$M_u(KN.m)$	$M_s(KN.m)$	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	20.229	16.527	1.22	0.057	0.36	C.V
Appui	16.136	12.524	1.29	0.273	0.395	C.V

Tab.IV. 10.Vérification de la contrainte

➤ **Vérification de la contrainte limite de cisaillement : BAEL91 (A.5.1.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d}$$

$$V_u^{\max} = 21.894 \text{ KN.}$$

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

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{21894}{120 \times 220} = 0.83 \text{ MPa.}$$

Dans le cas d'une fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right)$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.83 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \text{C.V}$$

✓ **Diamètre minimale Φ : BAEL91 (A.7.2, 2)**

$$\varphi_t = \min \left(\frac{h_t}{35} ; \varphi_l ; \frac{b_0}{10} \right)$$

φ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\varphi_t \leq \min(0.85; 16; 12)$$

$$\varphi_t \geq 8 \text{ mm. (RPA99V2003)}$$

Soit : $\varphi_t = 10 \text{ mm.}$

Donc en adopte des cadres $\Phi 8$ d'où : $A_t = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2$; de nuance FeE235.

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

$$S_{t1} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(19.8 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 19.8 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b_0} = \frac{1.57 \times 235}{0.4 \times 12} = 76.86 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 A_t f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - 0.3 K f_{t28})} \dots \text{ Avec } K = 1 \text{ (en flexion simple)}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times 1.57 \times 235}{1.15 \times 12 (1.33 - 1 \times 0.3 \times 2.1)} = 34.37 \text{ cm}$$

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

On prend: $S_t = 10 \text{ cm.}$

✚ La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8,423)

Le hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définies comme suit :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Treillis soudé FeE400 ; $f_e = 400\text{MPa}$.

L'écartement L_n entre axes des nervures égale à 65 cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2.$$

On adapte $5\text{Ø}8 = 2.51 \text{ cm}^2$.

➤ **Espacement :**

n : nombres des barres.

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

Soit : $S_t = 20\text{cm}$.

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension $(20 \times 20) \text{ cm}^2$.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{30}{580} = 0.1 \geq \frac{20.229}{15 \times 16.136} = 0.1 \dots \dots \text{C. V} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{65 \times 22} = 0.0023 \leq 0.0090 \dots \dots \text{C. V} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{30}{580} = 0.051 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \text{C. V} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

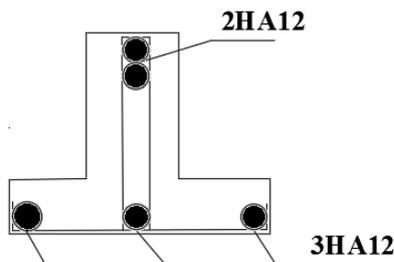


Figure IV- 11: Ferrailage de poutrelle.

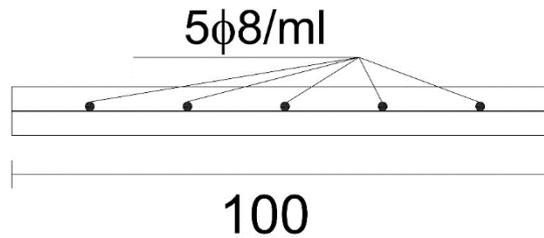


Figure IV- 12: Ferrailage de table de compression.

❖ Plancher étage courant :

✚ Calcul des armatures longitudinales :

➤ E.L.U :

✓ En appuis :

$$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = -11.141 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{\text{appui}} < 0$$

Le moment sur appuis est négatif donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$, et calcul à la flexion simple.

✓ En travées :

$$M_{\text{t}}^{\text{max}} = 13.96 \text{ KN.m.}$$

Le moment fléchissant (M_{Tab}).

$$M_{\text{Tab}} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 17 \text{ MPA}$$

$$M_{\text{Tab}} = 65 \times 5 \times 17 \times 10^{-3} \left(22 - \frac{5}{2} \right) = 107.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{t}}^{\text{max}} = 13.96 \text{ KN.m} < M_{\text{Tab}} = 107.74 \text{ KN.m}$$

Donc la section en "T" sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65\text{cm}$, et calcul à la flexion simple.

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

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

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

	M (KN.m)	μ	μl	α	β	A (cm ²)
sur appuis	11.141	0.135	0.392	0.181	0.928	1.57
sur travée	13.96	0.031	0.392	0.039	0.984	1.85

Tab.IV. 11.Calcul des armatures longitudinales.

✓ Condition de non fragilité : BAEL 91 (1.4.2.1)

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

En appuis : $A_{\min} \geq 0.23 \times 12 \times 22 \times 2.1 \div 400 = 0.32 \text{ cm}^2$.

En travée : $A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 22 \times 2.1 \div 400 = 1.72 \text{ cm}^2$.

✓ Pourcentage minimale : BAEL 91 (B.6.4)

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h$$

En appuis : $A'_{\min} \geq 0,001 \times 12 \times 30 = 0.36 \text{ cm}^2$.

En travée : $A'_{\min} \geq 0,001 \times 65 \times 30 = 1.95 \text{ cm}^2$.

✓ Ferrailage longitudinales :

$$A = \text{Max}(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A'_{\min})$$

	A_{cal}	A_{\min}	A'_{\min}	A (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Appui	1.57	0.32	0.36	1.57	2HA12 = 2.26
Travée	1.85	1.72	1.95	2.14	3HA12 = 3.39

Tab.IV. 12.Ferrailage longitudinales.

➤ Vérification à l'état limite de service :

On a la fissuration est peu préjudiciable donc on n'a pas besoin de vérifier σ_s , il suffit de vérifier $\alpha < \bar{\alpha}$

Selon BAEL 91 :

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

	M_u (KN.m)	M_s (KN.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	13.96	14.66	0.95	0.046	0.225	C.V
Appui	11.141	11.699	0.95	0.181	0.225	C.V

Tab.IV. 13.Vérification de la contrainte

➤ Vérification de la contrainte limite de cisaillement : BAEL91 (A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d}$$

$$V_u^{\max} = 15.116 \text{ KN}$$

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

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{15116}{120 \times 220} = 0.57 \text{ MPa.}$$

Dans le cas d'une fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right)$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.57 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \text{ C. V}$$

✓ **Diamètre minimale Φ : BAEL91 (A.7.2, 2)**

$$\varphi_t = \min \left(\frac{h_t}{35} ; \varphi_l ; \frac{b_0}{10} \right)$$

φ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\varphi_t \leq \min(0.85; 16; 12)$$

$$\varphi_t \geq 8 \text{ mm. (RPA99V2003)}$$

Soit : $\varphi_t = 10 \text{ mm.}$

Donc en adopte des cadres $\Phi 8$ d'où : $A_t = 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2$; de nuance FeE235.

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

$$S_{t1} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(19.8 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 19.8 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t f_e}{0.4b_0} = \frac{1.57 \times 235}{0.4 \times 12} = 76.86 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9A_t f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - 0.3K f_{t28})} \dots \text{ Avec } K = 1 \text{ (en flexion simple)}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times 1.57 \times 235}{1.15 \times 12(1.33 - 1 \times 0.3 \times 2.1)} = 34.37 \text{ cm}$$

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

On prend: $S_t = 10 \text{ cm.}$

✚ **La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8,423)**

Le hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définies comme suit :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Treillis soudé FeE400 ; $F_e = 400 \text{ MPa.}$

L'écartement L_n entre axes des nervures égale à 65 cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2.$$

On adapte $5\phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2$.

➤ **Espacement :**

n : nombres des barres.

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

Soit : $S_t = 20\text{cm}$.

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension $(20 \times 20) \text{ cm}^2$.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{30}{580} = 0.1 \geq \frac{13.96}{15 \times 11.141} = 0.1 \dots \dots \text{C.V} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{65 \times 22} = 0.0023 \leq 0.0090 \dots \dots \text{C.V} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{30}{580} = 0.051 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

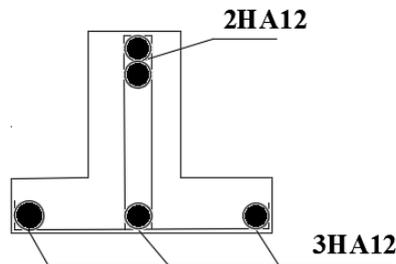


Figure IV- 13: Ferrailage de poutrelle

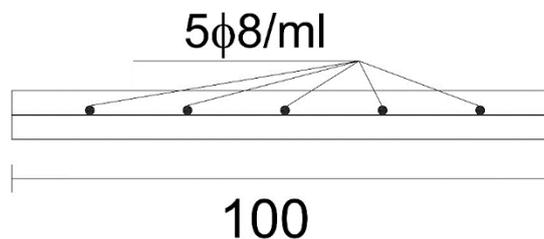


Figure IV- 14: Ferrailage de table de compression

CHAPITRE V :
Etude Dynamique

V.1. Introduction :

L'actualité montre régulièrement que les tremblements de terre entraînent des pertes en vies humaines, la destruction du patrimoine immobilier et des moyens de production, affectant notablement l'activité économique de la région touchée. Ces effets sont dus principalement à l'effondrement des constructions. Il est donc essentiel de prévenir les dommages sismiques graves en construisant des ouvrages capables de résister aux séismes, et doit être justifié selon les règles parasismiques algériennes R.P.A.99 version 2003. L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante.

V.2. Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

Calcul dynamique du bâtiment : selon R.P.A.99V2003 (4.1.1) P25.

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

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

V.3. Méthode statique équivalente

V.3.1. Conditions d'application

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a. Aux bâtiments réguliers en plan et en élévation dont la hauteur ne dépasse pas 65m en zone I et IIa, et 30m en zone IIb et III.
- b. Aux bâtiments irréguliers respectant les conditions de hauteur citée ci-dessus ainsi qu'aux conditions suivantes :

Zone I : - tous groupes d'usages.

Zone IIa :

- groupe d'usage 3.
- groupe d'usage 2 si $H \leq 7$ niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B si $H \leq 5$ niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A si $H \leq 3$ niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III :

- groupe d'usage 3 et 2 si $H \leq 5$ niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1B si $H \leq 3$ niveaux ou 10 m.
- groupe d'usage 1A si $H \leq 2$ niveaux ou 8 m.

V.3.2. Principe de la méthode statique

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

V.3.3. Modélisation :

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

V.4. Méthode dynamique modale spectrale :

V.4.1. Domaine d'application

Il s'agit de la méthode la plus utilisée pour le calcul des structures du fait de sa simplicité, elle est bien adapté aux moyens de calcul des ingénieurs. Elle peut être utilisée dans tous les cas et en particulier lorsque la « méthode statique équivalente » n'est pas applicable (RPA 99/version 2003 Art.4.1.2).

V.4.2. Principe

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

V.4.3. Modélisation

Pour le calcul sismique selon la méthode spectrale le RPA99/V2003 propose 3 modélisations :

- Bâtiments réguliers comportant des planchers rigides : le modèle de calcul dans chaque direction est « la console à masses concentrées au niveau des centres de gravités des planchers » avec un seul DDL en translation horizontale dans chaque direction.
- Bâtiments irréguliers comportant des planchers rigides et exposés à la torsion : modèle de calcul tridimensionnel avec masses concentrées au centre de gravité des planchers avec 3DDL (2 translations + 1 rotation)
- Bâtiments réguliers ou non comportant des planchers flexibles : modèle tridimensionnel avec plusieurs (DDL) par plancher.

V.5. Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié. Ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

V.5.1. Méthode de calcul :

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « **Robot Millennium** » qui contient différentes méthodes de calcul sismique.

Pour notre cas, on a choisie « Analyse modale spectrale » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

V.6. Présentation du logiciel :

➤ **Robot Millennium :**

Le programme Robot Millennium est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures Par la méthode des éléments finis, il offre les performances de technologie d'aujourd'hui, capacité de calcul et vitesse d'exécution.

➤ **Modélisation :**

Nous avons considéré pour notre modélisation, un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) ddl (2 translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical)

V.7. Évaluation des efforts sismiques :

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme « spectre » qui permet de donner donnent les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes. L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

Spectre de réponse de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul, comme il est indiqué dans l'article : 4.3.3 du RPA 99 / version 2003

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0\text{sec} \end{cases}$$

Avec : $\frac{\delta_a}{g}$ Spectre de Réponse de calcul.

Et : A : Coefficient d'accélération de zone.

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

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

ξ : pourcentage d'amortissement critique

Q : Facteur de qualité.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

-Sol meuble \Rightarrow site 3 donc $T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,5$ sec.

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a :

Zone sismique II

-Groupe d'usage 2

$$\xi = 7\% \begin{cases} \text{-Portique en béton armé.} \\ \text{-Remplissage dense.} \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0,88 \geq 0,7$$

R : Coefficient de comportement de la structure.

-structure mixte R = 3.5

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure.

-Pour avoir la valeur de P_q tout dépend des six critères de Q.

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

W : le poids total de la structure :

R : coefficient de comportement global de la structure, il exprime la capacité de la structure à entrer dans le domaine plastique .Il dépend du type de la structure et de cas contreventement.

$$\text{Ou : } \begin{cases} A = 0,25. \text{ (Tableau 4.1 RPA 99 / version 2003).} \\ Q = 1,15. \text{ (Portiques (tableau 4.3 RPA 99 / version 2003).} \\ R = 5 \quad . \text{ (Tableau 4.7 RPA 99 / version 2003).} \end{cases}$$

T_1, T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site.

-Sol meuble \Rightarrow site 3 donc $T_1 = 0,15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0,5 \text{ sec}$.

Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empirique en calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = C_t \cdot h_n^{3/4}$$

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'à dernier niveau.

C_t : coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage.

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} \text{ ou } \begin{cases} h_n = 26.71 \text{ m} \\ C_T = 0.050 \end{cases}$$

Donc : $T = 0.050 \times 26.71^{3/4} = 0.59 \text{ sec}$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{X,Y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{X,Y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_x = 25.75\text{m}, L_y = 17.2\text{m}$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.47 \\ T_y = 0.58 \end{cases}$$

$\Rightarrow D = 2.5\eta \dots \text{ car } 0 \leq T \leq T_2$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 2.2 \\ D_y = 2.2 \end{cases} \dots \dots \dots \text{RPA 4.2.3}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est

$$T_x = 1.3 \times 0.47 = 0.611\text{s}$$

Analyse de la structure :

Variante initiale :

La structure initiale est présentée dans les figures suivantes :

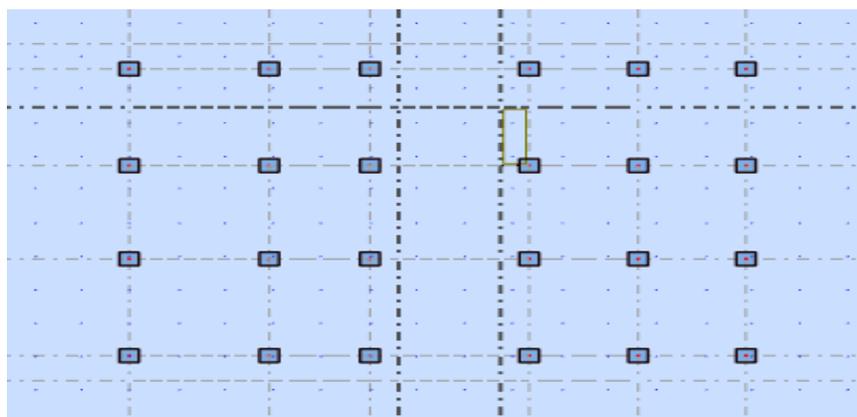


Figure V- 1: La structure initiale

Les résultats obtenus de la structure initiale sont récapitulés dans le tableau suivant :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
5/ 1	0,82	1,22	0,00	79,77	0,0	0,00	79,77
5/ 2	1,00	1,00	0,57	80,18	0,0	0,57	0,41
5/ 3	1,19	0,84	81,86	80,18	0,0	81,29	0,00
5/ 4	1,39	0,72	81,86	80,35	0,0	0,00	0,17
5/ 5	1,88	0,53	81,87	80,36	0,0	0,00	0,01
5/ 6	2,37	0,42	81,87	80,70	0,0	0,00	0,34
5/ 7	2,71	0,37	81,87	90,41	0,0	0,00	9,70
5/ 8	3,00	0,33	82,28	90,43	0,0	0,42	0,02
5/ 9	3,01	0,33	82,52	90,47	0,0	0,24	0,04
5/ 10	3,25	0,31	82,53	90,47	0,0	0,01	0,00
5/ 11	3,79	0,26	87,40	90,48	0,0	4,87	0,01
5/ 12	3,82	0,26	88,62	90,63	0,0	1,22	0,14
5/ 13	3,99	0,25	91,45	90,63	0,0	2,83	0,01
5/ 14	4,32	0,23	91,59	90,64	0,0	0,14	0,00
5/ 15	4,57	0,22	91,66	90,65	0,0	0,07	0,01

Tab.V. 1. Modes propres, Périodes propres et Masses effectives initiale

➤ **Interprétation des résultats :**

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- le 1^{er} mode est un mode de translation selon l'axe U_y 79.77% de participation de masse modale.
- le 2^{ème} mode est un mode de torsion. (U_x=0.57%).
- le 3^{ème} est un mode de torsion couplé avec la translation selon l'axe x (u_x=81.29%. u_y=0%).
- la période T_{dyn} calculée=1.22 sec >la période empirique T = 0.611 sec.

Pour les trois premiers modes fondamentaux, il y a un couplage entre les degrés de liberté de translation (U_x, U_y) et le degré de liberté de torsion uz, ce qui a engendré des efforts

Supplémentaires dus à la torsion dans les éléments résistants.

Deuxième Variante :

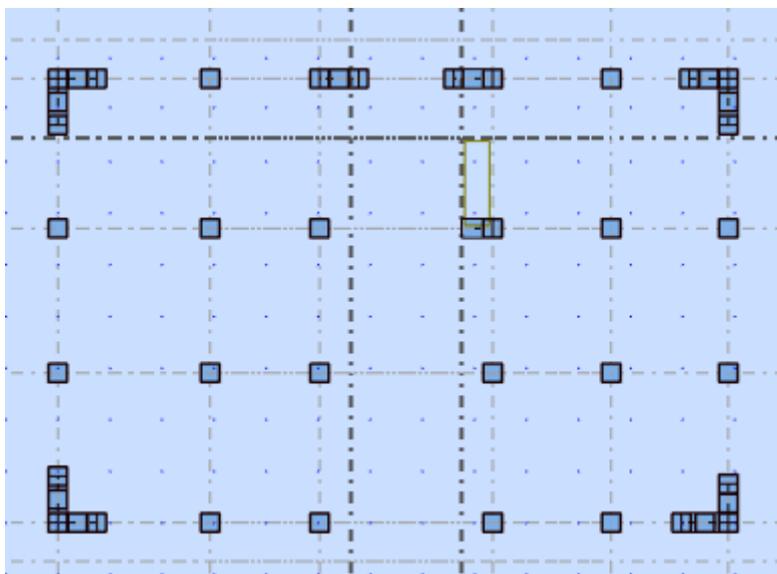


Figure V- 2: Disposition des voiles en RDC de la structure

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
5/ 1	2,60	0,38	0,00	81,57	0,0	0,00	81,57
5/ 2	3,05	0,33	77,56	81,58	0,0	77,56	0,01
5/ 3	3,40	0,29	82,32	81,62	0,0	4,76	0,04
5/ 4	8,07	0,12	82,32	92,17	0,0	0,00	10,55
5/ 5	9,47	0,11	92,02	92,17	0,0	9,70	0,00

Tab.V. 2.Modes propres, Périodes propres et Masses effectives.

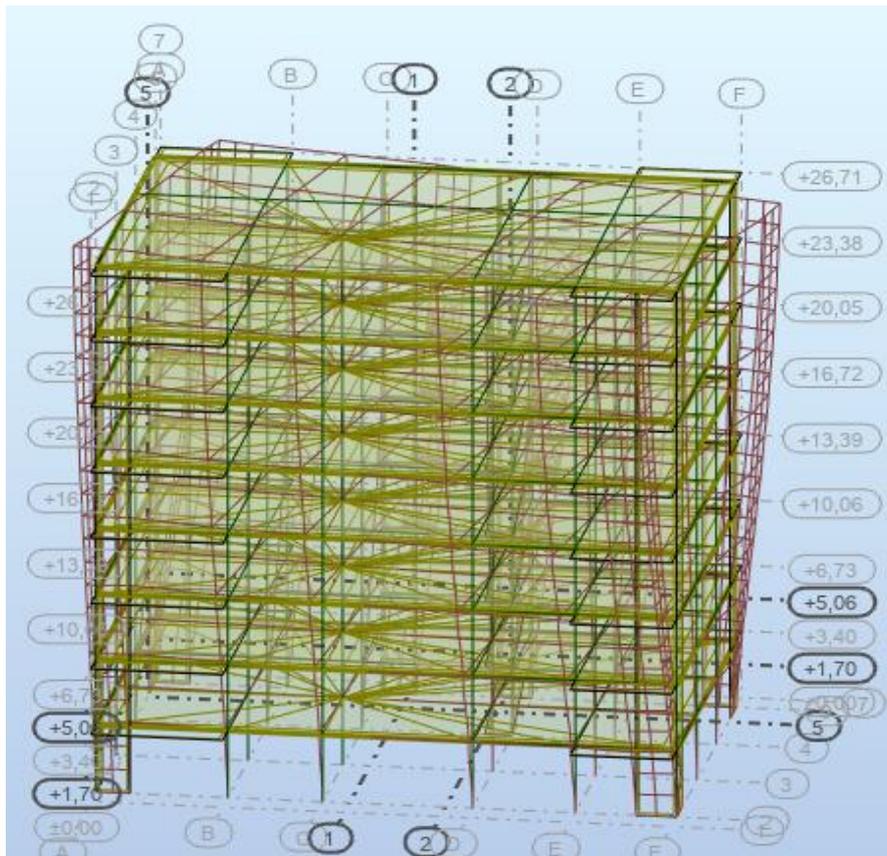


Figure V- 3: Mode de vibration Vue 3D

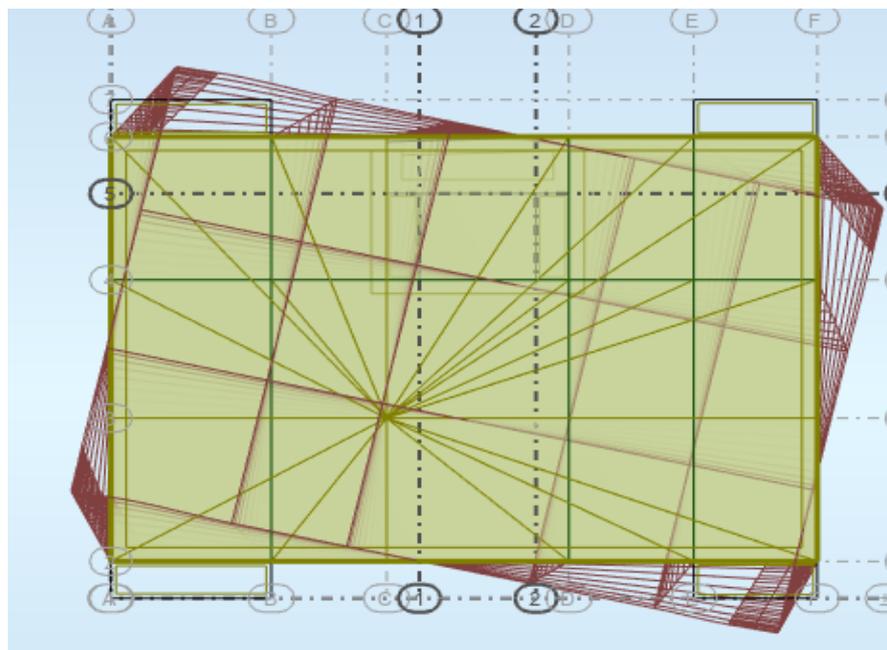


Figure V- 4: Mode de vibration vue en plan

➤ **Interprétation des résultats :**

Pour cette raison, on propose de change la disposition et l'emplacement de certains voiles pour améliorer le comportement de la structure en particulier vis-à-vis de La torsion, les résultats obtenus avec la nouvelle conception sont les suivants :

-On constate qu'il faut 5 modes pour attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

-Le 1er mode est un mode translation selon l'axe Y avec 81.57 % de participation de masse modale.

-Le 2eme mode est un mode translation selon l'axe X avec 77.56 %de participation de masse modale.

-Le 3eme mode est mode torsion.

-On constate que la majorité des modes sont indépendants (les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion)

- La période T_{dyn} calculée $T=0.38sec$ inférieure de la période fondamentale $0.611sec...$ condition vérifiée RPA99/Versions 2003 préconise (Art 4.2.4.4).

Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

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

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

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

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empirique en calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

✚ **Vérification du système de contreventement : Selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) :**

Le système de contreventement par voiles est assuré par des voiles, dans ce système de contreventement :

FZ [KN]	FZ sur les voiles [KN]
118775,15	33128,37

Tab.V. 3.L'effort réduit sur les voiles

$$F_{zVoile} / F_{zTotal} = \frac{33128,37}{118775,15} = 28\% > 20\% \Rightarrow R = 3.5$$

✚ Vérification de la période :

$$T = C_t \cdot h_n^{3/4}$$

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'à dernier niveau.

C_t : coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage.

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} \text{ ou } \begin{cases} h_n = 26.71 \text{ m} \\ C_T = 0.050 \end{cases} \text{ Donc : } T = 0,050 \cdot (26.71)^{3/4} = 0.58 \text{ sec.}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 25.75m, \quad L_y = 17.2m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.47s \\ T_y = 0.57s \end{cases}$$

$$T_x = \min(0.58s; 0.47s) = 0.47s$$

$$T_y = \min(0.58s; 0.57s) = 0.57s$$

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux Valeur :

T _{logiciel} (sec)	T _{empirique} (sec)	1.3× T _{empirique} (sec)
0,38	0.47	0.611
0.33	0.57	0.741

Tab.V. 4. Les valeurs finales des periods

$$T_{analytique} \leq T_{empirique} \dots \dots T = T_{empirique}$$

$$\Rightarrow \text{Donc on prend } \begin{cases} T_x = 0.47s \\ T_y = 0.57s \end{cases}$$

✚ **R : coefficient de comportement de la structure : Tab 4.3 (RPA99)**

Pour une structure contreventée par voiles avec interaction R=3.5

✚ **Q : Le facteur de qualité**

Sa valeur est déterminé par la formule : $Q = 1 + \sum Pq$

Critère de qualité "q"	Pq
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05
2- Redondance en plan	0,05
3 - Régularité en plan	0,05
4 - Régularité en élévation	0
5 - Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6 - Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1
Valeur de Q	1.15

Tab.V. 5.Valeurs des pénalités Pq

✚ **W : poids total de la structure :**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec :} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{Formule 4-5 R.P. A2003})$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5 du RPA99 version 2003).

Un bâtiment d'habitation : $\beta = 0.20$

Nom	Masse [kg]
Etage 1	449124,54
Etage 2	473572,34
Etage 3	482212,83
Etage 4	482212,83
Etage 5	482212,83
Etage 6	482212,83
Etage 7	467925,29
Etage 8	744790,05

Tab.V. 6.Le poids total de la structure.

$$\text{Donc : } Wi = \sum WG + 0.2WQ = 24601.90 \text{ KN}$$

$$V_{dyn} > 80\%V_{st}$$

Sens	A	R	D	Q	W(KN)	V_{dyn} (KN)	V_{st}	$80\%V_{st}$	condition
Longitudinal (XX)	0.25	3.5	2.2	1.15	24601.90	19530.8	4445.91	3556.728	C.V
Transversal (YY)	0.25	3.5	2.2	1.15	24601.90	19673.04	4445.91	3556.728	C.V

Tab.V. 7.Vérification de l'effort tranchant à la base

✚ Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (art.4.2.5. RPA99_V2003): $V = F_t + \sum F_i$

$$\text{Soit : } \begin{cases} F_t = 0,07 \times T \times V \text{ si } T > 0,7 S \\ F_t = 0 \text{ si } T < 0,7 S \end{cases}$$

Sens X-X: $T_x = 0.61 \text{ sec} \Rightarrow T_x = 0.61 \text{ sec} \leq 0.7 \text{ sec} \Rightarrow F_t = 0$

Sens Y-Y: $T_x = 0.699 \text{ sec} \Rightarrow T_x = 0.699 \text{ sec} \leq 0.7 \text{ sec} \Rightarrow F_t = 0$

Niveau	hi (m)	Sens X-X		Sens y-y	
		Vx	Fix(KN)	Vy	Fiy(KN)
RDC	3.40	3278,52	70.9	3291,06	69.25
1	6.73	3207,62	173.51	3221,81	167.61
2	10,06	3034,11	253.95	3054,20	250.61
3	13,39	2780,16	324.82	2803,59	325.24
5	16,72	2455,34	393.18	2478,35	394.31
5	20.05	2062,16	454.31	2084,04	459.73
6	23.38	1607,85	502.81	1624,31	508.63
7	26.71	1105,04	1105,04	1115,68	1115,68

Tab.V. 8.Distribution de la résultante des forces sismique

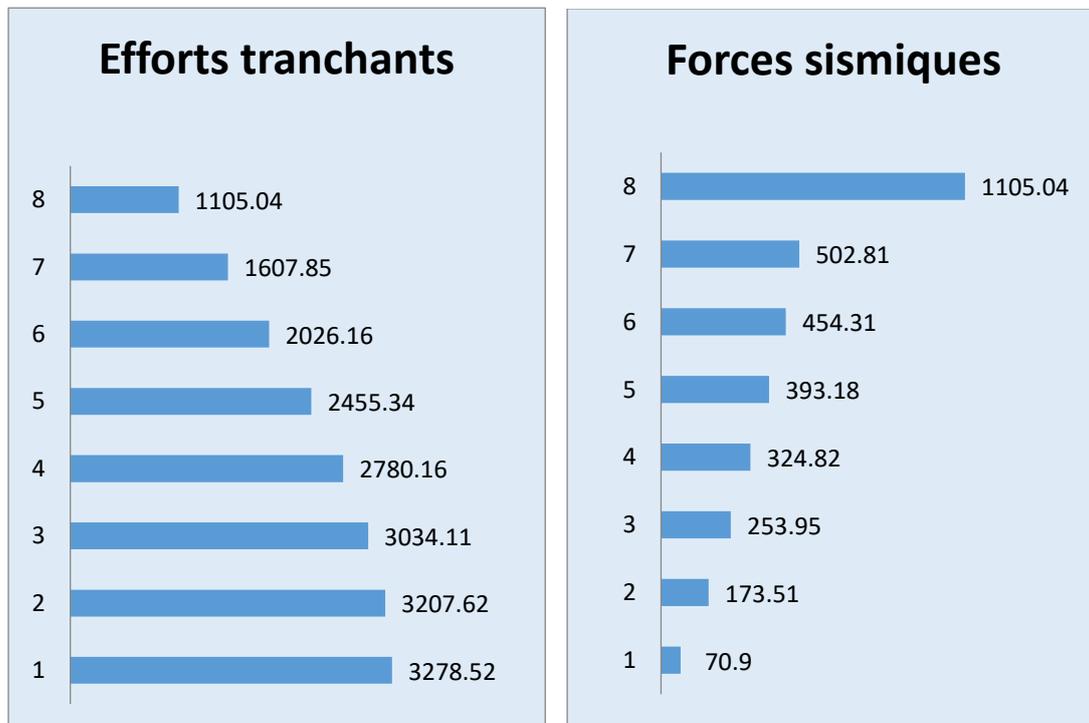


Figure V- 5: Distribution de la résultante des forces sismique et des efforts tranchant sens X

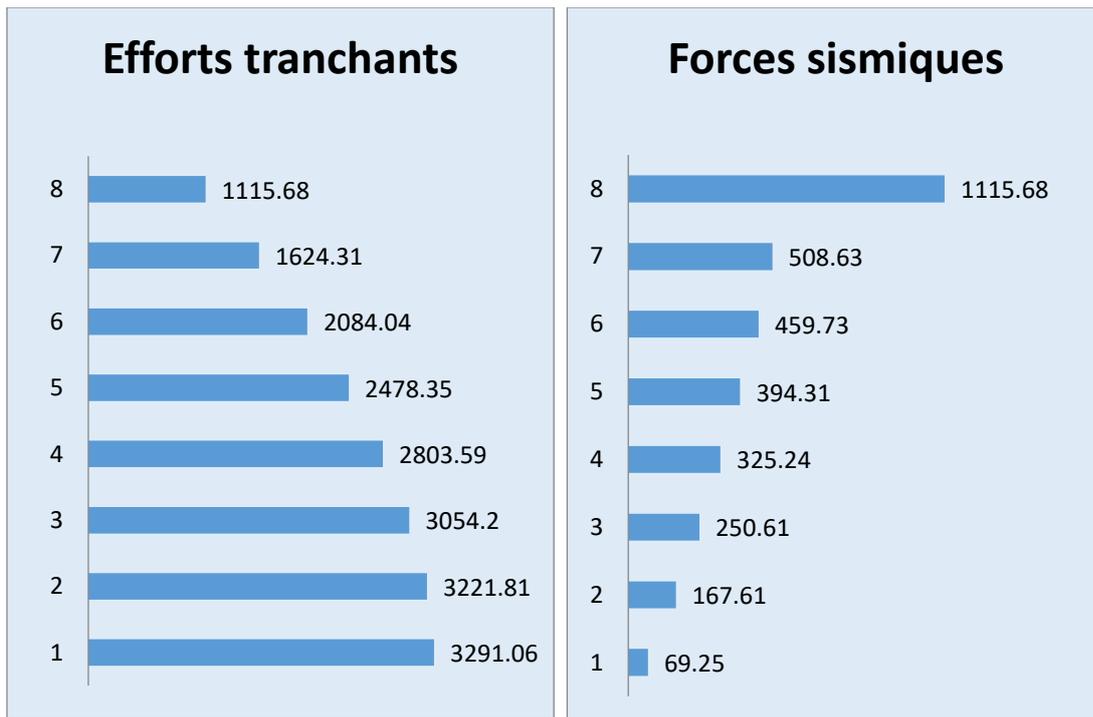


Figure V- 6: Distribution de la résultante des forces sismique et des efforts tranchant sens Y

🚧 Vérifications de déplacements :article 4.43page 46

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

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots\dots\dots \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} :Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e \dots\dots\dots \text{RPA99 (Article 5.10)}$

$\Delta_k < 1\% \times h_e \dots\dots\dots$ La condition est vérifiée comme tout l'étage.

Etage	$\Delta k = dr U_x(\text{cm})$	Δ_{adm}	$\Delta k = dr U_y(\text{cm})$	Δ_{adm}	Observation
RDC	0,2	3.40	0,3	3.40	Oui
1	0,3	3.33	0,4	3.33	Oui
2	0,3	3.33	0,4	3.33	Oui
3	0,3	3.33	0,4	3.33	Oui
4	0,3	3.33	0,4	3.33	Oui
5	0,2	3.33	0,3	3.33	Oui
6	0,2	3.33	0,3	3.33	Oui
7	0,1	3.33	0,2	3.33	Oui

Tab.V. 9. Déplacements absolus pour les deux directions principaux

✚ Justification de l'effet P- Δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P- Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

L'article 5.9 du RPA99/version2003 p40 :

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times hk} \leq 0.10$$

▪ PK : 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" ($VK = \sum Fi$).

▪ Δ_K : déplacement relatif du niveau "K".

▪ h_K : hauteur de l'étage "K".

➤ Si $0.10 \leq \theta_K \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur :

$$\frac{1}{1 - \theta_K}$$

❖ Sens Longitudinal : X

Etage	PK(KN)	$\Delta K(cm)$	$V_{KX}(KN)$	$h_K(cm)$	θ	$\theta \leq 0.1$
RDC	24751,9	0,2	3278,52	3.40	0,004	oui
1	27342,0	0,3	3207,62	3.33	0,008	oui
2	28189,6	0,3	3034,11	3.33	0,008	oui
3	28189,6	0,3	2780,16	3.33	0,009	oui
4	28189,6	0,3	2455,34	3.33	0,010	oui
5	28189,6	0,2	2062,16	3.33	0,008	oui
6	27045,0	0,2	1607,85	3.33	0,010	oui
7	54205,4	0,1	1105,04	3.33	0,015	oui

Tab.V. 10.Vérification de l'effet P- Δ sens X

❖ Sens Longitudinal : Y

Etage	PK(KN)	$\Delta K(cm)$	$V_{KY}(KN)$	$h_K(cm)$	θ	$\theta \leq 0.1$
RDC	24751,9	0,3	3291,06	3.40	0,007	oui
1	27342,0	0,4	3221,81	3.33	0,010	oui
2	28189,6	0,4	3054,20	3.33	0,011	oui
3	28189,6	0,4	2803,59	3.33	0,012	oui
4	28189,6	0,4	2478,35	3.33	0,014	oui
5	28189,6	0,3	2084,04	3.33	0,012	oui
6	27045,0	0,3	1624,31	3.33	0,015	oui
7	54205,4	0,2	1115,68	3.33	0,029	oui

Tab.V. 11.Vérification de l'effet P- Δ sens Y

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée Donc :

L'effet (P- Δ) est négligeable pour les deux directions.

✚ Vérification au renversement : RPA99/V2003(art.4.41)

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal (X) et transversal (Y)) avec la relation

suivante : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1$

M_r : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

M_S : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales

$$M_s = W \times \frac{L_{x,y}}{2}; L_x = 25.75m, L_y = 17.2m$$

W : Le poids total de la structure.

L : Dimension de la structure (Largeur(X) ou Longueur(Y))

Etage	Ancrage (m)	hi (m)	Sens X-X		Sens Y-Y	
			Fi.x(KN)	Fix × hi	Fi.y(KN)	Fiy × hi
RDC	1.5	4.9	70.9	347.41	69.25	339.325
1		8.23	173.51	1427.98	167.61	1379.43
2		11.56	253.95	2935.662	250.61	2897.05
3		14.89	324.82	4836.56	325.24	4842.82
4		18.22	393.18	7163.73	394.31	7184.32
5		21.55	454.31	9790.38	459.73	9907.18
6		24.88	502.81	12509.91	508.63	12654.71
7		28.21	1105,04	31173.17	1115,68	31473.33
$M_r = \sum Fi \times hi$			/	70184.802	/	70678.165

Tab.V. 12.Moment de renversement

❖ Vérifications :

Sens X-X :

$$M_s = W \times \frac{L_x}{2} = 24601.90 \times \frac{25.75}{2} = 316749.46$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{316749.46}{70184.802} = 4.51 \geq 1.5$$

Sens-Y-Y :

$$M_s = W \times \frac{L_y}{2} = 24601.90 \times \frac{17.2}{2} = 211576.34$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{211576.34}{70678.165} = 2.99 \geq 1.5$$

🚧 Centre de gravité des masses :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : Masse de l'élément considéré.

X_i, Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global

Centre de gravité des rigidités :(torsion)

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après Avec :

$$X_{cr} = \frac{\sum I_{xj} X_j}{\sum I_{xj}} \qquad Y_{cr} = \frac{\sum I_{yj} Y_j}{\sum I_{yj}}$$

I_{yj} : Inertie de l'élément i dans le sens y .

Y_j : Abscisse de l'élément I_{yj} .

I_{xj} : Inertie de l'élément i dans le sens x .

X_j : Ordonnée de l'élément I_{xj}

L'excentricité :

L'excentricité est la distance entre le Centre de Gravité des Masses et le Centre de Torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = /X_{CR} - X_{CM}/ \qquad e_y = /Y_{CR} - Y_{CM}/$$

Le tableau suivant résume les résultats :

Etage	W [KN]	Position du centre de masse		position du centre de torsion		Excentricité	
		X	Y	X	Y	X	Y
RDC	24601.90	13,12	9,36	11,81	9,83	1,31	0,47
1	24601.90	12,99	9,27	11,81	9,83	1,18	0,56
2	24601.90	13,00	9,51	11,81	9,83	1,20	0,32
3	24601.90	13,00	9,51	11,81	9,83	1,20	0,32
4	24601.90	13,00	9,51	11,81	9,83	1,20	0,32
5	24601.90	13,00	9,51	11,81	9,83	1,20	0,32
6	24601.90	12,89	9,37	11,81	9,83	1,08	0,46
7	24601.90	12,90	8,68	11,81	9,83	1,10	1,15

Tab.V. 13.Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité

CHAPITRE VI :

Etude du vent

VI.1. Introduction :

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales. Ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs paramètres :

- la région.
- le site.
- l'altitude.
- les dimensions de l'ouvrage.

VI.2. Application des R N V 99 :

VI.2.1. La vérification de la stabilité d'ensemble :

Les RNV 99 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

✚ L'application des RNV 99 exige les étapes suivantes :

➤ **détermination du coefficient dynamique C_d :**

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à

L'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la Partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Valeur de C_d :

Notre bâtiment est en béton armé, donc on utilise l'abaque ((3.1) ; P51) :

En fonction de h et b . exemple :

Sens $V1$ du vent : $h = 27.31$ et $b = 17.2m$; Après l'interpolation : **$C_d = 0,96$.**

Sens $V2$ du vent : $h = 27.31$ et $b = 25.75 m$; Après l'interpolation : **$C_d = 0,945$.**

C_d dans les deux directions est inférieur à 1,2 ; Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

➤ **Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn} :**

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à l'article 3.1.1 des RNV99.

- les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage ; Avec n étant le nombre de niveaux de la construction.

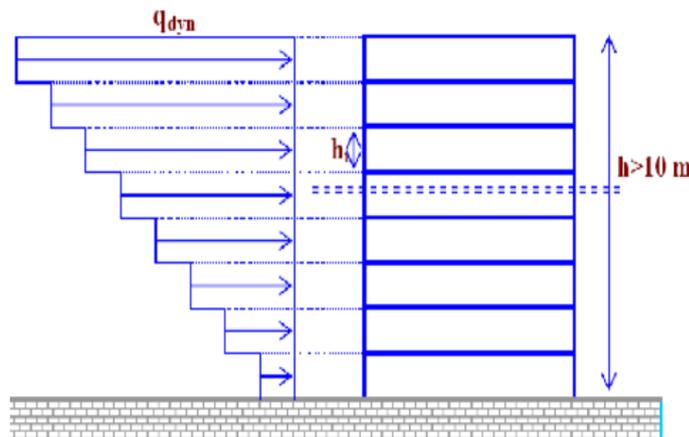


Figure VI- 1: Répartition de la pression dynamique

La pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par

La formule (2.12 des RNV99).

Structure permanente $\rightarrow q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$.

Z_j : distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j .

q_{ref} : pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

q_{ref} : donnée par le tableau 2.3 en fonction de la zone du vent.

Zone II $\rightarrow q_{ref} = 435 \text{ N/m}^2$.

C_e : Coefficient d'exposition au vent.

C_e : peut être calculé par la formule :

$$C_e(Z_{eq}) = C_T(Z_{eq})^2 \times C_r(Z_{eq})^2 \times \left[\frac{7K_T}{C_T(Z) \times C_r(Z)} \right]$$

CT : coefficient de topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent. Sa valeur est donnée par le tableau (2.5 des RNV99).

Site plat → **CT (Zeq) = 1.**

Cr : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité sur la vitesse moyenne du vent ; Sa valeur est définie par la loi logarithmique.

$$Z_{min} \leq Z \leq 200m \Rightarrow C_r(Z) = K_T \times L_n\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$$

K_T : Facteur de terrain.

Z₀ : Paramètre de rugosité.

Z_{min} : Hauteur minimale.

Z : Hauteur considérée.

D'après le tableau (2.4 des RNV99) on a :

$$K_T = 0,24.$$

$$Z_0 = 1 \text{ m.}$$

$$Z_{min} = 16 \text{ m.}$$

Le tableau suivant résume les coefficients cités suivant :

Z (m)	K _T	Z ₀	Z _{min}	C _T	C _r	C _e (z)	q _{ref}	Q _{dyn} (N/m ²)
3.40	0.24	1	16	1	0.29	0.48	435	208.8
6.73	0.24	1	16	1	0.45	0.75	435	326.25
10,06	0.24	1	16	1	0.55	0.92	435	400.2
13,39	0.24	1	16	1	0.62	1.04	435	452.4
16,72	0.24	1	16	1	0.67	1.12	435	487.2
20.05	0.24	1	16	1	0.71	1,19	435	517.65
23.38	0.24	1	16	1	0.75	1,26	435	548.1
26.71	0.24	1	16	1	0.78	1,31	435	569.85

Tab.VI. 1.Valeurs de Cr, Ce et la pression dynamique selon la hauteur Z

➤ **Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :**

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée. C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe,1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} + C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \text{ si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

S : désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe,10}$

• **Parois verticales :**

Sens -x :

Pour le calcul des valeurs de C_{pe} on réfère au paragraphe 1.1.2 chapitre 5 RNV 99

b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent V_1 , $b = 17.2 \text{ m}$

d : la dimension parallèle à la direction du vent V_1 , $d = 25.75 \text{ m}$

$$e = \min(b; 2h) = \min(17.2; 54.31) = 17.2 \text{ m}$$

$d > e$ la paroi est divisible en 3 zones, qui sont illustrées sur la figure suivante :

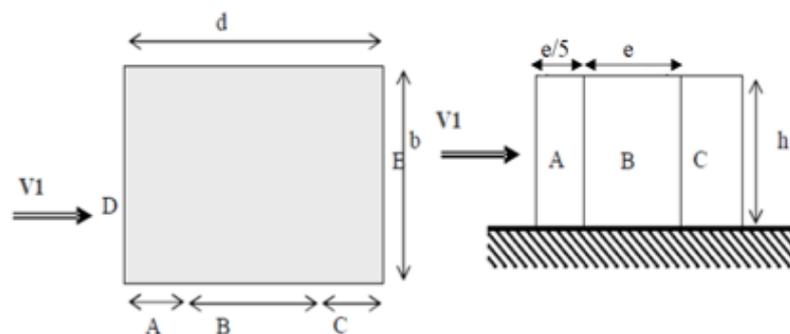


Figure VI- 2: Vue en plans et vue en évaluation

	A	B	C	D	E
$C_{cpe,10}$	-1.0	-0.8	-0.50	+0.8	-0.30

Tab.VI. 2.Valeurs du Coefficient de la pression extérieure

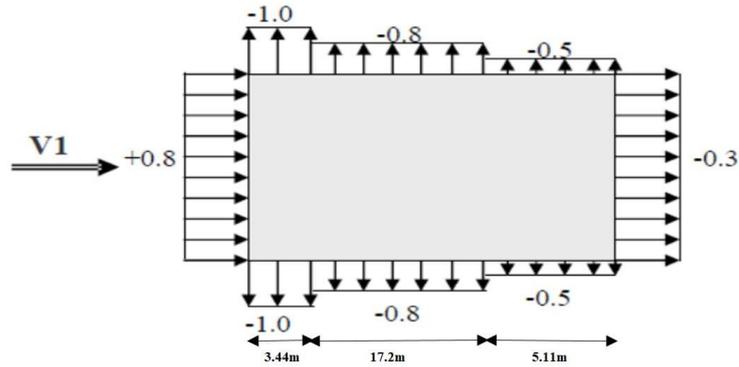


Figure VI- 3: Distribution de la pression extérieure x,x

Sens -y :

$$b = 25.75 \text{ m}, d = 17.2 \text{ m}$$

$$e = \min(b ; 2h) = \min(25.75; 54.31) = 25.75\text{m}$$

$d < e$ la paroi est divisible en 2 zones, qui sont illustrées sur la figure suivante :

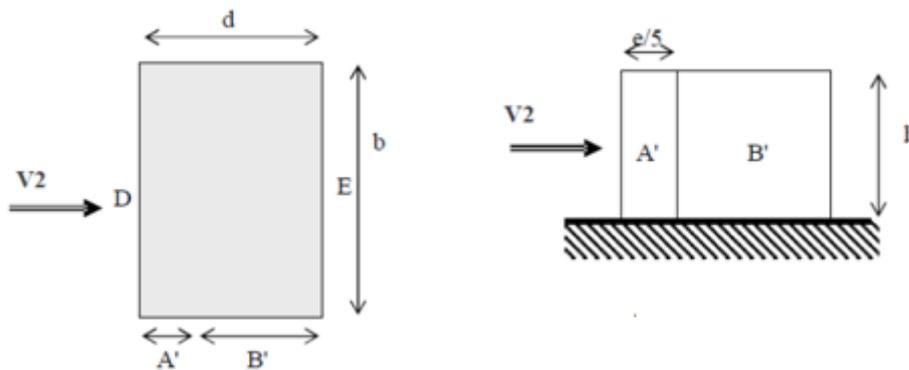


Figure VI- 4: Vue en plans et vue en évaluation

D'après le tableau 5.1 RNV 99 on a :

	A	B	C	D	E
C_{cpe,10}	-1.0	-0.8	-0.50	+0.8	-0.30

Tab.VI. 3.Valeurs du Coefficient de la pression extérieure

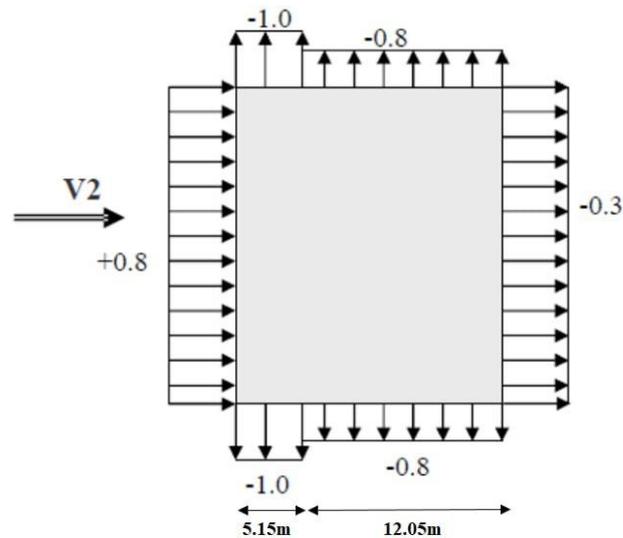


Figure VI- 5: Distribution de la pression extérieure y,y

- Toiture plate :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser

la toiture comme l'indique la figure ci-après. Le coefficient $C_{pe,10}$ est donné dans le tableau 5.2 (RNV99).

$$e = \text{Min} [b ; 2h]$$

b: dimension du coté perpendiculaire au vent

$$e_x = \text{min} (b ; 2h) = \text{min} (17.2; 54.31) = 17.2 \text{ m}$$

$$e_y = \text{min} (b ; 2h) = \text{min} (25.75; 54.31) = 25.75\text{m}$$

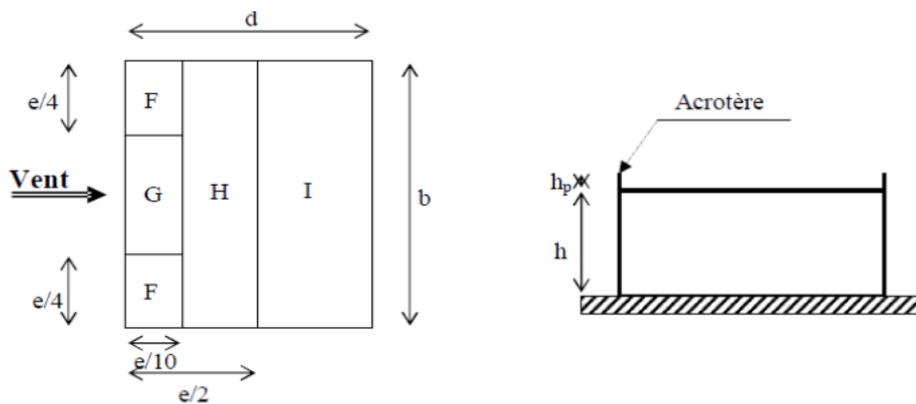


Figure VI- 6: Vue en plans et vue en évaluation

		Zone			
		F	G	H	I
		C _{pe}	C _{pe}	C _{pe}	C _{pe}
Avec acrotère	hp/h	-1.6	-0.1	-0.7	±0.2
	hp/h	-1.4	-0.9	-0.7	±0.2
	hp/h	-1.2	-0.8	-0.7	±0.2

Tab.VI. 4.Coefficients de pression extérieure des toitures plates

Dans notre cas $hp/h = 0,6 / 27.31 = 0,021$

➤ Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Dans le cas des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées :

$C_{pi} = 0.8$ et $C_{pi} = -0.5$ (art 2.2 RNV 99).

➤ Détermination du coefficient de pression du vent C_p :

Le coefficient de pression C_p est calculé à l'aide de la formule suivante :

Alors on a les deux tableaux suivants :

• Pour C_{pi} = 0.8:

Zone	C _{pi}	C _{pe}	C _p
AA'	0.8	-1	-1.8
BB'	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	+0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5

Tab.VI. 5.Coefficient de pression de vent pour C_{pi} = 0.8

• Pour C_{pi} = -0.5:

Zone	C _{pi}	C _{pe}	C _p
AA'	-0.5	-1	-0.5
BB'	-0.5	-0.8	-0.3
C	-0.5	-0.5	0
D	-0.5	+0.8	1.3
E	-0.5	-0.3	0.2
F	-0.5	-1.6	-1.1
G	-0.5	-1.1	-0.6
H	-0.5	-0.7	-0.6

Tab.VI. 6.Coefficient de pression de vent pour C_{pi} = 0.5

➤ **Détermination de la pression due au vent :**

Pour les constructions de catégorie I, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées rigides.

La pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(z_j)$$

C_d : Coefficient dynamique.

W (N/m^2) : La pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j .

$W(z_j)$: est obtenu à l'aide de la formule suivante (2.2 RNV 99)

$$W(z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

Par exemple : $Z = 27.31$ m

$$q_{dyn} = 569.85 \text{ N/m}^2.$$

- Pour $C_{pi} = 0.8$:

Sens x:

Zone	C_{pe}	W_j	C_d	q_j
AA'	-1.0	-1025.73	0,96	-984.7008
BB'	-0.8	-911.76	0,96	-875.28
D	+0.8	0	0,96	0
E	-0.3	-626.835	0,96	601.76

Tab.VI. 7.Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=0.8$ -Sens x

Sens y:

Zone	C_{pe}	W_j	C_d	q_j
AA'	-1.0	-1025.73	0,945	-969.31
BB'	-0.8	-911.76	0,945	-861.61
C	-0.5	-740.805	0,945	-700.06
D	+0.8	0	0,945	0
E	-0.3	-626.835	0,945	-592.35

Tab.VI. 8.Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=0.8$ -Sens y

- Pour $C_{pi} = 0.5$:

Sens x:

Zone	C_{pe}	W_j	C_d	q_j
AA'	-1.0	-854.775	0,96	-820.584
BB'	-0.8	-740.805	0,96	-711.172
D	+0.8	170.955	0,96	-164.116
E	-0.3	-455.88	0,96	-437.644

Tab.VI. 9.Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=0.5$ -Sens x

Sens y:

Zone	C _{pe}	W _j	Cd	q _j
AA'	-1.0	-854.775	0,945	-807.76
BB'	-0.8	-740.805	0,945	-700.06
C	-0.5	-569.85	0,945	-538.50
D	+0.8	170.955	0,945	161.55
E	-0.3	-455.88	0,945	-430.80

Tab.VI. 10.Calcul de pression due au vent pour Cpi=0.5-Sens y

➤ Détermination de la force de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement F_{fr} est donnée par la formule 2.8 (RNV99):

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

J : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : La hauteur du centre de l'élément j.

S_{fr,j} : Aire de l'élément de surface j.

C_{fr,j} : Coefficient de frottement pour l'élément de surface j.

Afr (x) m ²	Afr (y) m ²	Cfr	Qdyn (N/m ²)	Ffr (x)	Ffr (y)
469.732	703.23	0.01	208.8	980.8	1468.34
			326.25	1532.5	2294.28
			400.2	1879.86	2814.32
			452.4	2125.06	3181.41
			487.2	2288.53	3426.13
			517.65	2431.56	3640.27
			548.1	2574.60	3854.4
			569.85	2676.76	4007.35

Tab.VI. 11.Récapitulatif résultats de la force de frottement dans le sens X et le sens Y

- Les constructions pour lesquelles les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit le rapport : $\frac{d}{b} \geq 3$, soit le rapport : $\frac{d}{h} \geq 3$ où **b** est la dimension de la construction perpendiculaire à la direction du vent, **h** la hauteur de la construction, et **d** la dimension de la construction parallèle au vent.

Sens-x :

$$b = 17.2 \text{ m} ; d = 25.75 \text{ m} ; h = 27.31 \text{ m}.$$

$$\frac{d}{b} = \frac{25.75}{17.2} = 1,497 < 3 \text{ condition non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{25.75}{27.31} = 0,942 < 3 \text{ condition non vérifiée.}$$

Sens-y :

$$b = 25.75 \text{ m} ; d = 17.2 \text{ m} ; h = 27.31 \text{ m}.$$

$$\frac{d}{b} = \frac{17.2}{25.75} = 0,667 < 3 \text{ condition non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{17.2}{27.31} = 0,629 < 3 \text{ condition non vérifiée.}$$

➤ **Détermination de la force résultante :**

La force résultante R se décompose en deux forces ; horizontale et verticale
(Voir la figure ci-après) :

- Force résultante R

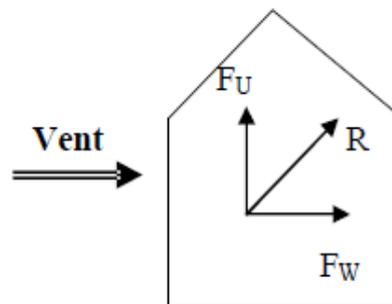


Figure VI- 7: La force résultante R

Fw : correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

Fu : composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$\mathbf{R} = \Sigma (\mathbf{q}_i \times \mathbf{S}_i) + \Sigma \mathbf{F}_{frj}$$

Σ : somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces).

q_j : pression du vent exerce sur l'élément de surface j.

S_j : aire de l'élément de surface j.

F_{frj} : forces de frottement.

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

Zj	Zone	S (x, x)m ²	S (y, y)m ²	Qdyn (N/m ²)	qj(x)	qj(y)	R(x)N	R(y)N
3.40	-1.1	294.98	111.24	208.8	-220.49	-217.06	-63843,26	-22677,41
6.73				326.25	-344.52	-339.13	-99756,38	-35422,75
10.06				400.2	-422.61	-416.001	-122367,5	-43461,63
13.39				452.4	-477.73	-470.26	-138327,6	-49130,31
16.72				487.2	-514.48	-506.44	-148968,6	-52910,26
20.05				517.65	-546.63	-538.09	-158277,7	-56216,86
23.38				548.1	-578.79	-569.74	-167589,7	-59523,48
26.71				-2.4	7.396	16.55	569.85	-1312.93
	-1.9	14.792	31.64	-1039.40	-1023.16	-12698,04		-28365,43
	-1.5	118.336	265.225	-820.58	-807.76	-94427,39		-202961
Somme							-1013290	-568051,1

Tab.VI. 12.Récapitulatif résultats de la résultante R dans le sens X et le sens Y

$$R_{xx} = \sum_{xi} R = -1013.290 \text{ KN}$$

$$R_{yy} = \sum_{yi} R = -568.051 \text{ KN}$$

Remarque :

On remarque que l'effet du vent sur la structure moins que celui du séisme.

Il représente 30% de la force séismique.

$$\text{Sens-X} \rightarrow \frac{F_{\text{vent}}}{F_{\text{seisme}}} = \frac{1013.290}{3278,52} = 0.30$$

$$\text{Sens-Y} \rightarrow \frac{F_{\text{vent}}}{F_{\text{seisme}}} = \frac{568.051}{3291.06} = 0.17$$

Conclusion :

Pour les bâtiments en béton armé peu élancés, les actions engendrées par le vent sont faibles devant celles du séisme, donc le calcul au contreventement sera uniquement pris en considération du séisme, car il est dominant.

CHAPITRE VII :

Ferrailage des éléments Structuraux

VII.1. Introduction :

Les critères de sécurité de la structure vis-à-vis de l'action sismique qui englobent la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble la stabilité des fondations, la largeur des joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme doivent être satisfait simultanément. La réglementation en vigueur **BAEL 91** et **RPA 99 version 2003** nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

VII.2. Combinaisons des charges :

Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q

- $1,35 G + 1,5 Q$ à l'E.L.U
- $G + Q$ à l'E.L.S

Règlement RPA 99 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques E.

- $0,8 \times G \pm E$
- $G + Q + E$

VII.3. Ferrailage des poutres :

VII.3.1. Introduction :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux. Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du **BAEL 91 modifié 99**, on se rapportera aussi au **RPA 99 / version 2003** pour la vérification.

VII.3.2. Combinaisons des charges :

- Combinaisons donné par BAEL.91 :

$$\begin{cases} 1,35 G + 1,5 Q & ELU \\ G + Q & ELS \end{cases}$$

- Combinaisons donné par RPA99 VERSION 2003 :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

VII.3.3. Recommandations du RPA99/version 2003 :

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone II.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres et les consoles les plus sollicitées

VII.4. Les sollicitations dans les poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "Robot ", on obtient les résultats suivants :

Combinaison	ELU		ELS		ACC	
	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui
Pp	125.98	-251.95	92.15	-184.30	92.15	-184.30
PS	11.65	-23.30	8.48	-16.97	8.48	-16.97

Tab.VII. 1.Sollicitation moment de flexion des poutres.

 **Poutre principale :**

Armatures Longitudinales :

$b = 35\text{cm}$, $h = 60\text{ cm}$, $d = 57\text{ cm}$, $c = 3\text{ cm}$

Calcule le ferrailage :

Ferrailage en travée (situation accidentelle) :

- **En Travée :**

ELU : $M_t=125.98\text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{125.98}{0.35 \times 0.57^2 \times 22.17 \times 10^3} = 0.049$$

$$\mu = 0.049 \leq \mu_L = 0.392 \quad \Rightarrow \quad A_c = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.049)}) = 0.063$$

$$\alpha = 0.063 < \alpha_{AB} = 0.259$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.063)) = 0.975$$

$$Z = d * \beta$$

$$A = \frac{Mf}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{125.98 \times 10}{348 \times 0.975 \times 0.57} = 6.51 \text{ cm}^2$$

○ **En Appuis :**

Accidentelle :

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{184.30}{0.35 \times 0.57^2 \times 22.17 \times 10^3} = 0.0731$$

$$\mu = 0.0731 \leq \mu_L = 0.392 \quad \Rightarrow \quad A_c = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0731)}) = 0.094$$

$$\alpha = 0.094 < \alpha_{AB} = 0.259$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.094)) = 0.962$$

$$Z = d * \beta$$

$$A = \frac{Mf}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{184.30 \times 10}{348 \times 0.962 \times 0.57} = 9.65 \text{ cm}^2$$

Vérifications nécessaires pour les poutres : BAEL

Condition de non fragilité (art A.4.2) :

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

$$A_{BAEL} \geq 0.23 \times 35 \times 57 \times \frac{2.1}{400} = 2.72$$

Le pourcentage minimal d'armature BAEL (art B.6.4) :

$$A_{min} = 0.01\% b \times h$$

$$A_{min} = 0.001 \times 35 \times 60 = 2.1$$

Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre :

D'après le **RPA99** est 0,5% en tout section :

$$A_{min}^{RPA} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 60 \times 35 = 10.5 \text{ cm}^2$$

	$A_{cat}(cm^2)$	$A_{BAEL}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{min}^{RPA}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	$A_{adpt}(cm^2)$
Travée	6.51	2.72	2.1	10.5	10.5	3HA10+3HA14=10.65
Appui	9.56	2.72	2.1	10.5	10.5	3HA10+3HA14=10.65

Tab.VII. 2.Résultats de ferrailage.

ELS :

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

	$M_U(KN.m)$	$M_s(KN.m)$	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	125.98	92.15	1.36	0.063	0.18	C.V
Appui	-251.95	-184.30	1.36	0.046	0.18	C.V

Tab.VII. 3.Vérification de la contrainte

Vérification de l'effort tranchant : $T_u = 166.28 KN.m$

$$\tau_u \leq [\tau]$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{166.28 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.57} = 0.83 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa \right) \rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3.33 MPa & \text{(situation durable)} \\ \bar{\tau}_u = 4.35 MPa & \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

$$\tau_u = 0.73 MPa \leq (\tau) = 3.33 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

Armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales : BAEL91 (art.A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{ht}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min (1.7 ; 2 ; 3.5) \Rightarrow \phi_t \leq 1.5 cm$$

Soit $\phi_t \geq 8 mm$

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22) :

$$St1 \leq \min (0,9 d ; 40 cm) = 40 cm$$

D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4} = 15, 12\phi_{\min}, 30 \text{ cm} \right) = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{dans la Zone nodale.}$$

$$St2 \leq \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{dans la Zone courante.}$$

On prend: $St \leq \text{Min} (St \text{ BAEL}, St \text{ RPA})$

- Dans la Zone nodale : $St = 15 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $St = 20 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 120 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale)

La section de ferrailage transversal :

D'après **BAEL 91**(art **A.5.1, 22**) :

$$A \geq 0,003 \cdot St \cdot b \geq 0,003 \cdot 15 \cdot 35 = 1,575 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$A \geq 0,003 \cdot St \cdot b \geq 0,003 \cdot 20 \cdot 35 = 2,1 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en dehors de la zone courante}$$

Donc on prend :

- La zone nodale **4Ø8** avec $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$
- La zone courante **6Ø8** avec $A_t = 3,02 \text{ cm}^2$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{60}{665} = 0,09 \geq \frac{125,98}{15 \times 184,30} = 0,045 \dots \dots \text{C.V} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \rightarrow \frac{10,65}{35 \times 57} = 0,0053 \leq 0,009 \dots \dots \text{C.V} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow \frac{60}{665} = 0,09 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots \dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

 **Poutres secondaires :**

Armatures Longitudinales :

$$b = 35 \text{ cm}, h = 50 \text{ cm}, d = 47 \text{ cm}, c = 3 \text{ cm}$$

Calcule le ferrailage :

Ferrailage en travée (situation accidentelle) :

○ **En Travée :**

$$\text{ELU : } M_t = 11,65 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.65}{0.35 \times 0.47^2 \times 22.17 \times 10^3} = 0.067$$

$$\mu = 0.067 \leq \mu_L = 0.392 \quad \Rightarrow \quad A_c = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.067)}) = 0.086$$

$$\alpha = 0.086 < \alpha_{AB} = 0.259$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.086)) = 0.965$$

$$Z = d * \beta$$

$$A = \frac{Mf}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{11.65 \times 10}{348 \times 0.965 \times 0.47} = 0.74 \text{ cm}^2$$

○ **En Appuis :**

Accidentelle :

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{16.97}{0.35 \times 0.47^2 \times 22.17 \times 10^3} = 0.0099$$

$$\mu = 0.0099 \leq \mu_L = 0.392 \quad \Rightarrow \quad A_c = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0365)}) = 0.011$$

$$\alpha = 0.011 < \alpha_{AB} = 0.259$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.011)) = 0.995$$

$$A = \frac{Mf}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{16.97 \times 10}{348 \times 0.995 \times 0.47} = 1.04 \text{ cm}^2$$

Vérifications nécessaires pour les poutres : BAEL

Condition de non fragilité (art A.4.2) :

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

$$A_{BAEL} \geq 0.23 \times 35 \times 47 \times \frac{2.1}{400} = 1.98$$

Le pourcentage minimal d'armature BAEL (art B.6.4) :

$$A_{min} = 0.01\% b \times h$$

$$A_{min} = 0.001 \times 35 \times 50 = 1.75$$

Chapitre VII: Ferrailage des éléments structuraux

Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre :

D'après le **RPA99** est 0,5% en tout section :

$$A_{min}^{RPA} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 50 \times 35 = 8.75 \text{ cm}$$

	$A_{cat}(cm^2)$	$A_{BAEL}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{min}^{RPA}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	$A_{adpt}(cm^2)$
Travée	0.74	1.98	1.75	8.75	8.75	6HA14=9.23
Appui	1.04	1.98	1.75	8.75	8.75	6HA14=9.23

Tab.VII. 4.Résultats de ferrailage. :*++598*9*

ELS :

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

	$M_U(KN.m)$	$M_s(KN.m)$	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	11.65	8.48	1.37	0.086	0.185	C.V
Appui	-23.30	-16.97	1.37	0.011	0.185	C.V

Tab.VII. 5.Vérification de la contrainte

Vérification de l'effort tranchant : $T_u = 166.28 \text{ KN.m}$

$$\tau_u \leq [\tau]$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{166.28 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.47} = 1.01 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} & (\text{situation durable}) \\ \bar{\tau}_u = 4.35 \text{ MPa} & (\text{situation accidentelle}) \end{cases}$$

$$\tau_u = 1.01 \text{ MPA} \leq (\tau) = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

Armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales : BAEL91 (art.A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{ht}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min (1.42 ; 2 ; 3.5) \Rightarrow \phi_t \leq 1.42 \text{ cm}$$

Soit $\phi t \geq 8$ mm

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22) :

$$St1 \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4} = 12,5, 12\phi \text{ min}, 30 \text{ cm} \right) = 12,5 \text{ cm} \rightarrow \text{dans la Zone nodale.}$$

$$St2 \leq \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{dans la Zone courante.}$$

On prend: $St \leq \text{Min} (St \text{ BAEL}, St \text{ RPA})$

- Dans la Zone nodale : $St = 15$ cm

- Dans la Zone courante : $St = 20$ cm

Avec : $L' = 2h = 100$ cm (longueur de la zone nodale)

La section de ferrailage transversal :

D'après **BAEL 91 (art A.5.1, 22) :**

$$A_{0,003.St.b} \geq 0,003.15.35 = 1,575 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$A_{0,003.St.b} \geq 0,003.20.35 = 2,1 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en dehors de la zone courante}$$

Donc on prend :

- La zone nodale **4Ø8** avec $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$
- La zone courante **4Ø10** avec $A_t = 3,14 \text{ cm}^2$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{50}{580} = 0,08 \geq \frac{11,65}{15 \times 16,97} = 0,045 \dots \dots \text{C.V} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \rightarrow \frac{9,23}{35 \times 47} = 0,0056 \leq 0,009 \dots \dots \text{C.V} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow \frac{50}{580} = 0,08 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots \dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Ferrailages des poutres principales et poutres secondaires :

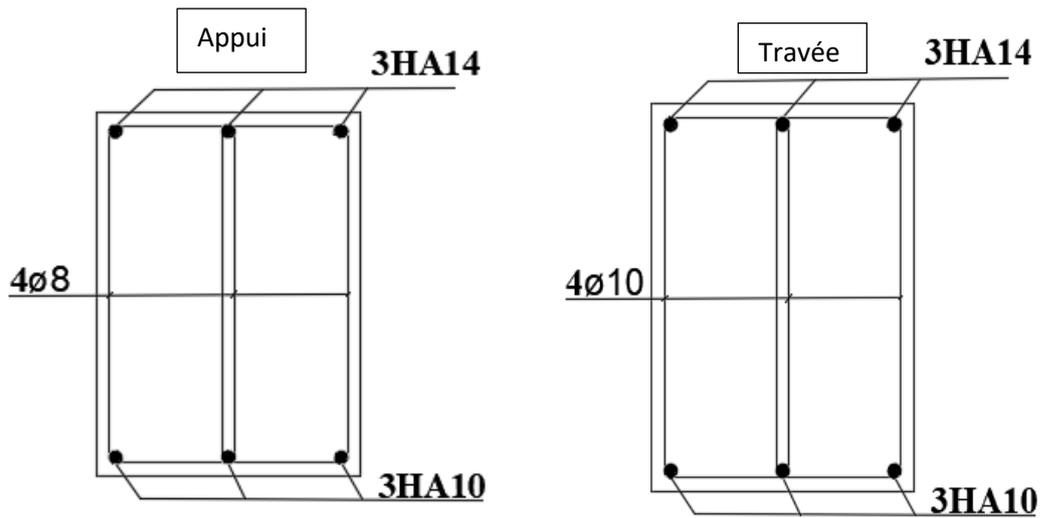


Figure-VII- 1: Ferrailage de poutre principale

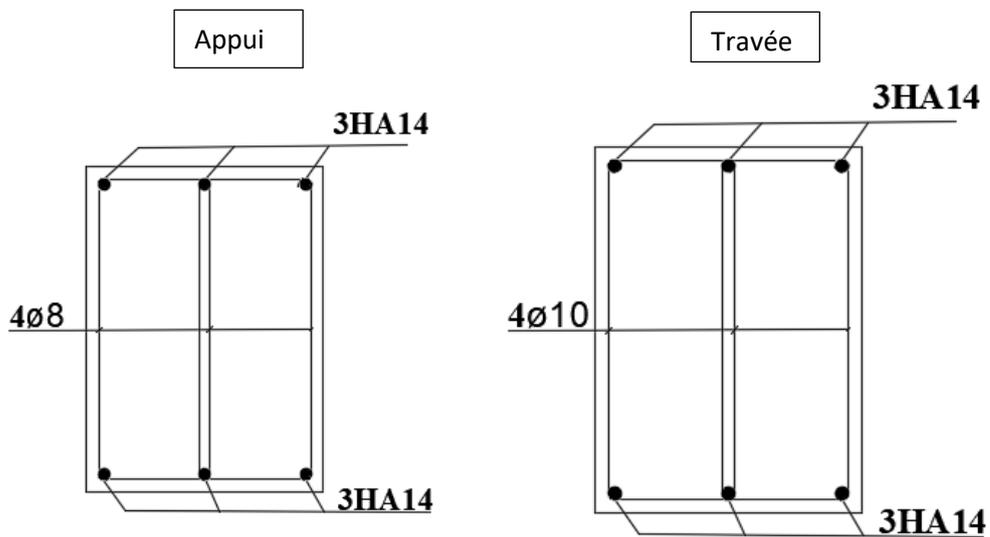


Figure-VII- 2: Ferrailage de poutre secondaire

VII.5. Ferrailage des poteaux :

VII.5.1. Introduction :

C'est un élément porteur vertical destiné de reprendre les charges et surcharges issue des différents niveaux pour les transmettre aux fondations.

Aussi, le rôle des poteaux, ne se limite pas à assurer la reprise des charges verticales, mais contribue largement lorsqu'il associé à des poutres pour former des cadres ou portiques à reprendre les actions horizontales dues au vent mais surtout dues aux séismes.

VII.5.2. Sollicitations internes :

Bien que les poteaux supportent les charges verticales essentiellement des efforts de compressions (N), ils ont aussi sollicités par des moments de flexion (M) et des efforts tranchant (V) résultent de la charge horizontale (séisme).

VII.5.3. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, ils sont soumis à des efforts normaux, et des couples de moments fléchissant dans les deux directions longitudinale et transversale, ils sont donc calculés en flexion bi-axiale composée, les efforts normaux (N) et les moments fléchissant (M_x , M_y) sont donnés par les combinaisons les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS comme suite :

- 1.35G + 1.5Q ELU
- G + Q ELS
- 0.8G ± E Accidentel
- G + Q + E Accidentel

Le ferrailage des poteaux doit être mené conformément aux exigences du CBA93 (voir l'organigramme du ferrailage des sections de béton en flexion composée) et aussi aux prescriptions du RPA 99/V 2003.

VII.6. Recommandations du règlement parasismique algérien RPA99/V2003 :

a) Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimal sera : 0.9% de la section de béton (en zone IIb)
- Leur pourcentage maximal sera de :
4% de la section de béton (en zone courante)
6% de la section de béton (en zone de recouvrement)
- Le diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est 50Φ (en zone IIb)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser :
20cm (en zone IIb)
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si à possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

b) Les armatures transversales : RPA99 (art 7.4.2.1)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_l \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : est l'effort tranchant de calcul

h_l : Hauteur totale de la section brute

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{Si : } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

t : est l'espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} \text{La zone nodale : } t \leq \min(10 \phi_l, 15 \text{ cm}) \\ \text{La zone courante : } t \leq 15 \phi_l \end{cases}$$

ϕ_l :Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

La quantité des armatures transversales vers soles $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{Si : } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0.3\% \\ \text{Si : } \lambda_g \leq 5 \Rightarrow 0.8\% \\ \text{Si : } 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{cases}$$

λ_g : Enlacement géométrique du Poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a, b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Règlement BAEL91 :

- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$
- Leur espacement : $St \leq \min(15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

Sollicitation du calcul :

- Poteaux de section (55×60) cm²
- $C = 3 \text{ cm}$; $d = h - c = 60 - 3 = 57 \text{ cm}$
- Acier Fe E400
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel Robot, on obtient les résultats suivants :

ELU		G+Q±E		0.8G±E		ELS	
N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.m)	M _{MAX} (KN.m)	N _{COR} (KN)	N _{MIN} (KN)	M _{COR} (KN.m)	N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.m)
1086.49	0.65	163.63	1072.17	95.62	158.07	798.73	0.47

Tab.VII. 6.Les résultats des efforts et moments pour chaque Combinaison

VII.7. Ferrailage longitudinal :

➤ **ELU:**

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article.A.4.3.5 du BAEL99 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \Rightarrow e_1 = e_a + e_0$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution)

e₁ : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e₂ : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_a = \max \left\{ 2\text{cm}; \frac{L_1}{250}; \frac{L_1}{250} \right\} = 2\text{cm}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.65}{1086.49} = 0.000598\text{m} = 0.0598\text{cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.0598 + 2 = 2.0598\text{cm}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire Si :

$$\frac{l_f}{h} < \max \left(15; \frac{20 \cdot e_1}{h} \right)$$

lf: longueur de flambement du poteau

h : hauteur totale du Poteau

$$lf = 0.7 \times L = 0.7 \times 3.40 = 2.38 \text{ m}$$

$$lf/h = 3,96 < \max(15; 0,68) \Rightarrow lf/h = 3.96 < 15$$

Alors les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

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

\emptyset : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égale à $\emptyset=2$

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

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h} = \sqrt{12} \times \frac{2.38}{0.60} = 13.74 < 50 \text{ Alors : } \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{13.74}{35}\right)^2} = 0.803$$

$$e_2 = \frac{3(2.38)^2}{10^4 \times 0.60} (2 + 0.803 \times 2) = 0.0136 \text{ m} = 1.36 \text{ cm}^2$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.0598 + 1.36 = 3.419 \text{ cm}$$

\Rightarrow Les efforts corrigés seront :

$$M_{\text{corrigé}} = Nu \times e = 1086.49 \times 0.0136 = 14.776 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = Mu + Nu \times (d - h/2) = 0.65 + 1086.49 (0.57 - 0.60/2) = 293.87 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{293.87 \times 10^6}{14.2 \times 550 \times 570^2} = 0.115 < 0.48 \Rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

\Rightarrow Calcul à la flexion simple:

$$\mu = 0.115 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_c = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.153 < \alpha_{AB} = 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.153)) = 0.938$$

$$\varepsilon_{st} = 10\%$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{u1} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{293.87 \times 10^3}{348 \times 0.938 \times 57} = 15.79 \text{ cm}^2$$

○ Condition De non Fragilité :

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

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

$$A_s \geq \max(A_u | A_{min})$$

$$A_s = 15.79 \text{ cm}^2$$

$$A = A_s - \frac{N}{100 \times 348} = 15.79 - \frac{1086.49 \times 10^3}{100 \times 348} = -15.43 \text{ cm}^2$$

➤ **0.8 G+Ex**

$$e_a = \max\{2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\} = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{340}{250}\right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{158.07}{95.62} = 1.65 \text{ m} = 165 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 165 \rightarrow e_1 = 167 \text{ cm}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire

$$\text{Si : } \frac{l_f}{h} < \max\left(15; \frac{20 \times e_1}{h}\right)$$

l_f : longueur de flambement du poteau

l : hauteur totale du Poteau.

$$l_f = 0.7 \times L = 0.7 \times 3.40 = 2.38 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{h} = 3.96 < \max(15; 55.66)$$

$$\text{Donc } \frac{l_f}{h} = 3.96 < 55.66$$

Alors : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\frac{l_f}{h} < \max\left(15; \frac{20 \times e_1}{h}\right)$$

On prend généralement : $\emptyset = 2$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = \sqrt{12} \times \frac{2.38}{0.60} = 13.74$$

Soit : $\lambda < 50$

$$\text{Donc } \alpha = \frac{0.85}{1 + 2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.64$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{h \times 10^4} (2 + \alpha \times \emptyset) = \frac{3 \times 2.38^2}{0.60 \times 10^4} (2 + 0.64 \times 2) = 0.00928 \text{ cm}$$

$$et = e1 + e2 = 167 + 0.00928 = 167.00928cm$$

$$\Rightarrow M_{corrigé} = NELU \times et = 95.62 \times 1.6700928 = 159.694 KN.m$$

Donc Les efforts corrigés seront :

$$N_{min} = 95.62 kN \Rightarrow M_{courr} = 159.694 KN.m$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 159.694 + 95.62 (0.57 - 0,60/2) = 185.51 KN.m$$

$$\sigma_b = 22.17 MPA \qquad \sigma_s = 400 MPA$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{185.51 \times 10^6}{22.17 \times 550 \times 570^2} = 0.046$$

$$\mu = 0.046 < 0.48 \Rightarrow \text{Donc la section sera partiellement comprimée}$$

Calcul à la flexion simple :

$$\mu = 0.046 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A_c \neq 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.058 < \alpha_{AB} = 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.058)) = 0.976$$

$$Z = d * \beta$$

Pivot A

$$\varepsilon_{st} = 10\%$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1 = 348 MPA$$

$$A_{u1} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{185.51 \times 10^3}{400 \times 0.976 \times 57} = 8.336cm^2$$

o Condition De non Fragilité :

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

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

$$A_s \geq \max(A_u | A_{min})$$

$$A_s = 8.336cm^2$$

$$A = A_s - \frac{N}{100 \times 348} = 8.338 - \frac{95.62 \times 10^3}{100 \times 348} = 5.590cm^2$$

➤ **G+Q+Ex:**

$$ea = \max\left\{2cm; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2cm; \frac{340}{250}\right\} = 2 cm$$

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{163.63}{1072.17} = 0.15 \text{ m} = 15 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 15 \rightarrow e_1 = 17 \text{ cm}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire

$$\text{Si : } \frac{l^f}{h} < \text{Max} \left(15 ; \frac{20 \times e_1}{h} \right)$$

l^f : longueur de flambement du poteau

l : hauteur totale du Poteau.

$$l^f = 0.7 \times L = 0.7 \times 3.40 = 2.38 \text{ m}$$

$$l^f/h = 3.96 < \text{max} (15 ; 5.67)$$

$$\text{Donc } \frac{l^f}{h} = 3.96 < 15$$

Alors : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

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

On prend généralement : $\emptyset=2$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l^f}{h} = \sqrt{12} \times \frac{2.38}{0.60} = 13.74$$

Soit : $\lambda < 50$

$$\text{Donc } \alpha = \frac{0.85}{1 + 2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.64$$

$$e_2 = \frac{3 \times l^f{}^2}{h \times 10^4} (2 + \alpha \times \emptyset) = \frac{3 \times 2.38^2}{0.60 \times 10^4} (2 + 0.64 \times 2) = 0.00928 \text{ cm}$$

$$e_t = e_1 + e_2 = 17 + 0.00928 = 17.00928 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow M_{\text{corrigé}} = N \times e_t = 1072.17 \times 0.17 = 182.268 \text{ KN.m}$$

Donc Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{corr}} = 1072.17 \text{ kN} \Rightarrow M_{\text{max}} = 182.268 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = Mu + Nu \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 182.268 + 1072.17 \left(0.57 - \frac{0.60}{2} \right) = 471.753 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 22.17 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPA}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{471.753 \times 10^6}{22.17 \times 550 \times 570^2} = 0.119$$

$\mu = 0.119 < 0.48 \Rightarrow$ Donc la section sera partiellement comprimée

Calcul à la flexion simple :

$$\mu = 0.119 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow Ac \neq 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.158 < \alpha_{AB} = 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times (0.158)) = 0.936$$

$$Z = d * \beta$$

Pivot A

$$\varepsilon_{st} = 10\%$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 348 \text{MPa}$$

$$A_{u1} = \frac{M_u}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{471.753 \times 10^3}{400 \times 0.936 \times 57} = 22.10 \text{ cm}^2$$

○ Condition De non Fragilité :

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

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

$$A_s \geq \max(A_u | A_{min})$$

$$A_s = 22.10 \text{ cm}^2$$

$$A = A_s - \frac{N}{100 \times 348} = 22.10 - \frac{1072.17 \times 10^3}{100 \times 348} = -8.709 \text{ cm}^2$$

Vérification des sections RPA (99ver2003):

D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale :

Zone IIb :

$$A_{s \text{ min}} = 0,9\% (b.h) \Rightarrow A_{s \text{ min}} = 0,009 \times 55 \times 60 = 29.7(\text{cm}^2)$$

VII.8. Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$$A_{min}^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min}^{BAEL} \geq 0.23 \times 55 \times 60 \times \frac{2.1}{400} = 3.98 \text{ cm}^2$$

	A cal (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A RPA (cm ²)	A adpt (cm ²)
ELU	15.79	3.98	29.7	5HA25=24.54
G+Q±E	22.10			
0.8G ±E	8.336			

Tab.VII. 7.Résultats de ferrailage.

VII.9. Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l' état limite de service.

- Les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de (N_{ser}, M_{ser}).
- La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.
- La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$
- La contrainte d'acier est limitée par : $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$
- Les poteaux sont calculés en flexion composée :

$$N_{ser} = 798.73 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 0.47 \text{ KN.m}$$

- $e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.47}{798.73} = 0.000588 \text{ m} = 0.0588 \text{ cm} \Rightarrow e_0 < \frac{h}{6} = \frac{60}{6} = 10 \text{ cm}$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

- $B_0 = b \times h + 15 (A_{dop}) = 55 \times 60 + 15 \times (26.88) = 3703.2 \text{ cm}^2$
- $v_1 = \frac{1}{B_0} \cdot \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$

$$v_1 = \frac{1}{3703.2} \cdot \left[\frac{55 \times 60^2}{2} + 15(13.44 \times 3 + 13.44 \times 57) \right] = 30 \text{ cm}$$
- $v_2 = h - v_1 = 60 - 30 = 30 \text{ cm}$
- $I_{XX} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15[A_1(v_1 - C_1)^2 + A_2(v_2 - C_1)^2]$

$$= \frac{55}{3} (30^3 + 30^3) + 15 \times [13.44 \times (30 - 3)^2 + 13.44(30 - 3)^2] = 326932.8 \text{ cm}^4$$

- $K = \frac{M_G}{I_{XX}} = \frac{47}{326932.8} = 0.00014 \Rightarrow M_G = 0.47 \text{ KN.m}$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

- $\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{798.73 \times 10^3}{100 \times 3703.2} = 2.156 \text{ MPA}$

- $\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 2.156 + 0.00014 \times 30 = 2.16 \text{ Mpa}$

$\Rightarrow \sigma_b = 2.16 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{ (CV)}$

Donc les armatures déterminées pour L'E.L. U de résistance conviennent. La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L. S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - C)] = 15[2.156 + 0.00014(30 - 3)] = 32.396 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[2.156 + 0.00014(57 - 30)] = 32.396 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s^1 = 32.396 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e E = 400 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (C.V)}$$

$$\sigma_s^2 = 32.396 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e E = 400 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (C.V)}$$

VII.10. Vérification du poteau à l'effort tranchant BAEL91 (A.5.1, 212)

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armature pour tous les poteaux.

La combinaison (G + Q + Ex) donne l' effort tranchant max :

$V_{max} = 91.23 \text{ KN}$

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{91.23 \times 10^3}{550 \times 570} = 0.29 \text{ Mpa} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$\Rightarrow \tau_u = 0.29 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (C.V)}$

VII.11. Calcul d'armature transversale :

Selon (RPA99 version 2003 ; 7.4.2.2) les armatures transversales des poteaux sont calculées à

l' aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux (f_e 235MPa).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\text{Si } \begin{cases} \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75 \\ \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5 \end{cases}$$

λ_g : L'élanement géométrique du poteau. (55×60)

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} \Rightarrow \lambda_g = \frac{0.7 \times 3.40}{0.60} = 3.96 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

La zone IIb :

\Rightarrow La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm}) \Rightarrow$ en prend $S_t = 10\text{ cm}$

\Rightarrow La zone courante : $S_t \leq 15 \phi_l \Rightarrow S_t \leq 24$

S_t : c'est l'espacement des armatures transversales

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

On adoptera un espacement de 10 cm en zone nodale et de 15 cm en zone courante.

➤ Zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{3.75 \times 91230 \times 100}{600 \times 400} = 142.54 \text{ mm}^2 = 1.52 \text{ cm}^2$$

➤ Zone courante :

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{3.75 \times 91230 \times 150}{600 \times 400} = 213.82 \text{ mm}^2 = 2.13 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Soit (4HA10) = 3.14 cm^2

Vérification des armatures minimales :

- D'après RPA99 (7.4.2.2) :

Soit la quantité d'armature minimale (Zone II):

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} (\%) \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

$3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

➤ Dans la zone nodale : $S_t = 10$ cm

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 55 = 1.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow (C.V)$$

➤ Dans la zone courante : $S_t = 15$ cm

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 55 = 2.475 \text{ cm}^2 \Rightarrow (C.V)$$

• BAEL91 (art A.8.1. 3) :

➤ Le diamètre des armatures transversales:

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \Rightarrow 10 \geq \frac{25}{3} = 8.33 \Rightarrow (C.V)$$

➤ Leur espacement :

$$S_t \leq \min (15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (24 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 65 \text{ cm}) \Rightarrow (C.V)$$

VII.12. Présentation du ferrailage des poteaux :

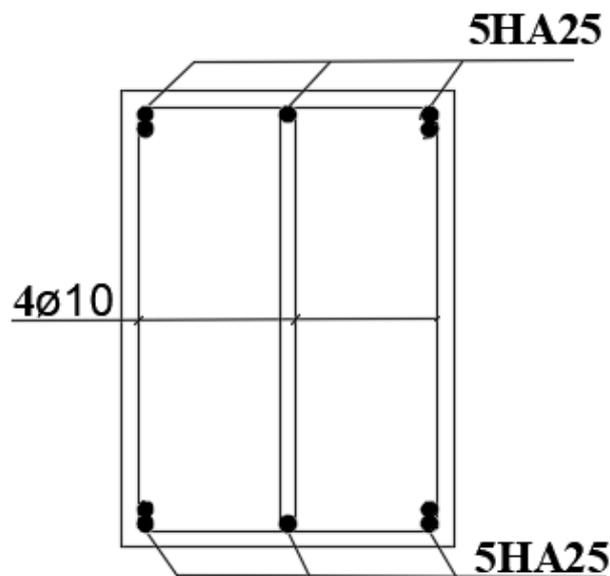


Figure-VII- 3: Ferrailage de poteau

VII.13. Ferrailage des voiles :

VII.13.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

VII.13.2. Combinaison :

Selon le règlement parasismique algérien (RPA 99) les combinaisons à considérer dont notre cas (voile) sont les suivant :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

VII.13.3. Prescriptions imposées par (RPA 99) :

- ❖ Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- ❖ Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.

VII.13.4. Aciers verticaux d'après RPA 99 (art .7.7.4.1) :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures.
- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau
- La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement). A chaque extrémité du voile (trumeau)
- L'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

VII.13.5. Aciers horizontaux d'après RPA 99 (art .7.7.4.2) :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

VII.13.6. Règles communes d'après RPA 99 (art .7.7.4.3) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S \leq 1.5a \\ S \leq 30cm \end{cases}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à : 40 pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ; 20 pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VII.14. Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical) :

VII.14.1. Ferrailage vertical :

Type de section qu'on peut avoir :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Section Entièrement tendu (S. E. T).

- Section Entièrement comprimée (S. E.C).
- Section Partiellement comprimée (S. P. C)

VII.14.2. Calcul des sections suivant leurs natures :

➤ Section entièrement tendue :

on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :L'effort normal appliqué est un effort de traction et Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures

Avec :N : L'effort normal de traction.

C : Le centre de pression

➤ Section entièrement comprimée :

La section est entièrement comprimée si :L'effort normal est un effort de compression et Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section

Avec :N : L'effort normal de compression.

C : Le centre de pression

➤ Section partiellement comprimée :

la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.
- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.
- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section.

VII.14.3. Calcul de la section des armatures :

La figure suivante représente la disposition des voiles dans notre structure :

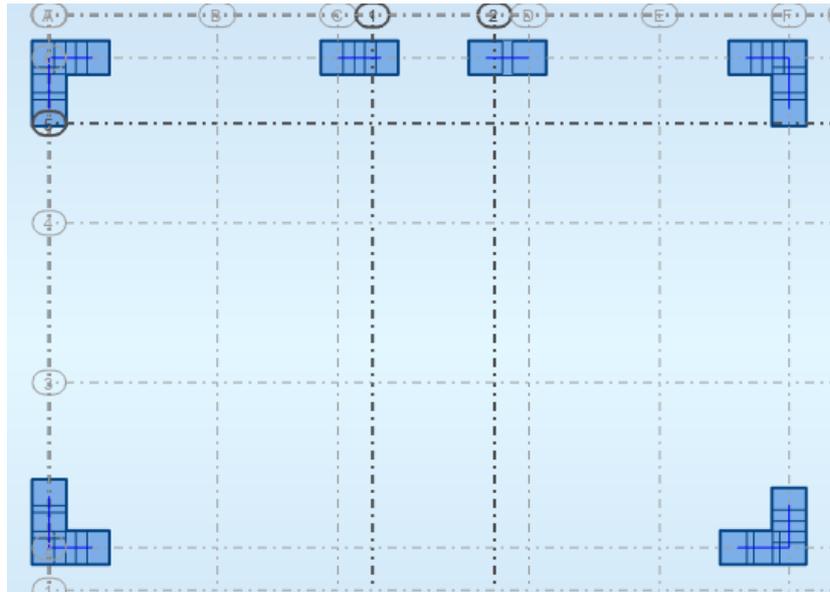


Figure-VII- 4: Disposition des voiles

Le cas le plus défavorable est donné par la combinaison :

G+Q+E		0.8G±E		ELS	
M _{Max} (KN. m)	N _{cor} (KN)	N _{Min} (KN)	M _{cor} (KN. m)	N _{Max} (KN)	M _{cor} (KN. m)
599.34	-76.10	0.23	240.41	475,11	48,99

Tab.VII. 8.Les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

Vérification de Caractéristiques géométriques du voile :

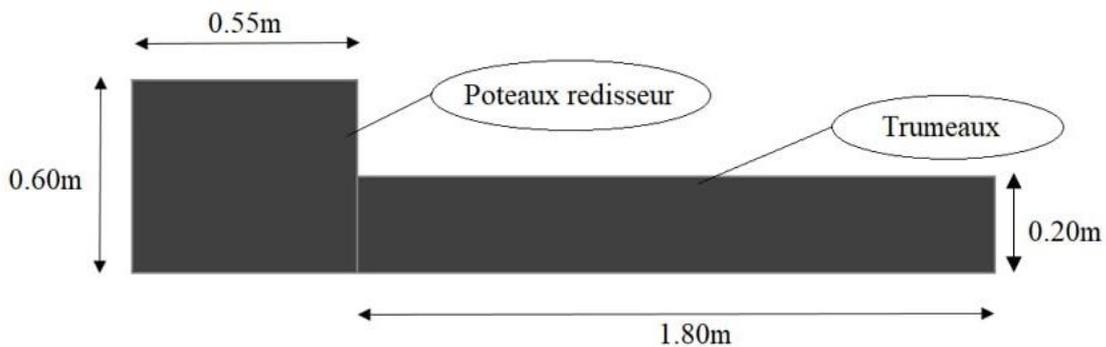


Figure-VII- 5: Caractéristiques géométriques du voile

$$L > 4ep \Rightarrow 2.35 \text{ m} > 4 \times 0.2 = 0.8 \text{ m (c.v)}$$

$$ep \geq 15 \text{ cm} \Rightarrow 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm (c.v)}$$

Avec : L : la longueur max du voile

ep : l'épaisseur de voile

Détermination des sollicitations du voile :

Armatures verticales :

➤ **Calcul de contraintes :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

Avec : $A = e.L = 0.20 \times 2.35 = 0.47 \text{m}^2$

$$V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2} = \frac{2.35}{2} = 1.175 \text{m}$$

$$I = \frac{a.l^3}{12} = \frac{0.2 \times 2.35^3}{12} = 0.092 \text{m}^4$$

✚ **(G+Q+E) :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{-76.10}{0.47} + \frac{599.34 \times 1.175}{0.092} = 7492.699 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 0.074 \text{Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{-76.10}{0.47} - \frac{599.34 \times 1.175}{0.092} = -7816.529 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = -0.078 \text{Mpa}$$

$\Rightarrow \sigma_c = 0.074 \text{Mpa} \leq \sigma_{bc} = 18,5 \text{Mpa} \dots\dots\dots (C.V)$

$\Rightarrow \sigma_1 = 0.074 \text{Mpa} > \sigma_2 = -0.078 \text{Mpa} \dots\dots\dots (C.V)$

✚ **(0.8G+E):**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{0.23}{0.47} + \frac{240.41 \times 1.175}{0.092} = 3070.94 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 0.0307 \text{Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{0.23}{0.47} - \frac{240.41 \times 1.175}{0.092} = -3069.96 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = -0.0306 \text{Mpa}$$

$\Rightarrow \sigma_c = 0.0307 \text{Mpa} \leq \sigma_{bc} = 18,5 \text{Mpa} \dots\dots\dots (C.V)$

$\Rightarrow \sigma_1 = 0.0307 \text{Mpa} > \sigma_2 = -0.0306 \text{Mpa} \dots\dots\dots (C.V)$

Remarque : $\sigma_1 < 0 ; \sigma_2 > 0 \Rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée

Calcul la longueur de la zone de traction :

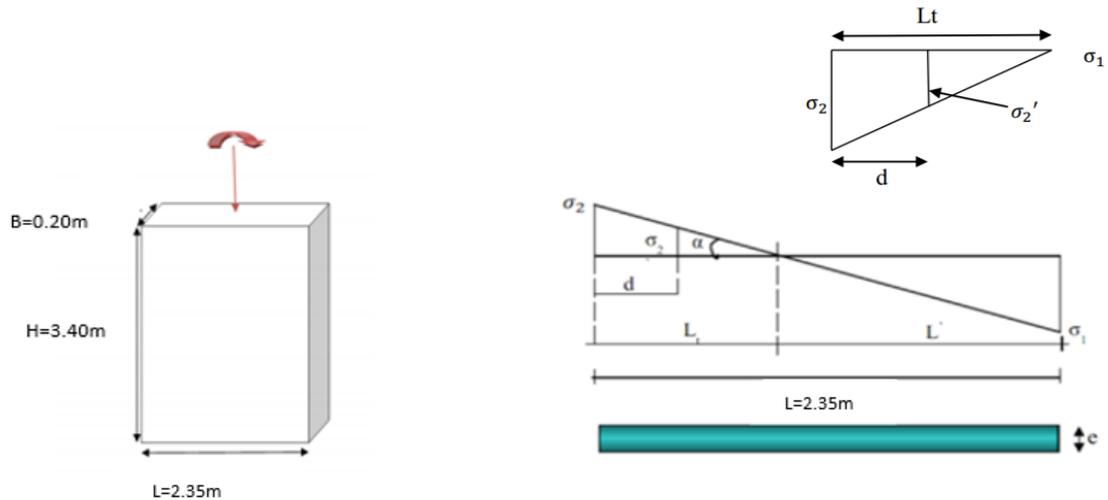


Figure-VII- 6: La zone tendue et la zone comprimée

➤ La longueur de la zone tendue :

$$L_T = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1 + \sigma_2|} \times L = \frac{7492.699}{7492.699 + 7816.529} \times 2.35 = 1.15\text{m}$$

• La longueur de la zone comprimée :

$$L_c = L - 2L_T = 2.35 - 2 \times 1.15 = 0.05\text{m}$$

Figure-VII- 7: La zone tendue

• Calcul de contrainte σ'_2 :

$$\frac{\sigma_2}{L_T} = \frac{\sigma'_2}{(L_T - d)} \Rightarrow \sigma'_2 = \frac{-7816.529(1.15 - 0.8)}{1.15} = -2378.94\text{KN/m}^2$$

$$d \leq \min\left(\frac{h}{2}; \frac{2}{3}L_t\right) \Rightarrow d \leq \min\left(\frac{3.40}{2}; \frac{2}{3}1.15\right) \Rightarrow d \leq \min(1.7; 0.8) \Rightarrow d = 0.8$$

Calcul l'effort normale et le moment fléchissant :

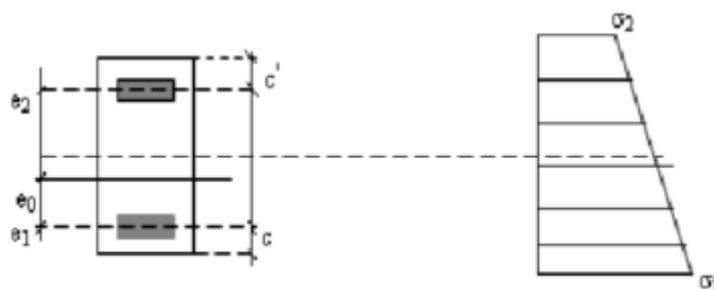


Figure-VII- 8: Diagramme des contraintes

Soit : $c = c' = 3 \text{ cm}$

• l'effort normale :

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot Y}{I}$$

$$\sigma'_2 = \frac{N_1}{A_1} - \frac{M_1 \cdot Y_1}{I_1}$$

Avec:

$$y_1 = \frac{d}{2} = \frac{0.8}{2} = 0.4\text{m}$$

$$I_1 = \frac{e \cdot y^3}{12} = \frac{0.20 \times 0.4^3}{12} = 0.00106\text{m}^4$$

$$A_1 = e \cdot y = 0.20 \times 0.4 = 0.08\text{m}^2$$

$$\Rightarrow N_1 = A_1 \left[(\sigma'_2 + \sigma_2) - \frac{N}{A} \right] = 0.08 \left[(-2378.94 - 7816.529) - \frac{-76.10}{0.47} \right] = -802.684\text{KN}$$

• le moment fléchissant :

On a :

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot Y}{I}$$

$$\sigma'_2 = \frac{N_1}{A_1} - \frac{M_1 \cdot Y_1}{I_1}$$

$$\Rightarrow M_1 = -\frac{I_1}{y_1} \left[\sigma_2 - \sigma'_2 + \frac{M_y}{I} \right]$$

$$\Rightarrow -\frac{0.00106}{0.4} \left[-7816.529 - 2378.94 + \frac{0.00106}{0.4} \right] = 27.01\text{KN.m}$$

$$\text{Soit : } e_0 = \frac{|M_1|}{|N_1|} = \frac{27.01}{802.684} = 0.034\text{m et } N_1 \text{ effort de compression}$$

• Calcul de l'excentricité e1 et e2 :

$$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - c = 0.336\text{m}$$

$$e_2 = \frac{d}{2} + e_0 - c' = 0.404\text{m}$$

$$A'_S = \frac{N_1 \times e_2}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{802.684 \times 0.404}{(0.336 + 0.404) \times 400 \times 10^3} = 10.95 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 10.95 \text{cm}^2$$

$$A'_S = \frac{N_1 \times e_1}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{201.27 \times 0.2}{(0.2 + 0.34) \times 400 \times 10^3} = 9.11 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 9.11 \text{cm}^2$$

Soit : $A_{st1} = A_{s'} + A_s = 10.95 + 9.11 = 20.06 \text{ cm}^2$

- **Choix d'armatures:**

1. **Vérification vis à vis a RPA 99/V2003 :**

$$A_{min} = 0.2\% \cdot b \cdot L_T = 0.002 \times 20 \times 115 = 4.6 \text{ cm}^2$$

b: Epaisseur du voile

L_T : Longueur de la section tendue

2. **Le pourcentage minimal :**

$$A_{min} = 0.15\% \cdot b \cdot L_c = 0.0015 \times 20 \times 120 = 0.15 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st2} = 2A_{min(LT)} + A_{min(Lc)} = 9.35 \text{ cm}^2 > A_{min}^g$

3. **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = B \times L \times \frac{ft28}{f_e} = 18.9 \text{ cm}^2$$

4. **Le minimum du RPA est donné par :**

$$A_{min}^g = 0.0015 \cdot b \cdot h = 5.4 \text{ cm}^2$$

5. **Section des armatures :**

$$\max (A_{st1}; A_{st2}; A_{min}) = 20.06 \text{ cm}^2$$

A _{adpt} (cm ²)	L(cm)	St(cm)
20.06=>> 14HA14 = 21.55	235	10

Tab.VII. 9.Ferraillages de la zone d'about et courante

Armature horizontales:

- **Vérification des armatures transversales RPA99/V2003 :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99/version 2003)

La contrainte de cisaillement est :

- $\tau_u = 1.4 T_{calcul} / b_0 \cdot d = (1.4 \times 289,32 \times 10^3) / 200 \times 2320 = 0.87 \text{ MPa}$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile.

b0 : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile = 0.9 h.

h : Hauteur totale de la section brute.

La contrainte limite est : $[\tau] = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$: l'article 7.7.2 du RPA 99 /version 2003.

$\Rightarrow \tau = 0.87 \text{ MPa} \leq [\tau] = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{(C.V)}$

Alors, il n'y a aucun risque de cisaillement

- $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e}$

Vu : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

fe : Contrainte limite élastique des aciers transversaux (fe 235MPa).

pa : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\text{Si} \begin{cases} \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75 \\ \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5 \end{cases}$$

λ_g : L'élanement géométrique du poteau. (55 × 60)

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} \Rightarrow \lambda_g = \frac{0.7 \times 3.40}{2.35} = 1.01 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

lf : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L = 2.38$)

On prend $\emptyset = 10 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2 \frac{\pi \cdot \emptyset^2}{4} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ en choisie $4\emptyset 10 = 3.14 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \frac{h \cdot f_e}{\rho_a \cdot V_u} \times A_t = 12.8 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

VII.15. Présentation de ferrailage :

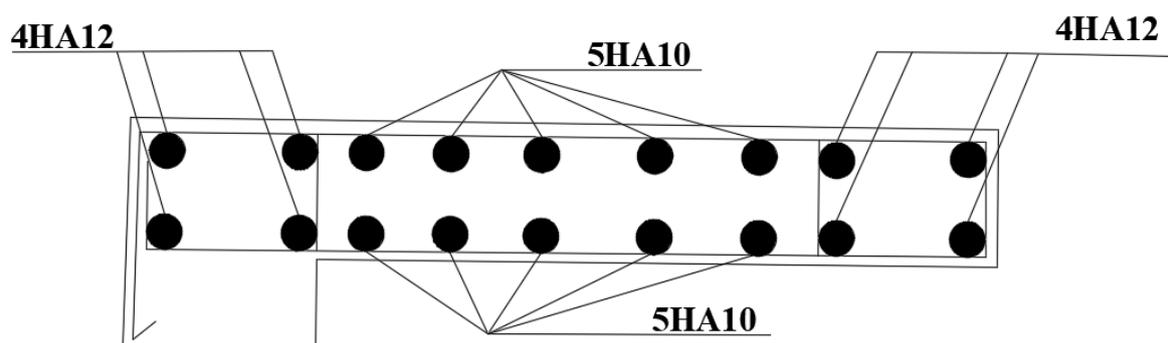


Figure-VII- 9: Schéma de ferrailage de voile

CHAPITRE VIII :

Etude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. La reconnaissance géologique et géotechnique du terrain est indispensable pour l'étude de l'infrastructure d'une construction, car l'étude des fondations et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques de sol.

VIII.2. Définition :

Les fondations d'un ouvrage sont les éléments de la structure assurant la transmission des efforts de cette structure sur le sol. Les fondations assurent la stabilité du bâtiment. Avant d'entreprendre un projet de fondation, il est nécessaire de connaître la valeur de la contrainte du sol (σ_{sol}) à introduire dans le calcul et qui est déterminée à partir des résultats d'essais en laboratoire et/ou essais in situ). On coule généralement sous la semelle un béton de propreté d'au moins 4 cm d'épaisseur et comportant un dosage minimal de 150 Kg/m³.

VIII.3. Le choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VIII.4. Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).
- Semi profondes (les puits).
- Profondes (les pieux).
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

VIII.5. Type de fondations superficielles :

Les fondations superficielles sont de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général

VIII.6. Combinaison d'action :

- **ELS** : (G + Q) pour le dimensionnement.

- **ELU** : (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- **Accidentelle** : (0.8G ± E) pour la vérification.

VIII.7. Etude géotechnique :

Le bâtiment est à usage d'habitation dans la wilaya : de Media. Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- Contrainte admissible : [σ_{sol}]=2 bars pour l'ensemble du site.
- Types de sol : classé dans la catégorie S3 (sol meuble)
- Ancrage des fondations : D = 2.73m

VIII.8. Calcul des fondations :

➤ **Etude de type de semelle dans ce projet :**

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que : La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_{semelle} / S_{bâtiment} < 50\%$).

➤ **Calcul la section des semelles :**

- **Surface total du bâtiment :**

$$S_{bâtiment} = 442.9 \text{ m}^2$$

- **La surface de la semelle :**

$$S_{semelle} = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{25626,40 \times 10^3}{0.2} = 128132000 \text{ mm}^2 = 128.13 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = \text{Mpa}$$

➤ **Vérification :**

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = \frac{128.13}{442.9} = 0.28 = 28\% < 50\%$$

On déduit que la surface totale des semelles ne dépasse pas 50 % de la surface d'emprise du bâtiment, ceci nous amène à envisager de la semelle isolée comme types de fondation de notre structure

{ *une semelle isolée sous poteaux*
{ *une semelle filant pour les voiles.*

Vérification du chevauchement entre les semelles isolée :

Pour qu'il n'y a pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 50 cm pour cela on prendre une ligne des poteaux on calcule la surface de chaque semelle et on doit vérifier c'il y a un chevauchement ou il n'est pas

$$N_{ser} = 805.90 \text{ KN} = 805.90 \times 10^3 \text{ N}; \sigma_{sol} = 2 \text{ barre} = 20 \text{ N/cm}^2; S = B^2$$

$$S = B^2 \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \rightarrow B \geq \left(\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}\right)^{1/2} \rightarrow B \geq \left(\frac{805.90 \times 10^3}{20}\right)^{1/2} \rightarrow B \geq 200 \text{ cm}$$

On prend $B = 200 \text{ cm}$

La distance obtenue est de 220 cm > 50 cm donc pas de chevauchement entre les semelles

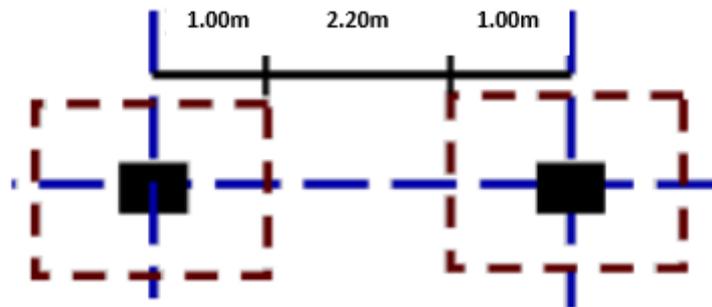


Figure-VIII- 1:Vérification du chevauchement entre les semelles

La semelle isolée :

- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur ;
- Le calcul des fondations se fait comme suit :

- Dimensionnement à l'ELS ;
- Ferrailage à l'E.L.U.

$$\begin{cases} N_s = 805.90 \text{ KN} & M_s = 13.99 \text{ KN.m} \\ N_u = 1095.89 \text{ KN} & M_s = 19.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Largeur :

Dimension du poteau (55 × 60)

Les dimensions A et B sont tel que :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{805.90 \times 10^3}{20}} = 200 \text{ cm}$$

On adopte : $B = 200 \text{ cm}$

La hauteur utile d :

La hauteur de la semelle est donnée par la relation : $h = d + 0.05$

$$d \geq \frac{B - b}{4} \rightarrow d = \frac{2 - 0.6}{4} = 0.35 \text{ m} \rightarrow d = 35 \text{ cm}$$

d : hauteur utile (en m)

b : Cotés du poteau (en m)

$$\text{donc } h \geq d + 0.05 \rightarrow h = 0.35 + 0.05 = 0,4m \rightarrow h = 40cm$$

Le patin e :

$$\begin{cases} e \geq 6\phi + 6cm \\ \phi_{min} = 12mm \end{cases} \Rightarrow e = 15cm$$

Hauteur moyenne :

$$h_{moy} = \frac{h + e}{2} = \frac{40 + 15}{2} = 27.5cm$$

Poids propre de la semelle et du remblai :

$$Ps = h_{moy} \cdot \gamma_b \cdot B^2 = 0,275 \times 25 \times 2,00^2 = 27.5KN$$

$$Pr = (h - h_{moy})(B^2 - b^2)\rho_{sol} = (0,40 - 0,275)(2^2 - 0.6^2) \times 17 = 7.73KN$$

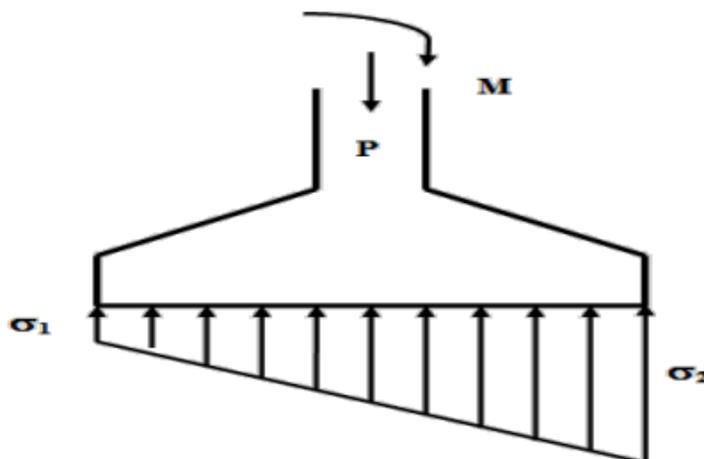
$$\text{Donc : } Q_{ser} = N_s + P_s + P_r = 805.90 + 27.5 + 7.73 = 841.13KN$$

$$Q_u = N_u + 1,5(P_s + P_r) = 1095.89 + 1,5(27.5 + 7.73) = 1148.73KN$$

Répartition des contraintes sous la semelle :

$$\begin{cases} e_0 = \frac{Ms}{Ns} = \frac{13.99}{805.90} = 0.017m = 1.7cm \\ \frac{B}{2} = 33.33cm \end{cases} \Rightarrow e_0 < \frac{B}{2}$$

Donc : Répartition trapézoïdale



Répartition de la charge trapézoïdale

Figure-VIII- 2: Répartition de la charge trapézoïdale

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{3/4} = \frac{Q_{ser}}{B} \left(1 + 3 \frac{e_0}{B} \right) \rightarrow \sigma_{3/4} = 21.03 \frac{N}{cm^2} < 25 \frac{N}{cm^2} \dots \text{condition vérifiée}$$

Calcul des armatures :

La méthode des bielles peut être appliquée si les deux conditions suivantes sont remplies :

$$\begin{cases} e_0 \leq \frac{b}{6} \Rightarrow 1.7 < \frac{60}{6} = 10 \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ e_0 \leq \frac{b}{24} \Rightarrow 1.7 < \frac{60}{24} = 2.5 \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

On utilise la méthode des bielles dans les deux sens, cette méthode s'applique pour les semelles rigides ($d \geq \frac{B-d}{4}$), dans cette méthode, on suppose que les charges sont transmises au sol à travers des bielles comprimées obliques dans le béton.

La section d'armatures transversales (armature principale) des semelles est :

$$A_A = A_B = A_p = \frac{Q_u \cdot \left(1 + 3 \frac{e_0}{B} \right) (B - b)}{8 \cdot d_a \cdot \sigma_s} = \frac{1148.73 \times 10^3 \times \left(1 + 3 \times \frac{1.7}{200} \right) \times (200 - 0.6)}{8 \times 35 \times 348 \times 10^2} = 24.10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit} \begin{cases} 16T 14 = 24,62 \text{ cm}^2 \\ St = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

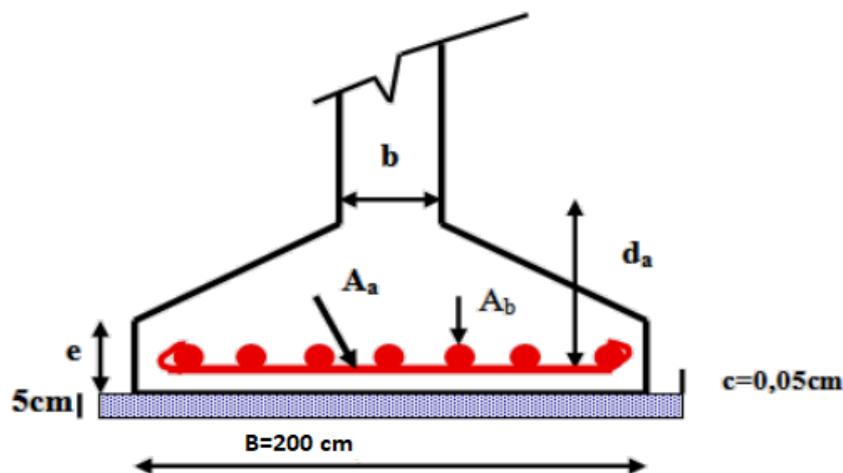


Figure-VIII- 3: Schéma de ferrailage de la semelle isolée

La semelle filante :

Dimensionnement de la semelle filant :

La méthode de calcul d'une semelle filante est la même que pour une semelle isolée sauf que le calcul se fait dans un sens « Le sens transversal ». Les armatures principales sont les aciers transversaux, les armatures secondaires servent de chaînages et d'aciers de répartition.

Le calcul du ferrailage est obtenu pour un mètre de longueur de la semelle, la hauteur est calculée de la même manière que pour une semelle isolée.

La surface nécessaire pour la semelle filante pour reprendre la totalité des efforts lui revenant est :

$$S_F = \frac{N}{\sigma_{sol}} \rightarrow \frac{725,74}{20} = 36.28 \text{ m}^2$$

La longueur totale de la semelle filante est donnée par :

$$L = L1 + L2 + 3 \times a + 2 \times \text{débord}$$

Nous avons prévu un débord de 0.5 m à partir du nu du poteau

$$L = (4,2 + 2,9) + (3 \times 0,55) + (2 \times 0,7) = 10.15\text{m}$$

La largeur de la semelle continue doit vérifier la condition suivante :

$$B \geq \frac{S_F}{L} \rightarrow \frac{36.28}{10.15} = 3.57 \rightarrow \text{donc on prendre } B = 3.60\text{m}$$

La hauteur de la paillasse de la semelle filant h :

La hauteur de la paillasse est donnée par la relation suivante

$$h = d + 0,05 \text{ avec : } d \geq \frac{B - b}{4}$$

d : la hauteur utile (en m).

b : Cotés du poteau (en m)

$$h \geq \frac{B - b}{4} + 0,05 \rightarrow h \geq 75.05\text{cm}$$

On prend $h = 75.05\text{cm}$

Ferraillage de la semelle filante :

✚ Calcul des armatures principales :

Le ferraillage se calcul par la méthode des bielles à l'ELU Nous avons :

Nous avons :

$$A_s = \frac{Pu(B - b)}{8(h - 0.05)\sigma_s}$$

Avec :

$$Pu = Pu1 + Pu2$$

$$Pu1 = \sum \frac{Nu}{L} : \text{l'effort normal reparti à l'ELU}$$

$Pu2$: Poids des terres + Poids des semelles + Poids des amorces poteaux
+ Poids des amorces voiles.

L : longueur totale de la semelle + les débords (2 x D)

✚ Calcul du poids revenant à la semelle :

Poids des semelles : $0.75 \times 3.60 \times 5.15 \times 25 = 347.62KN$

Poids des amorces poteaux : $2 \times (0.55 \times 0.6 \times 3.60 \times 25) = 59.4 KN$

Poids des amorces voiles : $0.20 \times 3.60 \times 2 \times 25 = 36 KN$

Poids des terres = $146.81KN$

Et on a : $Pu1 = 120.03 KN$

$$Pu1 = 589.83 KN$$

$$Pu = Pu1 + Pu2 \rightarrow Pu = 709.86 KN.$$

$$As = \frac{709.86 \times (3.60 - 0.60)}{8(0.75 - 0.05)348 \times 10^3} = 10.92 \text{ cm}^2/ml$$

Nous choisissons **10HA12/ml = 11.31 cm²/ml** avec un espacement **St = 15cm**.

✚ Calcul des armatures de répartition :

$$A_{rep} = \frac{As \times B}{4} = \frac{11.31 \times 3.6}{4} = 10.17 \text{ cm}^2/ml$$

Nous choisissons **10T 12/ml = 11.31 cm²/ml** avec un espacement **St = 20cm**.

✚ Vérification des semelles filantes au non poinçonnement :

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance des semelles filantes au poinçonnement par l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau = \frac{P}{2ht} \left(1 - \frac{b + \frac{5ht}{3}}{B} \right) \leq \tau_{lim}$$

P : l'effort normal au niveau du poteau ou du voile le plus sollicité de chaque semelle.

$\tau_{lim} = 0,045fc28/\gamma b$: représente la valeur limite de la contrainte de cisaillement.

$$\tau_{lim} = 0.045 \times 25/1.5 = 0.75MPa = 750KN/m^2$$

$$\tau = 394.83 \frac{KN}{m^2} < \tau_{lim} = 750 \frac{KN}{m^2} \dots \dots \text{condition vérifier}$$

✚ Schéma de ferrailage :

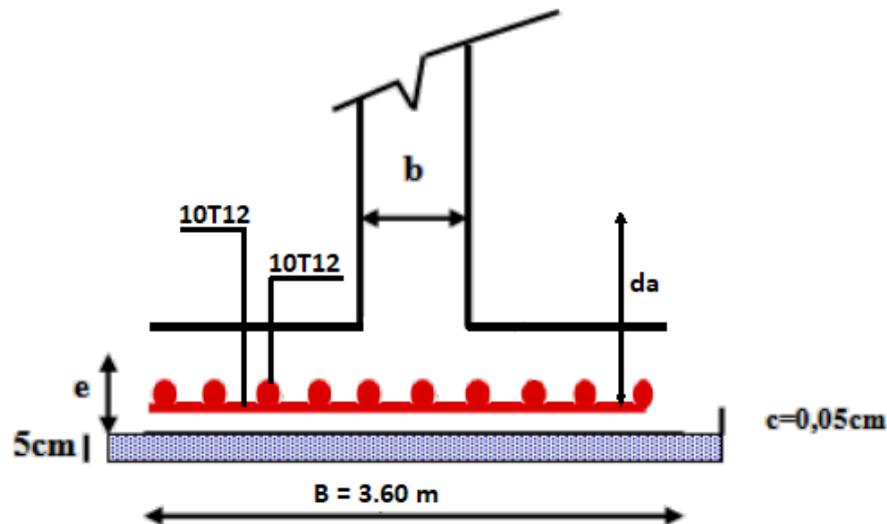


Figure-VIII- 4: Schéma de ferrailage de la semelle filante

Ferrailage de la poutre de libage :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow \frac{665}{15} \leq h \leq \frac{665}{10} \rightarrow 44.33 \text{ cm} \leq h \leq 66.5 \text{ cm}$$

On prend : $\begin{cases} h = 60 \text{ cm} \\ b = 40 \text{ cm} \end{cases}$

✚ Calcul de Q :

$$Q_u = \sigma_{moy} \times 0,4 \text{ m}$$

$$Q_u = 12 \text{ KN.ml} \times 0,4 = 4.8 \text{ KN.ml}$$

✚ Les Moments :

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{4.8 \times 6.65^2}{8} = 26.53 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 26.53 = 22.55 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,4M_0 = 0,40 \times 26.53 = 10.612 \text{ KN.m}$$

✚ Calcul du ferrailage :

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{22.55 \times 10^3}{14.2 \times 40 \times 36^2} = 0.0306 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.038$$

$$\alpha = 0.038 < \alpha_{AB} = 0.259$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = 0.984$$

$$A = \frac{Mt}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{22.55 \times 10}{348 \times 0.984 \times 0.36} = 1.82 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times ft28}{fe} = 1,74 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{scal} = 1.82 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,74 \text{ cm}^2 \dots \dots$ Condition vérifiée

On prend : 3T12 ; $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

Sur appuis :

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10.612 \times 10^3}{14.2 \times 40 \times 36^2} = 0.0144 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0181$$

$$\alpha = 0.0181 < \alpha_{AB} = 0.259$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = 0.992$$

$$A = \frac{Ma}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{10.612 \times 10}{348 \times 0.992 \times 0.36} = 1.85 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times ft28}{fe} = 1,74 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{scal} = 1.85 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,74 \text{ cm}^2 \dots \dots$ Condition vérifiée

On prend : 3T12 ; $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

✚ Vérification à l'E.L.S :

$$Q_{ser} = \sigma_{moy} \times 0,4m \rightarrow Q_{ser} = 8.78 \times 0,4 = 3.512 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_0 = 19.41 \text{ KN.m}$$

En travée :

Position de l'axe neutre :

$$M_{tser} = 16.49 \text{ KN.m}$$

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

$$20 y^2 + 53.4y - 114.22 = 0$$

$$\rightarrow y = 1.40 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{2} y^3 + 15A' (y - c)^2 - 15.A(d - y)^2$$

$$I = 20178.83 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 1.14 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 1.14 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right]; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPA} ; 201,63 \text{ MPA}) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{16.49 \times 10^3}{20178.83} \times (36 - 1.40) = 424.123 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 424.123 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPA} \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

On doit augmenter le ferrailage On adopte : $3T14 + 3T12 \text{ As} = 8,01 \text{ cm}^2$

Sur appuis :

Position de l'axe neutre :

$$M_{ser} = 7.764 \text{ KN.m}$$

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

$$20 y^2 + 53.4y - 114.22 = 0$$

$$\rightarrow y = 1.40 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{2} y^3 + 15A'(y - c)^2 - 15.A(d - y)^2$$

$$I = 20178.83 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 0.53 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 0.53 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right]; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6$ mm ; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{16.49 \times 10^3}{20178.83} \times (36 - 1.40) = 199.96 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 199.96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots$ Condition vérifiée

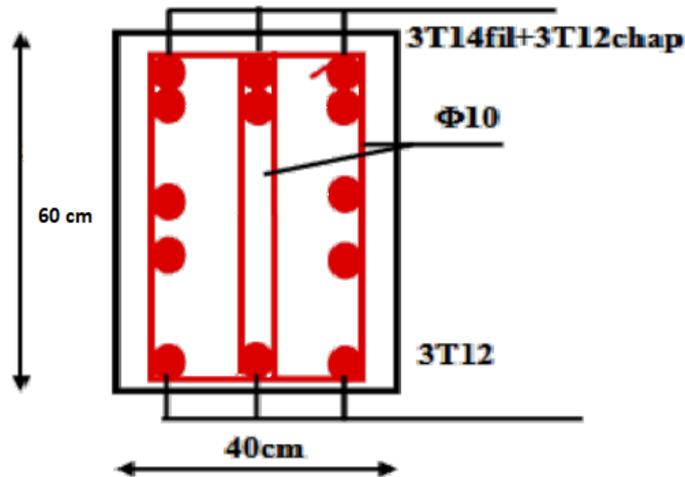


Figure-VIII- 5: Schéma de ferrailage de la poutre de libage

Ferrailage des longrines :

Les longrines sont des éléments apportant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles, Les longrines sont soumises à des forces axiales de traction.

Dimensionnement :

D'après le règlement parasismique RPA99 V-2003 les longrines auront des dimensions minimales selon la qualité du sol pour des raisons constructives nous adopterons les dimensions suivantes :

Site meuble (S3) \Rightarrow min (b×h) = (25×30) cm²

Et on prend : (b×h) = (30×30) cm²

Ferrailage :

$$A_u = \frac{F}{\sigma_s}$$

Avec: $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$; $\alpha = 10$ (Zone IIb; S3); $N = 1434.72 \text{ KN}$

On a: $F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1434.72}{10} = 143.47 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \dots \dots$ condition vérifiée

$$A_u = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{143.47 \times 10}{348} = 4.122 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0,6\% b \times h = 5.4 \text{ m}^2$.

$A_f = \max(A_u; A_{min}) = 5.4\text{cm}^2$.

On adopte : 6T12; $A_s = 6.78\text{ cm}^2$

On prévoit des cades $\phi 8$ espacés de 15 cm

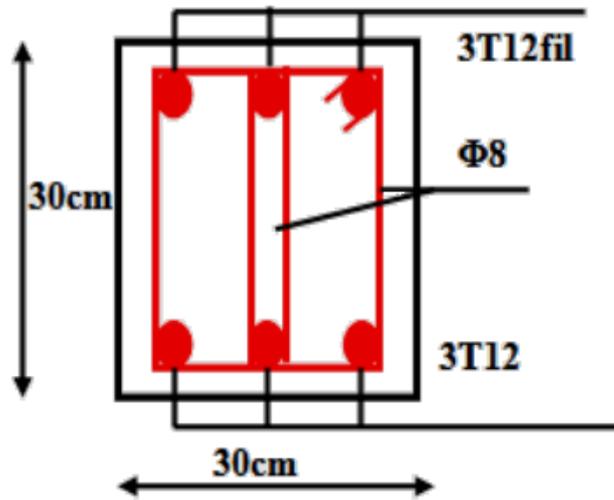


Figure-VIII- 6: Schéma de ferrailage de la longrine

Conclusion générale

La conception et l'étude d'un bâtiment résidentiel de sept étages (R+7) représentent un défi complexe qui demande une approche méthodique et une attention particulière à plusieurs aspects clés. Tout d'abord, il est essentiel de prendre en compte les caractéristiques du site, notamment les conditions géologiques et sismiques, pour garantir la stabilité et la sécurité de la structure.

Effectivement, la conception d'un projet de construction dépasse largement les simples calculs théoriques. Un ingénieur en génie civil doit non seulement tenir compte des principes de base de la science, mais également s'attacher à les appliquer de manière pratique, en harmonie avec les exigences du monde réel. Et en se basant sur le programme du ROBOT, nous avons pu connaître toutes les contraintes et les moments résultant du poids propre et du poids variable, et nous avons calculé toutes les équations nécessaires.

La résistance constitue l'un des piliers fondamentaux de toute structure. Cependant, la simple résistance théorique ne suffit pas. Il est primordial que la structure puisse résister aux forces et aux contraintes auxquelles elle sera réellement soumise pendant sa durée de vie, que ce soit en raison de conditions météorologiques extrêmes, de mouvements sismiques ou de charges dynamiques.

La durabilité est également un aspect crucial à prendre en compte lors de la conception d'un bâtiment. Il ne s'agit pas seulement de construire quelque chose qui tiendra debout pendant un certain temps, mais plutôt de créer une structure qui restera fonctionnelle et esthétiquement agréable pendant des décennies, voire des siècles. Cela implique de choisir des matériaux appropriés, de prévoir une maintenance adéquate et de concevoir des systèmes qui minimisent l'impact environnemental.

Ensuite, l'économie joue un rôle majeur dans tout projet de construction. Il est essentiel de trouver un équilibre entre la qualité et les coûts. Cela signifie optimiser les solutions techniques pour obtenir le meilleur rapport qualité-prix, tout en respectant les contraintes budgétaires du projet. Une approche économique ne doit cependant pas compromettre la qualité ou la sécurité de la structure.

En résumé, un projet de construction réussi repose sur une combinaison équilibrée de théorie et de pratique, où la résistance, la durabilité et l'économie sont des critères essentiels à prendre en considération à chaque étape du processus de conception et de construction.

Bibliographie:

Les règlements :

- RPA99/Version2003 : Règlement Parasismique Algérien.
- BAEL 91 révisées 99 : Béton Armé aux États Limites.
- C.B.A93 : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- D.T.R.B.C.2.2: Document technique réglementaire (charges permanentes et charges d'exploitation).
- DTR-BC 2.3.3.1: Calculs Des Fondations Superficiel
- Règles neige et vent. (RNV99)

Mémoires :

- Memoire Sara Krid, etude d'un batiment r+10 avec contreventement mixte implante à Chlef , Université Mohamed khider – Biskra
- Memoire ABSI ABDE ALAZIZ, Conception et modélisation d'un bâtiment à usage d'habitation en R+10 implanté à Sétif Contreventement par voiles, Université Mohamed khider – Biskra

Cours :

- Polycopié de cours Projet structures en béton armé, Université Hassiba Benbouali de Chlef