



République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique
Ecole Normale Supérieure de l'Enseignement
Technologique-Skikda



Département de Technologie

Filière : Génie Civil

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de Professeur de l'Enseignement
Secondaire en Technique

Thème :

**Etude d'une tour 2SS+R+9 à contreventement
mixte implantée dans la zone II-a**

Présenté par

Kherroubi Khadidja

Saadaoui Dalal

Encadré par

Dr. Bousbia Badreddine

Jury de Soutenance

Abdelfettah boufaloussa	Grade M.A.B	ENSET-SKIKDA	Président
Bousbia Badreddine	Grade M.C.B	ENSET-SKIKDA	Encadrant
Fortas Lahcene	Grade M.C.B	ENSET – SKIKDA	Examineur

Année Universitaire : 2023/2024

Remerciements

À l'issue de ce projet de fin d'études, nous souhaitons exprimer notre profonde gratitude envers toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à sa réalisation.

Tout d'abord, nous tenons à remercier chaleureusement notre directeur de projet, M. [BOUSBIA], pour sa guidance, ses conseils avisés et son soutien constant tout au long de cette aventure. Sa rigueur scientifique et sa bienveillance ont été des éléments déterminants dans l'aboutissement de ce travail.

Nous remercions également l'ensemble du corps professoral de [ENST SKIKDA] pour la qualité de l'enseignement dispensé au cours de ces années. Leur dévouement et leur passion ont été une source d'inspiration continue.

Un grand merci à nos collègues et amis pour leur soutien moral et leurs encouragements. Les moments de partage et de convivialité ont été précieux et nous ont aidés à surmonter les défis rencontrés.

Enfin, nous tenons à remercier nos familles pour leur amour et leur soutien inconditionnels. Leur patience et leur compréhension ont été essentiels pour mener à bien cette étape cruciale de notre parcours académique.

Dédicace

Je tiens à dédier ce travail de fin d'études à ma chère famille, dont le soutien inébranlable et l'amour constant ont été ma plus grande source de motivation.

À mes parents, qui ont toujours cru en moi et m'ont offert les moyens nécessaires pour poursuivre mes rêves. Votre patience, vos conseils avisés et votre encouragement continu m'ont permis de surmonter les obstacles et d'avancer avec confiance.

*À mes frères et sœur (**Malak, Aissa et Youcef**) pour leur présence rassurante et leur compréhension. Vos mots d'encouragement et votre humour ont souvent été un refuge lors des moments de stress et de doute.*

Merci à vous tous pour votre amour, votre soutien et vos sacrifices. Ce projet est le fruit de vos efforts autant que des miens, et je suis profondément reconnaissant de vous avoir à mes côtés.

À mes amis proches, À ceux qui ont été présents à chaque étape de cette aventure académique, partageant avec moi les moments de joie et de doute, de succès et de difficulté.

À ceux qui m'ont soutenu sans relâche, offrant leur aide précieuse, leurs encouragements et leur amitié sincère.

À ceux qui ont su me redonner le sourire quand les temps étaient durs et qui ont célébré chaque petite victoire avec moi.

*À mes amis fidèles, dont la présence et l'affection ont été des piliers essentiels tout au long de ce parcours. Je vous dédie ce travail, en témoignage de ma profonde gratitude et de mon estime. Merci à **Abir, Takoua, Soumia, Khadidja et Assia.***

Dalel

Dédicace

Ce projet est dédié à ceux qui ont été mes piliers tout au long de ce parcours :

À ma mère, pour son amour incommensurable, sa patience et son soutien indéfectible. Ton courage et ta force m'ont toujours inspiré et motivé à donner le meilleur de moi-même.

À mon père, pour ses sages conseils, sa confiance en moi et son encouragement constant. Ta présence rassurante et ton soutien moral m'ont permis de croire en mes capacités et de persévérer malgré les obstacles.

*À mes sœurs, **Bohra, Hanane et Sondosse** pour leur affection, leur complicité et leurs encouragements. Vous avez été une source de joie et de réconfort dans les moments difficiles.*

*À mes amis et mes proches, **Dalel, selsabile, Amel et Asmaa** pour leur soutien inconditionnel, leurs conseils précieux et les moments de partage qui ont égayé ce voyage. Votre amitié a été un phare dans les moments sombres et une source de motivation constante.*

À moi-même, pour la détermination, la résilience et le travail acharné. Ce projet est le fruit de nombreuses heures de travail, de sacrifices et de persévérance.

À vous tous, je dédie ce travail avec une profonde gratitude et une reconnaissance infinie. Merci d'avoir cru en moi et de m'avoir accompagné dans cette aventure.

Khadija

Résumé

Ce projet implique une étude approfondie d'un bâtiment à usage mixte, comprenant à la fois des espaces résidentiels et commerciaux. Le bâtiment, de forme régulière, est situé dans la wilaya de Skikda et comprend deux niveaux de sous-sol, un rez-de-chaussée, et neuf étages à contreventement mixte la région est classée en zone sismique IIa selon les normes du RPA99 version 2003.

Pour évaluer la structure du bâtiment, nous avons mené une analyse structurelle approfondie, suivie d'une analyse dynamique à l'aide du logiciel Auto desk Robot Structural Analysais 2019. Le pré-dimensionnement des éléments porteurs a été effectué conformément aux normes BAEL 91 et RPA99 version 2003.

Les résultats des analyses ont conduit à des conclusions pertinentes et à des recommandations. Ces éléments fournissent des informations essentielles pour orienter la suite du projet et optimiser la conception ainsi que la réalisation de la structure.

Mots clés : Béton armé, bâtiment, contreventement mixte, étude dynamique, Robot, RPA99.

Abstract

This project involves an in-depth study of a mixed-use building, comprising both residential and commercial spaces. The building, of regular shape, is located in the wilaya of Skikda and includes two basement levels, a ground floor, and nine stories with mixed bracing. The region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 standards version 2003.

To evaluate the building's structure, we conducted a thorough structural analysis followed by a dynamic analysis using Autodesk Robot Structural Analysis 2019 software. The preliminary sizing of the load-bearing elements was carried out in accordance with the BAEL 91 and RPA99 version 2003 standards.

The results of the analyses led to relevant conclusions and recommendations. These elements provide essential information to guide the continuation of the project and to optimize the design and construction of the structure.

Keywords: Reinforced concrete, building, mixed bracing, dynamic study, Robot, RPA99.

ملخص

يتضمن هذا المشروع دراسة متعمقة لمبنى متعدد الاستخدامات، يضم مساحات سكنية وتجارية. يقع المبنى ذو الشكل المنتظم في ولاية سكيكدة ويشمل طابقين تحت الأرض، وطابق أرضي، وتسعة طوابق مع نظام مقاومة مختلط. تم تصنيف المنطقة على أنها منطقة زلزالية (IIa) وفقاً للقوانين الجزائرية لمقاومة الزلزال **RPA99** نسخة 2003.

لتقييم هيكل المبنى، أجرينا تحليلاً هيكلياً متعمقاً، تلاه تحليل ديناميكي باستخدام برنامج **ROBOT 2019**، حيث تم التحديد المبدئي لأبعاد العناصر الحاملة وفقاً لمعايير **BAEL99** و **RPA99/2003**.

بناء على نتائج التحليلات، تم استخلاص استنتاجات وصياغة توصيات توفر معلومات أساسية لتوجيه سير المشروع وتحسين تصميم وتنفيذ الهيكل.

الكلمات المفتاحية: خرسانة مسلحة، مبنى، نظام مقاومة مختلط، دراسة ديناميكية،

.RPA99 ,ROBOT

Sommaire

Remerciement

Dédicace

Résumé

Abstract

الملخص

Liste des figures

Liste des tableaux

Notation et symboles

Introduction Générale

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et Caractéristique des matériaux

I.1. Introduction.....	4
I.2. Présentation d'ouvrage	4
I.2.1. Description architecturale.....	5
I.2.2. Données du site.....	5
I.2.3. Conception de la structure du bâtiment.....	6
I.3. Règlements et normes utilisés.....	8
I.3.1. Béton armé aux états limites (BAEL91)	8
I.3.2. Les règles parasismiques algériennes (RPA / version2003)	10
I.3. Règlements et normes utilisés.....	8
I.3.1. Béton armé aux états limites (BAEL91)	8
I.3.2. Les règles parasismiques algériennes (RPA / version2003)	10
I.3.3. Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR-BC2.2).....	10
I.3.4. Les actions et les sollicitations	11
I.4. Caractéristiques des matériaux de construction	12
I.4.1. Concept du Béton Armé	12
I.4.2. Le béton.....	12
I.4.3. Acier.....	17
I.5. Conclusion	19

Chapitre 2 : Prédimensionnement et descente des charges

II.1. Introduction	21
--------------------------	----

II.2. Pré dimensionnement des éléments	21
II.2.1. Pré dimensionnement des poutres	21
II.2.2 Pré dimensionnement des planchers (à corps creux)	23
II.2.3 Pré dimensionnement des poutrelles	24
II.2.4 Pré dimensionnement des balcons	25
II.2.5 Pré dimensionnement d'acrotère	26
II.2.6 Prédimensionnement des voiles	26
II.2.7 Prédimensionnement des escaliers	28
II.2.8 Prédimensionnement des poteaux	31
II.3. Descentes de charges.....	32
II.3.1. Les charges réglementaires	32
II.3.2. Les planchers	33
II.3.3. Balcon	34
II.3.4. La maçonnerie	35
II.3.5. Les poutres	36
II.3.6. Les escaliers	37
II.3.7 Descente des charges du poteau plus sollicité	38

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction	45
III.2. L'acrotère.....	45
III.2.1. Evaluation des charges	46
III.2.2. Détermination de l'effort due au séisme.....	46
III.2.3. Calcul des sollicitations	47
III.2.4. Calcul de ferrailage	48
III.3. Les balcons	52
III.3.1 Evaluation des charges	52
III.3.2. Combinaison des charges.....	52
III.3.3. Calcul des sollicitations	53
III.3.4. Ferrailage du Balcon.....	53
III.3.5. Vérification	54
III.4. Les planchers	55
III.4.1. Calcul des planchers à corps creux	56

III.4.2. Méthode forfaitaire	56
III.4.3. Principe de méthode de Caquot.....	59
III.4.4. Calcul des sollicitations maximales	59
III.4.5. Calcul du plancher (Méthode de Caquot).....	61
III.4.6. Calcul de ferrailage	67
III.4.7. Vérification nécessaire.....	68
III.5. Les escaliers	71
III.5.1. Détermination des charges et surcharges.....	71
III.5.2. Calcul des sollicitations	71
III.5.3. Calcul de ferrailage	72
III.5.4. Vérification de la contrainte limite du béton	75
III.5.5. Vérification de l'effort tranchant	76
III.5.6. Vérification de la flèche.....	76
III.5.7. Etude de la poutre palière	79

Chapitre 4 : Etude sismique et dynamique

IV.1. Introduction	86
IV.2. Objectif de l'étude dynamique.....	86
IV.3. Modélisation.....	87
IV.4. Méthode de calcul	87
IV.4.1. Choix de la méthode de calcul	87
IV.5. Analyse sismique.....	88
IV.5.1. Calcul de la force sismique totale	88
IV.5.2. Les forces sismiques du niveau.....	94
IV.5.3. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	95
IV.6. Analyse dynamique	96
IV.6.1. Présentation du logiciel ROBOT 2019.....	96
IV.6.2. Spectre de réponse de calcul.....	98
IV.6.3. Vérification massique.....	99
IV.6.4. Vérification de l'effort tranchant à la base	100
IV.6.5. Centre de masse et centre de torsion des trois dispositions	101
IV.6.6. Calcul de l'excentricité	102
IV.6.7. Vérification de renversement.....	103

IV.6.8. Vérification des déplacements latéraux inter étages	105
IV.6.9. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	106

Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction	109
V.2. Ferrailage des poteaux	111
V.2.1. Méthode de calcul	111
V.2.2. Recommandation du RPA 99/Version 2003	112
V.2.3. Exemple de calcul de ferrailage	114
V.2.4. Résultats de ferrailage des autres poteaux	118
V.3. Les poutres	119
V.3.1. Recommandation du RPA99.....	119
V.3.2. Les recommandations du BAEL.....	120
V.3.3. Les moments	120
V.3.4. Exemple de calcul.....	120
V.3.5. Résultats du ferrailage des poutres principales	124
V.3.6. Résultats du ferrailage des poutres secondaires	125
V.4. Etude des voiles	126
V.4.1. Introduction	126
V.4.2. Calcul des voiles	126
V.4.3 Ferrailage minimum	127
V.4.4. Méthode de calcul	128
V.4.5. Combinaisons de calcul	129
V.4.6. Calcul du Ferrailage	129
V.4.7. Vérification au flambement	130
V.4.8. Vérification a l'effort tranchant	130

Chapitre 6 : Etude des fondations

VI.1. Introduction	132
VI.2. Etude du voile périphérique	132
VI.2.1. Caractéristique du sol	132
VI.2.2. Calcul des contraintes.....	132
VI.2.3. Ferrailage du voile.....	133
VI.3. Etude des fondations.....	136

VI.3.1. Introduction.....	136
VI.3.2. Type de fondations.....	136
VI.3.3. Choix de type de fondations	136
VI.3.4. Le Radier	137
VI.3.5. Pré dimensionnement du radier	138
VI.3.6. Vérification du radier	140
VI.3.7. Calcul le Ferrailage de la dalle de radier	142
VI.3.8. Ferrailage des nervures.....	145
Conclusion générale	
Bibliographie	
Annexes	

Liste des figures

Figure I.1 : Bâtiment en 3D	5
Figure I.2 : plancher à corp creux	7
Figure I.3 : le diagramme déformations-contraintes du béton	10
Figure I.4 : Diagramme des contraintes-déformations du béton à ELU	16
Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation à ELS	17
Figure I.6 : diagramme contrainte-déformation de l'acier	18
Figure II.1 : Dimensions des poutres	22
Figure II.2 : Dimensions de la poutre principale	22
Figure II.3 : Dimensions de la poutre secondaire	23
Figure II.4 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux	24
Figure II.5 : Coupe transversale de la poutrelle	25
Figure II.6 : Coupe de l'acrotère	26
Figure II.7 : Coupe d'un voile	27
Figure II.8 : schéma de l'escalier	29
Figure II.9 : Plancher terrasse	33
Figure II.10 : Plancher étage courant	33
Figure II.11: Disposition des matériaux pour une dalle pleine	34
Figure II.12 : Murs extérieurs	35
Figure II.13 : Murs intérieurs	36
Figure II.14: Le poteau le plus sollicité.....	38
Figure III.1 : Modèle de calcul de l'acrotère	46
Figure III.2 : Sollicitation de l'acrotère	47
Figure III.3 : Schéma ferrailage de l'acrotère	52
Figure III.4 : Schéma statique du balcon	52
Figure III.5 : Schéma ferrailage d'un balcon	55
Figure III.6 : Notations pour le calcul des moments sur appui	60
Figure III.7 : Calcul des moments max sur appuis	60
Figure III.8 : Calcul des moments max en travées	60
Figure III.9 : Calcul des moments max en travées	61
Figure III.10 : Diagramme enveloppe pour une travée i.	71
Figure III.11 : Schéma statique des escaliers (2 volées) et (3 volées).	72

Figure III.12 : Schéma statique des efforts appliqués aux escaliers.	79
Figure III.13 : Schéma de ferrailage des escaliers	79
Figure III.14: Schéma statique de la poutre palière.	79
Figure III.15 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	82
Figure IV.1 : Tour R+9+2SS par logiciel Robot 2019.	97
Figure IV.2 : Tour R+9+2SS (arrière vue) par logiciel Robot 2019.	98
Figure IV.3 : Spectre de réponse par Robot 2019.	99
Figure IV.4: Périodes et facteurs de participation modale (Mode1 – Mode20)	99
Figure IV.5: Périodes et facteurs de participation modale (Mode58-Mode80)	100
Figure V.1 : Schéma de ferrailage du Poteau (50×50) cm ²	119
Figure V.2 : schéma ferrailage de la poutre principale.	125
Figure.VI.1 : schéma ferrailage des voiles périphériques	135
Figure.VI.2 : dimension d'un radier.	138
Figure.VI.3 : schéma ferrailage d'un radier.	144
Figure.VI.4 : Répartition des charges sur une nervure.	145
Figure.VI.5 : Coupe de nervure.	145
Figure.VI.6 : schéma ferrailage des nervures.	147

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Redimensionnement des poutres.	23
Tableau II.2 : Evaluation des charges de plancher terrasse	33
Tableau II.3 : Evaluation des charges de plancher étage courant et RDC	34
Tableau II.4 : Charges du Plancher terrasse (Dalle pleine)	34
Tableau II.5 : Charges du Plancher étage courant (Dalle pleine).	35
Tableau II.6 : Charges du murs extérieurs	36
Tableau II.7 : Charges du murs intérieurs	36
Tableau II.8 : évaluation des charges de volée	37
Tableau II.9 : évaluation des charges de Palier.....	38
Tableau II.10 : Charges permanentes G	39
Tableau II.11 : les charges d'exploitations	40
Tableau II.12 : Les sections pour tous les poteaux.....	42
Tableau II.13 : Vérification selon RPA99.....	42
Tableau II.14 : Vérification au flambement	43
Tableau III.1 : les combinaisons des charges de moment fléchissent	48
Tableau III.2 : Calcul des sollicitations	53
Tableau III.3 : Combinaison des charges du plancher terrasse inaccessible.	62
Tableau III.4 : Combinaison des charges du plancher étage courant	62
Tableau III.5 : Combinaison des charges du plancher RDC.	62
Tableau III.6 : Les résultat des moments et les efforts tranchants ELU (RDC)	66
Tableau III.7 : Les résultat des moments et les efforts tranchants ELS (RDC)	66
Tableau III.8 : Les résultat des moments et les efforts tranchants ELU (Terrasse).	67
Tableau III.9 : Les résultat des moments et les efforts tranchants ELS (Terrasse)	67
Tableau III.10 : Sollicitations maximales.	67
Tableau III.11 : Combinaison des charges des escaliers	71
Tableau III.12 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS des escaliers.	72
Tableau III.13 : les données géométries et matériaux.	73
Tableau III.14: Contraintes de calcul	73
Tableau III.15 : Calcul les Sollicitations	73
Tableau III.16 : Calcul des paramètres caractéristiques de la section.	73
Tableau III.17 : Détermination de la section théorique des aciers tendus.	74

Tableau III.18 : calcul les Sollicitations.	74
Tableau III.19 : Calcul des paramètres caractéristiques de la section	74
Tableau III.20 : Détermination de la section théorique des aciers tendus	75
Tableau III.21 : les données matériaux.	75
Tableau III.22 : Vérification des contraintes	75
Tableau III.23 : Ferrailage à l'état limite de service.	76
Tableau III.24 : Vérification de l'effort tranchant.	76
Tableau III.25 : Vérification de la flèche.....	76
Tableau III.26 : Calcul des chargements (1).	77
Tableau III.27: Calcul des chargements (2)	77
Tableau III.28 : Calcul des moments correspondant.	77
Tableau III.29 : Calcul de moment d'inertie de la section	77
Tableau III.30 : Calcul des contraintes correspondant.	77
Tableau III.31 : Calcul des coefficients μ_i	78
Tableau III.32 : Module de déformation longitudinale du béton.	78
Tableau III.33 : Moment d'inertie correspondant.	78
Tableau III.34 : Calcul de la flèche	78
Tableau III.35 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS d'une poutre palière	81
Tableau III.36 : Calcul des paramètres caractéristiques de la section	81
Tableau III.37: Détermination de la section théorique des aciers tendus	82
Tableau III.38: Ferrailage transversal	82
Tableau III.39 : Vérification de l'effort tranchant	82
Tableau III.40 : Vérification de la flèche (Vérifications à ELS)	83
Tableau IV.1 : Coefficients d'accélération de zone A	89
Tableau IV.2 : Valeur de T1 et T2	89
Tableau IV.3 : Valeur coefficient d'amortissement ϵ	90
Tableau IV.4 : valeurs du coefficient CT	90
Tableau IV.5 : valeurs du coefficient de comportement R (RPA 99 Tab 4.3)	91
Tableau IV.6 : Valeurs des pénalités Pq.	92
Tableau IV.7 : Le poids total de la structure	93
Tableau IV.8 : La force sismique totale en sens (x-x)	93
Tableau IV.9 : La force sismique totale en sens (y-y)	93
Tableau IV.10 : Les forces sismiques sur la hauteur de la structure en sens xx.	94
Tableau IV.11: Les forces sismiques sur la hauteur de la structure en sens yy	95

Tableau IV.12 : Distribution de l'effort sismique sur la hauteur de l'ouvrage (Sens longitudinal x-x)	95
Tableau IV.13 : Distribution de l'effort sismique sur la hauteur de l'ouvrage (Sens longitudinal y-y)	96
Tableau IV.14 : Périodes et facteurs de participation modale	99
Tableau IV.15 : Vérification de l'effort tranchant à la base.	101
Tableau IV.16 : Vérification de l'effort tranchant à la base après modification	101
Tableau IV.17 : Centre de masse et centre de torsion	102
Tableau VI.18 : Excentricité théorique, accidentelle et retenue	103
Tableau IV.19 : Moment de renversement suivant les deux directions X et Y.	103
Tableau IV.20 : Moment de stabilité suivant les deux directions X et Y	104
Tableau IV.21 : Vérification de la stabilité au renversement	104
Tableau IV.22 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X	105
Tableau IV.23 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y	106
Tableau IV.24: : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant X.	107
Tableau IV.25 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant Y.	107
Tableau V.1.Combinaison des charges	110
Tableau V.2.Caractéristiques mécaniques des matériaux	110
Tableau. V.3.Des sollicitations pour les différents poteaux	114
Tableau V.4.Vérification du flambement	117
Tableau V.5.Vérification de la stabilité de forme	118
Tableau V.6.Résultats de ferrailage longitudinal des poteaux	118
Tableau V.7.Résultats de ferrailage transversal des poteaux	118
Tableau V.8.Les types des poutres	119
Tableau V.9.Récapitulatif des sections d'aciers recommandées par RPA	120
Tableau V.10.Récapitulatif des sollicitations pour les poutres	120
Tableau V.11.Ferrailages longitudinaux de poutre principale	124
Tableau V.12.Ferrailages longitudinaux de poutre secondaire	125
Tableau V.13 : Les sollicitations M et N par le fichier Robot	129
Tableau V.14 : Vérification a l'effort tranchant	130
Tableau VI.1 : coefficients μ_x et μ_y	133
Tableau VI.2 : Calcul du ferrailage du voile périphérique	134
Tableau VI.3 : Vérification des contraintes du voile périphérique à L'ELS.	135
Tableau VI.4 : Résultats de calcul de la stabilité du radier	141

Tableau VI.5 : coefficients μ_x et μ_y	142
Tableau VI.6 : Calcul du ferrailage du Radier (ELU)	143
Tableau VI.7 : Vérification des contraintes du Radier à L'ELS	144

Notation et symboles

- A** : Coefficient d'accélération de zone.
- A_{min}** : Section d'armature minimale déterminée par les règlements.
- A_{max}** : Section d'armature maximale.
- A_r** : Armature de répartition.
- A_s** : Section d'armature.
- B** : Aire d'une section de béton.
- B_r** : Section réduite.
- C_p** : Facteur de force horizontale.
- C_t** : Coefficient de période.
- D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- d** : Hauteur utile.
- E** : Module de Young.
- E_{ij}** : Module de Young instantané à l'âge de j jours.
- E_s** : Module de Young de l'acier.
- E_{vj}** : Module de Young diffère à l'âge de j jours.
- F** : Force ou action en générale.
- F_e** : Limite d'élasticité de l'acier.
- f_{cj}** : Résistance caractéristique à la compression de béton âge de j jours.
- f_{tj}** : Résistance caractéristique à la traction de béton âge de j jours.
- G** : Action permanente.
- I** : Moment d'inertie.
- L_f** : Longueur de flambement.
- M_{ser}** : Moment fléchissant à l'état limite de service.
- M_u** : Moment fléchissant à l'état limite ultime.
- N** : Effort normal.
- Q** : Action d'exploitation.
- S_t** : Espacement.
- V** : Effort tranchant.
- W** : Poids total de la structure.
- W_i** : Poids au niveau i.
- γ_s** : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (Gama).

- γ_b** : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
- η** : Coefficient de fissuration relatif a une armature (eta).
- λ** : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (lambd).
- μ_{ser}** : Moment ultime réduit à ELS (mu).
- μ** : Moment ultime réduit à ELU.
- σ** : Coefficient de poisson (nu).
- σ_{bc}** : Contrainte normale (sigma).
- σ_{st}** : Contrainte dans les aciers tendus.
- σ_{sc}** : Contrainte dans les aciers comprimés.
- τ** : Contrainte tangente (tau).
- τ_u** : Contrainte tangente conventionnelle.
- τ_s** : Contrainte d'adhérence.
- τ_s** : Contrainte d'adhérence d'entraînement.
- φ** : Coefficient du fluage (phi).
- ψ_s** : Coefficient du scellement relatif à une armature (psi).

Introduction générale

Introduction générale

Le génie civil est une branche de l'ingénierie qui se concentre sur la planification, la construction, la gestion et la maintenance d'infrastructures et de structures destinées à un usage civil. Cela englobe une variété de projets, tels que des édifices, des ponts, des routes et d'autres installations publiques. Les ingénieurs civils sont responsables d'assurer la sécurité, la durabilité et l'efficacité de ces projets. Ils sont particulièrement préoccupés par les risques sismiques, car la prédiction de ces événements est incertaine et leur survenue est aléatoire.

Notre recherche vise à réaliser une analyse dynamique afin de déterminer les propriétés dynamiques d'un bâtiment et de calculer les forces exercées par diverses pressions naturelles et accidentelles. Cette étude porte sur une structure en béton armé comprenant deux sous-sols, un rez-de-chaussée et neuf étages (2SS+R+9), équipée d'un système de renforcement combinant des murs de voiles et des portiques. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- La première étape consistera en une présentation détaillée du bâtiment, comprenant la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape consistera à déterminer les actions verticales affectant la structure, ainsi qu'à effectuer le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- La troisième étape consistera à calculer les éléments non structuraux, tels que l'acrotère, l'escalier, les planchers et les balcons.
- La quatrième étape consiste à appliquer la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales) et les caractéristiques dynamiques propres de la structure. L'étude du bâtiment sera réalisée par l'analyse du modèle 3D de la structure à l'aide du logiciel Robot2019.

- La cinquième étape consistera à calculer le ferrailage des éléments résistants, tels que les poutres, les poteaux et les voiles.
- La sixième étape sera le calcul des fondations (type ; dimensions et Ferrailages).

Pour mener à bien cette étude, nous avons utilisé le logiciel de modélisation Auto desk Robot Structural Analysais 2019, reconnu pour son efficacité dans la conception de bâtiments à plusieurs étages. Ce logiciel nous a permis non seulement de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi de calculer les contraintes internes qui affectent chaque élément de la construction. Ces contraintes sont ensuite utilisées pour dimensionner les éléments structuraux conformément aux exigences des normes de construction en Algérie, notamment les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003" et les Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé "CBA 93".

Chapitre I

**Présentation de l'ouvrage et caractéristique
des matériaux.**

I.1. Introduction

Dans ce chapitre l'étude sera concentrée à la présentation de l'ouvrage, ou on va exposer les différentes caractéristiques : géométriques, conception structurelle et les matériaux utilisées, on souligne l'importance capitale de la sélection minutieuse des matériaux dans la réussite et la durabilité d'un projet. Une compréhension approfondie des propriétés des matériaux, adaptée à leur utilisation spécifique, aux sollicitations prévues et à la destination finale, permet d'optimiser la performance structurelle et fonctionnelle.

Le respect des normes et règlements de calcul appropriés assure la conformité aux normes de sécurité, renforce la résistance face à différentes contraintes, y compris celles liées aux actions sismiques.

Ainsi, bien gérer des caractéristiques des matériaux et la conformité aux exigences réglementaires contribuent grandement à la solidité et à la qualité globale du projet de construction.

I.2. Présentation d'ouvrage

Le projet vise à analyser la résistance structurelle d'un bâtiment à plusieurs niveaux comprenant deux sous-sols, un rez-de-chaussée et neuf étages. Ce bâtiment est destiné à une utilisation à la fois résidentielle et commerciale, ce qui nécessite une attention particulière aux exigences structurelles spécifiques à chaque type d'occupation.

Le site choisi pour cette réalisation se situe dans la Wilaya de Skikda, une région classée en catégorie (**IIa**) conformément à la réglementation parasismique algérienne (**RPA 99, version 2003**). L'agencement de la structure présente une régularité au niveau du plan sur l'ensemble du bâtiment, et une régularité en élévation est également observée. La structure de l'édifice que nous examinerons est de nature mixte, combinant le béton armé sous forme des portiques et des voiles avec un système d'interaction.

Le bâtiment se compose de :

- **Deux sous-sols** : destinés au stockage et à un usage commercial.
- **Rez-de-chaussée** : Divisé en deux sections distinctes. Une partie est destinée à l'habitation composée de deux appartements F3, tandis que l'autre partie est destinée aux locaux et une partie aux superettes.
- **Le reste des étages** : comprend quatre appartements de type F3.
- **Les Équipements** : Le bâtiment est équipé de deux types d'escaliers et d'un ascenseur pour faciliter la circulation verticale.
- **Une Terrasse inaccessible.**

I.2.1. Description architecturale

Cette étude sera réalisée en prenant en compte les paramètres suivants :

a. En élévation

- Hauteur totale H=39.78m.
- Hauteur du sous-sol1 h=3.24m.
- Hauteur du sous-sol2 h=4.14m.
- Hauteur du RDC h=3.24m.
- Hauteur d'étage courant h=3.24m.

b. En plan

- Largeur en plan :19.20 m.
- Longueur en plan : 27.90 m.

I.2.2. Données du site

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le (RPA 99/version 2003) comme zone de de moyenne sismicité (**zone IIa**).

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble : catégorie S3 (du rapport de sol).
- Contrainte admissible du sol $\delta = 1.70$ bars.
- La structure du bâtiment présente une régularité en plan et en élévation.



Figure I.1 : Bâtiment en 3D.

I.2.3. Conception de la structure du bâtiment

a. Structure de contreventement

L'ouvrage en question est soumis aux dispositions des normes RPA99/Version2003, conformément à l'article **3.4.A** pour les structures en béton armé, l'utilisation d'un contreventement par portique auto-stable est exclue lorsque la hauteur totale du bâtiment dépasse 8.00m. Par conséquent, la solution retenue est un contreventement mixte, combinant des voiles et des portiques, avec justification de l'interaction entre les portiques et les voiles.

Pour ce type de contreventement, certaines conditions doivent être vérifiées :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas supporter plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont réparties de manière conjointe entre les voiles et les portiques, proportionnellement à leurs rigidités respectives et aux sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent supporter, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

b. Superstructure

1) Les éléments structuraux

1. **Les poteaux** : les poteaux sont des éléments verticaux essentiels en construction, conçus pour reprendre et transmettre les charges vers la base de la structure.
2. **Les poutres** : Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, souvent rectangulaires ou carrés, conçus pour reprendre et distribuer les charges dans une structure. Elles sont souvent faites de matériaux tels que le bois, l'acier ou le béton. On distingue : les poutres principales, les poutres secondaires.
3. **Les voiles** : Les voiles sont des murs entièrement réalisés en béton armé. Leur rôle principal est de contreventer le bâtiment en absorbant les forces horizontales telles que celles générées par des séismes ou des vents. De plus, ils supportent les charges verticales, telles que le poids propre de la structure, et transmettent ces charges aux fondations.

2) Les éléments secondaires

1. Les planchers

Le plancher est un élément horizontal qui sépare deux niveaux adjacents dans un bâtiment. Sa fonction principale est de supporter et de transmettre les charges verticales et horizontales aux différentes poutres de l'ossature.

On distingue deux types :

1.1. Planchers à corps creux : Plancher à corps creux est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5cm. Ce type est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de mise en œuvre.
- Réduction du poids total de la structure.
- Économie des coûts de coffrage, le corps creux servant de coffrage perdu.

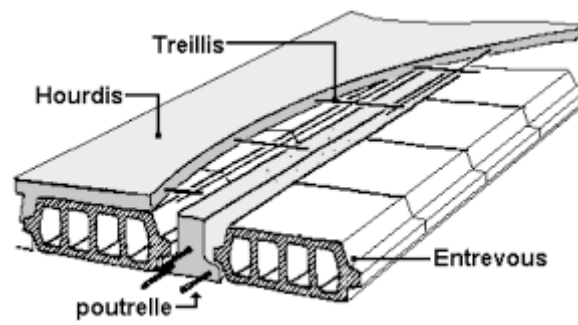


Figure I.2 : plancher à corp creux.

1.2. Planchers dalle pleine : Les dalles des balcons sont conçues en tant que dalles pleines en raison de leurs géométries parfois complexes, rendant difficile l'utilisation de corps creux. De plus, l'utilisation de dalles pleines est privilégiée pour assurer la rigidité de la structure au niveau des sous-sols et garantir une isolation efficace au niveau de l'assainissement.

- 2. Les Escaliers :** Ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre. Nos bâtiments comportent 2 types d'escalier.
- 3. Les balcons :** Le balcon est composé d'une dalle pleine encastrée dans les poutres.
- 4. L'acrotère :** C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse.

3) Les éléments de remplissages

1. Maçonnerie : Un mur est un élément vertical en maçonnerie, composé de matériaux manufacturés, tel que les blocs de parpaing creux ou plain, liés uns aux autres par des joints de mortier traditionnels, ou avec du mortier colle, notre bâtiment est composé de :

- **Murs extérieur (double paroi) :** d'une épaisseur de 30cm en double paroi l'une d'une épaisseur de 15cm et l'autre de 10cm et une lame d'air de 5 cm.
- **Murs intérieurs (simple paroi) :** d'une épaisseur de 10cm.

2. Revêtements : Le revêtement du bâtiment comprend :

- Un carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Du mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures.
- Faïence pour les salles d'eau.

3. Gaine d'ascenseurs : La conception d'une gaine d'ascenseurs est indispensable dans ce bâtiment en raison de sa hauteur significative, permettant ainsi de faciliter le déplacement vertical entre les différents étages.

c. L'infrastructure

- **Les fondations :** essentielles pour la stabilité de l'ouvrage, transmettent les charges de la superstructure au sol. Le choix du type de fondation dépend de la nature et du poids de la superstructure, des charges appliquées, et de la qualité du sol de fondation.

I.3. Règlements et normes utilisés

En ce qui concerne la conception parasismique des structures en béton armé, les principes adoptés s'appuient sur les avancées récentes dans la recherche scientifique. Ces principes représentent un ensemble de normes de conception très avancées. Ils ont pour objectif principal de garantir la sécurité des personnes et de réduire au minimum les dommages potentiels que la structure pourrait subir en cas de séisme.

L'on peut résumer en :

- Les règles parasismiques algérienne « **RPA version 2003** ».
- Charges permanentes et charges d'exploitation « **DTR-BC.2.2** »
- Le Béton armé aux états limite « **BAEL91** ».

I.3.1. Béton armé aux états limites (BAEL91)

Les règles techniques françaises pour la conception et le calcul des ouvrages en béton armé selon la méthode des états limites ont été publiées en 1991.

a. Selon le BAEL on distingue deux états limites

1) Etat limite ultime (ELU)

Ce sont ceux qui mettent en cause la sécurité de l'ouvrage, Correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà laquelle il y'a la ruine de l'ouvrage.

On distingue :

- L'équilibre statique.
- La résistance d'un élément de la construction.
- La stabilité de forme (flambement).
- La fatigue.

Critères de calcul :

- Déformations relatives limites.
- Calcul de type rupture avec lois contraintes - déformations des matériaux.

2) Etat limite de service (ELS)

Ce sont ceux qui mettent en cause le comportement de la construction en exploitation.

On distingue deux cas :

- Ouverture excessive des fissures.
- Compression excessive du béton.
- Déformations excessives des éléments porteurs.
- Vibrations excessives et/ou inconfortables.

Critères de calcul :

- Contraintes (ou déformations) limites.
- Calcul de type élastique (loi de Hooke, coefficient d'équivalence ...).

b. Hypothèses fondamentales de calcul aux états limites

1) Les principales hypothèses du calcul des sections en BA aux **ELU** selon l'article (A.4.3,2) de BAEL sont les suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'aire des aciers n'est pas déduite de celle du béton.
- L'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3.5‰ dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰.

- Le diagramme déformations-contraintes du béton est « parabole – rectangle » :

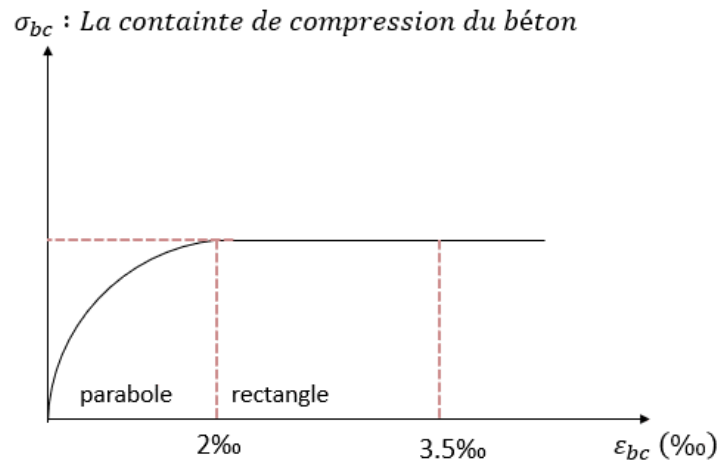


Figure I.3 : le diagramme déformations-contraintes du béton.

- 2) Les principales hypothèses du calcul des sections en BA aux **ELS** sont les suivantes :

- Les sections planes restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- L'aire des aciers n'est pas déduite de celle du béton.
- L'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité.
- Le retrait et le fluage ne sont pas pris en compte.
- Le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est égal à 15.
- Dans le diagramme des contraintes l'un des matériaux doit travailler au maximum autorisé.

I.3.2. Les règles parasismiques algériennes (RPA / version2003)

Le Règlement de Construction Parasismique en Algérie (RPA99) actuel est un document technique qui établit les critères de conception et les normes de calcul nécessaires pour renforcer la résistance des bâtiments aux séismes. La version révisée du RPA99, datant de 2003, est entrée en vigueur à la suite du séisme survenu le 21 mai 2003 dans la Wilaya de Boumerdes.

I.3.3. Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR-BC2.2)

C'est un document technique réglementaire qui aborde la notion de "charges permanentes et charges d'exploitation" concernant les bâtiments, leur méthode d'évaluation et les valeurs de ces charges à incorporer dans les calculs.

I.3.4. Les actions et les sollicitations

a. Les actions

Les actions sont l'ensemble des charges (telles que forces, moments, etc.), qu'elles soient permanentes, liées aux conditions climatiques ou aux activités d'exploitation, qui s'appliquent à la structure, ainsi que les effets des changements statiques ou des conditions (comme le retrait, les variations de température, les tassements des appuis, etc.) qui provoquent des déformations dans la structure.

1) Les actions permanentes (G)

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

- Poids propre des éléments de la structure.
- Poids de revêtements.
- Les efforts des poussées des terres.

2) Les actions variables (Q)

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps :

- Les charges d'exploitation.
- Les charges climatiques (Vent et Neige).
- Les charges appliquées au cours d'exécution (matériels de chantier).
- Les charges de température et dilatation.

3) Les actions accidentelles (FA)

Il s'agit d'actions dues des phénomènes rares et exceptionnels :

- Séismes.
- Chocs des véhicules.
- Explosion.

b. Les sollicitations

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

c. Combinaisons d'actions

Les sollicitations et les déformations sont calculées en utilisant les combinaisons suivantes.

1) Combinaison selon le BAEL 91

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G + Q$

2) Combinaisons d'actions Selon le RPA99 version 2003

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

I.4. Caractéristiques des matériaux de construction

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

I.4.1. Concept du Béton Armé

Le béton caractérisé par une forte résistance à la compression mais une faible résistance à la traction, est généralement considéré comme un matériau fragile. En revanche, l'acier présente une excellente résistance à la traction.

Pour remédier à la fragilité du béton, on associe à ce dernier des armatures en acier, et cette combinaison repose sur la possibilité d'adhérence entre les deux matériaux. Ce concept est connu sous le nom de béton armé.

➤ Les procédés de réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- La mise en place des armatures dans le coffrage.
- Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

I.4.2. Le béton

Le béton, en tant que matériau de construction, est hétérogène et résulte du durcissement d'un mélange composé de ciment, de granulats (sable et gravier), d'eau, et parfois d'adjuvants et d'additions visant à modifier ses propriétés.

La méthode de fabrication du béton dépend de l'importance du chantier, allant de l'utilisation d'une bétonnière sur le site à l'installation d'une centrale à béton.

a. Les principaux avantages et les propriétés du béton

- La résistance mécanique est principalement évaluée en termes de résistance à la compression simple, et dans certains cas particuliers, en termes de résistance à la traction.
- La résistance aux agents agressifs et atmosphériques tels que l'eau de mer, les acides, feu, etc.

- Souplesse des formes, elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages qui peuvent prendre diverses formes.
- Des faibles déformations.

b. Composition du béton

1) Ciments

Le ciment se présente sous forme de poudre fine et joue un rôle essentiel en tant que liant hydraulique capable de faire prise durent le temps.

Il est principalement composé de silicates et d'aluminates de calcium, obtenus par cuisson à une température élevée de 1450°C, suivie du broyage d'un mélange minéral (Calcaire et Argile). Les constituants résultants comprennent le Clinker, le laitier (**L**), les Cendres (**C**), les Pouzzolanes (**Z**), et les fillers, qui sont mélangés en proportions variées pour former différentes catégories de ciment.

Le ciment gris ordinaire, également connu sous le nom de ciment de Portland, est couramment utilisé pour la fabrication de béton ou de mortier.

2) Granulats

Les granulats employés consistent en graviers et en sable. Ils doivent être résistants, propres, et dépourvus de fines particules argileuses. La dimension des granulats varie en fonction de celle du coffrage, de la densité d'acier pour les éléments en béton armé, ainsi que du type de béton recherché.

3) Eau de gâchage

L'eau utilisée doit être pure, dépourvue de sels minéraux et de matières organiques pouvant nuire à leurs qualités.

4) Adjuvants

L'ajout d'adjuvants au béton tels que plastifiants, entraîneurs d'air, retardateurs ou accélérateurs de prise, ainsi que renforceurs de résistance, nécessitera l'approbation de l'ingénieur ou de l'architecte-conseil.

c. Préparation du béton

La méthode adoptée dans le chantier Algérie dans un mètre cube (m³) :

- **Ciment** : 350Kg de CPA325.
- **Sable** : 400L de 0 à 5mm.
- **Gravier** : 800L de 15 à 25mm.
- **Eau** : 175 L d'eau de gâchage.
- $E/C = 0.50$ et $2.00 \leq G/S \leq 2.20$.

d. Les caractéristique physiques et mécanique de béton

1) Caractéristiques physiques du béton

- **La masse volumique** : varie entre 2200 Kg/m³ et 2500Kg Kg/m³.
- **Le fluage** : c'est la déformation induite par une charge constante appliquée de manière continue.
- **Retrait** : Il s'agit de la réduction de longueur qui survient lors du durcissement d'un élément en béton suite à la prise du ciment.
- **La dilatation** : le béton comme tout matériau réagit à la température, le coefficient de dilatation thermique du béton est de l'ordre de 10⁻⁵ : $\Delta l / l = \alpha \cdot \Delta T$

Avec :

α : Coefficient de dilatation.

ΔT : Variation de température.

$\Delta l / l$: Déformation de dilatation.

2) Caractéristiques mécaniques du béton

1. Résistance à la compression f_{cj}

Le béton se distingue par sa résistance élevée à la compression, mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 200 cm de section et d'une hauteur double de leur diamètre.

En général, Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci, notée f_{c28} , est choisie a priori, compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours, on se réfère à la résistance f_{cj} . Donc la résistance obtenue au jour Considéré selon l'article A-2.11 BAEL91 :

$$\text{Pour } j < 28 \text{ jours : } \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}; \text{ pour : } f_{c28} \leq 40\text{MPa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28}; \text{ pour : } f_{c28} \geq 40\text{MPa} \end{cases}$$

$$\text{Pour } j \geq 28 \text{ jours : } \begin{cases} f_{cj} = 1,1 f_{c28}; \text{ pour : } f_{c28} \leq 40\text{MPa.} \\ f_{cj} = f_{c28}; \text{ pour : } f_{c28} > 40\text{MPa.} \end{cases}$$

Dans notre projet on choisit $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

2. Résistance à la traction f_{tj}

Selon l'article A-2.12 ; BAEL91 et Annexe F BAEL91, la résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours noté f_{tj} et définie par la relation :

- $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$ si : $f_{cj} \leq 60\text{MPa}$.
- $f_{tj} = 0.275 f_{cj}^{2/3}$ si : $f_{cj} > 60\text{MPa}$.

Dans notre cas, Pour $j = 28$ jours $\rightarrow f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow f_{t28} = 2.1\text{MPa}$.

3. Déformation longitudinale du béton

3.1. Module de déformation instantanée

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h.

Selon le CBA93 (Article A.2.1.2.1), on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \text{ en MPa.}$$

3.2. Module de déformation différée

Sous des contraintes de longue durée d'application (cas courant).

Selon le CBA93 (Article A.2.1.2.2), on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \text{ en MPa.}$$

$$E_{ij} = 3 E_{vj}.$$

3.3. Module de déformation transversale

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

- ν : coefficient de poisson.
- E : Déformation relative transversale / longitudinale.

3.4. Coefficient de poisson

En compression comme en traction, la déformation longitudinale entraîne avec elle une déformation transversale, Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté " ν ". D'après (Art A.2.1, 3 BAEL91) :

- **L'ELU** : $\nu = 0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).
- **L'ELS** : $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissurée).

Alors que :

- $G = 0.42 E \rightarrow$ Pour le béton non fissuré (ELS).
- $G = 0.5 E \rightarrow$ Pour le béton fissuré (ELU).

e. Caractéristiques limites du béton

1) Contrainte ultime en compression

En compression pure, le diagramme est formé par la section parabolique. En cas de compression combinée avec flexion (ou résultant de la flexion), le diagramme de calcul applicable dans toutes les situations est le diagramme dit parabole-rectangle.

Le diagramme contraintes-déformations du béton est utilisé dans le cas de ELU en compression de 2‰ et 3.5‰.

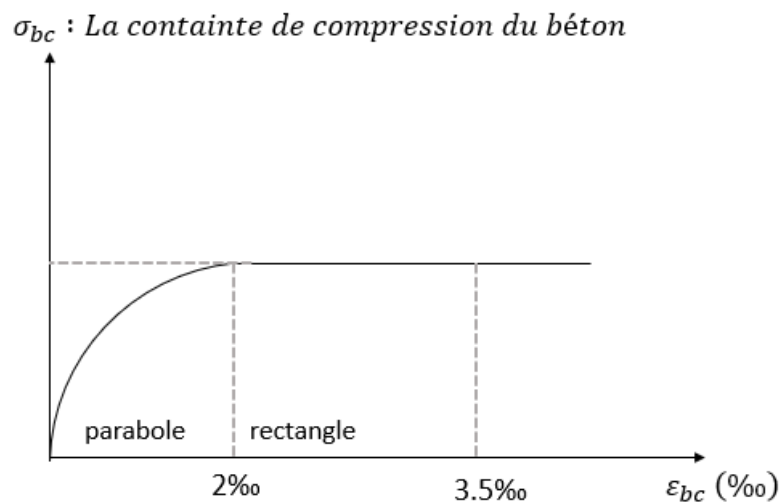


Figure I.4 : Diagramme des contraintes-déformations du béton à ELU.

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \cdot \gamma_b} \cdot f_{c28}$$

- f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut **1.5** pour les combinaisons normales et **1.15** pour les combinaisons accidentelles.
- θ : Coefficient d'application avec :
 - $\theta=1$ quand la durée de l'application supérieure à 24hs.
 - $\theta=0.9$ quand la durée d'application varie d'une heure jusqu'à 24hs.
 - $\theta=0.85$ lorsque la durée d'application ne dépasse pas une heure.

Le coefficient de minoration 0.85 pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

2) Contrainte ultime au cisaillement

La contrainte ultime de cisaillement est définie par :

$$\tau_u = \frac{vu}{b \cdot d}$$

- τ_u : contrainte ultime du cisaillement.
- vu : effort tranchant.

Les armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne sont autorisées si τ_u ne dépasse pas $\bar{\tau}$, sachant que :

- $\tau_u = \min(0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{MPa})$ fissuration non préjudiciable.
- $\tau_u = \min(0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{MPa})$ fissuration peu préjudiciable / très préjudiciable.

3) Contrainte de service en compression

La contrainte de compression de béton à l'ELS est limitée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} \text{ (MPa)}$$

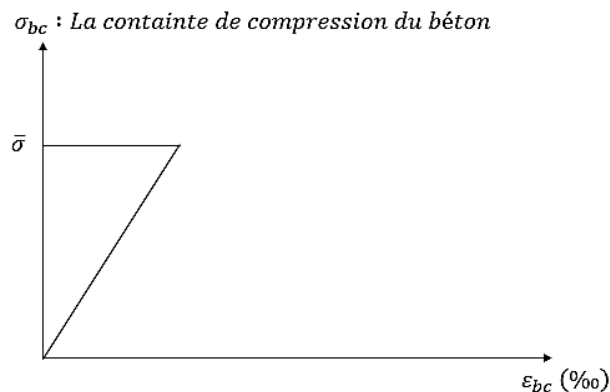


Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation à ELS.

I.4.3. Acier

a. Définition

L'acier est un mélange Fer et carbone, en faible pourcentage. C'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, cisaillement, torsion et aussi à la compression pour des élancements faibles, il subit les effets de la corrosion.

Pour le béton armé on a deux types d'acier :

- Aciers durs pour 0.25% à 0.40% de carbone.
- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15% à 0.25% de carbone.

Le module d'élasticité longitudinale : $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$.

b. Caractéristique d'acier

Il se caractérise par une propriété mécanique dite la limite élastique F_e .

On distingue trois catégories :

- **Les ronds lisses (RL) :** Leur utilisation est restreinte à des applications spécifiques, notamment pour les armatures transversales. Les aciers employés se déclinent en deux nuances, à savoir le FeE215 et le FeE235, caractérisés par des limites d'élasticité respectives de 215MPa et 235MPa.
- **Barres à hautes adhérences (HA) :** Ils sont utilisés pour les armatures longitudinales, fabriqués avec les nuances FeE400 et FeE500 dont la limite d'élasticité est de 400MPa et 500MPa respectivement.
- **Treillis soudés (TS) :** Ils sont utilisés pour les planchers et dallage de nuance TS500 ($\varnothing > 6\text{mm}$) et TS520 ($\varnothing \leq 6\text{mm}$) dont la limite d'élasticité est de 500MPa et 520MPa respectivement.

c. Contraintes limites de l'acier

1) Contraintes à l'ELU

Les armatures en acier ont pour objectif de rééquilibrer et absorber les forces de traction, ils sont utilisés dans la limite de leur élasticité avec une nuance de sécurité.

La contrainte limite d'aciers est définie par :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- σ_s : Contrainte de l'acier à l'ELU.
- f_e : Contrainte d'élasticité de l'acier.
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.00 \text{ (en situation courante).} \\ \gamma_s = 1.15 \text{ (en situation accidentelles).} \end{array} \right.$

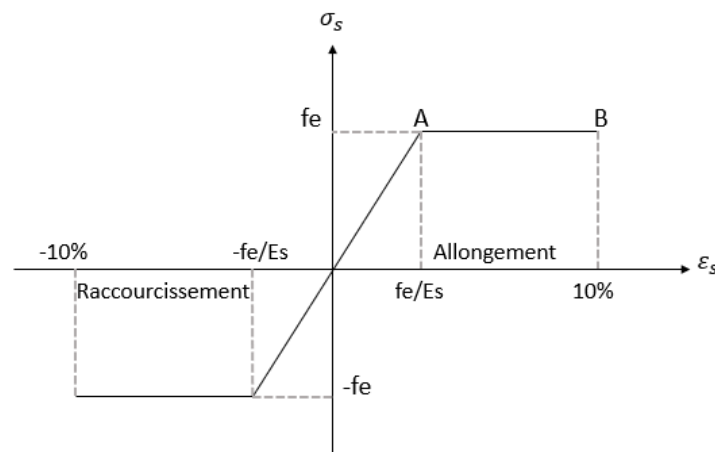


Figure I.6 : diagramme contrainte-déformation de l'acier.

2) Contraintes à l'ELS

Les contraintes dans les armatures tendues, soumises aux charges de service, doivent être maîtrisées pour réduire le risque de fissuration et déduire le danger de corrosion des armatures.

Selon l'article A.4.5 de BAEL91, il s'agit de trois cas de fissuration :

- Fissuration peu préjudiciable : pas de vérification ($\sigma_s = f_e / \gamma_s$).
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min (2/3 f_e, \max (f_e/2, 110 \sqrt{(\eta f_{t28})})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min (f_e/2, 90 \sqrt{(\eta f_{t28})})$.

Avec :

- η : Coefficient de fissuration.
- $\eta = 1$: pour les ronds lisses (RL).
- $\eta = 1.6$: pour les armatures à hautes adhérence (HA).

I.5. Conclusion

En conclusion, choisir attentivement les matériaux est crucial pour le succès et la durabilité d'un projet. Comprendre les propriétés des matériaux selon leur usage, les charges attendues et le but final optimise la performance de la structure. Le respect des normes de sécurité grâce à des règlements appropriés renforce la résistance face à différentes contraintes, y compris les séismes. Ainsi, bien gérer les caractéristiques des matériaux et respecter les règles contribuent grandement à la solidité et à la qualité globale du projet de construction.

Chapitre II :

Pré dimensionnement et descente des charges.

II.1. Introduction

Après la présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, on a passé au pré dimensionnement des éléments et descente des charges. Le pré dimensionnement des éléments porteurs, tels que les poteaux et les poutres, dans un projet de génie civil est une étape fondamentale. Cette démarche vise à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter tout excès d'acier et de béton.

En se fondant sur le principe crucial de la descente des charges verticales, qui exerce un impact direct sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, nos calculs reposent sur les normes de pré dimensionnement **RPA99 et BAEL91**. Pour garantir la résistance et la stabilité de la structure, une répartition précise des charges et surcharges est nécessaire pour chaque élément.

La descente des charges permet d'évaluer la plupart des charges appliquées à chaque élément de la structure, tenant compte notamment :

- Du poids propre de l'élément.
- De la charge de plancher qu'il supporte.
- De la part de cloison répartie qui lui revient.
- Des éléments secondaires tels que les escaliers, acrotères, etc.

II.2. Pré dimensionnement des éléments

II.2.1. Pré dimensionnement des poutres

La section rectangulaire des poutres dans ce projet a été choisie pour sa capacité à résister efficacement aux charges verticales et horizontales tout en offrant une conception structurelle simple et esthétiquement plaisante. Cette forme permet une distribution optimale des charges vers les poteaux, garantissant ainsi la stabilité et la sécurité globale de la structure.

1) Selon les Règles de (BAEL93) :

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

Avec :

- **L** : Portée maximale de la poutre.
- **h** : Hauteur de la poutre.
- **b** : Largeur de la poutre.

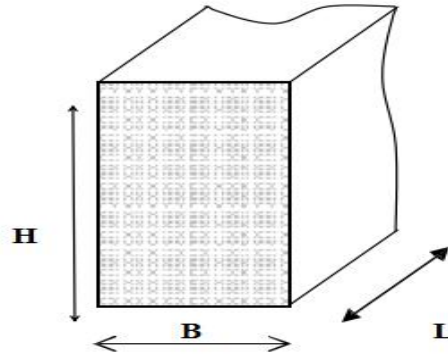


Figure II.1 : Dimensions des poutres.

2) Selon le RPA (99Ver2003) :

- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h / b \leq 4$

a. Pré dimensionnement des poutres principales (PP)

Elles sont disposées perpendiculaire aux poutrelles.

Nous avons dans le sens y : $L_{\max}=425\text{cm}$.

D'après le BAEL91 :

- $\frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10} \rightarrow 28.33\text{cm} \leq h \leq 42.5\text{cm}$.

On adopte $h=40\text{cm}$.

- $0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 0.3(40) \leq b \leq 0.7(40) \rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$.

Pour des raisons constructives, on adopte $b=30\text{cm}$.

Les dimensions des poutres doivent respecter L'article 7.5.1 (RPA99) suivantes :

- $h=40 \geq 30\text{cm}$ CV
- $b=30 \geq 20 \text{ cm}$ CV
- $h/b=1.33 < 4$ CV

Donc la poutre principale à la section : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

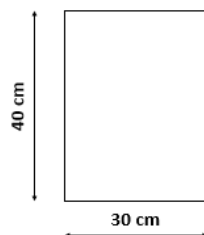


Figure II.2 : Dimensions de la poutre principale.

b. Pré dimensionnement des poutres secondaires (PS)

D'après le BAEL91 :

Nous avons dans le sens x : $L_{\max}=420\text{cm}$.

$$\frac{420}{15} \leq ht \leq \frac{420}{10} \rightarrow 28\text{cm} \leq h \leq 42\text{cm}.$$

On adopte $h=40\text{cm}$.

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 0.3(40) \leq b \leq 0.7(40) \rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

Pour des raisons constructives, On adopte $b=30\text{cm}$.

Les dimensions des poutres doivent respecter L'article 7.5.1 (RPA99) suivantes :

- $h=40 \geq 30\text{cm}$ CV
- $b=30 \geq 20\text{ cm}$ CV
- $h/b=1.33 < 4$ CV

Donc la poutre secondaire à la section : $(30 \times 40)\text{ cm}^2$.

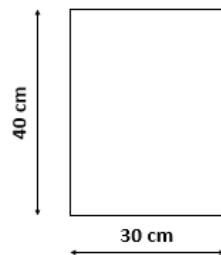


Figure II.3 : Dimensions de la poutre secondaire.

On remarque que les longueurs (max) dans les sens longitudinal et transversal sont presque égales.

Tableau II.1 : Redimensionnement des poutres.

Type	Section en cm^2
La poutre principale	30×40
La poutre secondaire	30×40

II.2.2 Pré dimensionnement des planchers (à corps creux)

Ces éléments horizontaux sont composés de poutrelles et d'entrevous formant un coffrage pour recevoir du béton coulé sur place. Ils forment un ensemble rigide ayant pour objectif de transmettre les charges verticales aux porteurs verticaux, tout en assurant l'isolation acoustique et phonique. De plus, ils servent à séparer les différents niveaux bâtiment.

a. Définition

Les dalles sont des plaques minces reposant sur deux, trois ou quatre appuis, et leur épaisseur est faible par rapport à leurs autres dimensions en plan. La détermination de l'épaisseur de la dalle dépend de plusieurs conditions, telles que la charge à supporter, la portée, l'usage prévu, la qualité du sol, et la présence ou non d'armatures.

b. Résistance à la flexion

Selon **CBA93 (Article B.6.8.4.2.4)**, L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de flèche :

$$ht \geq \frac{L}{22.5}$$

- h_t : la hauteur totale du plancher (épaisseur de la dalle).
- L : La plus grande portée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas $L=420\text{cm}$:

$$ht \geq \frac{420}{22.5} \rightarrow ht \geq 18,66$$

Pour assurer une isolation phonique et une isolation thermique nous adopterons comme épaisseur de plancher $h_t = 20\text{cm} = (16+4)$ d'où :

- 4cm pour la table de compression.
- 16cm pour le corps creux.

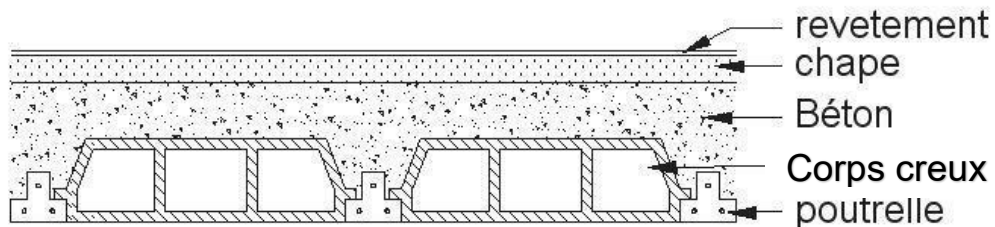


Figure II.4 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

II.2.3 Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

a. Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

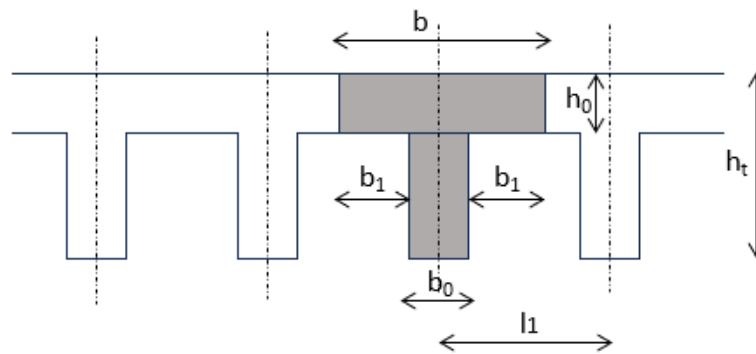


Figure II.5 : Coupe transversale de la poutrelle.

- h_t : La hauteur de la nervure.
- h_0 : L'épaisseur de la dalle de compression.
- b_0 : Le largeur de la nervure.

1) Largeur des poutrelles

$$0.3 h_t \leq b_0 \leq 0.8 h_t \rightarrow 6\text{cm} \leq b_0 \leq 16\text{cm}$$

On prend : $b_0 = 12$ cm.

2) Table de compression

- $b = 2b_1 + b_0$
- $b_1 = \min (L/2 ; L/10)$

Selon les normes de **(DTC.B.C.22)**, on prend b généralement 60cm.

- $L = b - b_0 = 60 - 12 = 48\text{cm}$
 $\rightarrow L = 420$ cm
- $b_1 = \min (48/2 ; 420/10) \rightarrow b_1 = \min (24 ; 42)$
 $\rightarrow b_1 = 24$ cm
- $b = 2b_1 + b_0 = 2(24) + 12 = 60$ cm.....**Vérifiée.**

II.2.4 Pré dimensionnement des balcons

Les dalles apaisant sur trois côtés sont des plaques étroites caractérisées par leur faible épaisseur par rapport à leurs autres dimensions. Elles peuvent reposer sur deux, trois ou quatre appuis. Dans notre ouvrage, nous utilisons des dalles qui reposent sur trois côtés.

$$\frac{L}{35} < e < \frac{L}{25} \quad (\text{Condition de la flèche}).$$

- e : épaisseur de la dalle pleine.
- L : la distance maximale de la poutre.

$$\frac{420}{35} < e < \frac{420}{25} \rightarrow 12 < e < 16.8$$

On prend $e = 16$ cm.

II.2.5 Pré dimensionnement d'acrotère

L'acrotère est un élément architectonique qui entoure le périmètre du bâtiment, principalement conçu pour assurer la sécurité sur la terrasse en empêchant les chutes. Dans le cadre du projet actuel, les dimensions spécifiques de l'acrotère sont présentées dans la figure

II.6 suivante :

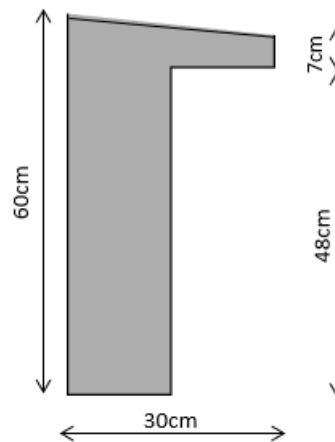


Figure II.6 : Coupe de l'acrotère.

II.2.6 Prédimensionnement des voiles

Les voiles sont constitués de murs en béton armé, pouvant être pleins ou comporter des ouvertures, et sont interconnectés par des planchers. Ils ont deux fonctions principales : d'une part, ils assurent la contreventassions du bâtiment en absorbant les forces horizontales telles que celles générées par un séisme ou le vent, et d'autre part, ils supportent les charges verticales en les transférant aux fondations.

Dans notre étude, on a deux types des voiles (voiles contreventements, voiles périphériques).

a. Les voiles de noyau central

D'après l'article 7.7.1 de **RPA 99/version2003**, on considère comme voiles les éléments satisfaisants à la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

Sachant que :

- L : La longueur du voile.
- a : L'épaisseur du voile.

Le RPA 99 exige une épaisseur minimale de **15 cm**, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux : $a \geq \text{Max} [h_e/25 ; 15\text{cm}]$.
- Pour les voiles avec un seul about sur un poteau : $a \geq \text{Max} [h_e/22 ; 15\text{cm}]$.
- Pour les voiles à abouts libres : $a \geq \text{Max} [h_e/20 ; 15\text{cm}]$.

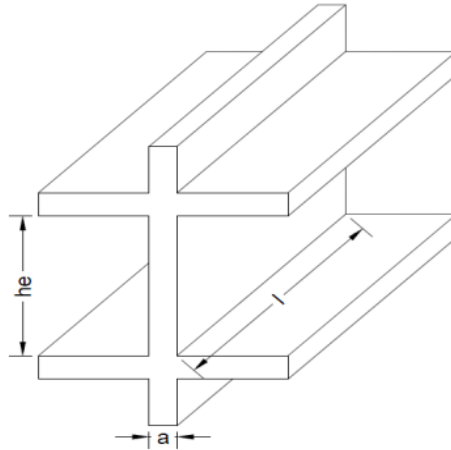


Figure II.7 : Coupe d'un voile.

On adopte la hauteur libre h_e des étages :

1) Pour le deuxième sous-sol :

$$h = 4.14\text{m.}$$

$$h_e = (4.14 - 0.2) = 3.94\text{m.}$$

2) Pour le premier sous-sol, RDC et les autres neuf étages :

$$h = 3.24\text{m.}$$

$$h_e = (3.24 - 0.2) = 3.04\text{m.}$$

\Rightarrow Alors: $h_e \geq \text{Max} (h_{e4.14}; h_{e3.24}) \rightarrow h_e = 3.94\text{m.}$

Les conditions de rigidité aux extrémités sont :

- $a \geq h_e/25 = 394/25 = 15.76\text{cm}$
 - $a \geq h_e/22 = 394/22 = 17.91\text{cm}$
 - $a \geq h_e/20 = 394/20 = 19.7\text{cm}$
- $$\left. \begin{array}{l} \bullet a \geq h_e/25 = 394/25 = 15.76\text{cm} \\ \bullet a \geq h_e/22 = 394/22 = 17.91\text{cm} \\ \bullet a \geq h_e/20 = 394/20 = 19.7\text{cm} \end{array} \right\} a \geq \text{Max} (15.76 ; 17.91 ; 19.7)$$

On adopte Alors : $a = 25\text{cm}$.

Il nous reste à vérifier si l'épaisseur vérifie la condition de la longueur citée au début du paragraphe :

- Sens longitudinal : $L_{\min} = 230\text{cm} > 4a = 80\text{cm}$ (**Vérifié**).
- Sens transversal : $L_{\min} = 220\text{cm} > 80\text{cm}$ (**Vérifié**).

b. Voile périphérique de sous-sol

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau du plancher RDC.

Selon le RPA l'épaisseur minimale est de **15cm** pour les constructions de groupe d'usage (1) et (2) en **Zone II**, dans notre cas :

- Groupe d'usage (II) → Tour 2SS+RDC+9, usage d'habitation.
- Zone IIa → Projet Situé à Skikda.

Donc : $a_{\min} = 15 \text{ cm}$.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre **he** et des conditions de rigidité aux extrémités :

1) Pour le deuxième sous-sol :

$$h=4.14\text{m.}$$

$$h_e = (4.14 - 0.2) = 3.94\text{m}$$

2) Pour le premier sous-sol :

$$h=3.24\text{m.}$$

$$h_e = (3.24 - 0.2) = 3.04\text{m.}$$

⇒ Alors: $h_e \geq \text{Max} (h_{e_{4.14}}; h_{e_{3.24}}) \rightarrow h_e = 3.94\text{m}$.

Les conditions de rigidité aux extrémités sont :

- $a \geq h_e/25 = 394/25 = 15.76\text{cm}$
 - $a \geq h_e/22 = 394/22 = 17.91\text{cm}$
 - $a \geq h_e/20 = 394/20 = 19.7\text{cm}$
- $$a \geq \text{Max} (15.76; 17.91; 19.7)$$

On adopte Alors : $a=30\text{cm}$.

II.2.7 Prédimensionnement des escaliers

Un escalier se compose d'une série régulière de marches ou degrés, formant une construction architecturale qui facilite l'accès à un étage et le déplacement entre différents niveaux en montant ou en descendant.

Un escalier se compose de :

- La montée ou la hauteur d'escalier (**H**).
- **La volée** : suite ininterrompue des marches.
- **Le giron** : la largeur de marche (**g**).
- **Le contre marche** : la partie verticale d'une marche (**h**).
- **La paillasse** : La dalle qui monte sous les marches.
- **Le palier** : la partie horizontale.

- La cage est le volume où se situe l'escalier.

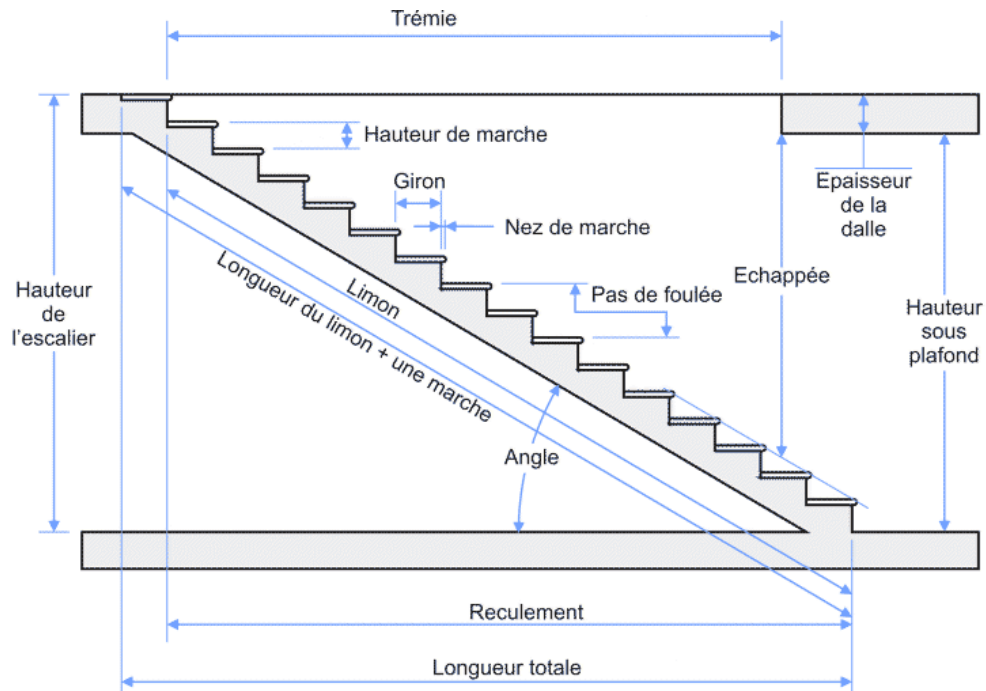


Figure II.8 : schéma de l'escalier.

a. Calcul du nombre de marches et de contre marches

Pour le dimensionnement des marches (**g**) et contremarches (**h**), on utilise la formule de BLONDEL : $59\text{cm} < (g+2h) < 66\text{cm}$.

En raison du confort de l'utilisation, le (**g**) et le (**h**) sont limitées comme suit :

- $14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$
- $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

On adopte $h=17\text{cm}$ et $g=30\text{cm}$.

➤ Vérification de la formule de Blondel :

$$59\text{cm} < (30+2 \times 17) < 66\text{cm} \rightarrow 59\text{cm} < 64\text{cm} < 66\text{cm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

D'après le plan d'architecture et notre pré dimensionnement on a :

- $n = H/h \rightarrow n$: Nombre de contremarches.
- $N = n-1 \rightarrow N$: nombre de marche.

1) Premier sous-sol, RDC et étage courant :

Pour le premier sous-sol la hauteur d'étage est de 3.24m, On a deux volées de 1.62m d'hauteur.

On a $H=1.62\text{m}$, aussi on a : $14 < h < 20\text{cm}$

Pour : $h=17\text{cm} \rightarrow$ on aura 10 contremarches.

- La longueur de la ligne défoulée sera : $l = g(n-1) = 30 \times 9 = 270\text{cm}$.
- L'inclinaison de la paillasse : $\text{tg}\alpha = 1.62/2.7 \rightarrow \alpha = 30.96^\circ$.
- La longueur de la paillasse est : $L = 1.62/\sin\alpha = 3.18\text{m}$.

2) Le deuxième sous-sol

Pour le deuxième sous-sol la hauteur d'étage est de 4.14m, On trois volées, La première volée est de 1.62m, la deuxième volée est de 0.9m et la troisième volée est de 1.62m.

2.1. La première et troisième volée (1 ;3) :

On a $H_1 = H_3 = 1.62\text{m}$.

Et $14 < h < 20\text{cm}$.

Pour : $h=17\text{cm} \rightarrow$ on aura 10 contremarches.

- La longueur de la ligne de foulée sera : $l = g(n-1) = 30 \times 9 = 270\text{cm}$.
- L'inclinaison de la paillasse : $\text{tg}\alpha = 1.62/2.7 \rightarrow \alpha = 30.96^\circ$.
- La longueur de la paillasse est : $L = 1.62/\sin\alpha = 3.18\text{m}$.

2.2. La deuxième volée (2) :

On a $H_2 = 0.90\text{m}$.

Et $14 < h < 20\text{cm}$.

Pour : $h=17\text{cm} \rightarrow$ on aura 5 contremarches.

- La longueur de la ligne de foulée sera : $l = g(n-1) = 30 \times 4 = 120\text{cm}$.
- L'inclinaison de la paillasse : $\text{tg}\alpha = 0.90/1.2 \rightarrow \alpha = 36.86^\circ$.
- La longueur de la paillasse est : $L = 0.90/\sin\alpha = 1.5\text{m}$.

b. Angle d'inclinaison

$\text{Tang } \alpha = h/g = 17 / 30 = 0.566 \rightarrow \alpha = 29.54^\circ$

c. L'épaisseur de la volée

La volée de l'escalier est assimilée à une dalle simplement appuyée des deux côtés. L'épaisseur de la paillasse est comprise par condition de résistance :

$$L/30 < e < L/20$$

Pour 2SS, RDC, étage courant : $318/30 < e < 318/20 \rightarrow 10.6\text{cm} < e < 15.9\text{cm}$.

- On prend comme épaisseur : $e = 15\text{cm}$.
- L'épaisseur du palier est $e = 15\text{cm}$.

II.2.8 Prédimensionnement des poteaux

Les poteaux constituent les éléments structuraux chargés de transmettre les charges verticales et horizontales vers l'infrastructure, notamment les fondations. Lors des calculs, il est essentiel de sélectionner les poteaux les plus sollicités au sein de la structure.

Selon l'article (B.8.4) de règle BAEL 91, l'effort normal N_u appliqué sur le poteau, détermine comme suit :

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

- B_r : Section réduite de poteau (a-2) (b-2) en cm^2 .
- N_u : effort normal ultime pondéré que l'on déduit après descente de charges.
- F_e : contrainte limite élastique des aciers ($f_e=400\text{MPa}$).
- F_{c28} : Contrainte caractéristique à la compression ($f_{c28}= 25\text{MPa}$).
- γ_b : 1.5 coefficient de sécurité du béton.
- γ_s : 1.15 coefficient de sécurité de l'acier.
- α : coefficient dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux.

On doit respecter les conditions suivantes :

a. Condition de résistance

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{28}}{0,9\gamma_b} + \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \times \frac{A_s}{B_r} \right) \right]}$$

D'après RPA99 : $\frac{A_s}{B_r} = 0.8\%$ (zone IIa).

- σ_{bc} : Résistance du béton en compression à l'état limite ultime.

$$\sigma_{bc} = 0.85 \frac{25}{1.5} = 15 \text{ MPa}$$

- σ_s : Résistance d'acier à ELU :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

- α : coefficient dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0.60(50/\lambda)^2 \dots \dots \dots \text{Si } 50 < \lambda < 70 \\ \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{Si } \lambda \leq 50 \end{array} \right.$$

On se fixe l'élanement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans les compressions centrées.

$$\text{Alors : } \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{35}{35}\right)^2} = 0.708$$

$$Br \geq \frac{Nu}{0.708 \left[\frac{22}{0.9 \times 1.5} + \left(\frac{400}{1.15}\right) \left(\frac{0.8}{100}\right) \right]}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} Br \geq 0.074 Nu. \\ \text{Tel que : } Nu = 1,35G + 1,5Q. \end{array} \right.$$

b. Conditions imposées par le RPA99

- $\text{Min}(a ; b) \geq 25$ en zone (I) et (II-a).
- $\text{Min}(a ; b) \geq \frac{h}{20}$ avec h : hauteur d'étage.
- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$.

c. Condition de stabilité de forme

Pour éviter le flambement il faut qu'il soit $\lambda=35$.

- i : Rayon de giration $\rightarrow i = b/\sqrt{12}$.
- λ : L'élanement géométrique $\rightarrow \lambda = L_f/i$.
- L_f Longueur de flambement $\rightarrow L_f = 0,7 \times L_0$.

II.3. Descentes des charges

II.3.1. Les charges réglementaires

Les charges réglementaires sont en général de :

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort (G).
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

a. Les charges permanentes

Le législateur fournit des listes de poids volumiques pour les matériaux utilisés dans la construction afin de faciliter les calculs relatifs aux charges permanentes et charges d'exploitation. Ces informations sont disponibles dans le **DTR**.

b. Les charges d'exploitation

Le législateur catégorise les bâtiments selon leur usage et établit des charges réglementaires spécifiques à chaque catégorie. Par exemple, un plancher d'un logement n'aura pas les mêmes exigences qu'un plancher d'une bibliothèque en termes de charges supportées. Ces charges réglementaires, facilitant les calculs, sont détaillées dans le **DTR**.

II.3.2. Les planchers

a. Plancher terrasse

La terrasse est construite avec des dalles en corps creux et est protégée par des couches inclinées pour drainer l'eau de pluie. Sa structure est détaillée dans la figure II.9 et sa capacité de charge est spécifiée dans le tableau II.2.

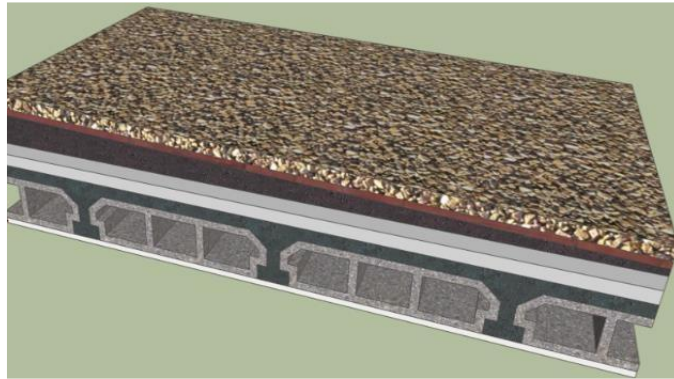


Figure II.9 : Plancher terrasse.

Tableau II.2 : Evaluation des charges de plancher terrasse.

Désignations	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids surfacique (KN /m ²)
Couche en gravillons de protection	0.05	20	1.00
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.1	22	2,2
Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
Plancher à corps creux	/	/	2.80
Enduit en plâtre	0.02	1	0.20
G_{totale}			6.48
Q			1.00

b. Plancher à Corps creux

Sa composition est définie sur la Figure II.10 et sa charge est indiquée dans le Tableau II.3.

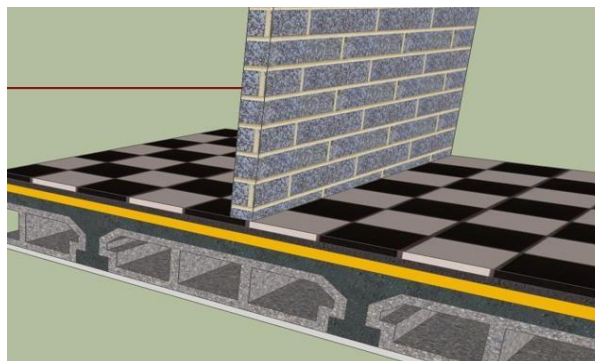


Figure II.10 : Plancher étage courant.

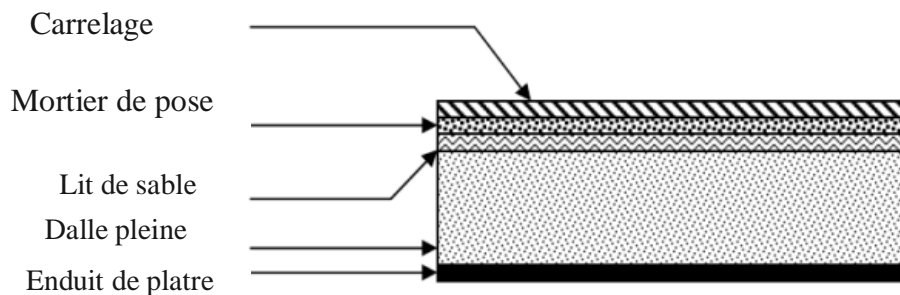
Tableau II.3 : Evaluation des charges de plancher étage courant et RDC.

Désignations	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids surfacique (KN /m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en corps creux	/	/	2.80
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Cloison internes	0.10	9	0.9
G_{totale}			5.1
Q			1.5

II.3.3. Balcon

a. Balcon terrasse

Dalle pleine : Sa charge est indiquée dans le Tableau II.4.

**Figure II.11:** Disposition des matériaux pour une dalle pleine.**Tableau II.4 :** Charges du Plancher terrasse (Dalle pleine).

Désignations	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids surfacique (KN /m ²)
Protection en gravillon	0.05	17	0.85
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.1	22	2.2
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
G_{totale}			7.28
Q			1

b. Balcon étage courant

Dalle pleine : Sa charge est indiquée dans le Tableau II.5.

Tableau II.5 : Charges du Plancher étage courant (Dalle pleine).

Désignations	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids surfacique (KN /m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Cloison	0.10	0.1	0.1
G_{totale}			6.11
Q			3.5

II.3.4. La maçonnerie

a. Mur à double cloison

La coupe longitudinale du mur extérieur est définie sur la Figure II.12, et sa charge est indiquée dans le Tableau II.6.

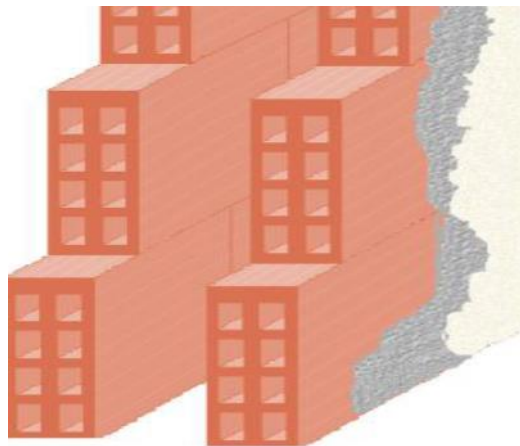


Figure II.12 : Murs extérieurs.

Tableau II.6 : Charges du murs extérieurs.

Désignations	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids surfacique (KN /m ²)
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Brique creuse (12 trous)	0.15	9	1.35
Brique creuse (8 trous)	0.10	9	0.90
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
G_{totale}			2.81

b. Murs intérieurs

La coupe longitudinale du mur intérieur est définie sur la figure II.13, et sa charge est indiquée dans le Tableau II.7.

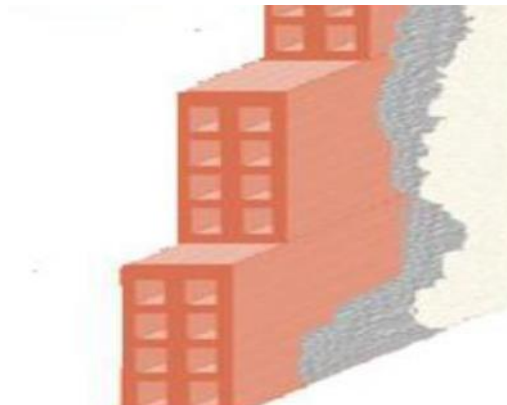


Figure II.13 : Murs intérieurs.

Tableau II.7 : Charges du murs intérieurs.

Désignations	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids surfacique (KN /m ²)
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Brique creuse	0.10	9	0.9
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
G_{totale}			1.46

II.3.5. Les poutres

a. Poutres principales

On a : h=40 cm, b=30 cm.

1) Poutres principales extérieures

- Béton armé (0.40) (0.30) (25) =3.00 KN/ml
- Enduit de ciment..... (0.40) (0.02) (18) =0.144 KN/ml

→ **G** = 3.144 KN/ml

2) Poutres principales intérieures

- Béton armé..... (0.40) (0.30) (25) =3.00 KN/ml
 - Enduit de plâtre (0.40) (0.02) (10) =0.08 KN/ml
- **G** = 3.08 KN/ml

b. Poutres secondaires

On a : h=40 cm, b=30 cm.

1) Poutre secondaires extérieures

→ **G** = 3.144 KN/ml

2) Poutre secondaires intérieures

→ **G** = 3.08 KN/ml

II.3.6. Les escaliers

a. Volée (palliasse)

Sa charge est indiquée dans le Tableau II.8.

Tableau II.8 : évaluation des charges de volée.

Désignations	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids surfacique (KN /m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Marches	H /2 =0.085	22	1.87
Palliasse	Ep/cosα =0.17	25	4.25
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Gard corps	/	/	0.60
G_{totale}			8.28
Q			2.5

b. Palier

Sa charge est indiquée dans le **Tableau II.9**.

Tableau II.9 : évaluation des charges de Palier.

Désignations	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids surfacique (KN /m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
G_{totale}			5.31
Q			2.5

II.3.7 Descente des charges du poteau plus sollicité

Dans notre projet, le poteau le plus sollicité est le poteau **C2**.

a. Surface afférente du poteau C2

$$S_{\text{aff}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 1.6 \times 1.85 = 2.96 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.6 \times 1.96 = 3.14 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.8 \times 1.85 = 3.33 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.8 \times 1.96 = 3.53 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}} = 2.96 + 3.14 + 3.33 + 3.53 = 12.96 \text{ m}^2$$

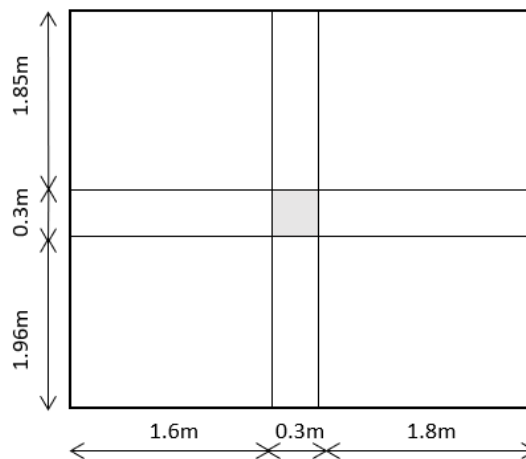


Figure II.14 : Le poteau le plus sollicité.

b. Charges permanentes**1) Charge permanente des planchers**

- Plancher terrasse : $G_t = 6.84 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher étage courant et RDC : $G_e = 5.1 \text{ KN/m}^2$.

2) Poids propre des planchers

- Plancher terrasse : $P_t = G_t \times S_{\text{aff}} = 6.84 \times 12.96 = 88.65 \text{ KN}$.
- Plancher étage courant et RDC : $P_{ec} = G_e \times S_{\text{aff}} = 5.1 \times 12.96 = 66.1 \text{ KN}$.

3) Poids propre des poutres

- Poutre principale (30 × 40) : $P_{pp} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 4.11 = 12.33 \text{ KN}$.
- Poutre secondaire (30 × 40) : $P_{ps} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 3.7 = 11.1 \text{ KN}$.

Donc $P_p = 12.33 + 11.1 = 23.43 \text{ KN}$.

4) Poids propre des poteaux

Poteau étage courant : $P_1 = Br \times 25 \times H = Br \times 25 \times 4.14 = 103.5 Br$.

On les résume sur un tableau :

Tableau II.10 : Charges permanentes G.

Niveaux	Désignation des éléments	Charge permanente G (KN)
0	Plancher terrasse inaccessible.	88.65
	Poutre principale (30x40cm).	12.33
	Poutre secondaire (30x40cm).	11.10
	Poteau.	103.5Br
Totale		112.08 + 103.5Br
1 . . 9 (RDC) 10 (SS1) 11 (SS2)	Plancher étage courant.	66.10
	Poutre principale (30x40cm).	12.33
	Poutre secondaire (30x40cm).	11.10
	Poteau.	103.5Br
Totale		89.53+103.5Br

5) Les charges permanentes cumulées

$$G_0 = G_0 = 112.08 + 103.5Br$$

$$G_1 = G_0 + G_1 = 112.08 + 103.5Br + 89.53 + 103.5Br = 201.61 + 207Br$$

$$G_2 = G_1 + G_2 = 201.61 + 207Br + 89.53 + 103.5Br = 291.14 + 310.5Br$$

$$G_3 = 291.14 + 310.5Br + 89.53 + 103.5Br = 380.67 + 414Br$$

$$G_4 = 380.67 + 414Br + 89.53 + 103.5Br = 470.2 + 517.5Br$$

$$G_5 = 470.2 + 517.5Br + 89.53 + 103.5Br = 559.73 + 621Br$$

$$G_6 = 559.73 + 621Br + 89.53 + 103.5Br = 649.26 + 724.5Br$$

$$G_7 = 649.26 + 724.5Br + 89.53 + 103.5Br = 738.79 + 828Br$$

$$G_8 = 738.79 + 828Br + 89.53 + 103.5Br = 828.32 + 931.5Br$$

$$G_9 = 828.32 + 931.5Br + 89.53 + 103.5Br = 917.85 + 1035Br$$

$$G_{10} = 917.85 + 1035Br + 89.53 + 103.5Br = 1007.38 + 1138.5Br$$

$$G_{11} = 1007.38 + 1138.5Br + 89.53 + 103.5Br = 1096.91 + 1242Br$$

b. Charges d'exploitation

1) La loi de dégression des charges

Appliquer aux bâtiments à usage d'habitations comporte plus de neuf niveaux, pour calculer la descente des charges, dans notre projet cette loi s'applique comme suit :

- Sous terrasse **Q0**.
- Sous dernier étage **Q0 + Q1**.
- Sous étage immédiatement inférieur **Q0 + 0,95 (Q1 + Q2)**.
- Sous troisième étage **Q0 + 0,9 (Q1 + Q2 + Q3)**.
- Sous le quatrième étage **Q0 + 0,85 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4)**.
- Sous le cinquième étage et les suivants **Q0 + (3+n/2n) ∑ Qi**.

Ce dernier est applicable pour les surcharges des exploitations :

- $Q_0 = 1 \text{ kN/m}^2$: charge d'exploitation de la terrasse.
- $Q_1 = 1.5 \text{ kN/m}^2$: charge d'exploitation des étages courants.
- $Q_2 = 5 \text{ kN/m}^2$: charge d'exploitation de RDC + deux sous-sols.

Tableau II.11 : les charges d'exploitations.

Désignation des éléments	La charge d'exploitation Q (KN)
Plancher terrasse	$Q_0 = 1 \times S_{\text{aff}} = 1 \times 12.96 = 12.96 \text{ KN}$
Plancher étage courant	$Q_{\text{etage}} = 1.5 \times 12.96 = 19.44 \text{ KN}$
Plancher RDC, SS1 et SS2	$Q_{\text{RDC}} = Q_{\text{SS1}} = Q_{\text{SS2}} = 5 \times 12.96 = 64.8 \text{ KN}$

2) Les surcharges cumulées

$$Q_0 = Q_0 = \mathbf{12.96 \text{ KN}}$$

$$Q_1 = Q_0 + Q_1 = 12.96 + 19.44 = \mathbf{32.4 \text{ KN}}$$

$$Q_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 12.96 + 0.95 (19.44 \times 2) = \mathbf{49.896 \text{ KN}}$$

$$Q_3 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 12.96 + 0.9 (19.44 \times 3) = \mathbf{65.448 \text{ KN}}$$

$$Q_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 12.96 + 0.85 (19.44 \times 4) = \mathbf{79.056 \text{ KN}}$$

$$Q_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 12.96 + 0.8 (19.44 \times 5) = \mathbf{90.72 \text{ KN}}$$

$$Q_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 12.96 + 0.75 (19.44 \times 6) = \mathbf{100.44 \text{ KN}}$$

$$Q_7 = Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 12.96 + 0.71 (19.44 \times 7) = \mathbf{109.5768 \text{ KN}}$$

$$Q_8 = Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 12.96 + 0.69 (19.44 \times 8) = \mathbf{120.2688 \text{ KN}}$$

$$Q_9 = Q_0 + 0.67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 12.96 + 0.67 (19.44 \times 9 + 64.8) = \mathbf{173.5992 \text{ KN}}$$

$$Q_{10} = Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$$

$$Q_{10} = 12.96 + 0.65 (19.44 \times 9 + 64.8 \times 2) = \mathbf{210.924 \text{ KN}}$$

$$Q_{11} = Q_0 + 0.64 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$$

$$Q_{11} = 12.96 + 0.64 (19.44 \times 9 + 64.8 \times 3) = \mathbf{249.3504 \text{ KN}}$$

c. Calcul des sections des poteaux

➤ Exemple de calcul

$$G_{11} = 1096.91 + 1242Br$$

$$Q_{11} = 249.3504 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } Nu = 1.35 G_{\text{totale}} + 1.5 Q_{\text{totale}}$$

$$\rightarrow Nu = 1.35(1096.91 + 1242Br) + 1.5(249.3504)$$

$$Nu = 1854.8541 + 1676.7Br$$

On remplace **Nu** dans l'équation :

$$\rightarrow Br \geq 0.074 Nu$$

$$Br \geq 0.074 (1854.8541 + 1676.7Br) \times 10^{-3}$$

$$Br \geq 0.156702m^2$$

En choisissant les poteaux carrés de côté :

$$Br = (a - 2)^2$$

$$\rightarrow (a - 2)^2 \geq 1567.02 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow a \geq 50 \text{ cm}$$

Donc on prend : $(a \times b) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$.

Les sections pour tous les poteaux de notre bâtiment au niveau de chaque niveau sont données dans le tableau suivant :

Tableau II.12 : Les sections pour tous les poteaux.

Niveau	G (KN)	Q(KN)	Nu (KN)	Br (cm ²)	Section (cm ²)
9	112.08 +103.5Br	12.96	170.75 +139.73Br	127.68	30x30
8	201.61 +207Br	32.4	320.77 +279.45Br	242.38	30x30
7	291.14 +310.5Br	49.896	467.88 +419.18Br	357.31	40x40
6	380.67 +414Br	65.448	612.08 +558.9Br	472.48	40x40
5	470.2 +517.5Br	79.056	753.35 +698.63Br	587.87	40x40
4	559.73 +621Br	90.72	891.72 +838.35Br	703.52	40x40
3	649.26 +724.5Br	100.44	1027.16 +978.06Br	819.40	40x40
2	738.79 +828Br	109.5768	1161.73 +1117.8Br	937.20	40x40
1	828.32 +931.5Br	120.2688	1298.64 +1257.53Br	1059.60	40x40
RDC	917.85+1035Br	173.5992	1499.5 +1397.25Br	1237.60	40x40
SS1	1007.38+1138.5Br	210.924	1676.35 +1536.98Br	1399.70	50x50
SS2	1096.91+1242Br	249.3504	1854.8541 +1676.7Br	1567.02	50x50

d. Vérification selon RPA99

- $\text{Min}(a ; b) \geq 25$ en zone I et II-a.
- $\text{Min}(a ; b) \geq h/20$ avec h : hauteur d'étage.
- $1/4 < a/b < 4$

Tableau II.13 : Vérification selon RPA99.

Niveau	(a; b)	$\text{min}(a; b) \geq 25$	$\frac{he}{20}$	$\text{min}(a; b) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{a}{b}$	$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$
9-8	30x30	✓	16.2	✓	1	✓
7-1	40x40	✓	16.2	✓	1	✓
RDC-SS1	50x50	✓	16.2	✓	1	✓
SS2	50x50	✓	7.07	✓	1	✓

e. Vérification au flambement

- Rayon de giration $\rightarrow i = b/\sqrt{12}$
- L'élancement géométrique $\rightarrow \lambda = L_f/i$
- Longueur de flambement $\rightarrow L_f = 0,7 \times L_0$
- Avec : $\lambda \leq 35$

Tableau II.14 : Vérification au flambement.

Niveau	(a ; b) cm ²	b (m)	L ₀ (m)	L _f = 0.7L ₀	λ	λ ≤ 35
9-8	30x30	0.3	3.23	2.261	26.11	CV
7-1	40x40	0.4	3.23	2.261	19.58	CV
RDC-SS1	50x50	0.5	3.23	2.261	15.66	CV
SS2	50x50	0.5	4.14	2.898	20.08	CV

Chapitre III :

Étude des éléments secondaire.

III.1. Introduction

Le chapitre actuel se concentre sur le calcul des éléments secondaires d'une structure, comprenant notamment l'acrotère, les planchers à corps creux, les escaliers et les balcons. Ces éléments secondaires, contrairement aux éléments porteurs principaux, n'assument pas directement de fonctions de portance ou de contreventement.

Les calculs associés à ces éléments visent probablement à assurer leur stabilité, résistance et sécurité structurelle, tout en prenant en compte les charges et les contraintes spécifiques liées à chacun de ces éléments. Cela peut inclure des considérations telles que les charges verticales, les charges ponctuelles, la capacité de support, la résistance aux contraintes horizontales, etc. Le processus de calcul peut impliquer l'application de normes de conception structurelle, de méthodes analytiques ou de logiciels spécialisés pour garantir que ces éléments secondaires répondent aux exigences de performance et de sécurité tout au long de leur durée de vie.

III.2. L'acrotère

L'acrotère, essentiel à la sécurité de la terrasse inaccessible, est traité comme une console encastrée dans le plancher terrasse lors du calcul. Les charges considérées incluent le poids propre (G), générant un effort normal (N), et une charge d'exploitation horizontale d'environ 1 kN, induisant un moment de flexion (M). Le calcul, basé sur une bande de 1 mètre de large en flexion composée, accorde une attention particulière à la fissuration, jugée préjudiciable en raison de l'exposition aux intempéries. L'objectif est d'assurer la stabilité et la résistance de l'acrotère, garantissant ainsi une protection efficace contre les infiltrations tout en tenant compte des conditions météorologiques.

➤ Le rôle de l'acrotère

L'acrotère joue un rôle multifonctionnel dans l'architecture et la construction des bâtiments. Principalement situé en bordure des toits ou des terrasses, l'acrotère remplit plusieurs fonctions importantes.

- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades.
- La protection des personnes accédant à la terrasse.
- Empêche l'écoulement de l'eau.
- A un aspect esthétique.

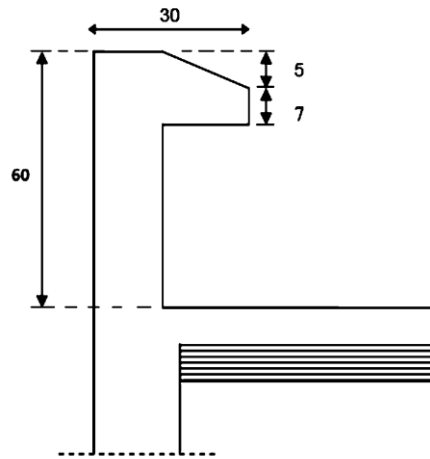


Figure III.1 : Modèle de calcul de l'acrotère.

III.2.1. Evaluation des charges

- **Calcul de La surface**

$$S = (0.6 \times 0.1) + 0.5 (0.2 \times 0.05) + (0.2 \times 0.07)$$

Ce qui donne $S = 0.079 \text{ m}^2$.

- **Calcul de poids du béton**

$$P_b = \gamma_b \times S = 25 \times 0.079 = 1.975 \text{ KN/ml.}$$

- **Calcul du poids de l'enduit de ciment**

$$P_s = (0.02 \times 18) = 0.36 \text{ KN/ml.}$$

- **Charge permanente**

$$G_p = P_b + P_s = 2.335 \text{ KN/ml.}$$

- **Charge d'exploitation**

$$Q_p = 1 \text{ KN/ml.}$$

- **Calcul sur une bande de 1m**

$$G = G_p \times 1 = 2.335 \times 1 = 2.335 \text{ KN.}$$

$$Q = Q_p \times 1 = 1 \times 1 = 1 \text{ KN.}$$

III.2.2. Détermination de l'effort due au séisme

Selon l'article 6.2.3 de RPA99/V2003, les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales (F_p) suivant la formule :

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

Où :

- **A** : Coefficient d'accélération de zone, (Zone IIa, groupe 2 $\Rightarrow A=0.15$).
- **C_p** : Facteur de force horizontale, (Elément en console $\Rightarrow C_p=0.8$).

- W_p : Poids propre de l'acrotère, ($G = W_p = 2.335$ KN).

Donc, en substituant les valeurs :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.335 = 1.12 \text{ KN}$$

La surcharge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max \{Q ; F_p\} \Rightarrow Q = 1.12 \text{ KN}$$

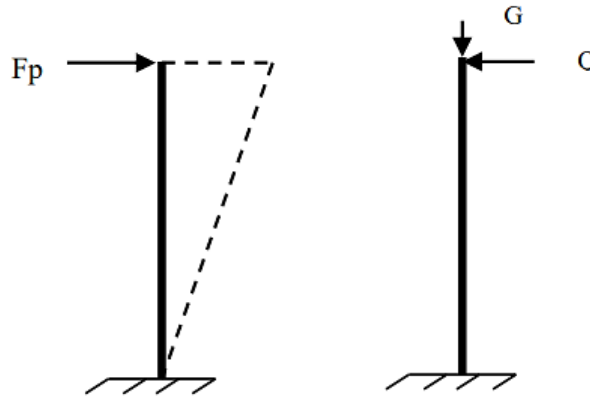


Figure III.2 : Sollicitation de l'acrotère.

III.2.3. Calcul des sollicitations

a. Calcul les efforts normaux

On a :

- N_G : L'effort normal dû à la charge permanente G : $N_G = G = 2.335$ KN.
- N_Q : L'effort normal dû à la charge d'exploitation Q est nul : $N_Q = 0$ KN.

Alors, Combinaison des charges de l'effort normal :

- **ELU** :
 $N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q = 1,35 \times 2.335 + 0 = 3.15$ KN.
- **ELS** :
 $N_{ser} = N_G + N_Q = 2.335 + 0 = 2.335$ kN.

b. Calcul les moments fléchissant

Le moment est calculé par rapport au point d'intersection entre la base de l'acrotère et l'axe passant par le centre de gravité de celle-ci :

- Le moment dû à la charge permanente (G) est nul : $M_G = 0$ KN.m.
- Le moment dû à la charge d'exploitation (Q) : $M_Q = Q \times h = 1.12 \times 0,6 = 0,672$ KN.m.

Donc les combinaisons des charges de moment fléchissent :

- **ELU** : $M_u = 1.35 M_Q = 1.35 \times Q \times h = 1.35 \times 1.12 \times 0.6 = 0.9$ KN.m
- **ELS** : $M_{ser} = Q \times h = 1.12 \times 0.6 = 0.672$ KN.m.

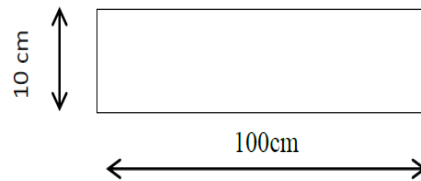
Tableau III.1 : les combinaisons des charges de moment fléchissent.

ELU	ELS
$N_u = 3.15 \text{ KN}$	$N_{ser} = 2.335 \text{ KN}$
$M_u = 0.9 \text{ KN.m}$	$M_{ser} = 0.672 \text{ KN.m}$

III.2.4. Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fera en flexion composée, en fissuration préjudiciable sur un mètre linéaire.

$h = 0.1 \text{ m}$; $b = 1 \text{ m}$; $d = 0.9 \cdot h = 0.09 \text{ m}$.

**a. Calcul à l'ELU****1) Calcul de l'excentricité**

Selon le BAEL (A.4.3.5) l'excentricité de calcul est donnée par :

$$e_T = e_1 + e_2 + e_a$$

- **L'excentricité réelle**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.15} = 0.2857 \text{ m} \Rightarrow e_1 = 28.57 \text{ cm}$$

- **L'excentricité du second ordre**

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

L_f : Longueur du flambement qui est libre à une extrémité et encastré à l'autre.

$$L_f = 2L \Rightarrow L_f = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$$

\emptyset : Ce rapport est généralement pris égale à 2.

α : Rapport du moment ($M_G = 0$) :

$$\alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G} = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} \times 2 = 0.864 \text{ cm}$$

- **L'excentricité additionnelle**

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} \Rightarrow e_a = \max \{ 2 \text{ cm}; 0.24 \} \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

Donc : $e = 28.57 + 0.864 + 2 = 31.434 \text{ cm}$.

2) Position de centre de pression

Pour déterminer si la section est complètement ou partiellement comprimée, l'excentricité e est comparée à la limite de l'âme centrale de la section, c'est-à-dire :

$$e = 31.434\text{cm} > \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.66$$

Le centre de pression est à l'extérieur de l'intervalle, donc la section est partiellement comprimée, et son ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{uf} .

3) Calcul de moment fictif

$$M_{uQ} = M_u + e \times N_u \Rightarrow M_u = 0.9 + 0.3143 \times 3.15$$

$$M_{uQ} = 1.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{uf} = M_{uQ} + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$d = h - 2 = 10 - 2 = 8\text{cm}$$

$$M_{uf} = 1.89 + 3.15 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) \Rightarrow M_{uf} = 1.98 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{uf}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.20} = 0.0217$$

$$\mu = 0.0217 < 0.186$$

Donc la section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_s' = 0$).

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

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0217}) \Rightarrow \alpha_u = 0.027.$$

La section fictive d'aciers tendus :

$$A_{sf} = \frac{0.8 \times \alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0.8 \times 0.027 \times 100 \times 8 \times 14.20}{348} \Rightarrow A_{sf} = 0.70 \text{ cm}^2$$

4) La section réelle d'aciers tendus

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.70 - \frac{3.15}{348} \Rightarrow A_s = 0.69 \text{ cm}^2$$

5) La section d'armature tendue minimale

La section d'armature tendue minimale fixée par la règle du millième et la condition de non-fragilité :

$$A_{s \min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{s \min} \geq \max \{1; 0.966\} \text{ cm}^2.$$

On adopte : 4T8 avec $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$.

6) L'espacement

$$S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 < 30$$

$S_t < \min(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t=25\text{cm} < \min(30\text{cm}; 33\text{cm}) \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

7) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

On adopte 3T6 avec $A_r=1.13\text{cm}^2$.

$$S_t = \frac{60}{30} = 20\text{cm} < 30\text{cm}$$

b. Vérification à l'ELS

- **La contrainte limite de traction de l'acier (BAEL91) :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3}f_{te}; \max(0.5f_{te}; 110\sqrt{nf_{ij}}) \right\} \text{ La fissuration est préjudiciable.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3}400; \max(0.5 \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\} = 202\text{MPa}$$

- **La contrainte limite de compression du béton :**

$$\bar{\sigma}_s = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

- **L'excentricité**

$$e = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0.672}{2.335} = 0.287\text{m} = 28.7\text{cm}$$

- **Vérification**

On résout l'équation du troisième degré : $z^3 + pz + q = 0$.

$$c = \frac{h}{2} - e = \frac{10}{2} - 28.7 = -23.7\text{cm}$$

$$p = -3c^2 - 90A'_s \frac{c-d'}{b} + 90A_s \frac{d-c}{b} = -3c^2 + 90A_s \frac{d-c}{b}; (A'_s = 0)$$

$$p = -3(-23.7)^2 + 90 \times 2.01 \times \frac{8+23.7}{100} = -1627.72$$

$$q = -2c^3 - 90A'_s \frac{(c-d')^2}{b} + 90A_s \frac{(d-c)^2}{b} = -2c^3 + 90A_s \frac{(d-c)^2}{b}$$

$$q = -2(-23.7)^3 - 90 \times 2.01 \times \frac{(8+23.7)^2}{100} = 24806.26$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = 24806.26^2 + \frac{4(-1627.72)^3}{27} = -23553051.82 < 0$$

Donc :

$$\varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) \Rightarrow \varphi = 168.93^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 46.58$$

- $Z_1 = 46.58\cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 25.83 > 0$
- $Z_2 = 46.58\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -46.48 < 0$
- $Z_3 = 46.58\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 20.64 > 0$

$$y_{ser} = Z + C$$

y_{ser} : Représente la distance du centre de pression à l'axe neutre à la fibre supérieure de la section.

- $y_{ser1} = Z_1 + C = 25.83 - 23.7 = 2.13\text{cm}$
- $y_{ser2} = Z_2 + C = -46.48 - 23.7 = -70.18\text{cm}$
- $y_{ser3} = Z_3 + C = 20.64 - 23.7 = -3.06\text{cm}$

Puisque $\Delta < 0$ on choisit parmi Z_1, Z_2 et Z_3 la valeur qui donne :

$$0 \leq y_{ser} \leq d ; d=8\text{cm.}$$

$$y_{ser} = 2.13\text{cm}$$

- **On calcul l'inertie de la section homogène réduite :**

$$I = \frac{by_{ser}^3}{3} + 15AS(d - y_{ser})^2 = 322.11 + 1038.87 = 1360.98 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \cdot L}{I} y_{ser} = \frac{2.335 \times 25.83}{1360.98 \times 10^{-4}} \times 2.13$$

$$\sigma_{bc} = 943.92\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0.9439\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{N_{ser} \cdot Z}{I} (d - y_{ser}) = \frac{15 \times 2.335 \times 25.83}{1360.98 \times 10^{-4}} (8 - 2.13)$$

$$\sigma_s = 39020.14\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_s = 39.02\text{MPa} < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

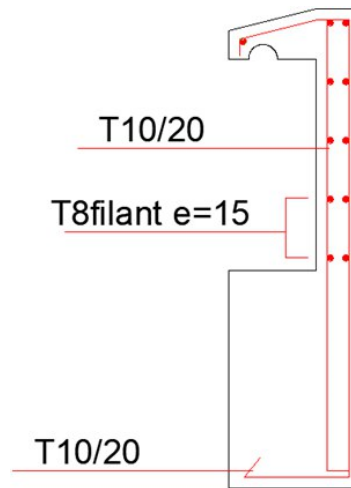


Figure III.3 : Schéma ferrailage de l'acrotère.

III.3. Les balcons

Les balcons sont des structures semblables à des consoles encastrées, conçues pour supporter leur propre poids, les charges permanentes, les surcharges d'exploitation et le poids du mur.

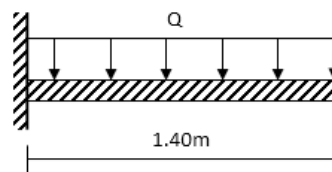


Figure III.4 : Schéma statique du balcon.

III.3.1 Evaluation des charges

- Charge permanente : $G = 6.16 \text{ KN/m}^2$.
- Charge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

Le calcul sera effectué pour une bande de 1 mètre de longueur.

- $G = 6.16 \text{ KN/ml}$.
- $Q = 3.5 \text{ KN/ml}$.

III.3.2. Combinaison des charges

a. ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 (6.16) + 1.5 (3.5)$$

$$q_u = 13.566 \text{ KN/ml}$$

a. ELS

$$q_{\text{ser}} = G + Q$$

$$q_{\text{ser}} = 6.16 + 3.5$$

$$q_{\text{ser}} = 9.66 \text{ KN/ml}$$

III.3.3. Calcul des sollicitations**Tableau III.2 :** Calcul des sollicitations.

	ELU	ELS
V=q. L	Vu =18.99 KN	Vs =13.52 KN
M= q. (l)²/2	Mu =13.29 KN.m	Ms =9.467 KN.m

III.3.4. Ferrailage du Balcon**a. Calcul des armatures**

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries, telles que les variations de température, l'eau, la neige, etc. Par conséquent, le calcul doit être effectué pour une bande de 1 m de largeur, à la fois pour l'ELS et l'ELU.

- **A L'ELU :**

Calcul le moment réduit :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0.14 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{MU}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13.29}{1 \times 0.14^2 \times 14.17 \times 10^3} = 0.0478$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{13.29}{9.467} = 1.40$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0478}) = \alpha_u = 0.0612$$

$$\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$$

$$A_s = \frac{0.8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bu}}{\sigma_{su}} = \frac{0.8 \times 0.0612 \times 100 \times 14 \times 14.17}{348}$$

$$A_s = 2.79 \text{ cm}^2.$$

On adopte une section d'acier : 5T12 ($A_s = 5.65 \text{ cm}^2$).

b. Condition de non-fragilité

$$A_{s \text{ min}} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \max \{ A_{s \text{ min}}; A_s \} = \max \{ 1.6; 2.79 \}$$

$$A_{s \text{ min}} = 2.79 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'acier : 5T12 ($A_s = 5.65 \text{ cm}^2$).

c. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 5.65/4 = 1.41 \text{ cm}^2.$$

On adopte une section d'acier : 5T10 = 3.92 cm².

d. Calcul de l'espacement

$$S_t \geq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 12.96 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$$

III.3.5. Vérification

a. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{18.99}{1 \times 0,14 \times 10^3} = 0.135 \text{ MPa}$$

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

0.135 MPa < 3.33 MPa.....condition vérifiée.

b. Vérification à L'ELS

- **Contrainte limite de compression du béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 22 = 15 \text{ MPa}$$

- **Contrainte limite de traction de l'acier :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{nf_{tj}})\right\} = 202 \text{ MPa}$$

- **La position de l'axe neutre :**

$$y = \frac{15 A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5 A_s}} - 1 \right] - 1 = \frac{15 \times 5.65}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 14}{7.5 \times 5.65}} - 1 \right] = 4.09 \text{ cm}$$

- **On calcule le moment d'inertie :**

$$I = \left[\frac{by^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 \right] = \left[\frac{100 \times 4.09^3}{3} + 15 \times 5.65 (14 - 4.09)^2 \right]$$

Donc I = 10603.7 cm⁴.

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{9.467}{10603.7 \times 10^{-5}} = 89.28 \text{ MPA/m}.$$

$\sigma_{bc} = 89.28 \times 0.0409 = 3.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc}$condition vérifiée.

$\sigma_s = 15k (d - y) = 15 \times 89.28 (0.14 - 0.0409) \Rightarrow \sigma_s = \text{PA} < \bar{\sigma}_{bc}$ condition vérifiée.

c. Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{16}{140} = 0.114 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} \rightarrow 0.114 \geq 0.095 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{5.65}{100 \times 14} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.00403 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

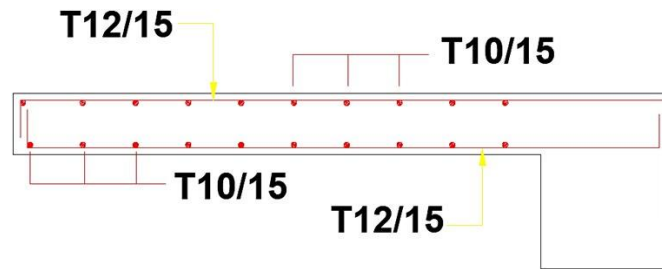


Figure III.5 : Schéma ferrailage d'un balcon.

III.4. Les planchers

Le plancher à corps creux est une structure essentielle dans les bâtiments, jouant un rôle crucial :

- Reprise et transmission des charges et surcharges verticaux.
- Isolation thermique et phonique.
- Contreventement du bâtiment.
- Assurance de l'étanchéité dans les salles d'eau.
- Sécurité au feu et protection contre l'incendie.

Les planchers couramment utilisés comprennent :

- Les planchers en corps creux.
- Les planchers à poutrelles rapprochées.
- Les planchers champignons.
- Les planchers préfabriqués ou coulés sur place.

Dans notre bloc nous nous intéresserons qu'à ceux coulés sur place, il se compose de trois parties distinctes :

- La partie portante constituée généralement des poutres, de poutrelles et des dalles pleines.
- Le revêtement constituant le sol fini, se posant sur l'ossature portante généralement du carrelage.

- Le plafond réalisé sous l'élément porteur.

III.4.1. Calcul des planchers à corps creux

Pour la détermination des moments sur appuis ainsi que trouvés dans le cas des poutres continues sur appuis multipliés. Le règlement BAEL 91 modifié 99 fournit deux méthodes simplifiées :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

III.4.2. Méthode forfaitaire

La méthode forfaitaire s'applique aux poutres poutrelles et dalles supportant des charges d'exploitation modérée ($Q \leq 2G$ ou $Q < 5 \text{ KN/m}^2$) cette méthode ne s'applique qu'à des éléments fléchis (poutres ou dalles calculées à la flexion dans un seul sens) remplissant les conditions suivantes :

- Les moments d'inertie des sections : transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre (0.8 ; 1.25).
- La fissuration ne comporte pas la tenue du béton armé ni celle de ces revêtements.
- Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfait, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers chargés d'exploitations relativement élevées « la méthode de Caquot ».

a. Condition à respecter

Les valeurs de M_w , M_e et M_t devant vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max\{1.05. M_0; (1 + .03\alpha)\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

1) Dans une travée intermédiaire

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3}{2} M_0$$

2) Dans une travée de rive

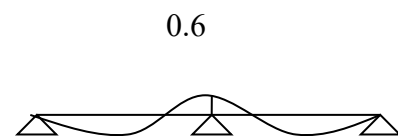
$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

b. Valeur absolue des moments sur appuis

1) Poutres à deux travées

Pour l'appui intermédiaire d'une poutre à deux travées :

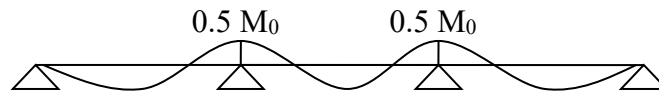
$$M_w \text{ et } M_e \geq 0.6 M_0$$



2) Poutres à trois travées

Pour les appuis voisins des appuis d'appui de rive d'une poutre à plus de deux travées :

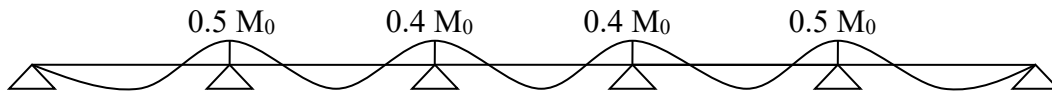
$$M_w \text{ et } M_e \geq 0.5 M_0$$



3) Poutres à plus de trois travées

Pour les autres appuis intermédiaires d'une à plus de trois travées :

$$M_w \text{ et } M_e \geq 0.4.M_0$$



c. L'effort tranchant

$$a = L. \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_e}}}$$

$$b = L. \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_w + M_t}}}$$

$$V_w = -2. \frac{M_w + M_t}{a}$$

$$V_e = 2. \frac{M_e + M_t}{b}$$

d. Calcul des sollicitations

M_0 , La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée considéré est soumise aux mêmes charges (moment isostatique).

M_0 et M_e , respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche.

Le rapport considéré des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation :

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

e. Domaine d'application

Les conditions d'application de la méthode imposées par le BAEL 91/99 article B.6.2.2.1.0 ; sont les suivantes :

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.
- La surcharge d'exploitation est modérée c'est -à- dire : $Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\}$.
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
- Les rapports d'une portée sur les portées voisines sont compris entre 0,8 et 1,25.

Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers chargés d'exploitations relativement élevées « la méthode de Caquot ».

f. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- **Condition 1 :**

Fissuration est non préjudiciablecondition vérifiée.

- **Condition 2 :**

La surcharge d'exploitation doit être :

- Plancher terrasse : $G=6.48 \text{ KN}$; $Q=1 \text{ KN}$.

$1 \text{ KN} \leq \max \{12.96 \text{ KN} ; 5 \text{ KN}\}$ condition vérifiée.

- Etage courant : $G=5.1 \text{ KN}$; $Q=1.5 \text{ KN}$.

$1.5 \text{ KN} \leq \max \{10.20 \text{ KN} ; 5 \text{ KN}\}$ condition vérifiée.

- **Condition 3 :**

Le moment d'inertie est le même dans les différentes sections :

On a $I=\text{cst}$ pour toutes les travées \Rightarrow condition vérifiée.

- **Condition 4 :**

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{2.2}{3.5} = 0.62 \\ \frac{3.5}{3.9} = 0.89 \\ \frac{3.9}{4;2} = 0.92 \end{array} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{4.2}{3.9} = 1.07 \\ \frac{3.9}{3.5} = 1.11 \\ \frac{3.5}{2.2} = 1.59 \end{array} \right\}$$

\Rightarrow Les rapports des portées ne sont pas tous dans l'intervalle (0.8 ; 1.25) donc on va utiliser la méthode de Caquot.

III.4.3. Principe de méthode de Caquot

Principe de la Méthode de Caquot tient en compte :

- La variation du moment d'inertie due aux variations de la largeur de la table de Compression, en réduisant légèrement les moments sur appui et en augmentant proportionnellement ceux en travée.
- L'amortissement de l'effet des chargements des poutres en BA, en ne considérant que les travées voisines de l'appui pour déterminer le moment sur appui.

Elle basé sur le cas le plus défavorable, donc il faut calculer les différentes sollicitations moments et les efforts les plus défavorables.

III.4.4. Calcul des sollicitations maximales

Soit un appui est adjacée par deux travées L_w (a gauche) et L_e (a droite), selon caquot, on adopte des longueurs de portées fictives L'_w et L'_e , telles que :

$L' = L$ (pour les deux travées de rive).

$L' = 0.8L$ (pour les travées intermédiaires).

a. Calcul des moments sur appui et effort tranchant

1) Cas des charges réparties

Le moment sur l'appui i est exprimé par l'expression suivante :

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

q_w, q_e : Charges réparties sur la travée de gauche et de droite.

L'_w, L'_e : travée de gauche et de droite.

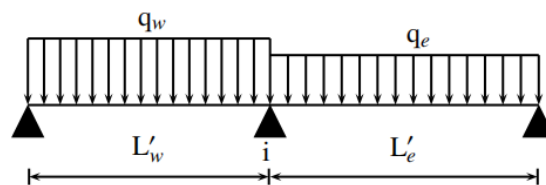


Figure III.6 : Notations pour le calcul des moments sur appui, charge répartie.

2) Calcul des efforts tranchants

L'effort tranchant est calculé en considérant la travée réelle (de portée L et non L') :

$$\begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2} \\ V_e = V_w + qL \end{cases}$$

b. Calcul des moments fléchissant maximales en travée

Les moments en travée sont calculés en considérant les travées réelles (de portée L non L') chargées ou non suivant le cas et soumises aux moments sur appuis obtenus précédemment.

Les cas de charge à envisager pour sont les suivants : Pour le calcul des moments de la travée i -ci-dessous à l'ELU, il faut prendre en compte 3 combinaisons de charges (Travée chargée-déchargée) :

- **Cas 1 :** Toutes les travées chargées avec la surcharge \Rightarrow moment maximum sur Appuis.

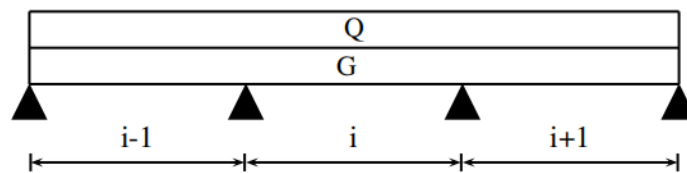


Figure III.7 : Calcul des moments max sur appuis.

- **Cas 2 :** On charge uniquement la travée $i \Rightarrow$ moment maximum en travée.

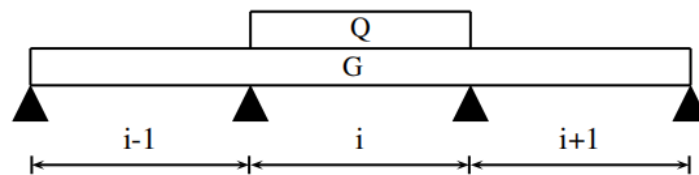


Figure III.8 : Calcul des moments max en travées.

- **Cas 3 :** On charge les travées adjacentes \Rightarrow moment minimum en travée.

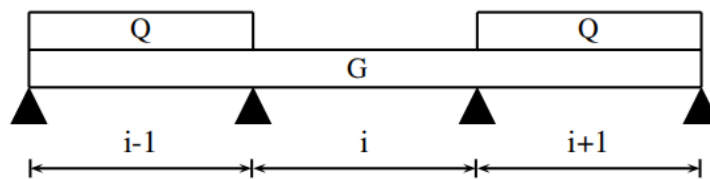


Figure III.9 : Calcul des moments min en travées.

Pour chaque cas de combinaisons, on calcul les moments sur appuis avec les longueurs L comme décrit ci-dessus.

- La courbe enveloppe des moments fléchissant qui a en général l'allure suivante :

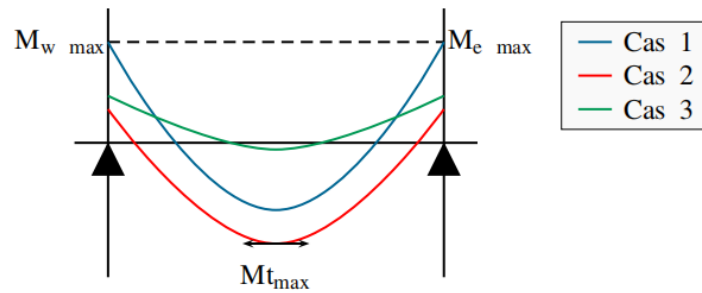


Figure III.10 : Diagramme enveloppe pour une travée i.

- Le moment maximal se trouve à une distance de x à partir de l'appui gauche.
- L'effort tranchant est évidemment nul à ce point :

$$x = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{qL}$$

$$M_0 = \frac{qL}{2}x_0 - \frac{q \times x^2}{2}$$

$$M_t = M_0 + MW \left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me \frac{x_0}{L}$$

Dans le cas où l'une des hypothèses de la méthode forfaitaire 2, 3 ou 4 énoncées précédemment n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot, mais il est alors admissible d'atténuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3; les valeurs des moments en travée sont majorées en conséquence.

III.4.5. Calcul du plancher (Méthode de Caquot)

On utilise la méthode de Caquot puisqu'une des conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est vérifiée (celle des rapports des portées successives).

En réduisant les moments sur appuis dues aux charges permanentes par un coefficient réducteur ($\frac{2}{3}$) d'après BAEL 91 Modifié 99.

a. Combinaison des charges

1) Plancher terrasse inaccessible

- Charge permanente : $G = 6.48 \text{ KN/ml}$.
- Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

Tableau III.3 : Combinaison des charges du plancher terrasse inaccessible.

ELU	ELS
$N_u = 0.65 (1,35G + 1,5Q)$ $= 0.65 (1,35 \times 6.48 + 1,5 \times 1)$ $= 6.661 \text{ KN/ml.}$	$N_{ser} = 0.65 (G + Q)$ $= 0.65 (6.48 + 1)$ $= 4.862 \text{ kN/ml.}$

2) Plancher étage courant

- Charge permanente : $G = 5.10 \text{ KN/ml.}$
- Charge d'exploitation : $Q = 1.50 \text{ KN/ml.}$

Tableau III.4 : Combinaison des charges du plancher étage courant.

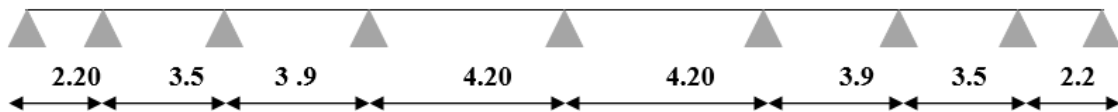
ELU	ELS
$N_u = 0.65 (1,35G + 1,5Q)$ $= 0.65 (1,35 \times 5.10 + 1,5 \times 1.5)$ $= 5.937 \text{ KN/ml.}$	$N_{ser} = 0.65 (G + Q)$ $= 0.65 (5.10 + 1.5)$ $= 4.29 \text{ KN/ml.}$

3) Plancher RDC :

- Charge permanente : $G = 5.10 \text{ KN/ml.}$
- Charge d'exploitation : $Q = 5 \text{ KN/ml.}$

Tableau III.5 : Combinaison des charges du plancher RDC.

ELU	ELS
$N_u = 0.65 (1,35G + 1,5Q)$ $= 0.65 (1,35 \times 5.10 + 1,5 \times 5)$ $= 9.35 \text{ KN/ml.}$	$N_{ser} = 0.65 (G + Q)$ $= 0.65 (5.10 + 5)$ $= 6.565 \text{ KN/ml.}$

b. Calcul des sollicitations maximales à l'ELU**➤ Plancher RDC****1.1. Les moments sur appuis**

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

Appui 01 : Les moments de rive : $M_{a_1} = 0.$

Appui 02 :

Pour la travée de rive : $L'_w = L_w = 2.20m.$

Pour la travée intermédiaire : $L'_e = 0.8 \cdot L_e = 0.8 \times 3.5 = 2.8m.$

$$M_{a2} = - \frac{(9.350 \times 2.20^3) + (9.350 \times 2.8^3)}{8.5(2.20 + 2.8)} = -7.17KN.m$$

Appui 03 :

$$L'_w = 0.8.L_w = 0.8 \times 3.5 = 2.8m$$

$$L'_e = 0.8.L_e = 0.8 \times 3.9 = 3.12m$$

$$M_{a3} = - \frac{(9.350 \times 2.8^3) + (9.350 \times 3.12^3)}{8.5(2.8 + 3.12)} = -9.72KN.m$$

Appui 04 :

$$L'_w = 0.8.L_w = 0.8 \times 3.9 = 3.12m$$

$$L'_e = 0.8.L_e = 0.8 \times 4.2 = 3.36m$$

$$M_{a4} = - \frac{(9.350 \times 3.12^3) + (9.350 \times 3.36^3)}{8.5(3.12 + 3.36)} = -11.6KN.m$$

Appui 05 :

$$L'_w = 0.8.L_w = 0.8 \times 4.2 = 3.36m$$

$$L'_e = 0.8.L_e = 0.8 \times 4.2 = 3.36m$$

$$M_{a5} = - \frac{(9.350 \times 3.36^3) + (9.350 \times 3.36^3)}{8.5(3.36 + 3.36)} = -12.418KN.m$$

Appui 06 :

$$L'_w = 0.8.L_w = 0.8 \times 4.2 = 3.36m$$

$$L'_e = 0.8.L_e = 0.8 \times 3.9 = 3.12m$$

$$M_{a6} = - \frac{(9.350 \times 3.36^3) + (9.350 \times 3.12^3)}{8.5(3.36 + 3.12)} = -11.59KN.m$$

Appui 07 :

$$L'_w = 0.8.L_w = 0.8 \times 3.9 = 3.12m$$

$$L'_e = 0.8.L_e = 0.8 \times 3.5 = 2.8m$$

$$M_{a7} = - \frac{(9.350 \times 3.12^3) + (9.350 \times 2.8^3)}{8.5(3.12 + 2.8)} = -9.72KN.m$$

Appui 08 :

$$L'_w = 0.8.L_w = 0.8 \times 3.5 = 2.8m$$

Pour la travée de rive : $L'_w = L_w = 2.20m$

$$M_{a8} = - \frac{(9.350 \times 2.8^3) + (9.350 \times 2.20^3)}{8.5(2.8 + 2.20)} = -7.17KN.m$$

Appui 09 : Les moments de rive : $Ma9 = 0$.

1.2. Les moments en travée

$$x = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{qL}$$

$$M_0 = \frac{qL}{2} \times x_0 - \frac{q \times x^2}{2}$$

$$M_t = M_0 + MW \left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me \frac{x_0}{L}$$

Travée 1 :

$$x = \frac{2.2}{2} - \frac{0 + 7.172}{9.35 \times 2.2} = 0.751\text{m}$$

$$M_0 = \frac{9.35 \times 2.2}{2} \times 0.751 - \frac{9.35 \times 0.751^2}{2} = 5.087 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 5.087 + 0 \left(1 - \frac{0.751}{2.2}\right) - 7.172 \times \frac{0.751}{2.2} = 2.638 \text{ KN.m}$$

Travée 2 :

$$x = \frac{3.5}{2} - \frac{-7.172 + 9.72}{9.35 \times 3.5} = 1.67\text{m}$$

$$M_0 = \frac{9.35 \times 3.5}{2} \times 1.67 - \frac{9.35 \times 1.67^2}{2} = 14.287 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 14.287 - 7.172 \left(1 - \frac{1.67}{3.5}\right) - 9.72 \times \frac{1.67}{3.5} = 5.89 \text{ KN.m}$$

Travée 3 :

$$x = \frac{3.9}{2} - \frac{-9.72 + 11.6}{9.35 \times 3.9} = 1.89\text{m}$$

$$M_0 = \frac{9.35 \times 3.9}{2} \times 1.89 - \frac{9.35 \times 1.89^2}{2} = 17.759 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 17.759 - 9.72 \left(1 - \frac{1.89}{3.9}\right) - 11.6 \times \frac{1.89}{3.9} = 7.127 \text{ KN.m}$$

Travée 4 :

$$x = \frac{4.2}{2} - \frac{-11.6 + 12.418}{9.35 \times 4.2} = 2.08\text{m}$$

$$M_0 = \frac{9.35 \times 4.2}{2} \times 2.08 - \frac{9.35 \times 2.08^2}{2} = 20.614 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 20.614 - 11.6 \left(1 - \frac{2.08}{4.2}\right) - 12.418 \times \frac{2.08}{4.2} = 8.61 \text{ KN.m}$$

Travée 5:

$$x = \frac{4.2}{2} - \frac{-12.418 + 11.6}{9.35 \times 4.2} = 2.12\text{m}$$

$$M_0 = \frac{9.35 \times 4.2}{2} \times 2.12 - \frac{9.35 \times 2.12^2}{2} = 20.614 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 20.614 - 12.418 \left(1 - \frac{2.12}{4.2}\right) - 11.6 \times \frac{2.12}{4.2} = 8.61 \text{ KN.m}$$

Travée 6 :

$$x = \frac{3.9}{2} - \frac{-11.6+9.72}{9.35 \times 3.9} = 2\text{m}$$

$$M_0 = \frac{9.35 \times 3.9}{2} \times 2 - \frac{9.35 \times 2^2}{2} = 17.765 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 17.765 - 11.6 \left(1 - \frac{2}{4.2}\right) - 9.72 \times \frac{2}{4.2} = 7.13 \text{ KN.m}$$

Travée 7 :

$$x = \frac{3.5}{2} - \frac{-9.72+7.12}{9.35 \times 3.5} = 1.83\text{m}$$

$$M_0 = \frac{9.35 \times 3.5}{2} \times 1.83 - \frac{9.35 \times 1.83^2}{2} = 14.289 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 14.289 - 9.72 \left(1 - \frac{1.83}{3.5}\right) - 7.12 \times \frac{1.83}{3.5} = 5.93 \text{ KN.m}$$

Travée 8 :

$$x = \frac{2.2}{2} - \frac{-7.12+0}{9.35 \times 2.2} = 1.44\text{m}$$

$$M_0 = \frac{9.35 \times 2.2}{2} \times 1.44 - \frac{9.35 \times 1.44^2}{2} = 5.12 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 5.12 - 7.12 \left(1 - \frac{1.44}{2.2}\right) - 0 \times \frac{1.44}{2.2} = 2.66 \text{ KN.m}$$

b. Les efforts tranchants

$$\begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2} \\ V_e = V_w + qL \end{cases}$$

Travée 1 :

$$V_w = \frac{0+7.172}{2.2} - \frac{9.35 \times 2.2}{2} = -5.025 \text{ KN}$$

$$V_e = -5.025 + 9.35 \times 2.2 = 15.545 \text{ KN}$$

Travée 2 :

$$V_w = \frac{-7.172+9.72}{3.5} - \frac{9.35 \times 3.5}{2} = -15.634 \text{ KN}$$

$$V_e = -15.634 + 9.35 \times 3.5 = 17.091 \text{ KN}$$

Travée 3:

$$V_w = \frac{-9.72+11.6}{3.9} - \frac{9.35 \times 3.9}{2} = -17.750 \text{ KN}$$

$$V_e = -17.750 + 9.35 \times 3.9 = 18.715 \text{ KN}$$

Travée 4 :

$$V_w = \frac{-11.6+12.418}{4.2} - \frac{9.35 \times 4.2}{2} = -19.4 \text{ KN}$$

$$V_e = -19.4 + 9.35 \times 4.2 = 19.87 \text{ KN}$$

Travée 5:

$$V_w = \frac{-12.418+11.6}{4.2} - \frac{9.35 \times 4.2}{2} = -19.83 \text{KN}$$

$$V_e = -19.83 + 9.35 \times 4.2 = 19.44 \text{KN}$$

Travée 6:

$$V_w = \frac{-11.6+9.72}{3.9} - \frac{9.35 \times 3.9}{2} = -18.714 \text{KN}$$

$$V_e = -18.714 + 9.35 \times 3.9 = 17.751 \text{KN}$$

Travée 7 :

$$V_w = \frac{-9.72+7.12}{3.5} - \frac{9.35 \times 3.5}{2} = -17.105 \text{KN}$$

$$V_e = -17.105 + 9.35 \times 3.5 = 15.62 \text{KN}$$

Travée 8 :

$$V_w = \frac{-7.12+0}{2.2} - \frac{9.35 \times 2.2}{2} = -13.521 \text{KN}$$

$$V_e = -13.521 + 9.35 \times 2.2 = 7.049 \text{KN}$$

Tableau III.6 : Les résultat des moments et les efforts tranchants ELU (RDC).

Travée	Plancher RDC								
	ELU								
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	
Longueur(m)	2.2	3.5	3.9	4.2	4.2	3.9	3.5	2.2	
Longueur fictive	2.2	2.8	3.12	3.36	3.36	3.12	2.8	2.2	
M _{appui} (KN.m)	0	-7.17	-9.72	-11.59	-12.42	-11.59	-9.72	-7.17	0
V _w (KN)	-7.03	-15.63	-17.75	-19.44	-19.83	-18.71	-17.09	-13.55	
V _e (KN)	13.55	17.09	18.71	19.83	19.44	17.75	15.63	7.03	
X ₀ (m)	0.751	1.67	1.90	2.08	2.12	2.00	1.83	1.45	
M _t (KN.m)	2.64	5.90	7.13	8.61	8.61	7.13	5.90	2.64	

Tableau III.7 : Les résultat des moments et les efforts tranchants ELS (RDC).

Travée	Plancher RDC								
	ELS								
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	
Longueur(m)	2.2	3.5	3.9	4.2	4.2	3.9	3.5	2.2	
Longueur fictive	2.2	2.8	3.12	3.36	3.36	3.12	2.8	2.2	
M _{appui} (KN.m)	0	-5.04	-6.83	-8.15	-8.73	-8.15	-6.83	-5.04	0
V _w (KN)	-4.94	-10.99	-12.47	-13.66	-13.93	-13.15	-12.01	-9.52	
V _e (KN)	9.52	12.01	13.15	13.93	13.66	12.47	10.99	4.94	
X ₀ (m)	0.751	1.67	1.90	2.08	2.12	2.00	1.83	1.45	
M _t (KN.m)	1.86	4.15	5.02	6.06	6.06	5.02	4.15	1.86	

Tableau III.8 : Les résultat des moments et les efforts tranchants ELU (Terrasse).

	Plancher terrasse inaccessible								
	ELU								
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	
Longueur(m)	2.2	3.5	3.9	4.2	4.2	3.9	3.5	2.2	
Longueur fictive	2.2	2.8	3.12	3.36	3.36	3.12	2.8	2.2	
M _{appui} (KN.m)	0	-5.109	-6.926	-8.26	-8.847	-8.26	-6.926	-5.109	0
V _w (KN)	-5.004	-11.137	-12.646	-13.848	-14.127	-13.331	-12.175	-9.649	
V _e (KN)	9.650	12.176	13.331	14.128	13.849	12.646	11.138	5.005	
X ₀ (m)	0.751	1.67	1.90	2.08	2.12	2.00	1.83	1.45	
M _t (KN.m)	1.88	4.20	5.08	6.13	6.13	5.08	4.20	1.88	

Tableau III.9 : Les résultat des moments et les efforts tranchants ELS (Terrasse).

	Plancher terrasse inaccessible								
	ELS								
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	
Longueur(m)	2.2	3.5	3.9	4.2	4.2	3.9	3.5	2.2	
Longueur fictive	2.2	2.8	3.12	3.36	3.36	3.12	2.8	2.2	
M _{appui} (KN.m)	0	-3.729	-5.055	-6.029	-6.457	-6.029	-5.055	-3.729	0
V _w (KN)	-3.653	-8.129	-9.231	-10.108	-10.312	-9.730	-8.887	-7.043	
V _e (KN)	7.043	8.888	9.730	11.771	10.108	12.646	8.13	3.653	
X ₀ (m)	0.75	1.67	1.90	2.08	2.12	2.00	1.83	1.45	
M _t (KN.m)	1.37	3.06	3.70	4.47	4.47	3.70	3.06	1.37	

III.4.6. Calcul de ferrailage

a. Sollicitations maximales

Tableau III.10 : Sollicitations maximales.

	ELU	ELS
Moment sur appui (KN.m)	12.42	8.73
Moment en Travée (KN.m)	8.61	6.06
L'effort tranchant (KN)	19.83	13.93

b. En travée (Section en T)

Il est nécessaire de vérifier si la partie comprimée intéresse uniquement la table de compression ou si elle intéresse également la poutrelle, donc on calcule le moment capable de la table M_t :

- **Les données :** h₀=4cm ; h=20cm ; b=60cm ; b₀=12cm ; d=0.9×h= 0,18m.

$$M_0 = b h_0 f_{bu} (d - h_0/2) = 0,6 \times 0,04 \times 14,20 (0,18 - 0, 20/2) = 27.26 \text{ KN.m.}$$

$M_0 > M_{\max t}$: L'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur $b=60\text{cm}$ et hauteur utile $h=20\text{cm}$.

• **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12.42 \times 10^{-3}}{0.6 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.04$$

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.04}) \Rightarrow \alpha u = 0.05$$

$$A_s = \frac{0.8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0.8 \times 0.05 \times 0.6 \times 0.18 \times 14.2}{348} = 1.8 \text{cm}^2$$

c. Sur appui (Section rectangulaire)

Le moment appliqué sur les appuis est négatif donc les fibres supérieures sont tendues.

Par conséquent, pour simplifier le calcul, la section peut être évaluée comme une section rectangulaire de dimension $b_0=10\text{cm}$ et $h=20\text{cm}$.

• **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8.61 \times 10^{-3}}{0.1 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.19$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.19}) \Rightarrow \alpha u = 0.27$$

$$A_s = \frac{0.8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0.8 \times 0.27 \times 0.1 \times 0.18 \times 14.2}{348} = 1.58 \text{cm}^2$$

III.4.7. Vérification nécessaire

a. Condition de non-fragilité

1) En travée

$$A_{ts} \text{ min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{ts} \text{ min} = \max \left\{ \frac{60 \times 20}{1000}; 0.23 \times 60 \times 18 \times \frac{2.1}{400} \right\} = \max\{1.2; 1.3\} = 1.3 \text{cm}^2$$

$$A_{st} = \max \{A_{ts} \text{ min}; A_s\} = 1.8 \text{cm}^2$$

On adopte 4T8 = 2.01 cm².

2) En appui

$$A_{as} \text{ min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 0.22 \text{cm}^2$$

$$A_{sa} = \max \{A_{as} \text{ min}; A_s\} = 1.58 \text{cm}^2$$

On adopte 4T8 = 2.01 cm².

b. Armatures transversales**1) Diamètre minimale φ_t**

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \varphi_t \right\}$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; \varphi_1 \right\}$$

$$\varphi_t \leq \min \{ 5.71 ; 12 ; 8 \}$$

Donc on prend $\varphi_t = 6\text{mm}$.

2) Espacement

Selon le RPA99/2003 (7.5.2.2)

- **Dans les zones nodales :** $S_t = \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \varphi_t \right\} :$

$$\Rightarrow S_t = \min \left\{ \frac{20}{4} ; 12(0.6) = \min \{ 5 ; 7.2 \} \right\}$$

Donc on prend $S_t = 5\text{cm}$.

- **En dehors de la zone nodale :** $S_t \leq \frac{h}{2} :$

$$\Rightarrow S_t = \frac{20}{2} = 10\text{cm}.$$

c. Vérification de l'effort tranchant à l'ELU

Selon le BAEL91 Article 5.1.1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_U}{b \times d} \\ \tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.20f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} \end{array} \right.$$

1) En travée :

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{19.83 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.18} = 0.18\text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \min \{ 3.33 ; 5\text{MPa} \}$$

$0.18\text{MPa} \leq 3.33\text{MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

2) En appui :

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{19.83 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.247\text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \min \{ 3.33 ; 5\text{MPa} \}$$

$0.247\text{MPa} \leq 3.33\text{MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

d. Le moment d'inertie

D'après le BAEL91 Article 4.5.2, contrainte limite de compression du béton est :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{cj} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

BAEL91 Article 4.5.32, Contrainte limite de traction de l'acier en fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} = 202MPa$$

- **Calcul des contraintes :**

La contrainte étant soumise à un moment, la contrainte à une distance x de l'axe neutre est :

$$\sigma(x) = \frac{M_{ser}}{I} y; \text{ on pose } k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ et on a } (x = y) \Rightarrow \sigma_{bc} = Ky$$

1) En travée :

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 2.01}{60} \left[\sqrt{1 + \frac{60 \times 18}{7.5 \times 2.01}} - 1 \right] \Rightarrow Y = 3.78cm$$

$$I = \left(\frac{by^3}{3} \right) + 15A_s(d-y)^2$$

$$I = \left(\frac{60(3.78)^3}{3} \right) + 15(2.01)(18-3.78)^2$$

$$I = 7176.79cm^4.$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{6.06 \times 10^{-3}}{7176.79 \times 10^{-8}} = 84.44MPa/m$$

$$\sigma_{bc} = Ky = 84.44 \times 3.78 \times 10^{-2} = 3.191 < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15K(d-y) = 15 \times 84.44(0.18-0.038) = 179.85MPa \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2) En Appuis

$$Y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 2.01}{10} \left[\sqrt{1 + \frac{10 \times 18}{7.5 \times 2.01}} - 1 \right] = 7.83cm$$

$$I = \left(\frac{60(7.83)^3}{3} \right) + 15(2.01)(18-7.83)^2$$

$$I = 12719.35cm^4.$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{8.73 \times 10^{-3}}{12719.35 \times 10^{-8}} = 68.63MPa/m$$

$$\sigma_{bc} = Ky = 68.63 \times 7.83 \times 10^{-2} = 5.373 < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15K(d-y) = 15 \times 68.63(0.18-7.83 \times 10^{-2}) = 104.7MPa \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

e. Vérification de la flèche à l'ELS

- $\frac{h}{l} = \frac{20}{420} = 0.047 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.01}{60 \times 18} = 1.86 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.
- $L \leq 8m \Rightarrow L = 4.20 \leq 8m \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

III.5. Les escaliers

III.5.1. Détermination des charges et surcharges

- **Les charges permanentes :**

$G_{\text{palier}} = 5.31 \text{ KN/m}^2$

$G_{\text{paillasse}} = 8.28 \text{ KN/m}^2$

- **Les charges d'exploitation :**

$Q_{\text{palier}} = Q_{\text{paillasse}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$

- **Combinaisons de charges :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m.

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

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

Tableau III.11 : Combinaison des charges des escaliers.

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u (KN/m ²)	q _{ser} (KN/m ²)
Paillasse	8.28	2.5	14.93	10.78
Palier	5.31	2.5	10.92	7.81

III.5.2. Calcul des sollicitations

On prend un seul type d'escalier qui est le plus défavorable.

- **Les types d'escaliers :** On a deux types :



Figure III.11 : Schéma statique des escaliers (2 volées) et (3 volées).

Schéma des efforts appliqués à ELU aux escaliers (type 1 : deux volées) :

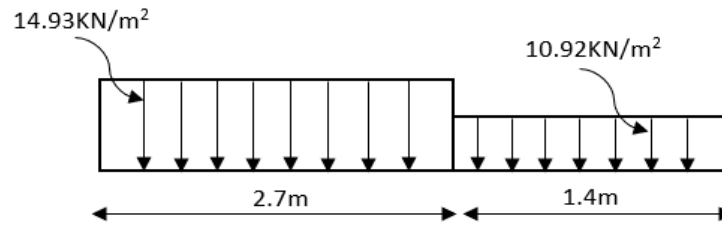


Figure III.12 : Schéma statique des efforts appliqués aux escaliers.

a. La charge équivalente

$$q_e = \frac{\sum(q_i \times L_i)}{L_i}$$

$$\bullet \text{ ELU : } q_e = \frac{14.93 \times 2.7 + 1.4 \times 10.92}{2.7 + 1.4} = 13.56 \text{ KN/m}$$

$$\bullet \text{ ELS : } q_e = \frac{10.78 \times 2.7 + 1.4 \times 7.81}{2.7 + 1.4} = 9.77 \text{ KN/m}$$

b. Calcul des moments

Calcul de l'effort tranchant V et les moments en travée M_t et en appui M_a :

- $V = q \times L / 2$.
- $M_0 = q \times L^2 / 8$.
- $M_{travée} = 0.85 \times M_0$.
- $M_{appui} = 0.3 \times M_0$.

Tableau III.12 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS des escaliers.

	ELU	ELS
Moment isostatique M_0 (KN.m)	28.49	20.53
Moment en travée M_t (KN.m)	24.22	17.45
Moment sur appuis M_a (KN.m)	8.55	6.16
Effort tranchants (KN)	27.80	20.03

III.5.3. Calcul de ferrailage

On considère l'escalier comme une poutre avec deux appuis est une travée sollicitée par des charge uniformément répartie (G) est des charges d'exploitation (Q). Ils soumettent une flexion simple, le calcul suivant l'organigrammes de la flexion simple d'une poutre ($b=1m$).

Tableau III.13 : les données géométries et matériaux.

Données				
Géométrie	Largeur de la poutre	b	1	m
	Hauteur de la section	h	0.15	m
	Hauteur utile des aciers tendus	d = 0.9h	0.135	m
Matériau	Contrainte de l'acier utilisé	f _e	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	f _{c28}	25	MPa
	Conditions de fissuration	Peu préjudiciable		

Tableau III.14: Contraintes de calcul.

Contraintes de calcul		
Contrainte de compression du béton à l'ELU	$(0.85 \times f_{c28}) / 1.5$	$\sigma_{bu} = 14.17$ MPa
Contrainte de traction des aciers	f _e / 1.15	$\sigma_{su} = 347.83$ MPa
Contrainte de compression du béton à l'ELS	$0.6 \times f_{c28}$	$\sigma_{bc} = 15$ MPa
Résistance caractéristique à la traction	$0.6 + (0.06 \times f_{c28})$	f _{t28} = 2.1 MPa

a. En travée**Tableau III.15** : Calcul les Sollicitations.

Sollicitation		
Moment ultime	M _{ut}	24.22 KN.m
Moment réduit ultime	μ _l	0.392
Moment ultime réduit	M _u / (b × d ² × σ _{bu})	μ _u = 0.094
Etat limite de compression du béton	Si : μ _u < μ _l alors : « Pas d'aciers comprimés » Si : μ _u > μ _l alors : « Aciers comprimés nécessaires »	Système d'armatures retenu : « Pas d'aciers comprimés »

Tableau III.16 : Calcul des paramètres caractéristiques de la section.

Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} \right)$	α = 0.124
Ordonnée de la fibre neutre	α × d	y = 1.674 cm
Bras de levier du couple interne	d × (1 - 0.4 × α)	Z = 12.83 cm

Tableau III.17 : Détermination de la section théorique des aciers tendus.

Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_u / (Z \times \sigma_{su})$	$A_{ut} = 5.43 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$\max \left\{ \frac{b \times h}{1000} ; 0.23 \times b \times d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$	$A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2$
	$\max (A_{ut} ; A_{min})$	$A_{st} = 5.43 \text{ cm}^2$
Choix des sections commerciales des armatures tendus		
Le Choix	5HA12	$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2$
Choix des sections des armature de répartition		
Armature de répartition	$A_{st}/4$	$A_r = 1.41 \text{ cm}^2$
Le Choix	5φ8	$A_r = 2.51 \text{ cm}^2$

b. En appuis**Tableau III.18** : calcul les Sollicitations.

Sollicitation		
Moment ultime	M_{ua}	8.55
Moment réduit ultime	μ_l	0.392
Moment ultime réduit	$M_u / (b \times d^2 \times \sigma_{bu})$	$\mu_u = 0.033$
Etat limite de compression du béton	Si : $\mu_u < \mu_l$ alors : « Pas d'aciers comprimés » Si : $\mu_u > \mu_l$ alors : « Aciers comprimés nécessaires »	Système d'armatures retenu : « Pas d'aciers comprimés »

Tableau III.19 : Calcul des paramètres caractéristiques de la section.

Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} \right)$	$\alpha = 0.042$
Ordonnée de la fibre neutre	$\alpha \times d$	$y = 0.567 \text{ cm}$
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$	$Z = 13.27 \text{ cm}$

Tableau III.20 : Détermination de la section théorique des aciers tendus.

Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_u / (Z \times \sigma_{su})$	$A_{ua} = 1.85 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$\max \left\{ \frac{b \times h}{1000} ; 0.23 \times b \times d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$	$A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2$
	$\max (A_{ua} ; A_{min})$	$A_{sa} = 1.85 \text{ cm}^2$
Choix des sections commerciales des armatures tendus		
Le Choix	5HA8	$A_{sa} = 2.51 \text{ cm}^2$
Choix des sections des armature de répartition		
Armature de répartition	Asa/4	$A_r = 0.63 \text{ cm}^2$
Le Choix	5φ8	$A_r = 2.51 \text{ cm}^2$

III.5.4. Vérification de la contrainte limite du béton**Tableau III.21** : les données matériaux.

Données				
Matériaux	Section d'acier tendue	A_{st}	5.65	cm^2
		A_{sa}	2.51	cm^2
	Coefficient d'équivalence	n	15	
	Coefficient		$\eta = 1.6$	
	$\eta = 1.6$ pour HA > 6 mm			
	$\eta = 1.3$ pour HA ≤ 6 mm			
	$\eta = 1$ pour rond lisse			

Tableau III.22 : Vérification des contraintes.

Vérification des contraintes		Travée	Appuis	
Moment service	M_{ser}	17.45	6.16	KN.m
Position de l'axe neutre	$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$	4.01	2.83	cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$	9781.967	5041.917	cm^4
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	178.389	122.176	MN/m^3
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \times y$	7.15	3.46	MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K (d - y)$	253.937	195.543	MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$	$(\sigma_{bt} ; \sigma_{ba}) \leq 15 \text{ (MPa)}$ Vérifiée		

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$	$\sigma_{st} \geq 201.63 \text{ MPa (Non Vérifiée)}$ $\sigma_{sa} \leq 201.63 \text{ MPa (Vérifiée)}$
---	--

⇒ Alors on doit recalculer le ferrailage à l'état limite de service.

Tableau III.23 : Ferrailage à l'état limite de service.

Ferrailage à l'état limite de service		Travée
Moment de service réduit	$\mu = \frac{30M_{ser}}{bd^2\bar{\sigma}_s}$	0.14
Coefficient	$\lambda = 1 + \mu$	1.14
Coefficient	$\varphi = \arccos \lambda^{-3/2}$	34.76
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos\left(240 + \frac{\varphi}{3}\right)$	0.325
Contrainte de béton	$\sigma_{bc} = \frac{\alpha}{1-\alpha} \frac{\bar{\sigma}_s}{n} \leq 0.6 f_{c28}$	$6.472 \leq 1.5$ (Vérifiée)
Section d'armature	$A_s = \frac{\alpha^2}{30(1-\alpha)} b.d$	7.04
Choix des sections commerciales des armatures		
Le Choix	5HA14	$A_{st} = 7.70 \text{ cm}^2$

III.5.5. Vérification de l'effort tranchant

Tableau III.24 : Vérification de l'effort tranchant.

Vérification de la contrainte de cisaillement			
L'effort tranchant	T_u	27.80	KN
Contrainte tangente	$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$	0.206	MPa
Contrainte tangente limite	$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$	3.33	MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	Condition vérifiée	

⇒ Il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures transversales.

III.5.6. Vérification de la flèche

Tableau III.25 : Vérification de la flèche.

Vérification de la flèche			
$h / L > L / 16$	0.037	0.256	Non Vérifiée.
$h / L > 0.1 M_t / M_0$	0.037	0.085	Non Vérifiée.
$A_s < (4.2 b d) / f_e$	7.70	14.18	Vérifiée.

III.5.7. Calcul de la flèche

Tableau III.26 : Calcul des chargements (1).

Chargement	Paillasse	Palier	
Charge permanente	$G_p = 8.28$	$G_{pa} = 5.31$	KN/m ²
Surcharge d'exploitation	$Q_p = 2.5$	$Q_{pa} = 2.5$	KN/m ²
Charge permanente sans revêtement	$J_1 = j_{dallepleine} + j_{marche}$ $3.75 + 1.87 = 5.62$	$J_1 = j_{dallepleine} = 3.75$	KN/m ²
Charge permanente avec revêtement	$g_1 = G_p = 8.28$	$g_2 = G_{pa} = 5.31$	KN/m ²
Charge totale	$P_1 = G_p + Q_p = 10.78$	$P_1 = 7.81$	KN/m ²

Tableau III.27: Calcul des chargements (2).

Chargement		
Charge permanente sans revêtement	$\sum j_i \frac{l_i}{\sum l_i}$	4.98
Charge permanente avec revêtement	$\sum g_i \frac{l_i}{\sum l_i}$	7.27
Charge totale	$\sum p_i \frac{l_i}{\sum l_i}$	9.77

Tableau III.28 : Calcul des moments correspondant.

Calcul des moments correspondant			
Moment correspondant à j	$0.75 (j \times L^2) / 8$	$M_j = 7.85$	KN.m
Moment correspondant à g	$0.75 (g \times L^2) / 8$	$M_g = 11.46$	KN.m
Moment correspondant à p	$0.75 (p \times L^2) / 8$	$M_p = 15.40$	KN.m

Tableau III.29 : Calcul de moment d'inertie de la section.

Calcul de moment d'inertie de la section			
Position de centre de gravité	y	4.01	cm
Moment d'inertie	$\frac{bh^3}{12} + 15As(\frac{h}{2} - d)^2$	32283	cm ⁴

Tableau III.30 : Calcul des contraintes correspondant.

Calcul des contraintes correspondant			
Contrainte correspondant à j	$15 M_j (d - y) / I$	$\sigma_j = 34.61$	MPa
Contrainte correspondant à g	$15 M_g (d - y) / I$	$\sigma_g = 50.53$	MPa
Contrainte correspondant à p	$15 M_p (d - y) / I$	$\sigma_p = 67.01$	MPa

Tableau III.31 : Calcul des coefficients μ_i .

Calcul des coefficients		
Pourcentage d'armatures	$A_s / (d \times b)$	$\rho = 0.006$
Coefficient correspondant à j	$1 - [1.75 f_{t28} / (4 \rho \sigma_j + f_{t28})]$	$\mu_j = -0.25$
Coefficient correspondant à g	$1 - [1.75 f_{t28} / (4 \rho \sigma_g + f_{t28})]$	$\mu_g = -0.11$
Coefficient correspondant à p	$1 - [1.75 f_{t28} / (4 \rho \sigma_p + f_{t28})]$	$\mu_p = -0.009$

Tableau III.32 : Module de déformation longitudinale du béton.

Module de déformation longitudinale du béton				
Module de déformation longitudinale instantanée du béton	$11000 f_{c28}^{1/3}$	E_i	32164.20	MPa
Module de déformation longitudinale différée du béton	$3700 f_{c28}^{1/3}$	E_v	10818.87	MPa
Coefficient instantané	$\frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3b_0 / b)\rho}$	λ_i	3.5	
Coefficient différé	$0.4 \lambda_i$	λ_v	1.4	

Tableau III.33 : Moment d'inertie correspondant.

Moment d'inertie correspondant				
Moment d'inertie correspondant à j	$\frac{1.1 \times I}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j}$	I_{ji}	284090.40	cm^4
Moment d'inertie correspondant à g	$\frac{1.1 \times I}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g}$	I_{gi}	461935.61	cm^4
Moment d'inertie correspondant à p	$\frac{1.1 \times I}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p}$	I_{pi}	476959.85	cm^4
Moment d'inertie correspondant à v	$\frac{1.1 \times I}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g}$	I_{gv}	563782.32	cm^4

Tableau III.34 : Calcul de la flèche.

Calcul de la flèche				
La flèche correspondant à j	$M_j L^2 / 10 E_i I_{ji}$	f_{ji}	0.014	Cm
La flèche correspondant à g	$M_g L^2 / 10 E_i I_{gi}$	f_{gi}	0.013	cm
La flèche correspondant à q	$M_q L^2 / 10 E_i I_q$	f_q	0.017	cm
La flèche correspondant à v	$M_g L^2 / 10 E_v I_{gv}$	f_{gv}	0.032	cm
La flèche totale	$f_{gv} - f_{ji} + f_{qi} - f_{gi}$	Δ_{fi}	0.022	cm
La flèche admissible	Si $L \leq 500 \rightarrow L/500$. Si $L > 500$ $\rightarrow 0.5 \text{cm} + L/1000$.	Δ_{fadm}	0.82	cm
$\Delta_{fi} \leq \Delta_{fadm}$		Vérifiée		

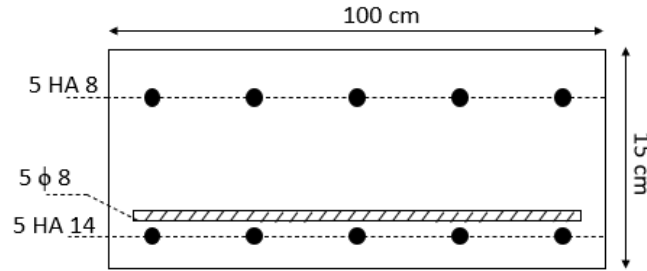


Figure III.13 : Schéma de ferrailage des escaliers.

III.5.7. Etude de la poutre palière

Le support d'escalier est la poutre palière, qui est partiellement encastrée à ses extrémités dans les poteaux ou les refends. Elle est généralement située à demi-étage au niveau du palier de repos.

Elle est exposée à la flexion simple et à la torsion simultanément. Ces exigences sont causées par le poids propre, le poids du mur et en plus par l'effet du poids des paliers et des paillasses. Son schéma statique est le suivant :

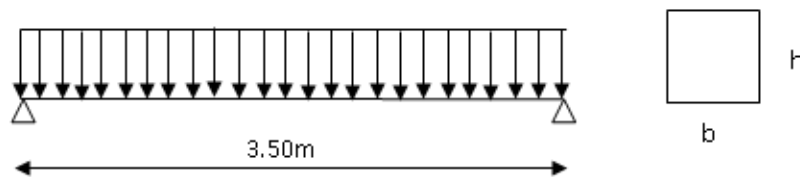


Figure III.14: Schéma statique de la poutre palière.

a. Pré dimensionnement de la poutre palière

1) Selon BAEL91

Selon le BAEL91 les dimensions de la poutre sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right.$$

- **L** : La portée de la poutre $L = 350\text{cm}$.
- **h** : hauteur de la poutre.
- **b** : largeur de la poutre.

Alors :

- $\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \rightarrow 23.3 \leq h \leq 35$; On prend : $h = 35\text{cm}$.
- $10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$; On prend : $b = 30\text{cm}$.

2) Selon RPA99/2003

Vérification d'après RPA99 version 2003 (art.7.5.1) :

- $b \geq 20$
- $h \geq 30$
- $\frac{h}{b} \leq 4$

Alors :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20$ Condition vérifier.
- $h = 35 \text{ cm} \geq 30$ Condition vérifier.
- $\frac{35}{30} = 1.17 \leq 4$ Condition vérifier.

Donc toutes les conditions sont vérifiées, et la section adoptée : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

La poutre palière calcul à l'ELU puisque la fissuration est peu nuisible.

b. Evaluation des charges

Le poids propre de la poutre palière : $G_{PP} = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.63 \text{ KN/m}$

1) Réaction de la pailleasse :

- **ELU**: $R_U = \frac{13.56 \times 3.5}{2} = 23.73 \text{ KN/m}$
- **ELS** : $R_S = \frac{9.77 \times 3.5}{2} = 17.10 \text{ KN/m}$

2) Réaction de plancher sur la poutre :

- **ELU** : $q_u = 1.35G_{\text{plancher étage}} + 1.5Q_{\text{plancher étage}}$
 $q_u = 1.35 \times 5.1 + 1.5 \times 1.5 = 9.14 \text{ KN/m}^2$
 $R_{plu} = (9.14 \times 3.5) / 2 = 16 \text{ KN/ml}$
- **ELS** : $q_s = G_{\text{plancher étage}} + Q_{\text{plancher étage}}$
 $q_s = 5.1 + 1.5 = 6.6 \text{ KN/m}^2$
 $R_{pls} = (6.6 \times 3.5) / 2 = 11.55 \text{ KN/ml}$

c. La combinaison des charges

- **ELU** :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q + R_U + R_{plu}$$

$$q_u = 1.35 \times 2.63 + 1.5 \times 2.5 + 23.73 + 16 = 47.03 \text{ KN/ml}$$

- **ELS** :

$$q_{ser} = G + Q + R_s + R_{pls}$$

$$q_{ser} = 2.62 + 2.5 + 17.10 + 11.55 = 33.78 \text{ KN/ml}$$

d. Calcul des sollicitations de la poutre palière

- **ELU** : $M_0 = qu \times L^2 / 8 = 47.03 \times 3.5^2 / 8 = 72.01 \text{ KN.m}$

Sur appuis : $M_a = 0.3 \times M_0 = 21.6 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_0 = 61.21 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $V = qu \times L / 2 = 82.30 \text{ KN}$

- **ELS**: $M_0 = q_{ser} \times L^2 / 8 = 33.78 \times 3.5^2 / 8 = 51.73 \text{ KN.m}$

Sur appui : $M_a = 0.3 \times M_0 = 15.52 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_0 = 44 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $V = qu \times L / 2 = 59.12 \text{ KN}$

Tableau III.35 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS d'une poutre palière.

	ELU	ELS
Moment isostatique M_0 (KN.m)	72.01	51.73
Moment en travée M_t (KN.m)	61.21	44.00
Moment sur appuis M_a (KN.m)	21.60	15.52
Effort tranchants (KN)	82.30	59.12

e. Ferrailage de la poutre palière

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de 1m de largeur avec :

$b=30\text{cm}$; $h=35\text{cm}$; $d=0.9h=31.5\text{cm}$.

Tableau III.36 : Calcul des paramètres caractéristiques de la section.

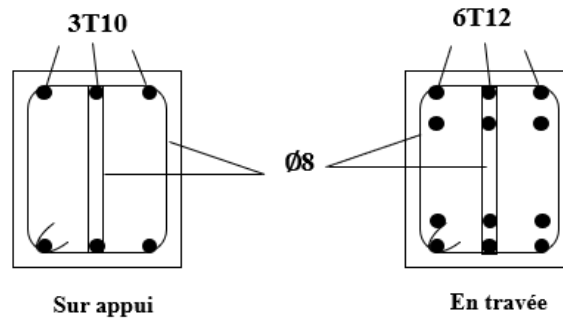
Sollicitation et calcul des paramètres caractéristiques de la section.		Travée	Appui	
Moment ultime	M_u	61.21	21.6	KN.m
Moment réduit ultime	μ_l	0.392		
Moment ultime réduit	$\mu_u = M_u / (b \times d^2 \times \sigma_{bu})$	0.145	0.051	/
Etat limite de compression du béton	Système d'armatures retenu : $\mu_l < \mu_l \rightarrow$ « Pas d'aciers comprimés »			
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} \right)$	0.197	0.065	/
Ordonnée de la fibre neutre	$y = \alpha \times d$	6.21	2.05	cm
Bras de levier du couple interne	$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$	29.02	30.68	cm

Tableau III.37: Détermination de la section théorique des aciers tendus.

Détermination de la section théorique des aciers tendus		Travée	Appui	
Section théorique d'acier	$A_u = M_u / (Z \times \sigma_{su})$	6.06	2.02	cm ²
Condition de non fragilité	$A_{min} =$ $max \left\{ \frac{b \times h}{1000} ; 0.23 \times b \times d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$	1.35	1.35	cm ²
	$A_{sa} = max (A_{ua} ; A_{min})$	6.06	2.02	cm ²
Choix des sections commerciales des armatures tendus				
Le Choix	6T12	$A_{st} = 6.79 \text{ cm}^2$		
	3T10	$A_{sa} = 2.36 \text{ cm}^2$		

Tableau III.38: Ferrailage transversal.

Ferrailage transversal		
Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinales (10mm).	$\Phi_t \leq \min (h / 35, b/10, \Phi_L)$ $\Phi_t = 10\text{mm}$	Choix : 4 $\Phi 8$ $A_t = 2.01\text{cm}^2$

**Figure III.15 :** Schéma de ferrailage de la poutre palière.**Tableau III.39 :** Vérification de l'effort tranchant.

Vérification de la contrainte de cisaillement			
L'effort tranchant	T_u	82.30	KN
Contrainte tangente	$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$	0.86	MPa
Contrainte tangente limite	$\bar{\tau}_u = \min(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa})$	3.33	MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	Condition vérifiée	

Il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures transversales.

Tableau III.40 : Vérification de la flèche (Vérifications à ELS).

Vérification de la flèche			
$h/L \geq 1/16$	0.1	0.0625	Vérifiée
$h/L \geq 0.1 Mt / M_0$	0.1	0.0851	Vérifiée
$A_s \leq (4.2 \times b \times d) / f_e$	6.06	9.92	Vérifiée

f. Calcul du ferrailage à la torsion

1) Calcul le moment de torsion à l'ELU

$$Mt = \frac{Tu \cdot b}{2} = \frac{82.3 \times 0.3}{2} = 12.35 \text{ KN.m}$$

2) Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion

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

$$\Omega = (b-5) \times (h-5) = (30-5) \times (35-5) = 750 \text{ cm}^2$$

3) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_{\bar{u}} = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

D'après le CBA 93, on doit vérifier :

$$\tau_{ut}^2 + \tau_u^2 \leq \bar{\tau}_u^2$$

$$(1.65)^2 + (0.86)^2 \leq (3.33)^2$$

$3.46 \leq 11.08 \rightarrow$ Condition vérifiée.

4) Armatures longitudinales

$$A_s^t = \frac{\gamma_s \cdot Mt \cdot U}{2 \cdot \Omega \cdot f_e} = \frac{1.15 \times 12.35 \times 10^{-3} \times 1.1}{2 \times 0.075 \times 400} = 2.60 \text{ cm}^2$$

Avec U le périmètre du contour d'aire Ω :

$$U = [(b-e) + (h-2)] \times 2 = [(0.30-0.05) + (0.35-0.05)] \times 2 = 1.1 \text{ m}$$

$$A_{s \min}^t \geq \frac{0.4eU}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.05 \times 1.1}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = \max \{A_{s \min}^t, A_t\} = 2.60 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 2T14 = 3.08 cm².

5) Les armatures transversales

$$A_{t \min}^T = \frac{\gamma_s \cdot St \cdot Mu}{2 f_e \Omega} = \frac{1.15 \times 0.15 \times 12.35 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times 0.075} = 0.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min}^T \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.53 \text{ cm}^2$$

$$A_t^T = \max \{A_{t \min}^T, A_t\} = 0.53 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $2T8 = 1.01\text{cm}^2$.

6) Espacement

Pour l'espacement on prend :

- $St = 15$ cm pour la zone courant.
- $St = 8$ cm pour la zone nodale.

Chapitre IV :

Etude sismique et dynamique.

IV.1. Introduction

Le séisme, souvent considéré comme le risque naturel le plus redoutable et destructeur, se manifeste par un tremblement de terre. Il survient lorsque des plaques tectoniques, d'énormes masses rigides constituant la surface terrestre, se déplacent brusquement le long d'une faille. Ce mouvement engendre des ondes sismiques qui se propagent à travers le globe, déclenchant des secousses perceptibles à la surface de la Terre.

En raison des risques sismiques omniprésents, l'Algérie a élaboré et instauré des réglementations destinées à encadrer la construction dans les zones exposées aux séismes, en les classifiant afin d'optimiser leur conception et leur réalisation. Ces règlements résultent d'années d'expérience et de recherches approfondies, visant à établir des normes de sécurité permettant de sauvegarder les vies humaines et de réduire les dégâts lors de tremblements de terre.

Le **D.T.R-B.C 2-48** portant sur les Règles Parasismiques Algériennes est le règlement créé et adopté en Algérie, qui se charge de réglementer la conception et la réalisation des ouvrages compris dans son domaine d'application, en zones jugées sismiques. Il a fait l'objet de plusieurs révisions et actualisations après près de deux décennies depuis l'avènement du premier document de la réglementation algérienne apparu en 1981.

Le règlement en question vise deux objectifs :

- Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un séisme majeur, rare, en limitant le choix des systèmes constructifs ainsi que la hauteur des ouvrages en fonction de l'importance et de la sismicité de la zone d'implantation.
- Limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus à des déformations imposées par un séisme modéré plus fréquent.

L'importance de la secousse tellurique qu'a subi l'Algérie, le soir du 21 Mai 2003 et les dégâts occasionnés a conduit les structures concernées à la révision du règlement en vigueur et à l'apport de modifications, à même de pallier aux problèmes survenus lors de la dernière manifestation sismique.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique

L'objectif premier de l'étude dynamique d'une structure est de déterminer ses propres caractéristiques dynamiques lorsqu'elle vibre. Étant donné la complexité fréquente de cette étude pour notre structure spécifique, nous avons recours à des modèles pour simplifier les problèmes et faciliter l'analyse. Notre analyse structurale a été réalisée à l'aide de ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2019.

IV.3. Modélisation

La modélisation consiste à élaborer un modèle de calcul réduit qui prend en compte avec précision la masse et la rigidité de tous les éléments de la structure, dans le but de reproduire au mieux son comportement réel. Cette étape revêt également une importance capitale dans l'analyse de la réponse à un tremblement de terre.

IV.4. Méthode de calcul

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure.

Le calcul de ces efforts sismiques peut être déterminé selon trois méthodes :

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

IV.4.1. Choix de la méthode de calcul

a. Conditions d'application de la méthode statique équivalente

Dans cette méthode, le RPA suggère de substituer les forces dynamiques réelles générées par un séisme par un ensemble de forces statiques fictives ayant les mêmes effets. Ces forces sont considérées comme appliquées séparément le long des deux directions définies par les axes principaux de la structure.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes (selon l'article 4.1.2 de RPA99/2003) :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

- Tous groupes.

Zone IIa :

- Groupe d'usage 3.
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III :

- Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

b. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique

Dans la méthode d'analyse modale spectrale, l'objectif est de trouver, pour chaque mode de vibration, l'effet maximal des forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul sur la structure. Ces effets sont ensuite agrégés pour obtenir la réponse globale de la structure. Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.5. Analyse sismique**IV.5.1. Calcul de la force sismique totale**

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = (A \cdot D \cdot Q \cdot W) / R$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone donné par tableau 4.1 de RPA 99/version 2003, suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. (Le tableau VI.1).

D : facteur d'amplification dynamique moyen fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

R : coefficient de comportement global de la structure dépendant du type de système de contreventement de la structure.

Q : facteur de qualité dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de qualité des matériaux, ...etc.).

W : poids total de la structure.

a. Coefficient d'accélération de zone

Donné par le tableau (VI.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Tableau IV.1 : Coefficients d'accélération de zone A.

Groupe d'usage	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Dans notre cas, on groupe d'usage **2** en zone **IIa** donc : **A= 0.15**.

b. Facteur d'amplification dynamique moyen D

Le facteur d'amplification dynamique moyen **D**, est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (T_2/T)^{2/3} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} \dots\dots\dots T \geq 3s \end{cases}$$

- 1) **T₂** : période caractéristique associée à la catégorie du site et donné par le tableau (4.7) de RPA 99/version 2003.

Tableau IV. 2 : Valeur de T1 et T2.

Site	S1	S2	S3	S4
T₁	0.15	0.15	0.15	0.14
T₂	0.30	0.40	0.50	0.70

Dans notre cas **T₂= 0.4** et **T₁=0.15** (site 2).

- 2) η : Facteur de correction d'amortissement ; donné par la formule :

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

Et ξ (%) c'est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Donné par le RPA 99 (Tab 4.2).

Tableau IV.3 : Valeur ξ coefficient d'amortissement.

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

Dans notre cas nous avons un contreventement mixte voile-portique donc $\xi = 7 \%$.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0,88 \geq 0,7 \text{ (C.V)}$$

3) Estimation empirique de la période fondamentale :

Selon l'article (4.2.4) de RPA99/2003 :

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

- H_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). $\rightarrow H_N = 39.78 \text{ m}$.
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 de RPA99/2003.

Tableau IV.4 : valeurs du coefficient C_T .

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0.075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie.	0.085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0.050

Dans notre cas Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie : $C_T = 0.05$.

Alors, la période fondamentale $T = 0.05 \times 39.78^{3/4} = 0.79 \text{ s}$.

Et comme C_T , le cas n° 04 dans le tableau au-dessus, on peut utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

Avec **D** la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

➤ **Le sens x-x :**

$$\left. \begin{array}{l} H_N = 39.78\text{m} \\ D_X = 27.90\text{m} \end{array} \right\} \Rightarrow T_X = 0.68\text{s}$$

Alors le facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} \quad \dots \quad T_2 \leq T \leq 3\text{s}$$

Donc le coefficient : $D_X = 1.55$.

➤ **Sens y-y :**

$$\left. \begin{array}{l} H_N = 39.78 \text{ m} \\ D_y = 19.20\text{m} \end{array} \right\} \Rightarrow T_y = 0.82\text{s}$$

On prend $T_y = 0.79\text{s}$.

Alors le facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} \quad \dots \quad T_2 \leq T \leq 3\text{s}$$

Donc le coefficient : $D_y = 1.02$.

c. Coefficient de comportement global de la structure

La valeur de **R** est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99/version 2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du RPA 99/version 2003.

Dans notre cas la structure en béton armé à contreventement mixte portiques/voiles avec interaction : **R = 5**.

Tableau IV.5 : valeurs du coefficient de comportement **R** (RPA 99 Tab 4.3).

Cas	Description du système de contreventement	R
A	Béton armé	
1a	Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
B	Acier	
7	Portiques auto stables ductiles	6

8	Portiques auto stables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
C	Maçonnerie	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2.5
D	Autres systèmes	
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	3.5
16	Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades	4
17	Systèmes comportant des transparences (étages souples)	2

d. Facteur de qualité

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

- P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 de RPA99/2003.

Tableau IV.6 : Valeurs des pénalités P_q .

Critère q	Pq	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	✓	
2. Redondance en plan		0.05
3. Régularité en plan	✓	
4. Régularité en élévation	✓	
5. Contrôle de la qualité des matériaux		0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution		0.1
Q= 1+0.05+0.05+0.1		1.20

e. Poids total de la structure

Le poids total de la structure est égal à la somme des poids W_i de chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n w_i \quad ; \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- W_{Qi} : charges d'exploitation.

- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 de RPA 99/2003.

Dans ce cas et pour un bâtiment a' usage d'habitant : $\beta = 0.20$.

Tableau IV.7 : Le poids total de la structure.

Etage	9	8	7	6	5	4	Totale
Poids (KN)	7958.17	8287.23	8287.23	8287.23	8287.23	8287.23	91359.62
Etage	3	2	1	RDC	SS2	SS1	
Poids (KN)	8287.23	8287.23	8287.23	8287.23	8442.3	8661.31	

Dans notre cas nous avons :

- R : coefficient de comportement global de la structure $R= 5$.
- ε : pourcentage d'amortissement critique $\varepsilon= 7\%$.
- Q : facteur de qualité : $Q= 1.2$.
- W : poids propre de la structure $W= 91359.62$.
- D_x : le coefficient dynamique moyen $D_x = 1.55$.
- D_y : le coefficient dynamique moyen : $D_y = 1.02$.

Les tableaux suivants donnent les valeurs de V dans les deux sens :

➤ **Sens transversal x-x :**

Tableau IV.8 : La force sismique totale en sens (x-x).

Règlement	Zone	Groupe	A	D	Q	R	W(KN)	V_x (KN)
RPA99/v2003	IIa	2	0,15	1.55	1,2	5	91359.62	5097.87

➤ **Sens longitudinal y-y :**

Tableau IV.9 : La force sismique totale en sens (y-y).

Règlement	Zone	Groupe	A	D	Q	R	W(KN)	V_y (KN)
RPA99/v2003	IIa	2	0,15	1.02	1,2	5	91359.62	3354.73

IV.5.2. Les forces sismiques du niveau

Selon l'article 4.2.5 (RPA99/2003), La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$.

Force additionnelle au sommet « F_t » :

- $T_X = 0,68s \leq 0,7s \Rightarrow F_{t_x} = 0$
- $T_Y = 0,79s \geq 0,7s \Rightarrow F_{t_y} \neq 0 \Rightarrow F_{t_y} = 0,07 (0,79) (3354,73) = 185,52 \text{ KN}$

Répartition de la force sismique selon la hauteur :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i Z_i}{\sum_1^n W_i Z_i}$$

Avec :

- F_i : la force horizontale revenant au niveau i .
- Z_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i .
- F_t : force concentrée au sommet de la structure.
- W_i et W_j : poids revenant aux plancher i, j .

➤ Sens x-x :

Tableau IV.10 : Les forces sismiques sur la hauteur de la structure en sens (x-x).

Niveau	$V_x - F_t$ (KN)	W_i (KN)	h_i (m)	$W_i x h_i$ (KN.m)	$(V_x - F_t) (W_i x h_i)$	F_{x_i} (KN)
9	5097,87	7958,17	39,78	316576,003	1613863306	745.207
8	5097,87	8287,23	36,54	302815,384	1543713463	712.815
7	5097,87	8287,23	33,30	275964,759	1406832466	649.609
6	5097,87	8287,23	30,06	249114,134	1269951469	586.404
5	5097,87	8287,23	26,82	222263,509	1133070473	523.199
4	5097,87	8287,23	23,58	195412,883	996189475,9	459.994
3	5097,87	8287,23	20,34	168562,258	859308479,2	396.789
2	5097,87	8287,23	17,10	141711,633	722427482,5	333.583
1	5097,87	8287,23	13,86	114861,008	585546485,8	270.378
RCC	5097,87	8287,23	10,62	88010,3826	448665489,1	207.173
SS2	5097,87	8442,30	07,38	62304,174	317618579,5	146.661
SS1	5097,87	8661,31	03,24	28062,6444	143059713	66.058
				2165658,772		

➤ Sens y-y :

Tableau IV.11: Les forces sismiques sur la hauteur de la structure en sens (y-y).

Niveau	V_x-F_t (KN)	W_i (KN)	h_i (m)	$W_i x h_i$ (KN.m)	$(V_x-F_t) (W_i x h_i)$	F_{x_i} (KN)
9	3169.21	7958,17	39,78	316576,003	1003295833	463.275
8	3169.21	8287,23	36,54	302815,384	959685543.8	443.138
7	3169.21	8287,23	33,3	275964,759	874590273.9	403.845
6	3169.21	8287,23	30,06	249114,134	789495004	364.552
5	3169.21	8287,23	26,82	222263,509	704399734.1	325.259
4	3169.21	8287,23	23,58	195412,883	619304464.2	285.966
3	3169.21	8287,23	20,34	168562,258	534209194.3	246.673
2	3169.21	8287,23	17,10	141711,633	449113924.4	205.995
1	3169.21	8287,23	13,86	114861,008	364018654.5	168.087
RCC	3169.21	8287,23	10,62	88010,3826	278923384.6	128.794
SS2	3169.21	8442,30	07,38	62304,174	197455011.3	91.176
SS1	3169.21	8661,31	03,24	28062,6444	88936413.26	41.067
				2165658,772		

IV.5.3. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteurCalcul des efforts tranchants « V_K » :

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

➤ Sens x-x :

Tableau IV.12 : Distribution de l'effort sismique sur la hauteur de l'ouvrage.

(Sens longitudinal x-x).

Niveau	Z_i (m)	W_i (KN)	F_{x_i} (KN)	V_{Kx} (KN)
9	39,78	7958,17	745.207	745.207
8	36,54	8287,23	712.815	1458.022
7	33,3	8287,23	649.609	2107.631
6	30,06	8287,23	586.404	2694.035
5	26,82	8287,23	523.199	3217.234
4	23,58	8287,23	459.994	3677.228
3	20,34	8287,23	396.789	4047.017
2	17,1	8287,23	333.583	4380.600
1	13,86	8287,23	270.378	4650.978
RCC	10,62	8287,23	207.173	4858.151
SS2	7,38	8442,3	146.661	5004.812
SS1	3,24	8661,31	66.058	5070.870

➤ Sens y-y :

Tableau IV.13 : Distribution de l'effort sismique sur la hauteur de l'ouvrage.

(Sens longitudinal y-y).

Niveau	Zi (m)	Wi (KN)	F _{yi} (KN)	V _{Ky} (KN)
9	39,78	7958,17	463.275	463.275
8	36,54	8287,23	443.138	1006.413
7	33,3	8287,23	403.845	1410.258
6	30,06	8287,23	364.552	1774.81
5	26,82	8287,23	325.259	2100.069
4	23,58	8287,23	285.966	2386.035
3	20,34	8287,23	246.673	2632.708
2	17,1	8287,23	205.995	2838.703
1	13,86	8287,23	168.087	3006.79
RCC	10,62	8287,23	128.794	3135.584
SS2	7,38	8442,3	91.176	3226.76
SS1	3,24	8661,31	41.067	3267.827

IV.6. Analyse dynamique**IV.6.1. Présentation du logiciel ROBOT 2019**

Robot structural Analysis est un logiciel Utiliser par les ingénieurs, fabriquer par Autodesk, collaboratif, polyvalent et rapide, conçu pour vous aider à rester compétitif. Conçu spécialement pour le BIM, le logiciel Robot structural Analysis Professional est capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage automatique par élément finis d'une puissance exceptionnelle.

La modélisation avec le logiciel **ROBOT 2019** permet de considérer que les éléments structuraux, quant aux éléments non structuraux ils sont modélisés soit par masse concentrées aux nœuds, soit par des charges qui s'ajoutent au poids des éléments structuraux.

La modélisation avec le **ROBOT 2019** consiste en les étapes suivantes :

- Définition de la géométrie du model.
- Définition des propriétés mécaniques des matériaux utilisés.
- Définition et affectation des sections aux model.
- Encastrement des fondations.
- Définition des charges statiques.
- Chargement de la structure.
- Définition de la masse sismique.

- Affectation des diaphragmes.
- Définition et chargement de spectre de réponses.
- Définition des charges sismiques.
- Définition des combinaisons.
- Analyse de la structure.

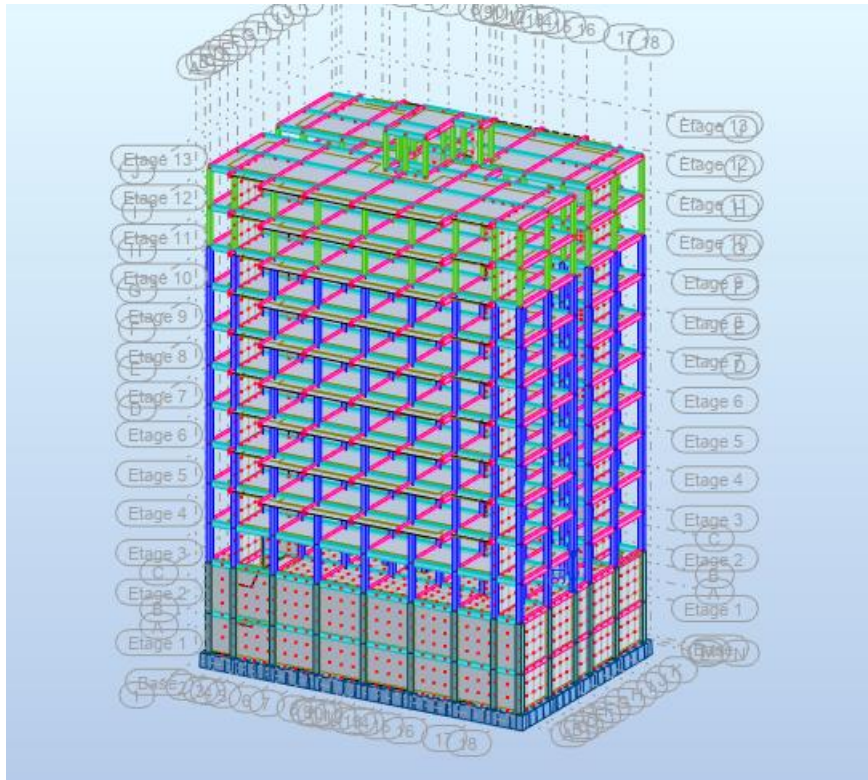


Figure IV.1 : Tour R+9+2SS par logiciel Robot 2019.

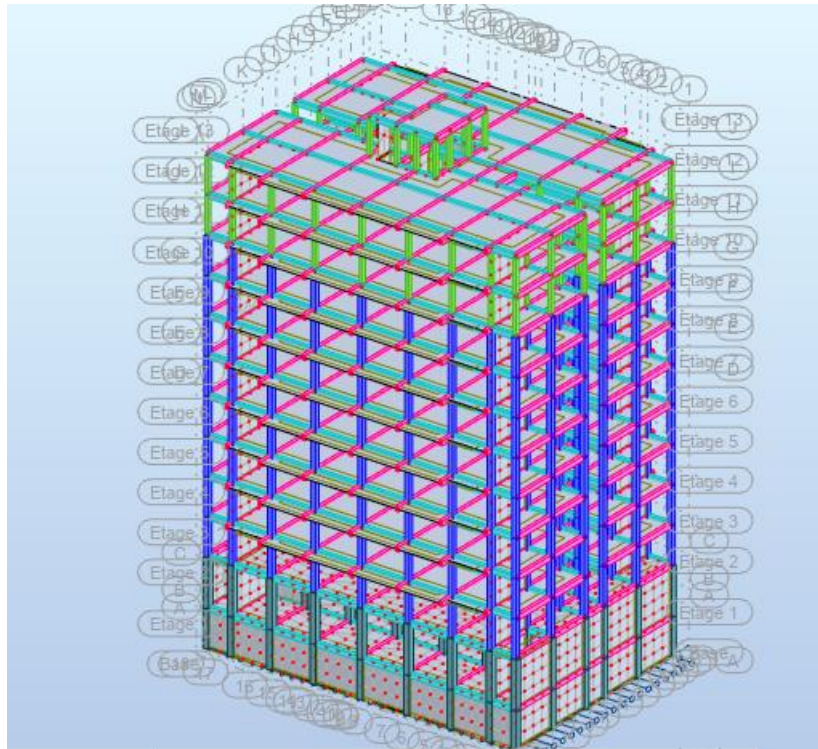


Figure IV.2 : Tour R+9+2SS (arrière vue) par logiciel Robot 2019.

IV.6.2. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Dans notre cas nous avons :

- **A** : Coefficients d'accélération de zone **A=0.15**.
- **R** : Coefficient de comportement global de la structure **R=5**.
- **ε** : Pourcentage d'amortissement critique **ε=7%**.
- **Q** : Facteur de qualité : **Q=1.20**.
- **T1 = 0,15, T2 = 0,4**

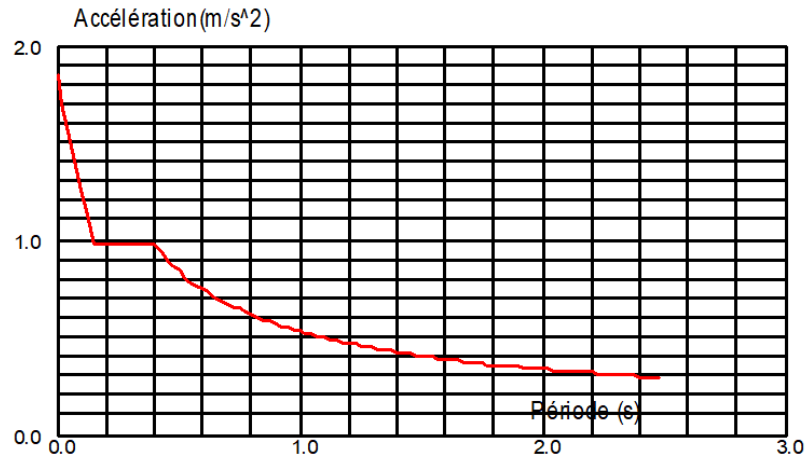


Figure IV.3 : Spectre de réponse par Robot 2019.

IV.6.3. Vérification massique

Tableau IV.14 : Périodes et facteurs de participation modale.

MODE	Period	Masses cumulées		Masses Modale	
		UX [%]	UY [%]	UX [%]	UY [%]
Mode 1	0,88	56,09	0,13	56,09	0,13
Mode 2	0,85	56,66	11,19	0,57	11,06
Mode 3	0,75	56,66	55,23	0,00	44,04
...
Mode 80	0,04	81,00	78,55	0,00	0,31

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	0,88	56,09	0,13	56,09	0,13
3/ 2	0,85	56,66	11,19	0,57	11,06
3/ 3	0,75	56,66	55,23	0,00	44,04
3/ 4	0,22	69,87	55,23	13,21	0,01
3/ 5	0,20	69,89	57,10	0,02	1,87
3/ 6	0,18	69,89	69,41	0,00	12,31
3/ 7	0,14	70,54	69,42	0,65	0,00
3/ 8	0,11	70,58	69,78	0,04	0,36
3/ 9	0,10	74,93	69,78	4,35	0,00
3/ 10	0,09	74,97	70,46	0,04	0,67
3/ 11	0,08	74,97	74,38	0,00	3,92
3/ 12	0,07	74,98	75,00	0,01	0,63
3/ 13	0,06	77,64	75,01	2,66	0,00
3/ 14	0,05	77,64	75,25	0,00	0,25
3/ 15	0,05	77,64	75,25	0,00	0,00
3/ 16	0,05	77,64	75,25	0,00	0,00
3/ 17	0,05	77,64	75,25	0,00	0,00
3/ 18	0,05	77,64	75,26	0,00	0,00
3/ 19	0,05	77,64	75,26	0,00	0,00
3/ 20	0,05	77,64	75,26	0,00	0,00

Figure IV.4: Périodes et facteurs de participation modale (Mode 1 – Mode 20).

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 58	0,04	79,89	78,12	0,00	0,00
3/ 59	0,04	79,90	78,12	0,01	0,00
3/ 60	0,04	79,90	78,12	0,00	0,00
3/ 61	0,04	80,51	78,15	0,61	0,02
3/ 62	0,04	80,54	78,15	0,03	0,00
3/ 63	0,04	80,55	78,16	0,01	0,01
3/ 64	0,04	80,55	78,16	0,00	0,00
3/ 65	0,04	80,55	78,16	0,00	0,00
3/ 66	0,04	80,73	78,18	0,17	0,02
3/ 67	0,04	80,95	78,18	0,23	0,00
3/ 68	0,04	80,95	78,19	0,00	0,01
3/ 69	0,04	80,95	78,19	0,00	0,00
3/ 70	0,04	80,95	78,19	0,00	0,00
3/ 71	0,04	80,96	78,19	0,00	0,00
3/ 72	0,04	80,96	78,19	0,00	0,00
3/ 73	0,04	80,96	78,22	0,00	0,03
3/ 74	0,04	80,96	78,23	0,00	0,00
3/ 75	0,04	80,98	78,23	0,02	0,00
3/ 76	0,04	81,00	78,23	0,02	0,00
3/ 77	0,04	81,00	78,23	0,00	0,00
3/ 78	0,04	81,00	78,23	0,00	0,00
3/ 79	0,04	81,00	78,23	0,00	0,00
3/ 80	0,04	81,00	78,55	0,00	0,31

Figure IV.5: Périodes et facteurs de participation modale (Mode 58 – Mode 80).

a. Constatations du modèle final

- Le 1er et 3ème modes sont des modes de translation selon les deux directions (x et y).
- Le 2ème mode est un mode de rotation.
- Le RPA nous impose que les modes sont arrêtés quand la masse vibrante participe à 90% de la masse totale de la structure.

b. Estimation de la période de la structure

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

$$\text{Alors: } \begin{cases} T_{\text{RPA}} = 0.79 \text{ s} \\ 1.3 T_{\text{RPA}} = 1.027 \\ T_{\text{ROBOT}} = 0.88 \text{ s} \end{cases}$$

IV.6.4. Vérification de l'effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par

la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moment, ...) dans le rapport $0.8V/V_t$.

Tableau IV.15 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

Disposition	0.8 V statique (KN)	Vt dynamique (KN)
Suivant x	4078.296	2799.57
Suivant y	2683.784	2779.68

Après avoir modifier le scale factor dans le logiciel et en refaisant les calculs, les résultats sont les suivant :

Tableau IV.16 : Vérification de l'effort tranchant à la base après modification.

Disposition	0.8 V statique (KN)	Vt dynamique (KN)
Suivant x	4078.296	4199.36
Suivant y	2683.784	2779.68

IV.6.5. Centre de masse et centre de torsion des trois dispositions

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux et poutres.

Deux cas de figure peuvent se présenter à nous :

- Le centre gravité des masses et le centre de torsion sont confondus. Les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'un mouvement de translation.
- Le centre gravité des masses est excentré par rapport au centre de torsion, alors la structure subie une translation et une rotation simultanément.

Les positions du centre des masses et centre de torsion pour chaque niveau sont données par les tableaux suivant :

Tableau IV.17 : Centre de masse et centre de torsion.

	Centre de gravity		Centre de torsion	
	X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)
SS1	13.95	9.60	13,80	9,32
SS2	13.95	9.60	13,55	2,69
RDC	13.95	9.60	13,85	8.95
1	13.95	9.60	13,42	8.95
2	13.95	9.60	13,89	8.95
3	13.95	9.60	13,89	8.95
4	13.95	9.60	13,89	8.95
5	13.95	9.60	13,89	8.95
6	13.95	9.60	13,89	8.95
7	13.95	9.60	13,89	8.95
8	13.95	9.60	13,86	8.95
9	13.95	9.60	13,83	8.95

IV.6.6. Calcul de l'excentricité

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, donnée par les formules suivantes :

a. Excentricité théorique

- $e_{xth} = |X_{CCM} - X_{CR}|$
- $e_{yth} = |Y_{CCM} - Y_{CR}|$

b. Excentricité accidentelle

- Sens x : $e_{acc} = 0,05 L_x$
 $L_x = 27,9 \text{ m} \rightarrow e_{ax} = 1,39 \text{ m}$
- Sens y : $e_{acc} = 0,05 L_y$
 $L_y = 19,2 \text{ m} \rightarrow e_{ay} = 0,96 \text{ m}$

c. Excentricité retenue

- $e_{rx} = e_{xth} + e_{ax}$
- $e_{ry} = e_{yth} + e_{ay}$

Tableau VI.18 : Excentricité théorique, accidentelle et retenue.

	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Excentricité retenue	
	e _x	e _y	e _{accx}	e _{accy}	e _{rx}	e _{ry}
SS1	0,02	0,08	1,39	0,96	1.41	1.04
SS2	0,23	5,75	1,39	0,96	1.62	6.71
RDC	0,03	0,86	1,39	0,96	1.42	1.82
1	0,39	0,28	1,39	0,96	1.78	1.24
2	0,08	0,28	1,39	0,96	1.47	1.24
3	0,08	0,28	1,39	0,96	1.47	1.24
4	0,08	0,28	1,39	0,96	1.47	1.24
5	0,08	0,28	1,39	0,96	1.47	1.24
6	0,08	0,28	1,39	0,96	1.47	1.24
7	0,08	0,28	1,39	0,96	1.47	1.24
8	0,05	0,27	1,39	0,96	1.44	1.23
9	0,03	0,27	1,39	0,96	1.42	1.23

VI.6.7. Vérification de renversement

Il faut vérifier que : moment stabilisant / moment de renversement ≥ 1.5 .

a. **Le moment de renversement** : le moment de renversement donné par la formule suivante :

$$M_R = F \times h$$

- **F** : la force distribuée à chaque niveau.
- **h** : la hauteur des étages en applique la force.

Tableau IV.19 : Moment de renversement suivant les deux directions X et Y.

Niveau	F _{xi} (KN)	F _{yi} (KN)	M _{Rx} (KN.m)	M _{Ry} (KN.m)	
9	39,78	745.207	463.275	18429.08	29644.33
8	36,54	712.815	443.138	16192.26	26046.26
7	33,3	649.609	403.845	13448.04	21631.98
6	30,06	586.404	364.552	10958.43	17086.22
5	26,82	523.199	325.259	8723.45	14032.20
4	23,58	459.994	285.966	6743.08	10846.66
3	20,34	396.789	246.673	5017.33	8070.69
2	17,10	333.583	205.995	3522.42	5704.27
1	13,86	270.378	168.087	2279.26	3747.43
RDC	10,62	207.173	128.794	1367.80	2200.18
SS2	07,38	146.661	91.176	672.88	1082.36
SS1	3,24	66.058	41.067	133.06	214.03
La somme			87487.09	116906.61	

Le moment stabilisant : le moment stabilisant est estimé par :

$$M_S = (L/2) \times W$$

- **L** : la longueur d'élément jusqu'à l'origine de repère.
- **W** : poids de la structure.

Tableau IV.20 : Moment de stabilité suivant les deux directions X et Y.

Niveau	Wi (KN)	X _G	M _{sy} (KN.m)	Y _G	M _{sx} (KN.m)
9	7958,17	13.95	111016.46	9.60	76398.43
8	8287,23	13.95	115606.86	9.60	79557.41
7	8287,23	13.95	115606.86	9.60	79557.41
6	8287,23	13.95	115606.86	9.60	79557.41
5	8287,23	13.95	115606.86	9.60	79557.41
4	8287,23	13.95	115606.86	9.60	79557.41
3	8287,23	13.95	115606.86	9.60	79557.41
2	8287,23	13.95	115606.86	9.60	79557.41
1	8287,23	13.95	115606.86	9.60	79557.41
RDC	8287,23	13.95	115606.86	9.60	79557.41
SS2	8442,3	13.95	117770.09	9.60	81056.08
SS1	8661,31	13.95	120825.27	9.60	83148.58
La somme			1390073.56		956619.78

On a :

- $M_{Rx} < M_{Sx}$ condition vérifié.
- $M_{Ry} < M_{Sy}$ condition vérifié.

D'après les résultats obtenus on constate que la stabilité de notre structure est vérifiée dans les deux sens.

Tableau IV.21 : Vérification de la stabilité au renversement.

	M _S	M _R	M _S /M _R ≥ 1.5
Suivant X	956619.78	87487.09	✓
Suivant Y	1390073.56	116906.61	✓

IV.6.8. Vérification des déplacements latéraux inter étages

Selon l'Article 4.4.1 de RPA99/2003, Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_{Kx} = R \delta_{eKx}$$

$$\delta_{Ky} = R \delta_{eKy}$$

- (δ_{eK}) : Déplacement du aux forces sismiques (F_i).
- R : coefficient de comportement : ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta K_x = \delta_{Kx} - \delta_{(K-1)x}$$

$$\Delta K_y = \delta_{Ky} - \delta_{(K-1)y}$$

- $(\delta_K)_x$: Déplacement horizontal au niveau 'K' dans le sens (x-x).
- $(\delta_K)_y$: Déplacement horizontal au niveau 'K' dans le sens (y-y).

Les déplacements latéraux inter étages ne doivent pas dépasser le déplacement admissible qui est donnée :

$$\Delta_{Kmax} \leq \Delta_{adm}$$

$$\Delta_{adm} = 0.01 h_e$$

- h_e représente la hauteur de l'étage.

Les résultats des déplacements latéraux inter étages des trois dispositions sont donnés dans les tableaux suivant :

Tableau IV.22 : : Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

NIV	δ_{eKx}	δ_{Kx}	ΔK_x	Δ_{adm}	$\Delta_{Kmax} \leq \Delta_{adm}$
SS1	0,001	0.005	0,005	3.24	✓
SS2	0,004	0.020	0,015	4.14	✓
RDC	0,009	0.045	0,025	3.24	✓
1	0,018	0.090	0,050	3.24	✓
2	0,028	0.140	0,050	3.24	✓
3	0,045	0.225	0,085	3.24	✓
4	0,061	0.305	0,080	3.24	✓
5	0,067	0.335	0,030	3.24	✓
6	0,081	0.405	0,070	3.24	✓
7	0,095	0.475	0,070	3.24	✓
8	0,109	0.545	0,070	3.24	✓
9	0,128	0.640	0,095	3.24	✓

Tableau IV.23 : : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

NIV	δ_{eK_y}	δ_{K_y}	Δ_{K_y}	Δ_{adm}	$\Delta_{Kmax} \leq \Delta_{adm}$
SS1	0,001	0.005	0,005	3.24	✓
SS2	0,016	0.080	0,075	4.14	✓
RDC	0,023	0.115	0,035	3.24	✓
1	0,008	0.040	0,075	3.24	✓
2	0,009	0.045	0,085	3.24	✓
3	0,008	0.040	0,005	3.24	✓
4	0,017	0.085	0,045	3.24	✓
5	0,071	0.355	0,055	3.24	✓
6	0,092	0.460	0,021	3.24	✓
7	0,100	0.500	0,040	3.24	✓
8	0,118	0.590	0,090	3.24	✓
9	0,154	0.770	0,180	3.24	✓

IV.6.9. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

Tel que :

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Selon l'article 5.9 de RPA99/2003 :

- Si $0.10 < \theta_k \leq 0.20$, 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 $1 / (1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.24 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant X.

Niveau	Poids (KN)	Δ_{Kx} (cm)	V_{Kx} (KN)	h_K (m)	θ
SS1	8661,31	0,005	5070.870	3,24	2.6×10^{-5}
SS2	8442,3	0,015	5004.812	4.14	6.1×10^{-5}
RDC	8287,23	0,025	4650.978	3,24	1.3×10^{-4}
1	8287,23	0,050	4858.151	3,24	2.6×10^{-4}
2	8287,23	0,050	4380.600	3,24	2.9×10^{-4}
3	8287,23	0,085	4047.017	3,24	5.37×10^{-4}
4	8287,23	0,080	3677.228	3,24	5.6×10^{-4}
5	8287,23	0,030	3217.234	3,24	2.4×10^{-3}
6	8287,23	0,070	2107.631	3,24	8.5×10^{-4}
7	8287,23	0,070	2694.035	3,24	6.6×10^{-4}
8	8287,23	0,070	1458.022	3,24	1.2×10^{-3}
9	7958,17	0,095	745.207	3,24	3.1×10^{-3}

Tableau IV.25 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant Y.

Niveau	Poids (KN)	Δ_{Ky} (cm)	V_{Ky} (KN)	h_K (m)	θ
SS1	8661,31	0,005	3267.827	3,24	4.1×10^{-5}
SS2	8442,3	0,075	3135.584	4.14	4.9×10^{-4}
RDC	8287,23	0,035	2838.703	3,24	3.2×10^{-4}
1	8287,23	0,075	2632.708	3,24	7.3×10^{-4}
2	8287,23	0,085	3226.76	3,24	6.7×10^{-4}
3	8287,23	0,005	3006.79	3,24	4.3×10^{-5}
4	8287,23	0,045	2386.035	3,24	4.8×10^{-4}
5	8287,23	0,055	2100.069	3,24	6.7×10^{-4}
6	8287,23	0,021	1774.81	3,24	3.02×10^{-4}
7	8287,23	0,040	1410.258	3,24	7.3×10^{-4}
8	8287,23	0,090	1006.413	3,24	2.3×10^{-3}
9	7958,17	0,180	463.275	3,24	9.5×10^{-3}

Finalemment : On peut dire que suivant les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

Chapitre V :

Etude des éléments structuraux.

V.1. Introduction

Le ferrailage est en effet essentiel dans la construction pour renforcer les structures en béton et leur permettre de mieux résister aux contraintes de traction. En intégrant des barres d'acier (armatures) dans le béton, on compense sa faible résistance à la traction et on renforce sa capacité à supporter des charges variées. Ces barres d'acier sont disposées stratégiquement selon les calculs et les spécifications de conception pour garantir la solidité, la flexibilité et la stabilité de l'ouvrage. L'objectif principal du ferrailage est de fournir la résistance nécessaire pour supporter les charges et les contraintes qui peuvent agir sur la structure. En ajustant la quantité et la disposition des armatures en fonction des caractéristiques de l'ouvrage, on assure sa durabilité et sa sécurité tout au long de sa vie utile.

Poteaux : Sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure à la fondation, ils sont sollicités en flexion composée.

Poutres : Sont des éléments horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

A. Flexion simple :

Une section est sollicitée en flexion simple lorsqu'elle soumise à :

- Un moment fléchissant (M).
- Un effort tranchant (T).

Le calcul en flexion simple se décompose en deux étapes :

Calcul à l'état limite ultime de résistance (ELUR).

Il s'agit de déterminer les armatures de section conformément aux règles (BAEL91).

Après avoir fait un choix d'armatures à l'ELUR nous devons procéder aux vérifications suivantes :

- Condition de non fragilité.
- Vérification vis-à-vis de l'effort normale.
- Vérification à l'état limite de service.
- Vérification de la flexion.

B. Flexion composée :

Une section est sollicitée en flexion composée lorsqu'elle est soumise à :

- Un moment fléchissant (M).
- Un effort normal (N).

- Un effort tranchant (T).

Dans le calcul de flexion composée deux états limite sont à considérer en plus de deux Déjà cités.

- Etat limite ultime de stabilité de forme.
- Etat limite de service.

c. Combinaison des charges :

Les éléments principaux doivent résister à différentes contraintes, notamment les charges permanentes, les charges d'exploitation et les actions sismiques. Leur armature doit être conçue pour supporter les combinaisons les plus défavorables de ces différentes charges. Les réglementations en vigueur, telles que le BAEL 91 et le RPA 99, établissent les combinaisons spécifiques avec lesquelles nous devons travailler.

Tableau V.1 : Combinaison des charges.

Combinaisons fondamentales (BAEL91)		Combinaisons accidentelles (RPA99)	
ELU	1,35G+1,5Q	1	G+Q+E
ELS	G+Q	2	0.8G±E

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale favorisé correspondra à la maximale des trois valeurs (le cas le plus défavorable).

- Les poutres sont ferraiées en flexion simple.
- Les poteaux sont ferraiés en flexion composée.
- Les voiles sont ferraiées en flexion composée.

Les sollicitations qui provoquent ces éléments dans notre structure donnée par logiciel Auto desk robot 2018.

d. Caractéristique des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure sont citées dans le tableau suivant

Tableau V.2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	F_{c28}	f_{bu}	γ_s	Fe	σ_s
Durable	1.5	25	14.16	1.15	400	248
Accidentelle	1.15	25	21.73	1	400	400

V.2. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux calculés en flexion composée. Dans deux situations (durables et accidentelles), Ils sont soumis à des efforts normaux de compression et à des moments fléchissant. Les armatures sont déterminées avec les couples de sollicitations suivantes :

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal N_{\max} et le moment correspondant « M_{cor} ».
- Effort normal minimal N_{\min} et le moment correspondant « M_{cor} ».
- Moment fléchissant maximal M_{\max} et l'effort normal correspondant « N_{cor} ».

On a 3 types des poteaux à étudier :

- Type 1..... $50 \times 50 \text{cm}^2$.
- Type 2..... $40 \times 40 \text{cm}^2$.
- Type 3..... $30 \times 30 \text{cm}^2$.

V.2.1. Méthode de calcul :

Les poteaux soumis à la flexion composées seront justifiés vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme conformément à l'article A-4-4 de BAEL91, pour éviter le flambement d'un poteau il faut que l'enlacement soit inférieur à 50.

Pour les poteaux peu élancés on adopte une excentricité totale de calcul :

$$e_{\text{tot}} = e_1 + e_a + e_2$$

e_1 : Excentricité dite du premier ordre ou la résultante des contraintes normales, avant

L'application des excentricités additionnelles e_a et e_2 .

$e_1 = \frac{M}{N}$ En flexion composée.

$e_1 = 0$ En flexion centrée.

e_2 : Excentricité due aux efforts du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3 \cdot L_f^2}{10000 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \cdot \varphi)$$

Avec :

L_f : La longueur de flambement.

h : La longueur de la pièce.

α : Le rapport du moment du premier ordre dus à la charge de longueur durée.

L'application au moment totale du premier ordre étant prise avant l'application des coefficients de pondération :

$$\alpha = \frac{M_{per}}{M_{per} + M_{exp}} \text{ Où } \alpha = 10. \left[1 - \frac{M_u}{15M_{Ser}} \right]$$

ϕ : Le rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considérée $\phi = 2$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales après l'exécution.

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

On prend les calculs des poteaux les plus sollicités et on adopte le même ferrailage pour les armatures des poteaux.

$$\psi = \frac{N_u}{h \cdot b \cdot f_{bc}}$$

D'après l'abaque en tire la valeur e_{NC} .

Si : $e > e_{NC}$ La section est partiellement comprimée.

Si : $e < e_{NC}$ la section est entièrement comprimée.

V.2.2. Recommandation du RPA 99/Version 2003

a) Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Leur pourcentage minimal sera de :

- 0,7 % en zone I.
- 0,8 % en zone II.
- 0,9 % en zone III.

Leur pourcentage maximal sera de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

Selon le règlement RPA :

Le diamètre minimum est de 12mm.

La longueur minimale des recouvrements est de :

- 40ϕ en zone I et II.
- 50ϕ en zone III.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 25 cm en zone I et II.
- 20 cm en zone III.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

Conditions de RPA99 :

$A_{\min} = 0.8\%b \times h$ (zone II)

- Poteau (50×50) cm²..... $A_{\min} = 0.8\%50 \times 50 = 20\text{cm}^2$.
- Poteau (40×40) cm²..... $A_{\min} = 0.8\%40 \times 40 = 12.8\text{cm}^2$.
- Poteau (30×30) cm²..... $A_{\min} = 0.8\%30 \times 30 = 7.2\text{cm}^2$.

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule (RPA99 v 2003)

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversale.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 . \\ 3.75 \rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 5 . \end{cases}$$

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau. = $\left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$.

t : l'espacement des armatures transversales :

- Dans la zone nodale : $\begin{cases} t \leq \min(10\phi_1 ; 115\text{cm} \rightarrow \text{en zone I et II.} \\ t \leq 10\text{cm.} \rightarrow \text{en zone III.} \end{cases}$
- Dans la zone courante : $\begin{cases} t' \leq 15\phi_1 \rightarrow \text{en zone I et II.} \\ t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_1\right) \rightarrow \text{en zone III.} \end{cases}$

La quantité d'armatures transversales minimale donnée comme suit :

$$0.3 \% \rightarrow \lambda_g \geq 5$$

$$0.8 \% \rightarrow \lambda_g \leq 3$$

$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ interpolé entre les valeurs limites précédentes.

Tableau. V.3: Des sollicitations pour les différents poteaux.

sollicitations	combinations	50x50	40x40	30x30
ELU	N_{\max} (KN)	2067.07	2266,36	484,37
	$M_{y\text{corr}}$ (KN.m)	0.32	0,17	-0,23
	$M_{z\text{corr}}$ (KN.m)	41.63	22.13	3,82
	T_{\max}	224	532,25	581,53
ELS	N_{\max}	1496,27	1638,09	353,77
	$M_{y\text{corr}}$	0,23	0,12	-0,17
	$M_{z\text{corr}}$	22,07	15,95	2,79
	T_{\max}	153	387,21	422,13
Acc	N_{corr}	1144.52	310,91	207,69
	$M_{y\text{max}}$	60.78	68,20	38,27
	$M_{z\text{corr}}$	0.29	9,74	8,08
Acc	N_{corr}	1651.68	536,11	173,35
	$M_{y\text{corr}}$	0.67	-0,52	51,36
	$M_{z\text{max}}$	41.12	78,48	51,36
Acc	N_{\min}	255.75	-338,55	-70,30
	$M_{y\text{corr}}$	0.4	0,53	-7,64
	$M_{z\text{corr}}$	17.30	-19,02	-9,93

V.2.3. Exemple de calcul de ferrailage

On prend le poteau de Sous-sol (le poteau le plus sollicité) Type 50×50cm².

$$N_{\max} = 2067.07\text{KN}; M_{\text{corr}} = 41.63 \text{ KN.m}$$

a. Ferrillages longitudinaux

L'excentricité totale :

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

$$L_f = 0,7L = 0,7 \times 414 = 289.8 \text{ cm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{50 \times 50^3 / 12}{50 \times 50}} = 14,433\text{cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{289.8}{14,433} = 20,07\text{cm}$$

$$e_a = \max[2\text{cm}; L_f / 250] = 2\text{cm}$$

$$\alpha = 10 \cdot \left[1 - \frac{M_u}{15M_{Ser}} \right] = 10 \cdot \left[1 - \frac{41.63}{15 \times 22,07} \right] = 8.74$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \cdot \varphi) = \frac{3 \times 289.8^2}{10^4 \times 40} \times (2 + 8.74 \times 2) = 12,270\text{cm}$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{41.63}{2067.07} = 2,01\text{cm}$$

$$e_{tot} = e_1 + e_2 + e_3 = 2,01 + 12,270 + 2$$

$$e_{tot} = 16.28cm$$

$$M_{UG} = e_{tot} \times N_U = 0,162 \times 2067.07 = 334.86KN$$

- **Coefficient de remplissage :**

$$\psi = \frac{N_u}{h \cdot b \cdot f_{bc}} = \frac{2067.07 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.5 \times 14.16} = 0.58$$

$$\psi < 0,81 \text{ et } \psi < 0,66 \text{ donc ;}$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12(0.58)}}{4(3 + \sqrt{9 - 12(0.58)})} = 0.137$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0.137 \times 0.5 = 0.068$$

$$e_{tot} = 0,162 \geq e_{NC} = 0.068$$

$$M_{AS} = M_{UG} + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 334.86 + 2067.07 \left(0,45 - \frac{0,50}{2} \right) = 748.27KN.m$$

$$\mu = \frac{M_{AS}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0.5$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0.5)}) = 1.25$$

$$A_s = \frac{\beta \cdot d \cdot b \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{1,25 \times 0.8 \times 0.45 \times 0.5 \times 14,16}{348} = 9,15cm^2$$

- **Section minimale :**

$$A_{min} = 0.23 \text{ bd} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot 0.5 \cdot 0.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 3.01cm^2$$

- **Armatures longitudinales proposée par le RPA 99 version 2003 :**

$$A_{s_{min}}(RPA) = 0.008 \times 50 \times 50$$

$$A_{s_{min}}(RPA) = 20cm^2$$

$$A_{max}(\text{zone courante}) = 4\% \times 50 \times 50 = 100cm^2.$$

$$A_{max}(\text{zone de recouvrement}) = 6\% \times 50 \times 50 = 150cm^2.$$

- **Choix de ferrailage :**

$$A_s = \max(A_{min}(RPA); A_{s \text{ cal}}; A_{s \text{ min}})$$

$$A_s = \max(20; 9.15; 3.01)$$

$$A_s = 20cm^2$$

$$\text{Donc, on prendre : } A_s = 20.11cm^2 = 10HA16$$

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

Le diamètre minimum $\phi_{1 \text{ min}} \geq 12mm$

$$\varphi_{l \min} = 16\text{mm} \geq 12\text{mm}$$

- **Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40\varphi_1$$

$$L_r = 40 \times 16 = 640\text{mm}$$

L'espacement des Armatures transversales selon RPA99 :

Dans la zone nodale : $t' \leq \min(10\varphi_1 ; 15\text{cm})$

$$t' \leq \min(16 ; 15) = 15\text{cm.}$$

On prend ; $t' = 10\text{cm.}$

Dans la zone courante :

$$t' \leq 15\varphi_1$$

$$t' \leq 15\varphi_1 = 15 \times 1.6 = 24\text{cm.}$$

$$t' = 15\text{cm.}$$

b. Armatures transversales :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{289.8 \times 10^{-2}}{0.5} = 5.8 > 5 \rightarrow \rho_a = 2.5$$

λ_g : L'élancement géométrique.

ρ_a : Coefficient correcteur.

La section d'armature minimale transversale donnée par :

$$\frac{A_{t \min}}{t \times b} \geq 0.3\%$$

La zone nodale : $A_{t \min} \geq 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5\text{cm}^2$

Dans la zone courante : $A_{t \min} \geq 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25\text{cm}^2$

Donc on adopte: $A_t = 3.02\text{cm}^2 \Rightarrow 6\text{HA}8$

c. Vérifications :

- **Vérifications de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{b \times d} = \frac{224 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.45} = 0.99\text{MPa}$$

Selon les règles de (BAEL 91) :

$$\overline{\tau_u} \leq \min \left\{ \frac{0.20f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} = 3.33\text{MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.99\text{MPa} \leq \overline{\tau} = 3.33\text{MPa}$ condition vérifiée.

D'après le (RPA) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{289.8 \times 10^{-2}}{0.5} = 5.8 > 5 \rightarrow \rho_d = 2.5$$

Où ρ_d est égal à 0,075 si l'élançement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire.

Alors, on a : $\lambda_g = 5.8 \geq 5 \rightarrow \rho_d = 0,075$

$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1.87\text{MPa}$.

$1.87\text{MPa} \geq 0.99$ Condition Vérifiée.

• **Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{b \times h + 15A_s} = \frac{1496,27 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.5 + 15(20.11 \times 10^{-4})} = 5.34\text{MPa} .$$

$\sigma_{bc} = 5.34\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.2\text{MPa}$ cv.

• **Vérification de flambement :**

$$\lambda \leq \max \left\{ 50, \min \left[\frac{67 \times e}{h} \times 100 \right] \right\} \Rightarrow \max \left\{ 50, \min \left[\frac{67 \times 0.014}{0.5} \times 100 \right] \right\}$$

$$\max \left\{ 50, \min \left[\frac{67 \times 0.014}{50}, 100 \right] \right\}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{22,07}{1496,27} = 0.014$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$i = \frac{\sqrt{I}}{B}$$

Tableau V.4 : Vérification du flambement.

Niveau	Section (cm ²)	λ	$\lambda \leq 50$
Sous- sol 1	50×50	20.07	Condition vérifiée.
Sous-sol2			
RDC	40×40	19.65	Condition vérifiée.
Erage1			
Etage2			
Etage3			
Etage4			
Etage5			
Etage6			
Etage7	30×30	26.189	Condition Vérifiée.
Etage8- Etage9			

- Vérification de la stabilité de forme :

$$\frac{L_f}{h} \leq \max\left\{15; 20 \frac{e}{h}\right\} = 15.$$

Tableau V.5 : Vérification de la stabilité de forme.

Niveau	L_f (m)	$\frac{L_f}{h}$	$\frac{L_f}{h} \leq 15$
Sous- sol 1	2.89	0.69	Condition vérifiée.
Sous-sol2			
RDC	2.27	0.7	Condition vérifiée.
Erage1			
Etage2			
Etage3			
Etage4			
Etage5			
Etage6			
Etage7	2.27	0.7	Condition vérifiée.
Etage8			
Etage9			

V.4.4. Résultats de ferrailage des autres poteaux

Le tableau suivant résumé l'ensemble des résultats des ferrailages longitudinal des poteaux :

Tableau V.6 : Résultats de ferrailage longitudinal des poteaux.

Section	As calculée (cm ²)	A _{Smin} (RPA)(cm ²)	As (adopté) (cm ²)	Choix de la barre
30×30	2.8	7.2	8.04	4HA16
40×40	5.4	12.8	12.32	4HA14
50×50	9.15	20	20.11	10HA16

Tableau V.7 : Résultats de ferrailage transversal des poteaux.

Type	A _{min} ^T cal		A _{min} ^T adoptè		Choix de la barre	Espacement	
	z.nodale	z.courante	z.nodale	z.courante		z.nodale	z.courante
50×50	1.5cm ²	2.25cm ²	3.02cm ²	3.02cm ²	6HA8	10cm	15cm
40×40	1.2cm ²	1.8cm ²	2.01cm ²	2.01cm ²	4HA8	10cm	15cm
30×30	0.9cm ²	1.35cm ²	2.01cm ²	2.01cm ²	4HA8	10cm	15cm

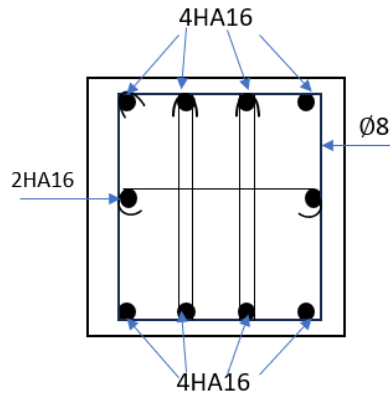


Figure V.1 : Schéma de ferrailage du Poteau (50×50) cm².

V.3. Les poutres

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux, sont sollicitées par un moment, un effort tranchant et un effort normal.

Les poutres seront ferrillées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91/ 99, on se rapportera aussi au RPA 99 /2003 pour la vérification.

Tableau V.8 : Les types des poutres.

Type	Section en cm ²
Poutre principale	(30×40) cm ²
Poutre secondaire	(30×40) cm ²

V.3.1. Recommandation du RPA99

a) Les armatures longitudinales

Pour le ferrailage des poutres, on doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier donné Par le RPA99 version 2003 :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0.5% en toute la section Transversale de la poutre.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

b) La longueur minimale de recouvrement :

- 40φ en zone I et II.
- 50φ en zone III.

Tableau V.9 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandées par RPA.

	Section (cm ²)	A _{min}	A _{max} (cm ²)	
			Recouvrement	Courante
Poutre principale	30×40	6 cm ²	72	48
Poutre secondaire	30×40	6 cm ²	72	48

c) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est : $A_t = 0.003 \times s \times b$.
- Le diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui, l'encastrement.

V.3.2. Les recommandations du BAEL

La section minimale des armatures longitudinales est $A_{s_{min}} = 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

V.3.3. Les moments :

Soit : « M » moment maximal de chaque niveau obtenu par le « Robot 2019 ».

Tableau V.10 : Récapitulatif des sollicitations pour les poutres.

Section	Niveau	ELU		ELS	
		M _(travée)	M _(appui)	M _(travée)	M _(appui)
Poutre principale	Terrasse	78.51	-44.71	54.92	-12.18
	Etage courant	55.05	-21.32	36.35	-7.84
Poutre secondaire	Terrasse	4.46	-8.91	3.18	-6.48
	Etage courant	3.09	-11.79	2.23	-9.37

V.3.4. Exemple de calcul :

- **Poutres principales terrasse (30x40) cm² :**

➤ **Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple) :**

a) **En travée :**

$$M_u = 78.51 \text{ KN.m}, M_{ser} = 54.92 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{78.51}{54.92} = 1.42$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.306$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{78.51 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.36)^2 \times 14.16} = 0.14$$

$$\mu \leq \mu_{lu}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,14)})$$

$$\alpha = 0,18$$

$$\beta = 0,8\alpha$$

$$\beta = 0,8 (0,18)$$

$$\beta = 0,14$$

$$A_s = \frac{\beta \cdot d \cdot b \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,14 \times 0,36 \times 0,3 \times 14,16}{348} = 6,15 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s_{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s_{min}} = 0,23 \times 30 \times 36 \frac{2,1}{400}$$

$$A_{s_{min}} = 1,3 \text{ cm}^2$$

- **Condition de pourcentage minimale des armateurs (imposée par RPA99/2003) :**

$$A_{RPA} = 0,5\% bh$$

$$A_{RPA} = 0,005 \times 30 \times 40$$

$$A_{RPA} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{RPA}; A_{s_{min}} ; A_{scal})$$

$$A_s = \max (6 , 1,3, 6,15)$$

$$A_s = 6,15 \text{ cm}^2$$

On adopte 6T12 $A_s = 6,786 \text{ cm}^2$.

- **Vérification des armateurs Selon le RPA99/2003 :**

En zone courante :

$$A_s \text{ max} = 0,04 \times b \times h = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \geq 6,786 \text{ cm}^2.$$

En zone de recouvrement :

$$A_s \text{ max} = 0,06 \times b \times h = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \geq 6,786 \text{ cm}^2 .$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40\varphi = 40(1,2) = 48 \text{ cm}.$$

- **Les armatures transversales :**

Diamètre minimale des armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left(\varphi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right)$$

L'espace maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

La zone nodale: $S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\varphi_l \right)$

La zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_{\min}^t = 0.003 \times S_t \times b$$

h : Hauteur de la section.

b : Largeur de la section.

- **Diamètre minimale des armatures transversales :**

$$\varphi_t \leq \min \left(12; \frac{400}{35}; \frac{300}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min (12 ; 11.42 ; 30)$$

$$\varphi_t \leq 11.42 \text{ mm on adopte } \varphi_t = 8\text{mm}$$

On prend $4 \varphi 8 = 2.012\text{cm}^2$.

- **Espacements des armatures transversales :**

Selon le **RPA 99 [article 7.5.2.2]** :

L'espace est :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi_t \right)$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi_t \right)$$

$$S_t \leq \min(10 ; 9.6) .$$

Donc on prend $S_t = 8\text{cm}$.

$$\text{En dehors de la zone nodale : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm}.$$

Donc on prend $S_t = 15\text{cm}$.

- **La section minimale des aciers transversaux est :**

$$\text{En zone nodale : } A_t \geq 0.003 \times S_t \times b \Rightarrow A_t \geq 0.003 \times 8 \times 30 \Rightarrow A_t \geq 0.72\text{cm}^2.$$

$$\text{En dehors de la zone nodale : } A_t \geq 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t \geq 1.35\text{cm}^2.$$

On prend : $A_t = 4T8$.

Avec $A_t = 2.01\text{cm}^2$ dans les deux zones.

b) En Appui :

$$\mathbf{Mu} = 44.71\text{KN.m}, M_{\text{ser}} = 12.18\text{KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{\text{ser}}} = 3.67$$

$$\mu_{lu} = 0.341(3.67) - 0.1776 = 1.07$$

$$\mu \leq \mu_{lu}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{44.71 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.36)^2 \times 14.16} = 0.08$$

$$\mu \leq \mu_l$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0.08)})$$

$$\alpha = 0.1$$

$$\beta = 0,8\alpha$$

$$\beta = 0.8 (0.1)$$

$$\beta = 0.08$$

$$A_s = \frac{\beta \cdot d \cdot b \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.08 \times 0.36 \times 0.3 \times 14.16}{348} = 3.51 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{RPA}; A_{S_{\min}}; A_{S_{\text{scal}}})$$

$$A_s = \max (6, 1.3, 3.51)$$

$$A_s = 6 \text{ cm}^2$$

On adopte 6T12 → $A_s = 6,786 \text{ cm}^2$.

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\bar{\tau}_u \geq \tau = \frac{T}{b \cdot d}$$

$$\tau = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{6,41 \times 10^{-2}}{0.3 \times 0.36} = 0.6 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma}; 5 \text{ MPA} \right) = 3,33 \text{ MPA}$$

Donc : $\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \geq \tau = 0.6 \text{ MPA}$ condition vérifiée.

➤ **Vérification de à l'ELS :**

a) Travée :

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

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

$$M_u = 55.05 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\text{ser}} = 36.35 \text{ KN.m.}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{55.05}{36.35} = 1,51$$

$$\alpha = 0,18 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,43 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,465 \text{..... condition vérifiée.}$$

b) Appui :

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

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

$M_u = 21.32 \text{KN.m}$

$M_{ser} = 7.84 \text{KN.m}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{21.32}{7.84} = 2,71$$

$$\alpha = 0,105 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{2,71 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 1,105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

V.3.5. Résultats du ferrailage des poutres principales :

Tableau V.11 : Ferrailages longitudinaux de poutre principale.

Niveau	Section	Mu (KN.m)	B (cm)	d (cm)	μ	α	β	A_{scal}	A_{smi}	A_{SRP}	A_s adopté
Terrasse	Appuis	78.5	30	36	0,14	0,18	0.14	6,15	1,3	6	6T12
	Travée	44.7	30	36	0.08	0.1	0.08	3.51	1.3	6	6T12
Etagé Courant	Appuis	55.56	30	36	0.1	0.13	0.10	4.57	1.3	6	6T12
	Travée	21.32	30	36	0.04	0.05	0.04	1.76	1.3	6	6T12

$A_s : 6T12 = 6.78 \text{cm}^2$.

• **Poutres secondaires terrasse (30G40) cm²**

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{3,66 \times 10^{-2}}{0.3 \times 0.36} = 0.33 \text{MPa}$$

$\tau = 0.33 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

➤ **Vérification de à l'E.L.S :**

a) Travée:

$M_u = 4.46 \text{KN.m}$

$M_{ser} = 3.18 \text{KN.m}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{4.46}{3.18} = 1,4$$

$$\alpha = 0,01 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,4 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Apuis :

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

$$M_u = 8.91 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ser} = 6.48 \text{ KN.m.}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{8.91}{6.48} = 1,37$$

$$\alpha = 0,025 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

V.3.6. Résultats du ferrailage des poutres secondaire :

Tableau V.12 : Ferrailages longitudinaux de poutre secondaire.

Niveau	Section	M _u KN.m	B	d	μ	α	β	A _{scal}	A _{smin}	A _{SRPA}	A _s adopté
Terrasse	Appuis	4.46	30	36	0,008	0,01	0.008	0,35	1,3	6	6T12
	Travée	8.91	30	36	0.02	0.025	0.02	0.87	1.3	6	6T12
Etage Courant	Appuis	3.09	30	36	0.006	0.007	0.006	0.26	1.3	6	6T12
	Travée	11.79	30	36	0.021	0.026	0.02	1	1.3	6	6T12

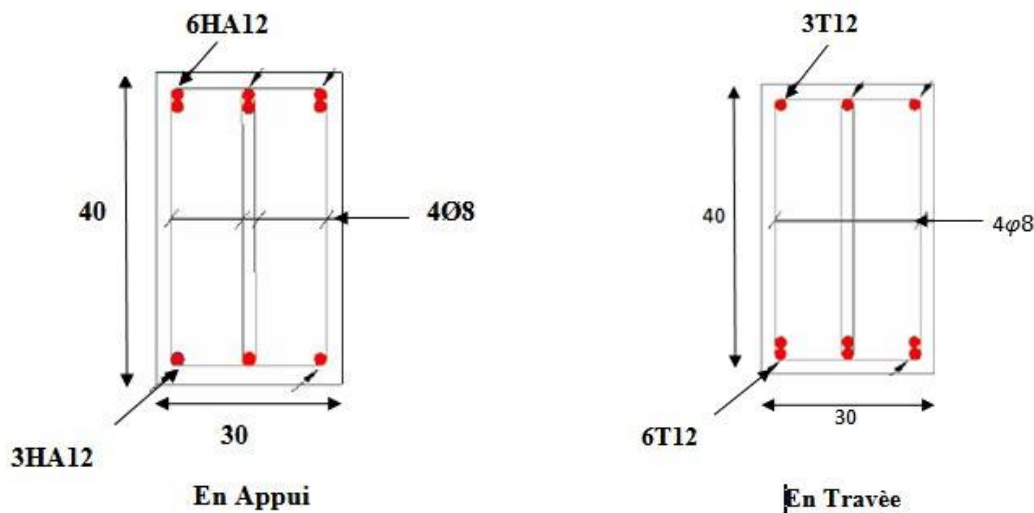


Figure V.2 : schéma ferrailage de la poutre principale.

V.4. Etude des voiles

V.4.1 Introduction

Les voiles sont des éléments structuraux verticaux en béton armé. Ils servent à transmettre les charges verticales et horizontales aux fondations et à assurer la stabilité globale de la structure.

Les voiles sont principalement pour objet :

- Transmission des charges verticales (poids des étages, toits, etc.) et horizontales (vent, séisme) aux fondations.
- Assurent la stabilité globale du bâtiment en contreventant la structure contre les forces horizontales.

Dans notre projet, on étudie deux types de voiles :

- Voile périphérique.
- Voile de contreventement.

V.4.2. Calcul des voiles

Les voiles sont soumis à un effort normal résultant de la combinaison des charges permanentes, des charges d'exploitation et des charges sismiques. En outre, ils subissent un moment fléchissant et un effort tranchant provoqués par les actions sismiques.

Selon le BAEL91 et les vérifications selon RPA99/version 2003, les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrailages sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

a. Ferrailage vertical

Selon l'article 7.7.4.1 RPA99/2003, le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes dues à la Flexion composée, et ceci en tenant compte des prescriptions exigées. D'écrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile devra être prise en totalité par Les armatures. Leurs pourcentages minimaux valent 0.2% de la section horizontal de béton Tendue.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être accroché par des cadres Horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales de ces derniers doivent être menues de crochets (jonction de Recouvrement).

- A chaque extrémité du voile l'espace des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile, cet espace est au plus égale à 15 cm (le ferrailage Vertical doit être symétrique en raison de changement en termes de moment).
- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est donné globalement dans la section du voile égale à 0.15% et en zone courante égale à 0.10%.
- En présence d'une forte concentration d'effort de compression aux extrémités, les barres verticales devront respecter les exigences imposées aux poteaux.

b. Ferrailage horizontal

Selon l'article 7.7.4.2 RPA99/2003, en tenant compte des prescriptions exigées. D'écrites ci-dessous :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\varnothing$.
- 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.

V.4.3 Ferrailage minimum

Selon l'article 7.7.4.3 RPA99/2003, le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Entièrement dans la section du voile 0.15 %.
- En zone courante 0.10 %.

L'espace des barres horizontales et verticales :

$$S \leq \text{Min} (1.5a ; 30\text{cm})$$

Avec **a** c'est l'épaisseur de voile.

Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

- 40 \varnothing pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20 \varnothing pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons d'actions.

V.4.4. Méthode de calcul

On utilise la formule NAVIER BERNOULLI, la méthode des contraintes.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} v$$

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

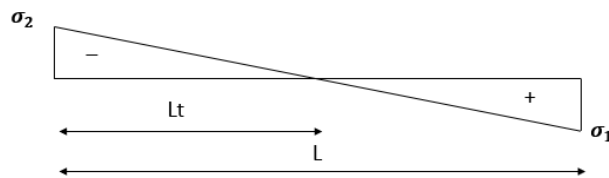
I : moment d'inertie du refond considéré.

v : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

On a :

- **Section partiellement comprimée**

Si σ_1 et σ_2 sont des signes contraires.



La longueur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c ; L_c = \frac{L \cdot \sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

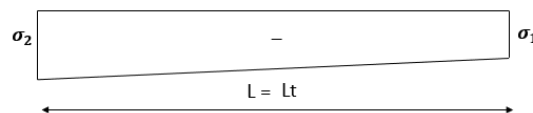
$$T = \frac{\sigma_2 \cdot L_t \cdot b}{2}$$

La section d'acier nécessaire est donnée par :

$$A_s = \frac{T}{f_e / \gamma_s}$$

- **Section entièrement tendue**

Si σ_1 et σ_2 sont des signes négatifs.



La longueur tendue L_t est égale à L .

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = \frac{\sigma_1 \cdot \sigma_2 \cdot L \cdot b}{2}$$

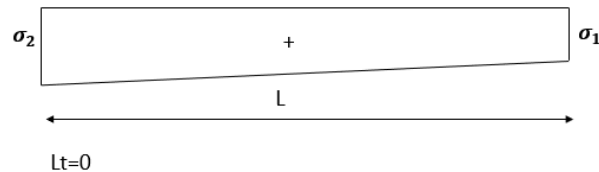
La section d'acier nécessaire est donnée par :

$$A_s = \frac{T}{f_e/\gamma_s}$$

- **Section entièrement comprimée**

Si σ_1 et σ_2 sont des signes positifs.

Dans ce cas, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum).



V.4.5. Combinaisons de calcul

Selon le RPA 99 les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

- $G+Q \pm 1.2 E$
- $G+Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

Les sollicitations M et N sont donnés par le fichier Robot.

Tableau V.13 : Les sollicitations M et N par le fichier Robot.

Le Voile	N (KN)	M (KN.m)	T (KN)
a = 25 cm	2680.95	1573.17	94.58

V.4.6. Calcul du Ferrailage

$L=4.25m$; $a=0.25m$

$S=4.25 \times 0.25=1.0625m^2$

$$I = \frac{0.2 \times 4.25^3}{12} = 1.60m^4$$

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{2680.95 \times 10^{-3}}{1.0265} + \frac{1573.17 \times 10^{-3}}{1.60} \cdot 2.125 = 4.62$$

$$\sigma_2 = \frac{2680.95 \times 10^{-3}}{1.0265} + \frac{1573.17 \times 10^{-3}}{1.60} \cdot 2.125 = 0.44$$

Donc : σ_1 et σ_2 sont des signes positifs, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA.

$A_{\min}=0.15\%$. $b \cdot L = 0.15\% \cdot 0.25 \times 425 = 15.94cm^2$

On adopte 8T16= 16.08cm².

- **Espacement**

$$St \leq \min(1.5e; 20) \text{ cm} = (37.5\text{cm}; 20\text{cm}).$$

On adopte $St = 20 \text{ cm}$.

- **Armature horizontale**

D'après BAEL91, $A_h = A_v/4 = 4.02\text{cm}^2$.

On adopte $4T16 = 8.04\text{cm}^2$.

- **Armature transversale** : soit des cadres T8.

V.4.7. Vérification au flambement

$$L_f = 0,7 \times L = 0,7 \times 324 = 226,8\text{cm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{100 \times \frac{25^3}{12}}{100 \times 25}} = 7,22\text{cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = 226,8/7,22 = 31,41$$

→ $\lambda < 50$ CV

V.4.8. Vérification a l'effort tranchant

Tableau V.14 : Vérification a l'effort tranchant.

Vérification a l'effort tranchant			
L'effort tranchant	T_u	94.58	KN
Contrainte tangente	$\tau_u = \frac{1,4 T_u}{b.d}$	0.13	MPa
Contrainte tangente limite	$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$	3.33	MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	Condition vérifiée	

Chapitre VI :

Etude des fondations.

VI.1. Introduction

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous-dimensionnement des fondations. Celles-ci assument la responsabilité cruciale de transférer les charges de la structure (poteaux, poutres, murs, etc.) vers le sol.

Elles jouent un rôle essentiel dans la stabilité et la sécurité de l'ouvrage en garantissant :

- **Répartition uniforme des charges :** Le poids du bâtiment est réparti équitablement sur le sol, évitant ainsi les points de pression excessifs.
- **Résistance aux mouvements du sol :** Les fondations permettent à la structure de résister aux mouvements du sol, tels que les tassements ou les tremblements de terre.
- **Ancrage au sol :** Elles assurent un ancrage solide du bâtiment au sol, l'empêchant de se soulever ou de se renverser.

VI.2. Etude du voile périphérique

Un voile périphérique est un mur en béton armé exécuté entre la fondation et le niveau du plancher des deux sous-sols. D'après le RPA99 v 2003, leurs caractéristiques minimales sont comme suites :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15cm.
- Les armateurs sont constitués de deux nappes. Le pourcentage minimal est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Le poids des terres est un élément stabilisateur.

VI.2.1. Caractéristique du sol

- Le poids spécifique : $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$
- L'angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$
- Hauteur du sous-sol : $h=7.38\text{m}$ $h_2=3.24\text{m}$
- Coefficient de poussée (surface horizontale)

$$K_0 = \text{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

VI.2.2. Calcul des contraintes

a. Calcul du coefficient des terres

$$K_0 = \text{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right] = \text{tg}^2 \left[\frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right] = 0.333$$

b. Calcul de la pression géostatique (Poussée des terres)

$$P1 = \gamma \times h \times K_0$$

$$P1 = 18 \times 7.38 \times 0.333$$

$$\rightarrow P1 = 44.24 \text{ KN/m}^2$$

c. Calcul de charge due à la surcharge

$$q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$P2 = q \times Ka \quad P2 = 5 \times 0.333$$

$$\rightarrow P2 = 1.7 \text{ KN/m}^2$$

VI.2.3. Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme étant une dalle pleine sur quatre appuis.

On prend le plus grand panneau, dont les caractéristiques sont :

$$Lx = 4.14\text{m} \quad ; \quad Ly = 4.25\text{m}$$

$$h = 30\text{cm} \quad ; \quad b = 1\text{m}$$

$$\alpha = \frac{Lx}{Ly} = \frac{4.14}{4.25} = 0.97 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle portant dans deux sens.}$$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont données, en fonction α et de coefficient de poisson ν .

Tableau VI.1 : coefficients μ_x et μ_y .

	ELU : $\nu = 0$		ELS : $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
$\alpha = 0.97$	0.0392	0.9322	0.0457	0.9694

Pour l'étude on prend une bande de 1m.

a. A L'ELU :**1) Calcul du ferrailage**

$$\sigma_{max} = 1.35P1 + 1.5P2$$

$$\sigma_{max} = 1.35 \times 44.24 + 1.5 \times 1.7 \rightarrow \sigma_{max} = 62.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 1.5P2 = 1.5 \times 1.7 = 2.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 47.34 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1\text{ml} = 47.34 \text{ KN/ml}$$

- Calcul les moments fléchissant**

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q l_x^2 = 0.0392 \times 47.34 \times 4.14^2 = 31.81 \text{ KN.m}$.

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x = 0.9322 \times 31.81 = 29.65 \text{ KN.m}$.

- Moment en travée**

$$M_{tx} = 0.85M_x = 0.85 \times 31.81 = 27.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 0.85 \times 29.65 = 25.21 \text{ KN.m}$$

- Moment en appui**

$$M_{ax} = -0.3M_x = -0.3 \times 31.81 = -9.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.3M_y = -0.3 \times 29.65 = -8.90 \text{ KN.m}$$

On résume les sections d'armatures dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Calcul du ferrailage du voile périphérique.

		M (KN.m)	μ	α	Z (m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	x-x	27.04	0.021	0.026	0.277	2.81	3	8T10
	y-y	25.21	0.020	0.025	0.277	2.62	3	8T10
Appui	x-x	9.54	0.008	0.010	0.279	0.98	3	8T10
	y-y	8.90	0.007	0.009	0.280	0.91	3	8T10

Avec :

$$\mu_x = \frac{M_{ux}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; \mu_y = \mu_x \frac{M_{uy}}{M_{ux}} \text{ avec } d = h - 2cm$$

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_{ux} \cdot \gamma_s}{Z \cdot f_e}$$

$$A_{min} = 1\% \cdot b \cdot h = 0.001 \times 100 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} = 6.28 \text{ cm}^2$$

2) Espacement :

Sens x-x : $St = 15 \text{ cm} \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$, on adopte $St = 15 \text{ cm}$.

Sens y-y : $St = 15 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$, on adopte $St = 15 \text{ cm}$.

3) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Sens x-x : } V_{ux} = \frac{qu \cdot L_x}{2} \cdot \frac{lx^4}{lx^4 + ly^4} = \frac{47.34 \times 4.14}{2} \cdot \frac{4.14^4}{4.14^4 + 4.25^4} = 46.43 \text{ KN}$$

$$\text{Sens y-y : } V_{uy} = \frac{qu \cdot L_y}{2} \cdot \frac{ly^4}{lx^4 + ly^4} = \frac{47.34 \times 4.25}{2} \cdot \frac{4.25^4}{4.14^4 + 4.25^4} = 52.93 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{52.93 \times 10^{-3}}{1 \times 0.6} = 0.088 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b. A P'ELS

$$\sigma_{max} = P1 + P2$$

$$\sigma_{max} = 44.24 + 1.70$$

$$\rightarrow \sigma_{max} = 45.94 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = P2 = 1.70 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 34.88 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 34.88 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des moments fléchissant**

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q l x^2 = 0.0392 \times 34.88 \times 4.14^2 = 23.44 \text{ KN.m}$.

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x = 0.9322 \times 34.88 = 32.52 \text{ KN.m}$.

- **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 0.85 \times 23.44 = 19.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 0.85 \times 32.53 = 27.65 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appui**

$$M_{ax} = -0.3 M_x = -0.3 \times 23.44 = -7.032 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.3 M_y = -0.3 \times 32.53 = -9.76 \text{ KN.m}$$

Pour déterminer si le calcul à l'ELS est requis, on doit vérifier la condition suivante en appui et en travée sur les deux sens :

$$\alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ et } y = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes du voile périphérique à L'ELS.

		Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	y	$\frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	α	Vérification
Travée	x-x	27.04	19.92	1.34	0.420	0.026	✓
	y-y	25.21	27.65	0.91	0.205	0.025	✓
Appui	x-x	9.54	7.032	1.36	0.430	0.010	✓
	y-y	8.90	9.76	0.91	0.205	0.009	✓

Par conséquent, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton $\overline{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc}$.

Le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

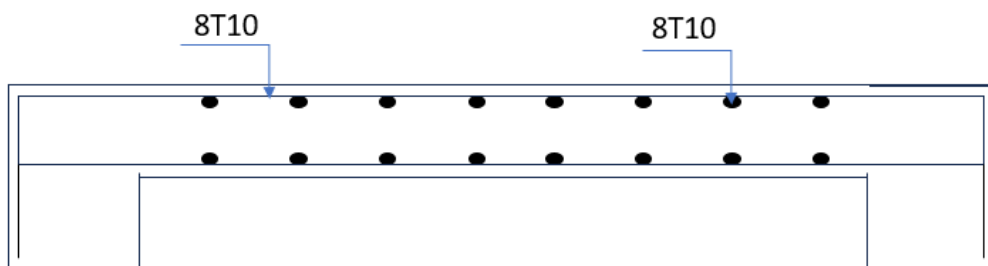


Figure.VI.1 : Schéma de ferrailage des voiles périphériques.

VI.3. Etude des fondations

VI.3.1. Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par des 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 leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement « cas des semelles reposant sur le sol ou cas de radier générale », soit par l'intermédiaire d'autres organes « cas de semelle sur pieux ».

VI.3.2. Type de fondations

Parmi les techniques qui s'offrent au constructeur en matière de fondations, on a :

a. Les fondations superficielles :

- Les semelles isolées sous poteaux.
- Les semelles continues sous un mur.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles excentrées.
- Les radiers simples ou généraux.

b. Les fondations semi-profondes : Les puits.

c. Les fondations profondes : Les pieux.

d. Les fondations spéciales : les parois moulées, les cuvelages, etc.

VI.3.3. Choix de type de fondations

Le bon choix du type de fondation à projeter dépend de plusieurs critères, parmi lesquelles on distingue :

- L'assurance de la stabilité structurelle de l'ouvrage lors de la transmission des charges au sol.
- La nature de l'ouvrage et l'intensité des charges amenés aux fondations.
- La capacité portante du sol, et son homogénéité sous l'emprise des blocs.
- La capacité de transmettre, en plus des charges verticales.
- La facilité de mise en œuvre.
- L'économie.

Le jugement final du type des semelles est en fonction de ce dernier rapport :

$$\text{Si : } \frac{S_{\text{tot des fondations}}}{S_{\text{tot du projet}}} \leq 50\% \Rightarrow \text{semelles isolées.}$$

$$\text{Si : } \frac{S_{\text{tot des fondations}}}{S_{\text{tot du projet}}} > 50\% \Rightarrow \text{radier général.}$$

$$\text{Sachant que : } S_{\text{total}} = \frac{\sum N_{\text{ser}}}{\sigma_s}$$

Selon l'article **10.1.4.2** de RPA99/2003 les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'action suivante :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

D'après les résultats du logiciel ROBOT, la somme maximale des réactions sous les poteaux et les voiles et comme suit :

$$\sum N_{\text{ser}} = 56925.123 \text{ KN}$$

Pour avoir la surface totale des fondations de ce bloc on va diviser la somme des réactions par la contrainte admissible du sol :

$$S_{\text{semelles}}^{\text{totale}} = \frac{\sum N}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{56925.123}{170} = 334.85 \text{ m}^2$$

$$\text{surface}_{\text{bloc}}^{\text{totale}} = 27.9 \times 19.2 = 535.68 \text{ m}^2$$

Alors :

$$\frac{\sum \text{surface des semelles}}{\text{surface totale du bloc}} = \frac{334.85}{535.68} = 0.63 = 63 \%$$

On déduit que la surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci nous amène à opter pour un **radier général** comme fondation.

VI.3.4. Le Radier

Un radier général est une fondation superficielle constituée par une semelle générale couvrant toute la surface au sol du bâtiment et parfois cette semelle déborde par consoles extérieures, il est travaillant comme un plancher renversé, soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité de l'exécution.

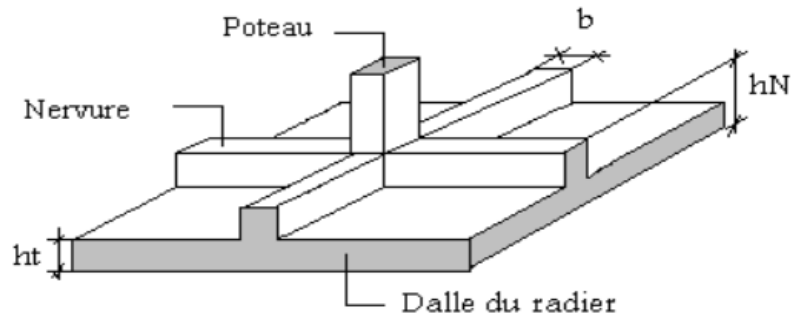


Figure.VI.2 : dimension d'un radier.

VI.3.5. Pré dimensionnement du radier

a. Pré dimensionnement de la dalle

L'épaisseur du radier doit vérifier les conditions suivantes :

1) La surface du radier :

L'emprise totale du bâtiment est de : 535.68 m².

La surface de bâtiment est supérieure à la surface nécessaire de radier ; Alors on prend un débord de 60cm sur le périmètre du bâtiment.

Alors la surface du radier étant égale à :

$$S_r = 29.10 \times 20.4 = \mathbf{593.64 \text{ m}^2}.$$

2) Condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm.

$$h_r^{min} = 25 \text{ cm}$$

3) Condition de cisaillement :

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur.

$$\tau = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{cj} \dots (1)$$

$$V_u = P_u \times \frac{L}{2}$$

Avec :

- P_u : Réaction du sol sur le radier à l'ELU.
- L : Distance maximale entre deux files successives.

$$P_u = \frac{N_u}{S_r} \Rightarrow V_u = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L}{2}$$

- N_u : Effort normal revenant au radier général $N_u = 63216.794 \text{ KN}$.
- S_r : Surface du radier $\rightarrow S_r = 593.64 \text{ m}^2$.

De la relation (1) on déduit :

$$d \geq \frac{63216.794 \times 10^{-3} \times 4.25}{0.05 \times 25 \times 1 \times 2 \times 593.64} = 0.18m$$

Par ailleurs $d=0.9h \rightarrow h=20$ cm.

4) Épaisseur de la dalle :

$$e \geq l/20 = 21.25cm$$

b. Pré dimensionnement de la nervure

1) Condition forfaitaire :

$$h \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{425}{10} = 42.5$$

2) Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$$

- L_{max} : Distance maximale entre deux files successives $L_{max}=4.25m$.

$$\frac{425}{8} \leq h_r \leq \frac{425}{5} \Rightarrow 53.13 \text{ cm} \leq h_r \leq 85 \text{ cm}$$

3) Condition de rigidité :

$$l_e \leq \frac{2l_{max}}{\pi}$$

L_{max} : La distance entre deux poteaux.

L_e : Longueur élastique du radier donnée par la formule :

$$l_e = \left(\frac{4 E I}{K b} \right)^{\frac{1}{4}}$$

E : module d'élasticité du sol est pris égale à : $E = 32164,2MPa$.

K : coefficient de raideur du sol, pour les sols de moyenne résistance il est $4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$.

b : largeur de section (bande de 1m).

I : inertie d'une bande de 1m de largeur : $I = \frac{bh^3}{12}$.

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.25\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{32164,2}} = 0,58m$$

$$\Rightarrow h_r^{el} = 58 \text{ cm}$$

Afin de répondre aux conditions citées auparavant nous avons opté pour un radier nervuré d'une épaisseur de 40 cm, avec des nervures d'une hauteur $h = 80$ cm.

VI.3.6. Vérification du radier

a. Caractéristiques géométriques du radier :

Calcul des inerties et du centre de gravité du radier :

1) Centre de gravité :

Donc le centre de gravité du radier se trouve à :

$$X_G=13.95\text{m} \qquad Y_G=9.6\text{m}$$

2) Moment d'inertie :

$$I_x= 16456.09 \text{ m}^4 \qquad I_y=34748.22 \text{ m}^4$$

b. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible. Donc il faut vérifier :

$$\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma = \frac{63216.794}{593.64} = 106.49 \text{ KN/m}^2 \leq 170 \text{ KN/m}^2$$

⇒ Condition vérifiée.

c. Vérification au poinçonnement :

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite.

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h f_{c28}$$

- N_u : Charge de poteau le plus sollicité à L'ELU : $N_u=1166.48 \text{ KN}$.
- h : Epaisseur du dalle de radier.
- μ_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.5 + 0.5 + 2 \times 0.4) \times 2 = 3.6 \text{ cm}$$

$$N_u = 1166.48 \text{ KN} \leq 0.045 \times 3.6 \times 0.40 \times 25 \times 10^3 = 1620 \text{ KN}$$

⇒ Condition vérifiée.

d. Vérification de l'effet de sous-pression :

On vérifie que la structure ne doit pas avoir de soulèvement, pour ce faire on doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$W \geq \gamma_w \cdot S_r \cdot Z \cdot f_s$$

- W : poids total du bâtiment en tonne ($W=89392.31 \text{ KN}$).
- S_r : Surface du radier ($S_r=593.64 \text{ m}^2$).
- γ_w : Densité de l'eau $\gamma_w= 10 \text{ KN/m}^3$.

- **Z** : hauteur de la partie immergée ($Z= 7.38\text{m}$).
- **f_s** : Coefficient de sécurité vis à vis de risque de soulèvement (1.5).

Alors :

$$\gamma_w \cdot S_r \cdot Z \cdot f_s = 10 \times 593.64 \times 7.48 \times 1.5 = 66606.41 \text{ KN}$$

$$W=89392.31\text{KN} > 66606.41 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de soulèvement.

e. Vérification de la stabilité du radier :

D'après le RPA 99 (Art 10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M_{renv}}{N} \leq \frac{l}{4}$$

- **E** : L'excentricité de la résultante des charges verticales.
- **M_{ren}** : moment dû au séisme à la base.
- **N** : charge verticale permanente.

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul :

Tableau VI.4 : Résultats de calcul de la stabilité du radier.

sens	Moment à la base [KN.m]	N [KN]	$e = \frac{M_{renv}}{N}$	$\frac{l}{4}$	$e = \frac{M_{renv}}{N} \leq \frac{l}{4}$
x-x	20301,2	63216.794	0.32	6,975	✓
y-y	48451,41	63216.794	0.77	4,80	✓

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

f. Vérification des contraintes sous le radier :

Le radier est sollicité par un effort normal N et un moment de renversement Mr dû aux forces sismiques. On doit vérifier que la contrainte du sol sous le radier est inférieure à la contrainte admissible : $\sigma_m = \frac{1}{4}(3\sigma_1 + \sigma_2) \leq \bar{\sigma}_{Sol}$.

La contrainte est donnée par :

$$\sigma_{12} = \frac{N}{S_r} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

Avec :

$$N=63216.794 \text{ KN.}$$

$$S_r= 593.64 \text{ m}^2.$$

$$I_x= 16456.09 \text{ m}^4 ; I_y=34748.22 \text{ m}^4.$$

- **Sens longitudinal :**

$$\sigma_1 = \frac{63216.794}{593.64} + \frac{20301,2}{16456.09} \cdot 13.95 = 123.70 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{63216.794}{593.64} - \frac{20301,2}{16456.09} \cdot 13.95 = 89.28 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 115.095 \text{KN/m}^2 \leq \bar{\sigma} = 170 \text{KN/m}^2$$

- **Sens transversal :**

$$\sigma_1 = \frac{63216.794}{593.64} + \frac{48451,41}{34748.22} \cdot 9.60 = 119.88 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{63216.794}{593.64} - \frac{48451,41}{34748.22} \cdot 9.60 = 93.10 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 113.186 \text{KN/m}^2 \leq \bar{\sigma} = 170 \text{KN/m}^2$$

VI.3.7. Calcul le Ferrailage de la dalle de radier

Le radier s'est calculé comme un plancher renversé appuyé sur les voiles et les nervures. Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés par la contrainte moyenne dans le sol et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés puis chargés par la contrainte moyenne du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD afin de déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépend du coefficient de Poisson et du rapport : $\alpha = L_x / L_y$.

On prend le plus grand panneau, dont les caractéristiques sont :

Panneau intermédiaire :

$$L_x = 4.20 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 4.25 \text{ m}$$

$$h = 40 \text{ cm} \quad ; \quad b = 1 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.20}{4.25} = 0.99 > 0.4$$

→ La dalle portant dans deux sens.

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont données, en fonction α et de coefficient de poisson ν .

Tableau VI.5 : coefficients μ_x et μ_y .

	ELU : $\nu = 0$		ELS : $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
$\alpha = 0.99$	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847

a. Evaluation des charges et surcharge

1) ELU :

$$N_u = 63216.794 \text{KN/m}^2$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{63216.794}{593.64} = 106.49 \text{KN/m}^2$$

- **Calcul les moments fléchissant :**

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q l x^2 = 0.0376 \times 106.49 \times 4.20^2 = 70.64 \text{ KN.m}$.

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x = 0.9771 \times 70,64 = 69.02 \text{ KN.m}$.

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.75M_x = 52.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75M_y = 51.77 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appui :**

$$M_{ax} = -0.5M_x = -35.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5M_y = -34.51 \text{ KN.m}$$

On résume les sections d'armatures dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 : Calcul du ferrailage du Radier (ELU).

		M (KN.m)	μ	α	Z (m)	A_s (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
Travée	x-x	52.98	0.026	0.033	0.375	4.06	4	4T16
	y-y	51.77	0.025	0.032	0.375	3.96	4	4T16
Appui	x-x	35.32	0.017	0.021	0.377	2.69	4	4T16
	y-y	34.51	0.017	0.021	0.377	2.63	4	4T16

Avec :

$$\mu_x = \frac{M_{ux}}{b \cdot d^2 f_{bu}} ; \mu_y = \mu_x \frac{M_{uy}}{M_{ux}} \text{ avec } d = h - 2cm$$

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_{ux} \cdot \gamma_s}{Z \cdot f_e}$$

$$A_{\min} = 0.1\% \cdot b \cdot h = 0.001 \times 100 \times 40 = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 4T16 = 8.04 \text{ cm}^2.$$

b. Condition de non fragilité :

$$A_{s_{\min}} = 0,23 \frac{f_t}{f_e} b \cdot d = 0.23 \frac{2.1}{400} 1 \times 0.38 = 4.58 \text{ cm}^2$$

c. Espacement :

Sens x-x : $St = 15 \text{ cm} \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$, on adopte $St = 15 \text{ cm}$.

Sens y-y : $St = 15 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$, on adopte $St = 15 \text{ cm}$.

d. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Sens x-x : } V_{ux} = \frac{qu \cdot Lx}{2} \cdot \frac{lx^4}{lx^4 + ly^4} = \frac{106.49 \times 4.20}{2} \cdot \frac{4.20^4}{4.20^4 + 4.25^4} = 109.17 \text{ KN}$$

$$\text{Sens y-y : } V_{uy} = \frac{qu \cdot Ly}{2} \cdot \frac{ly^4}{lx^4 + ly^4} = \frac{106.49 \times 4.25}{2} \cdot \frac{4.25^4}{4.20^4 + 4.25^4} = 115.82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{115.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.38} = 0.31 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

2) Vérification à l'ELS

• ELS :

$$N_{ser} = 56925.123 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{56925.123}{593.64} = 95.89 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = \mu_x q l x^2 = 0.0449 \times 95.89 \times 4.20^2 = 75.95 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.9847 \times 75.95 = 74.79 \text{ KN.m}$$

Pour déterminer si le calcul à l'ELS est requis, on doit vérifier la condition suivante en appui et en travée sur les deux sens :

$$\alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ et } y = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes du Radier à l'ELS.

		Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	y	$\frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	α	Vérification
Travée	x-x	52.98	56.97	0.93	0.215	0.033	✓
	y-y	51.77	56.10	0.92	0.210	0.032	✓
Appui	x-x	35.32	37.98	0.93	0.215	0.021	✓
	y-y	34.51	37.40	0.92	0.210	0.021	✓

Par conséquent, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton $\bar{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc}$.

Le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

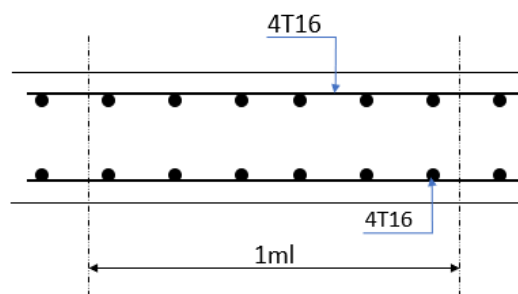


Figure.VI.3 : Schéma Ferrailage de la dalle du radier.

VI.3.8. Ferrailage des nervures

Après la vérification de la condition de rigidité de la nervure, on peut admettre donc que les contraintes varient linéairement le long de la fondation. Dans ce cas on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions.

Le rapport $\alpha = L_x / L_y \geq 4$ Pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

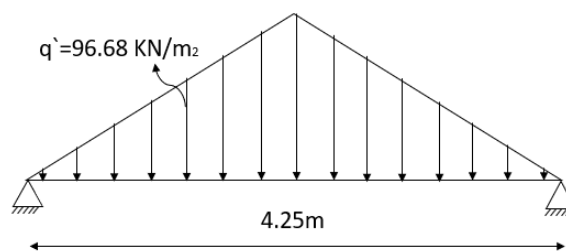


Figure.VI.4 : Répartition des charges sur un nervure.

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en « T » dimensionné comme suit :

- Longueur de nervure : $L = 4.25$ m.
- La hauteur de la nervure $h = 80$ cm.
- $d = 0.9h = 72$ cm
- La largeur de la nervure :
 $0.4h < b < 0.8h \rightarrow 32\text{cm} < b < 64\text{cm}$
 On prend $b = 40$ cm.

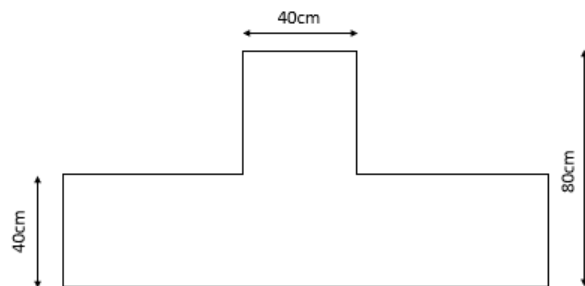


Figure.VI.5 : Coupe de nervure.

a. Calcul du charge q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$q' = \frac{2}{3} \cdot q \cdot L_x$$

Tel que : $q = 96.68 \text{ KN/m}^2$; $L_{\max} = 4.25\text{m}$

$$q' = 273.93 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = q' L^2 / 8 = 618.48 \text{ KN.m}$$

b. Calcul de Ferrailage**1) En travées**

$$M_t = 0.75M_0 = 0.75 \times 618.48 = 463.86 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{463.86 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.72^2 \times 14.17} = 0.158$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{Armatures tendues seulement}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.216$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.66\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_{ut} \cdot \gamma_s}{Z \cdot f_e} = 20.21 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 8T20 = 25.13 \text{ cm}^2$$

2) En appui

$$M_a = 0.5M_0 = 0.5 \times 618.48 = 309.24 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{309.24 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.72^2 \times 14.17} = 0.105$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{Armatures tendues seulement.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.139$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.68\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_{ua} \cdot \gamma_s}{Z \cdot f_e} = 13.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 8T16 = 16.08 \text{ cm}^2.$$

c. Condition de non fragilité

$$A_{s_{min}} = 0.23 \frac{f_t}{f_e} b \cdot d = 0.23 \frac{2.1}{400} 0.40 \times 0.72 = 3.5 \text{ cm}^2$$

d. Condition de pourcentage minimale des armateurs

$$A_{RPA} = 0.5\% b \cdot d = 0.5\% 0.40 \times 0.72 = 14.40 \text{ cm}^2.$$

e. Les armature de peau

Selon BAEL91 mod99. Article (4.5.34) ; Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à **3cm²** par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$$\text{Donc : } A_s = 3 \times 2 \times (0.40 + 0.80) = 7.20 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } 4T16 \rightarrow A_s = 8.04 \text{ cm}^2.$$

f. Armatures transversales

- **Diamètre :**

$$\varnothing \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varnothing_l; \frac{b}{10}\right) = \min(22.86; 20; 40)$$

$\varnothing \leq 20\text{mm} \rightarrow$ on adopte $\varnothing=10\text{mm}$.

- **Espacement :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varnothing\right) = \min(20\text{cm}; 24\text{cm}) = 20\text{cm}.$$

\rightarrow Zone nodale.

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 40\text{cm}.$$

\rightarrow Zone courante.

g. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) : \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \cdot L_x}{2} \cdot \frac{lx^4}{lx^4 + ly^4} = \frac{273.93 \times 4.25}{2} \cdot \frac{4.25^4}{4.20^4 + 4.25^4} = 297.94\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{279.94 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.72} = 0.97\text{MPa}.$$

$\tau_u = 0.97\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

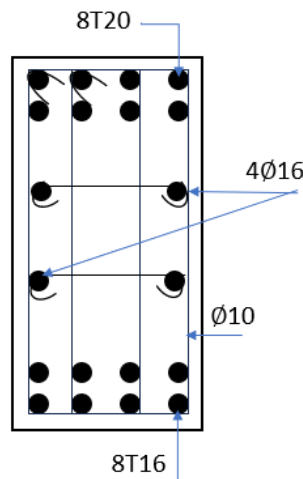


Figure.VI.6 : Schéma Ferrailage des nervures.

Conclusion générale

Conclusion générale

Après plusieurs mois de travail intensif et de recherche, nous arrivons à la conclusion de ce projet de fin d'études dédié à l'étude d'un bâtiment résidentiel/commercial de type R+9 avec deux niveaux de sous-sols. Ce projet a été une opportunité enrichissante pour appliquer les connaissances théoriques acquises durant notre cursus académique et pour développer des compétences pratiques essentielles pour notre future carrière.

L'étude du projet a permis de constater que :

- Le placement des voiles est beaucoup plus important que leur nombre dans la structure. Leur mauvaise position peut affecter la stabilité de la structure.
- Tous les éléments de structure (poutres, poteaux, voiles, etc.) respectent au minimum les normes requises par le RPA99.
- La conception de la structure a été étudiée en tenant compte des principaux avantages comme la résistance, la sécurité et l'efficacité économique.
- Il est indéniable que l'analyse sismique est une étape cruciale dans la conception parasismique.
- L'ingénieur en génie civil ne doit pas se baser uniquement sur le calcul théorique, mais aussi prendre en compte des critères importants tels que la résistance, la durabilité et l'économie. Nous avons choisi d'utiliser le logiciel Robot en raison de ses nombreux avantages, notamment sa précision, sa capacité de calcul et sa vitesse d'exécution. Ce logiciel permet de définir et d'analyser la structure dans son ensemble, tout en offrant une interprétation graphique des résultats des analyses dynamique et statique.

En fin de compte, nous espérons que ce projet de fin d'études marquera le début de notre parcours vers d'autres études et réalisations dans le domaine professionnel. Nous souhaitons également qu'il serve de référence pour d'autres étudiants et professionnels à l'avenir.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- BAEL91 : Jean-Pierre Mougine, béton Armé aux Etats Limites 91 modifié99, deuxième édition enrôles 2000.
- RPA99version 2003 : Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003.
- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges).
- CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

Logiciels :

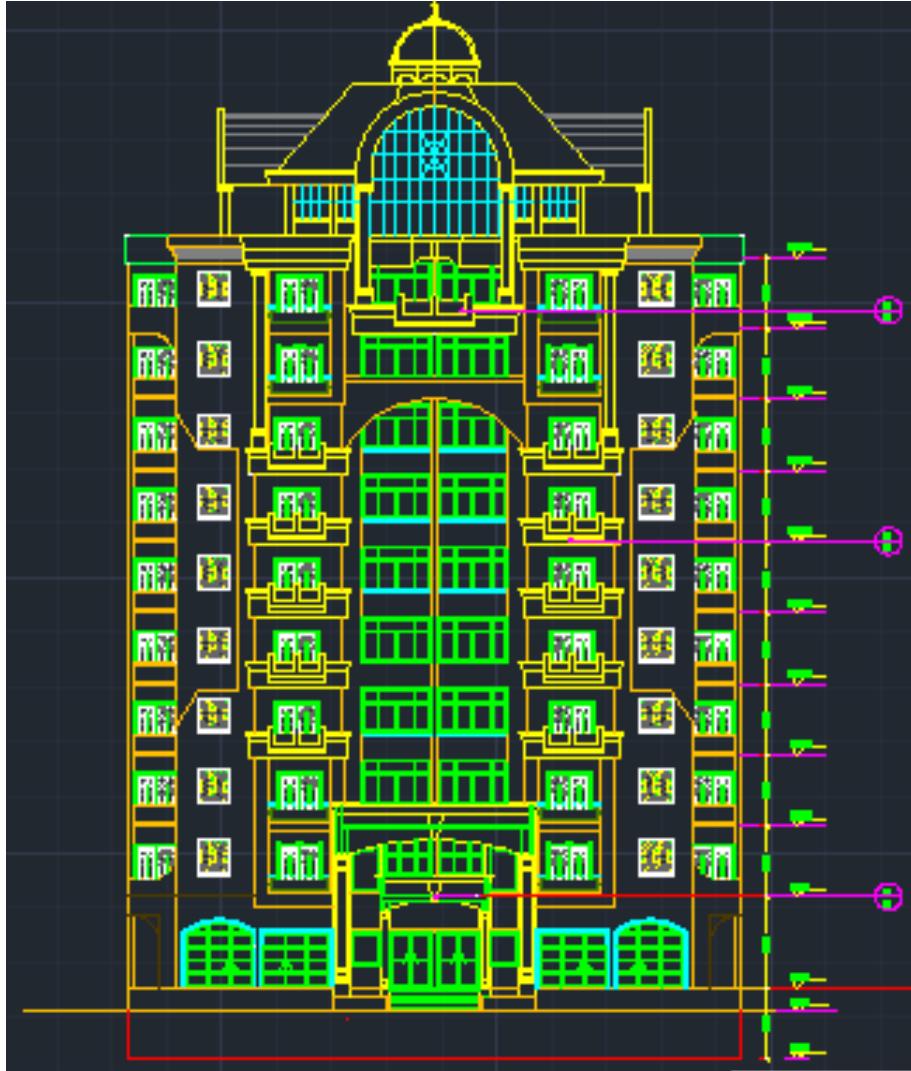
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019.
- AUTOCAD 2014.
- Word 2016.

Annexes

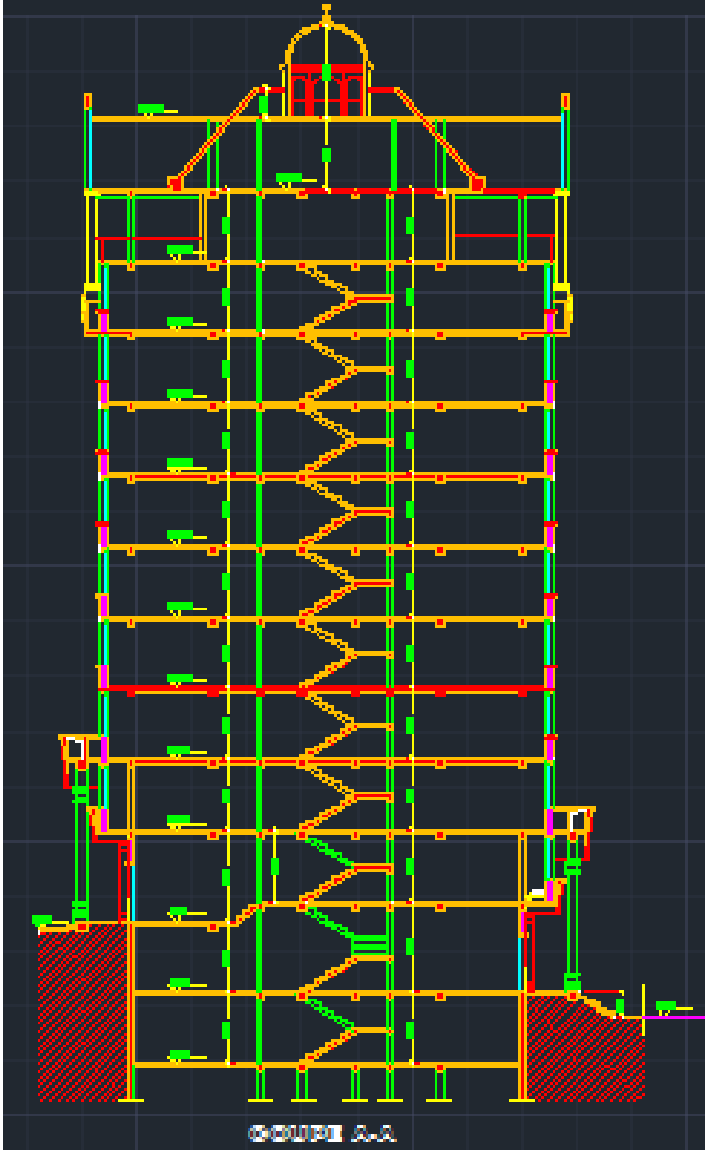
Annexes

➤ AutoCAD 2014 :

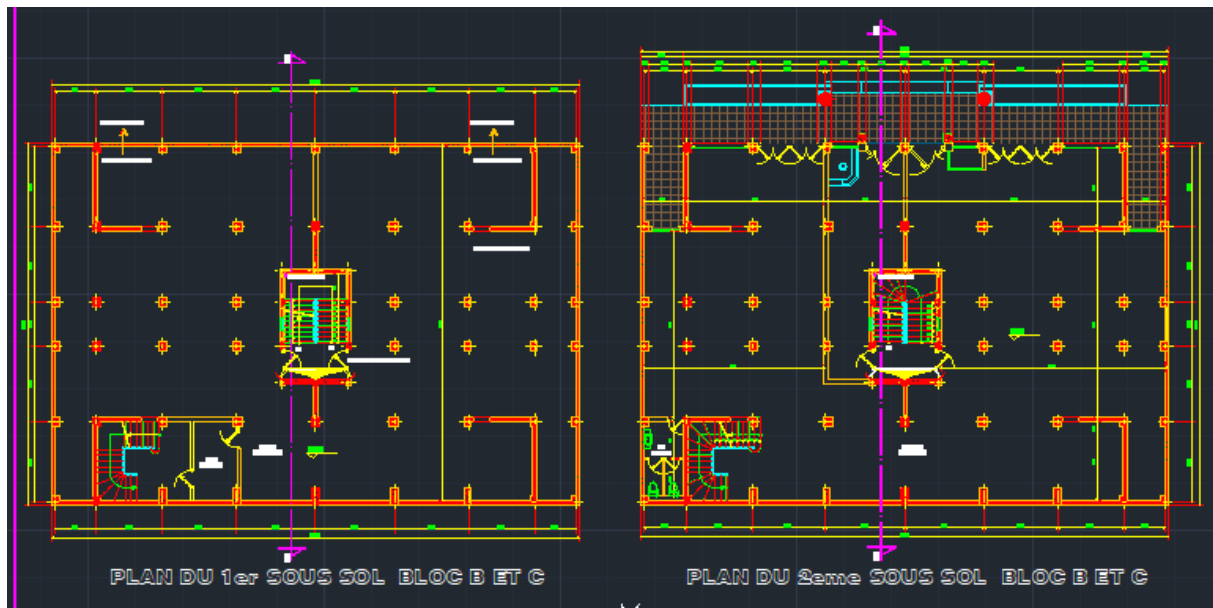
Façade Postérieure



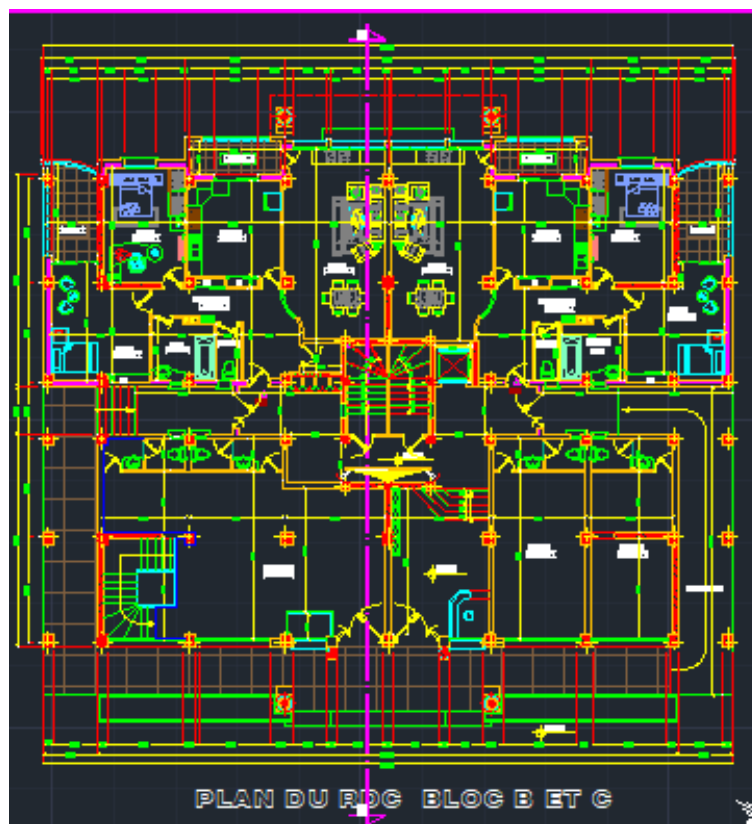
Coupe A-A :



Plan de 1^{er} et 2^{ème} Sous-Sols :

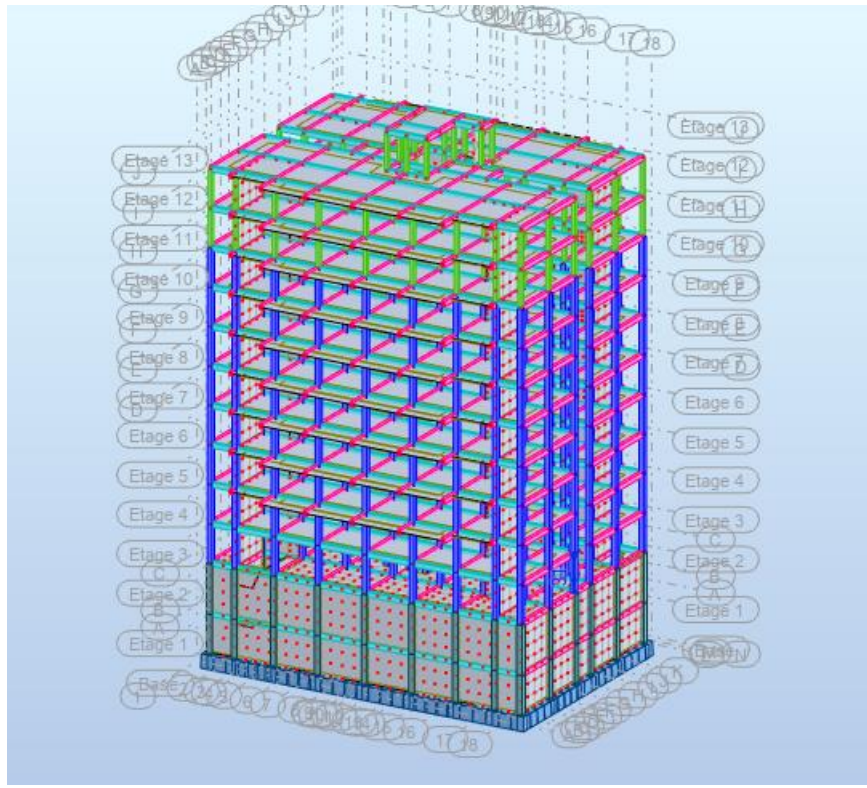


Plan de RDC :

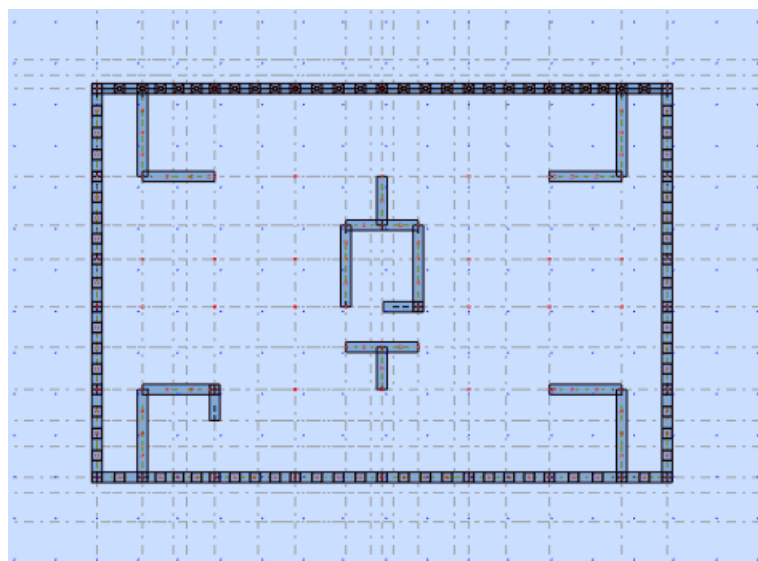


➤ **ROBOT 2019 :**

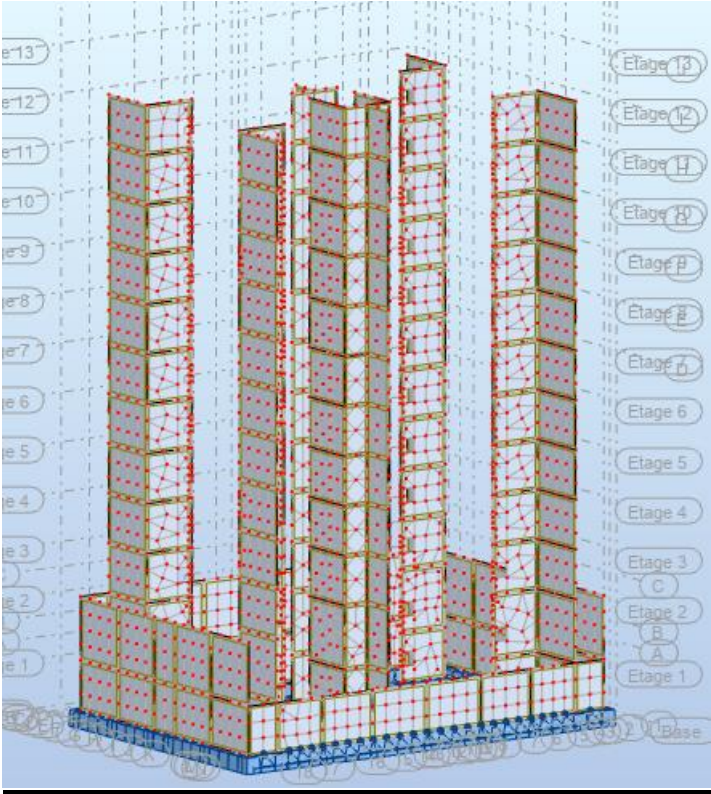
En 3D :



Disposition des voiles :



Voiles de contreventement et périphériques :



Plan X-Y RDC :

