

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE



جامعة سعد دحلب - البلدية 1-

Université Saad Dahlab blida 1

كلية التكنولوجيا

Faculté de Technologie

قسم الهندسة المدنية

Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIR DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme de master en Génie Civil

Option : Structure

THEME

Etude d'un bâtiment (R+12 + Sous-sol) avec étude comparative entre
fondation rigide et souple

Etude réalisée par :

- HOUICHE Fettouma

Encadrée par :

- Mr. ZAHAF Ahmed

Blida, juin 2024

REMERCIEMENTS

Je remercie tout d'abord le Bon Dieu, le tout puissant de m'avoir donné la force et la volonté afin de mener à bien ce mémoire de master.

Je tiens à exprimer ma reconnaissance envers mon encadreur Mr A.Zahaf, Enseignant- à l'Université de Blida 1, pour son encadrement exemplaire, son écoute, sa disponibilité et surtout pour ses précieux conseils.

Je remercie aussi, les membres du jury qui m'ont fait l'honneur d'accepter d'examiner mon travail.

Un grand merci aux ingénieurs et collègues qui ont eu la gentillesse de m'accueillir et de me transmettre leur savoir chacun par son nom et à tous ceux qui de près ou de loin ont participé dans l'accomplissement de mon travail, sans oublier mes chers enseignants, qui ont contribué à ma formation.

Je remercie mes chers parents pour leur aide précieuse et leur soutien tout au long de ces années d'études et sans lesquels je ne serai ce que je suis aujourd'hui, ainsi que toute ma famille et mes ami (e)s pour leur encouragement.

Dédicaces

Aux êtres les plus chers, à ceux qui m'ont munie d'une force morale dure comme fer, dont le mérite et les sacrifices m'ont permis de vivre ce jour. Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents à qui je dois tout, qu'ils trouvent en moi la source de leur fierté.

A la plus douce des mères, qui m'a accompagnée durant ce long parcours et m'a couvert de bienveillance et de précieux conseils, Celle à qui je souhaite une longue vie pleine de joie et de prospérité.

A mon cher père, qui m'a transmis le goût à l'effort et qui n'a guère cessé de m'encourager et de se sacrifier pour que je puisse franchir tout obstacle durant toutes mes années d'études.

A mes frères, mes sœurs pour leur soutien et encouragements.

A mes amies spécialement et tous mes collègues de l'option, mes proches et toutes les personnes que j'aime, merci pour l'amour, la patience et le soutien moral.

Fettouma

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني وتجاري تتألف من طابق ارضي + 12 طابق + طابق ارضي سفلي، يتم إنجازه في بلدية مفتاح ولاية البليدة، المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم (Iib) حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل RPA 99 version 2003.

مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة العارضات، الأعمدة والجدران.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج (ETABS18) تحديد الأبعاد والتسليح كل العناصر المقاومة للبناية وفق المعايير والقوانين المعمول بها (RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifier99)، للتحقق من نتائج التسليح استعننا بواسطة برنامج الي متطور Socotec .

دراسة الطوابق التحت أرضية مرحلة من مراحل هذا المشروع.

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial de R + 12 étages + un sous-sol qui sera implanté dans la wilaya de Blida commune de Meftah, classé en zone Iib selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (ETABS18). Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifier99, RPA99 version 2003), Pour la vérification du ferrailage nous avons utilisées un logiciel (SOCOTEC).

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

Abstract

The purpose of this study is the design of a residential and commercial structure with 12 above-ground stories and a basement, located in the Wilaya of Blida, in the commune of Meftah, classified as Zone Iib according to the Algerian Seismic Regulation (RPA 99, ver2003).

The stability of the structure is ensured by beams, columns, and shear walls.

The study and analysis of this project were conducted using the software (ETABS18). The calculation of the dimensions and reinforcement of all load-bearing elements complies with

the applicable standards, namely (BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003), For the verification of the reinforcement, we used software (SOCOTEC).

Finally, the study of the infrastructure elements, specifically the foundations, is also part of this project and is conducted using two different methods.

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1 Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.	7
Figure I. 2 Diagramme contraintes-déformations à l'ELS.	8
Figure I. 3 Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.	9
Figure II. 1 Dalle à corps creux.	11
Figure II. 2 Schéma du plancher corps creux choisi.	12
Figure II. 3 Schéma du plancher à dalle pleine.	12
Figure II. 4 Coupe verticale du plancher terrasse.	16
Figure II. 5 Coupe verticale du plancher courant.	17
Figure II. 6 Loi de dégression des charges d'exploitations.	21
Figure II. 7 Section réduite du poteau.	23
Figure II. 8 Section réduite du poteau central.	25
Figure II. 9 Section réduite du poteau d'angle.	29
Figure II. 10 Section réduite du poteau de rive.	30
Figure II. 11 Schéma du voile.	31
Figure III. 1 Coupe verticale de l'acrotère.	33
Figure III. 2 Diagramme des efforts a l'ELU.	35
Figure III. 3 Coupe horizontale d'un acrotère.	35
Figure III. 4 Schéma de ferrailage de l'acrotère.	37
Figure III. 5 Section du balcon.	40
Figure III. 6 Schéma de Ferrailage du balcon.	42
Figure III. 7 Coupe du plancher en corps creux.	43
Figure III. 8 Dimensions le la Poutrelle.	43
Figure III. 9 Schéma de poutrelle.	44
Figure III. 10 Longueur des travées.	50
Figure III. 11 schéma de ferrailage des poutrelles.	60
Figure III. 12 Disposition constructive des armatures de la table de compression.	62
Figure III. 13 Représentation d'un escalier.	63
Figure III. 14 Schéma de ferrailage des escaliers.	71
Figure IV. 1 Diagramme de spectre de réponse.	76
Figure IV. 2 Modèle initial.	79
Figure IV. 3 Disposition des voiles 3D (modèle 1).	80
Figure IV. 4 Disposition des voiles 2D (modèle 1).	81
Figure IV. 5 Disposition des voiles 3D (modèle 2).	85
Figure IV. 6 Disposition des voiles 2D (modèle 2).	85
Figure IV. 7 Diagramme de spectre de réponse avec $R=3,5$	91
Figure IV. 8 modèle avec sous-sol.	95

Figure V. 1 zone nodale	103
Figure V. 2 Schéma de ferrailages des poteaux	114
Figure V. 3 Représentation schématique de poutre en travée 30x40.....	116
Figure V. 4 Représentation schématique de poutre en appui 30x40.....	116
Figure V. 5 Représentation des poutres.	116
Figure V. 6 Schéma de ferrailage des poutres porteuse de rive.....	127
Figure V. 7 Schéma de ferrailage des poutres porteuse intermédiaire.	127
Figure V. 8 Schéma de ferrailage des poutres non porteuses.	128
Figure V. 9 Schémas de ferrailage voile 1.....	134
Figure V. 10 Schémas de ferrailage voile 2.....	134
Figure VI. 1 Conclusion du rapport de sol.	136
Figure VI. 2 Semelles isolée sous poteaux.....	137
Figure VI. 3 Interférence entre deux semelles isolées.....	138
Figure VI. 4 Représente la semelle filante.	140
Figure VI. 5 poutre sur sol élastique.	144
Figure VI. 6 Semele filante 1.	145
Figure VI. 7 Chargement de la semelle B	146
Figure VI. 8 Diagramme des déplacements de la semelle filante B.....	146
Figure VI. 9 Diagramme des moments de la semelle filante B.....	146
Figure VI. 10 Chargement de la semelle H.	147
Figure VI. 11 Diagramme des moments de la semelle filante H.....	147
Figure VI. 12 Diagramme des moments de la semelle filante H.	147
Figure VI. 13 Chargement de la semelle 1	147
Figure VI. 14 Diagramme des moments de la semelle filante 1.	148
Figure VI. 15 Diagramme des moments de la semelle filante 2	148
Figure VI. 16 Diagramme des moments de la semelle filante 3	148
Figure VI. 17 Diagramme des moments de la semelle filante 3	148
Figure VI. 18 schéma de ferrailage des semelles souples	151
Figure VI. 19 Répartition des charges sous une semelle rigide.	152
Figure VI. 20 schéma de ferrailage des fondations rigides.	156
Figure VI. 21 Schémas de ferrailage voile périphériques sens x-x.	160
Figure VI. 22 Schémas de ferrailage voile périphériques sens y-y	160

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1 Caractéristiques des Aciers.....	8
Tableau II. 1 Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.....	17
Tableau II. 2 Charges permanentes du plancher courant (corps creux).....	18
Tableau II. 3 Charges permanentes des dalles pleines.....	18
Tableau II. 4 Charges permanentes du mur double cloison.....	19
Tableau II. 5 Charges permanentes du mur à un seul cloison.....	19
Tableau II. 6 Charges permanentes du balcon.....	20
Tableau II. 7 Dégression en fonction du nombre d'étages.....	22
Tableau II. 8 choix des sections des poteaux centraux.....	28
Tableau II. 9 choix des sections des poteaux d'angle.....	29
Tableau II. 10 choix des sections des poteaux de rive.....	30
Tableau III. 1 Les vérifications de l'ELS.....	37
Tableau III. 2 Calcul des sections d'armature du balcon.....	40
Tableau III. 3 Vérification du balcon a l'ELS.....	42
Tableau III. 4 Combinaison des charges des poutrelle.....	50
Tableau III. 5 Valeurs absolues des moments en travée.....	51
Tableau III. 6 valeurs absolues des moments sur appuis.....	51
Tableau III. 7 moment fléchissant dans chaque travée a l'ELU.....	52
Tableau III. 8 moment fléchissant dans chaque travée a l'ELS.....	52
Tableau III. 9 Section d'armature en travée.....	54
Tableau III. 10 Section d'armature sur appui.....	54
Tableau III. 11 vérification des poutrelle a l'ELS.....	56
Tableau III. 12 calcul de la flèche des poutrelles.....	58
Tableau III. 13 Évaluation de charge permanente de palier de l'escalier.....	65
Tableau III. 14 Évaluation de charge permanente de paillasse de l'escalier.....	65
Tableau III. 15 Évaluation des charges des escaliers.....	66
Tableau III. 16 Ferrailage de l'escalier.....	68
Tableau III. 17 Vérification à l'ELS.....	70
Tableau III. 18 Longueur des travées.....	71
Tableau IV. 1 Pénalité P_q en fonction de critère de qualité.....	74
Tableau IV. 2 Période et facteurs de participation massique du modèle initial.....	79
Tableau IV. 3 Participation massique du modèle 1.....	81
Tableau IV. 4 Vérification des déplacements inter étages du modèle1.....	83
Tableau IV. 5 Vérification l'effort normal réduit du modèle 1.....	84
Tableau IV. 6 sections des poteaux.....	84
Tableau IV. 7 Participation massique du modèle 2.....	86
Tableau IV. 8 Vérification des déplacements inter étages de modèle 2.....	87
Tableau IV. 9 Vérification l'effort normal réduit du modèle 2.....	88

Tableau IV. 10 Justification vis-à- vis de l'effet P- Δ dans le Sens x (modèle 2).....	89
Tableau IV. 11 Justification vis-à- vis de l'effet P- Δ dans le Sens y (modèle 2).....	89
Tableau IV. 12 Participation massique du modèle avec R=3,5.	91
Tableau IV. 13 déplacement inter étage du modèle avec R=3,5.....	92
Tableau IV. 14 Vérification de l'effort normal réduit avec R=3,5.	93
Tableau IV. 15 Justification vis-à- vis de l'effet P- Δ dans le Sens x (modèle R=3,5).....	93
Tableau IV. 16 Justification vis-à- vis de l'effet P- Δ dans le Sens y (modèle R=3,5).....	94
Tableau IV. 17 Participation massique du modèle avec sous-sol.	95
Tableau IV. 18 déplacement inter étage du modèle avec sous-sol.	96
Tableau IV. 19 vérification de l'effort normal réduit du modèle avec sous-sol.	97
Tableau IV. 20 Justification de l'effet P- Δ dans le Sens x (modèle avec ss).....	97
Tableau IV. 21 Justification de l'effet P- Δ dans le Sens y (modèle avec sous-sol).....	98
Tableau IV. 22 Comparaison entre les participations massiques.....	98
Tableau IV. 23 comparaison entre les forces sismiques.	99
Tableau IV. 24 comparaison entre les déplacements inter-étage.....	99
Tableau IV. 25 comparaison entre l'effort normal réduits.....	99
Tableau V. 1 Caractéristiques du béton et de l'acier.	102
Tableau V. 2 Ferrillages des poteaux situation durable	105
Tableau V. 3 Ferrillages des poteaux en situation accidentelle (G+Q \pm E).	106
Tableau V. 4 Ferrillages des poteaux en situation accidentelle (0.8 G \pm E).	106
Tableau V. 5 Choix des armatures des poteaux.	107
Tableau V. 6 Vérification à l'état limite de service.	108
Tableau V. 7 Vérification à l'état limite de service.	108
Tableau V. 8 Vérification de la contrainte de cisaillement.	109
Tableau V. 9 Espacements maximales selon RPA99.	111
Tableau V. 10 Choix des armatures transversales.....	111
Tableau V. 11 Ferrillage des poutres porteuses en travée.	118
Tableau V. 12 Ferrillage des poutres porteuses sur appui.....	118
Tableau V. 13 Ferrillage des poutres non porteuses en travée.	119
Tableau V. 14 Ferrillage des poutres non porteuses sur appui.....	120
Tableau V. 15 Choix des armatures des poutres porteuses de rives.	120
Tableau V. 16 Choix des armatures des poutres porteuses intermédiaire.....	121
Tableau V. 17 Choix des armatures des poutres non porteuses.....	121
Tableau V. 18 Vérification de la condition de non fragilité.....	122
Tableau V. 19 Vérification des poutres porteuses de rive à l'ELS.	123
Tableau V. 20 Vérification des poutres porteuses intermédiaire à l'ELS.	123
Tableau V. 21 Vérification des poutres non porteuses à l'ELS.	124
Tableau V. 22 Vérification de la contrainte de cisaillement.	124
Tableau V. 23 Calcul des armatures transversales.....	125
Tableau V. 24 Tableau des armatures des voiles.....	132

Tableau VI. 1 dimensionnement de la semelle.....	141
Tableau VI. 2 hauteur et largeur de la semelle.....	141
Tableau VI. 3 Choix d'armature de la semelle.....	142
Tableau VI. 4 Armatures longitudinales.....	143
Tableau VI. 5 dimensionnement de la semelle filante souple.....	145
Tableau VI. 6 ferrailage de la semelle filante souple.....	149
Tableau VI. 7 Vérification de la contrainte tangentielle de la semelle souple.....	150
Tableau VI. 8 ferrailage des semelles rigides.....	154
Tableau VI. 9 armatures transversales des semelle rigides.....	154
Tableau VI. 10 Vérification de la contrainte tangentielle des semelles rigides.....	155
Tableau VI. 11 Comparaison entre les semelles souples et rigides.....	157
Tableau VI. 12 ferrailage de voile périphérique.....	159

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	0
CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage	4
I.1. Introduction :	3
I.2. Description de l'ouvrage :	3
I.2.1. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES :	4
I.2.2. OSSATURE :	4
I.2.3. PLANCHERS :	4
I.2.4. MAÇONNERIE :	4
I.2.5. ESCALIERS :	5
I.3 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX :	5
I.3.1 BETON :	5
I.3.2. L'ACIER :	8
CHAPITRE II : prédimensionnement des éléments structuraux	13
II.1 Introduction :	11
II.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :	11
II.2.1 Plancher à corps creux :	11
II.2.2 Dalle pleine :	12
II.3 PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :	14
II.3.1 poutres porteuses :	14
II.3.2 poutre non porteuse :	15
II.4 EVALUATION DES CHARGES :	16
II.4.1 Plancher terrasse :	16
II.4.5 balcons :	20
II.5 PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :	20
II.5.1 Etapes de prédimensionnement :	20
II.5.2 CHARGES REVENANT AU POTEAU :	21
II.5.2 Dimensionnement des poteaux :	22
II.6 LES VOILES :	31
CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires	35
III.1 Introduction :	32
III.2 L'acrotère :	32
III.2.1 Définition :	32
III.2.2 Evaluation des charges :	33
III.2.3 Calcule des efforts :	34

III.2.4	Ferraillage de l'acrotère :	35
III.2.5	Vérification de la section d'acier selon BAEL 91 modifié 99 :	36
III.2.6	Armature de répartition :	37
III.2.7	Vérification à l'ELS :	37
III.2.8	Vérification de l'effort tranchant :	37
III.2.9	Schéma de ferraillage :	37
III.3	Balcons :	38
III.3.1	Évaluation des charges :	38
III.3.2	Détermination des efforts :	39
III.3.3	Calcul de ferraillage :	40
III.3.4	Vérification :	41
III.3.5	Schéma de Ferraillage :	42
III.4	Plancher à corps creux :	43
III.4.1	Étude des poutrelles :	43
III.4.2	Évaluation des charges :	48
III.4.3	Calcul des moments :	48
III.4.4	Ferraillage :	49
III.4.5	Évaluation des charges :	49
III.4.6	Calcul du ferraillage :	53
III.4.7	Vérification :	55
III.4.8	Calcul des armatures transversales et l'espacement :	59
III.4.9	Ferraillage de la dalle de compression :	60
III.5	Les escaliers :	62
III.5.1	Introduction :	62
III.5.2	Définition des éléments d'un escalier :	62
III.5.3	Évaluation des charges :	65
III.5.4	Schéma statique :	66
III.5.5	Diagramme des efforts internes :	66
III.5.6	Calcul des armatures :	67
III.5.7	Vérifications :	68
III.5.7	Schéma de ferraillage :	71
CHAPITRE IV : Étude dynamique et sismique		75
IV.1.	Introduction :	71
IV.2.	Objectifs de l'étude dynamique :	71
IV.3.	Choix de la méthode :	71
IV.4.	Méthode dynamique modale spectrale :	72

IV.4.1. Principe :	72
IV.4.2. Détermination des paramètres du spectre de réponse :	72
IV.4.3. Spectre de réponse :	74
IV.4.4. Résultante des forces sismiques de calcul :	75
CHAPITRE V : Ferrailage des éléments résistants	104
V.1 Introduction :	99
V.2 Ferrailage des poteaux :	99
V.2.1 Introduction :	99
V.2.2 Armatures longitudinales :	99
V.2.3 Calcul du Ferrailage Longitudinal :	101
V.2.4 Ferrailage des poteaux du sous-sol :	109
V.2.5 Schéma de ferrillages des poteaux :	110
V.3 Ferrailage des poutres :	111
V.3.1 Les combinaisons de charges :	111
V.3.2 Recommandations des règlements :	111
V.3.3 Calcul du ferrailage :	112
V.3.4 Choix des armatures :	117
V.3.5 Vérification nécessaire pour les poutres :	119
V.3.6 Calcul des armatures transversales :	122
V.3.7 Schéma de ferrailage :	123
V.4 Ferrailage des voiles :	125
V.4.1 Ferrailage des voiles :	127
CHAPITRES VI : Etude des fondations	138
VI.1. Introduction :	132
VI.2. Rapport de sol :	133
VI.3 Choix du type de fondation :	133
VI.3.1 Semelle isolée :	134
VI.3.2 Semelle filante :	135
CONCLUSION GENERALE	158
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE	159

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

La construction a toujours été une préoccupation fondamentale pour l'humanité, représentant l'une de ses activités principales. La conception et la réalisation des ouvrages ont de tout temps suscité de nombreuses interrogations, notamment concernant le choix des types d'ouvrages et des matériaux à utiliser.

L'Algérie se trouvant dans une zone de convergence de plaques tectoniques, est souvent exposée à une forte activité sismique, expliquant ainsi sa fréquente exposition aux séismes.

Cependant, opter pour la construction verticale comporte des risques, notamment en ce qui concerne les dommages causés par les tremblements de terre. À chaque séisme majeur, on observe un intérêt accru pour la construction parasismique. L'expérience démontre que la plupart des bâtiments endommagés lors de séismes importants comme celui de Boumerdès le 21 mai 2003 n'étaient pas conformes aux normes parasismiques. Il est donc crucial de respecter ces normes et recommandations, qui permettent de renforcer efficacement la structure contre de tels événements.

L'ingénieur est donc chargé de concevoir des structures qui non seulement présentent une résistance adéquate, mais qui assurent également un bon comportement durable, économique, esthétique et confortable pour les utilisateurs.

Dans le cadre de ce projet, nous avons réalisé le calcul d'un bâtiment en béton armé à usage multiple, situé dans une zone de moyenne sismicité, comprenant un sous-sol, un rez-de-chaussée et 12 étages, qui a été construit dans la wilaya de Blida.

Ce mémoire est structuré en six chapitres :

- Le premier chapitre présentera le projet dans sa totalité, définira ses différents éléments et détaillera le choix des matériaux.
- Le deuxième chapitre portera sur la détermination des charges verticales agissant sur le bâtiment et sur le prédimensionnement des éléments structuraux et non structuraux.

- Le troisième chapitre traitera du calcul des éléments non structuraux tels que les acrotères, les garde-corps et les escaliers.
- Le quatrième chapitre se concentrera sur l'étude dynamique du bâtiment, effectuée à l'aide du modèle en 3D sur le logiciel de calcul ETABS v18.1.1.
- Le cinquième chapitre abordera le calcul de l'armature des éléments structuraux.
- Le sixième chapitre portera sur l'étude de l'infrastructure avec l'utilisation de deux méthodes différentes.

CHAPITRE I :

Présentation de l'ouvrage

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :

L'analyse des ouvrages de génie civil revêt une importance capitale pour assurer la sécurité, la stabilité et la durabilité des constructions, tout en veillant à minimiser les coûts.

La sécurité des individus avant, pendant et surtout après la construction demeure une priorité absolue. Algérien RPA99 (version 2003) et le Règlement de Béton aux États Limites BAEL 91 modifié 99. Ces réglementations garantissent que les ouvrages en génie civil sont conçus et construits selon des normes strictes de qualité et de sécurité. L'objectif ultime est de créer des structures solides, durables et sûres pour les générations futures.

I.2. Description de l'ouvrage :

Le but de ce présent travail sera de mettre en pratique les connaissances acquises tout au long de mon parcours universitaire.

Pour ce faire nous allons prendre comme cas d'étude d'un bâtiment RDC+12 + sous-sol dans le cadre du projet de réalisation de 100 logements promotionnels situés à MEFTAHA Wilaya de BLIDA classée en zone sismique IIb. Cette classification indique que la région est exposée à des risques sismiques moyen, ce qui entraîne des exigences de sécurité spécifiques pour la construction des bâtiments.

Le projet que nous traitons se compose comme suit :

- Un sous-sol est à usage de parking.
- RDC usage commercial.
- 1^{er} étage des bureaux.
- Des étages à usage d'habitation (du 2 -ème au 12 -ème) avec le 4, 5, 6 et 7 -ème étage duplexe (usage d'habitation).
- La terrasse est inaccessible.

Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur à savoir :

- RPA99 version 2003.
- CBA93.

I.2.1. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES :**➤ Dimensions en élévation :**

Hauteur de sous-sol..... 3,25 m

Hauteur de RDC.....4,08 m

Hauteur d'étages courants.....3,06 m

Hauteur du bâtiment.....40,8 m

➤ Dimensions en plan :

Le bâtiment a une forme rectangulaire de dimensions :

Largeur totale..... 11,20 m

Longueur totale.....28,05 m.

I.2.2. OSSATURE :

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles suivant les deux sens. Le système de contreventement du bâtiment est donc un système de

« Contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques ».

I.2.3. PLANCHERS :

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

On a deux types de planchers :

Plancher en corps creux (plancher terrasse est inaccessible).

I.2.4. MAÇONNERIE :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Mur extérieur : façade en double cloison d'épaisseur 30 cm avec une l'âme d'air de 5 cm séparant les briques creuses de 15 cm et de 10 cm.
- Mur intérieur : à simple cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.2.5. ESCALIERS :

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés.

Dans notre projet on a un seul type d'escalier :

- Escalier à deux volées en forme de U.
- Une cage d'ascenseur du sous-sol au 12ème étages.

I.3 CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX :

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé et à la réglementation en vigueur en Algérie (**RPA99version 2003, CBA93**).

I.3.1 BETON :

Le béton est un matériau composé de granulats (sable + gravier), Liant (Ciment) et d'eau, selon des proportions bien déterminées. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

a. Résistance a la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette dernière est notée par **fc28**.

- $f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28}$ Pour $f_{c28} \leq 40$ Mpa
- $f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28}$ Pour $f_{c28} > 40$ Mpa

Pour le cas de notre structure f_{c28} est prise égale à : **30 Mpa**.

b. Résistance a la traction :

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

$$F_{ti} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Pour le cas de notre structure f_{tj} est prise égale à : 2,4 MPa.

c. Déformation longitudinale du béton :

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures.

c.1) Déformation différée « E_{vj} » :

Le module de déformation longitudinale différée du béton qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage) est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$$

D'où : $E_{v28} = 11496,76$ Mpa.

c.2) Déformation instantanée « E_{ij} » :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de "j" jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} vaut :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$$

D'où : $E_{i28} = 34179,56$ Mpa.

d. Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson exprime le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de poisson est pris égale à :

- ✓ $\nu = 0,2$Pour le calcul des déformations.
- ✓ $\nu = 0$Pour le calcul des sollicitations.

e. Poids volumique : On adopte la valeur $=25$ kN/m³.**f. Les état limites :**

Une structure doit être conçue et calculée de telle manière qu'elle doit résister à toutes les sollicitations durant sa vie, elle doit aussi présenter les sécurités vis-à-vis de sa ruine ou d'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité ou son aspect.

- **États Limites Ultime (ELU) :**

La contrainte ultime de béton en compression σ_{bc} est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le Béton, il est pris égal à :

$\gamma_b = 1,5$ Situation durable.

$\gamma_b = 1,15$ Situation accidentelle.

- f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.
- 0,85 : Coefficient de minoration qui a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

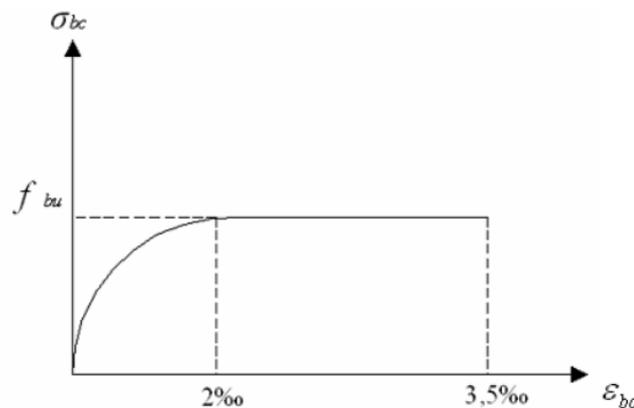


Figure I.1: Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.

- **États Limites de Service (ELS) :**

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue. On distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite du béton à l'état limite de service est :

$$\sigma = 0,6 \times f_{c28}$$

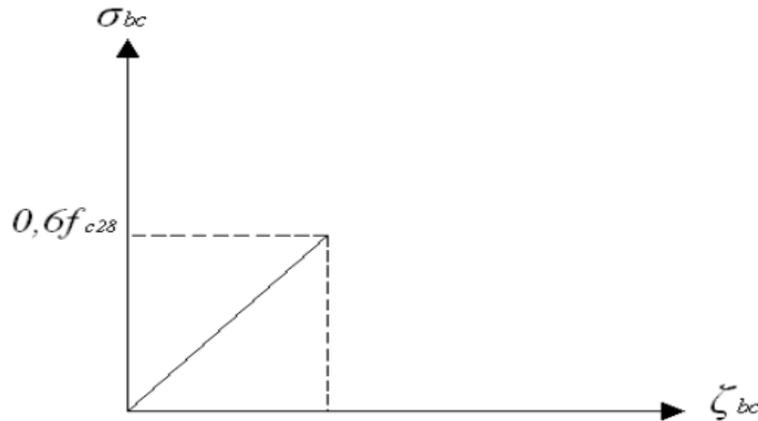


Figure I.2: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS.

I.3.2. L'ACIER :

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Les armatures pour le béton armé sont constituées d'aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surface (barres lisses à haute adhérence).

a. Limite d'élasticité :

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (**fe**).

Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers de construction :

Tableau I.1 : Caractéristiques des Aciers.

Type	Nuance	Limite élastique f_e (MPa)	Allongement (cm)	Contrainte de rupture (Mpa)
Barre HA	FeE40	400	14	490
Rond lisse	FeE22	215	22	380 - 390
	FeE24	235	25	410 - 490
Treillis	$\phi > 6$ mm	500	14	580

Pour notre projet on prend des barres à haute adhérence (HA). FeE50, **fe = 500 Mpa**.

b. Module d'élasticité longitudinale :

Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ Mpa}$

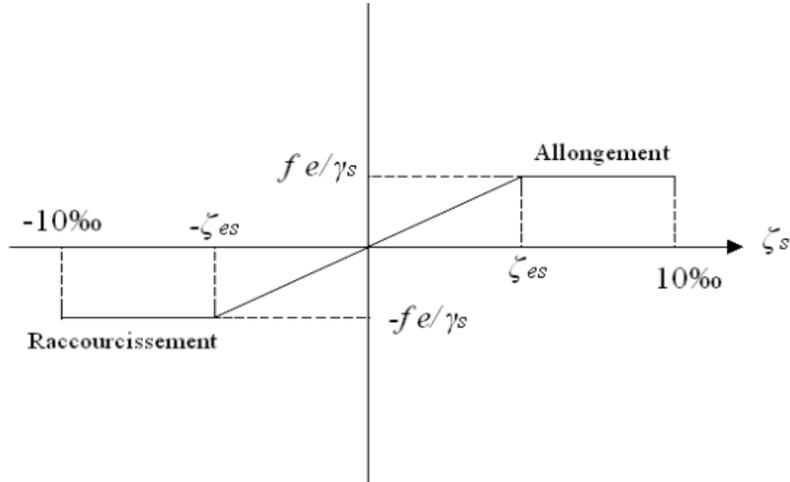


Figure I.3: Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.

Avec :

- σ_s : Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adopté est la suivante :

$$\sigma_s = \frac{f e}{\gamma_s}$$

- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur

$\gamma_s = 1,15$ Situation durable.

$\gamma_s = 1,00$ Situation accidentelle.

- E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à :

$E_s = 2.10^5 \text{ Mpa}$

- ϵ_s : Allongement relatif de l'acier :

$$\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$$

c. État Limite de Service (ELS) :

Pour l'état limite d'ouverture des fissures, la contrainte des armatures est limitée à :

- Fissuration non préjudiciable : Aucune vérification n'est à effectuer.
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$
- Fissurations très préjudiciables : $\bar{\sigma}_s = 0.8 \xi$.

Avec :

η : Coefficient de fissuration, il a pour valeur

- ✓ $\eta = 1,0$ Acier rond lisse.
- ✓ $\eta = 1,6$ Acier à haute adhérence.

CHAPITRE II :
prédimensionnement
des éléments
structuraux

Prédimensionnement des éléments structuraux

II.1 Introduction :

Les dimensions des éléments seront établies en se basant sur les formules de prédimensionnement qui sont dérivées des limitations de déformation. Ces dimensions doivent également respecter les exigences réglementaires [CBA93, BAEL91], notamment les valeurs minimales prescrites par le RPA.

II.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Un plancher est une surface horizontale plane utilisée pour délimiter les différents niveaux d'un bâtiment. Son rôle principal est de supporter les charges et surcharges, et de les transmettre aux éléments porteurs, Il contribue également à l'isolation acoustique et à la sécurité incendie.

L'ouvrage étudié comporte des planchers à corps creux pour les étages courants (habitation, bureaux), tandis que les cages d'escalier et les balcons sont dotés de dalles pleines.

II.2.1 Plancher à corps creux :

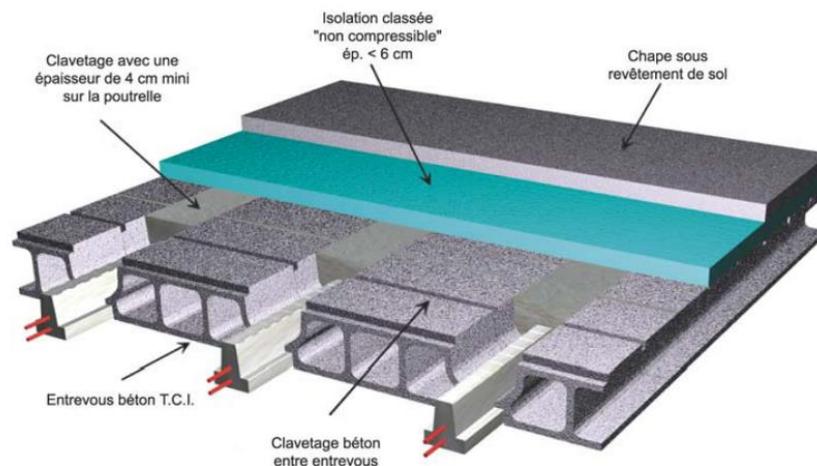


Figure II. 1 : Dalle à corps creux.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de rigidité (ou condition de

limitation de la flèche) : $h_t \geq \frac{L}{22.5}$

Avec :

- L : portée maximale entre nus d'appuis ;
- h_t : hauteur totale du plancher (hauteur corps creux + table de compression)

$L = \min [L \text{ max (sens x) ; } L \text{ max (sens y)}].$

Donc : $L = \min [4,35 ; 4] \rightarrow L = 4 \rightarrow L = 4 - 0,4 = 3,6 \text{ m} = 360 \text{ cm}.$

D'où : $ht \geq \frac{360}{22,5} \rightarrow ht \geq 16 \text{ cm} \rightarrow ht = 20 \text{ cm}.$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$ht = d + e = 20 \text{ cm}$

$d = 16 \text{ cm}$ (hauteur de corps creux)

$e = 4 \text{ cm}$ (épaisseur de la dalle de compression).

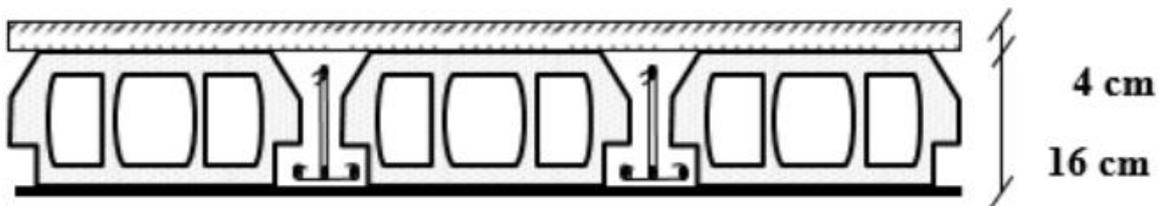


Figure II. 2 : Schéma du plancher corps creux choisi.

II.2.2 Dalle pleine :

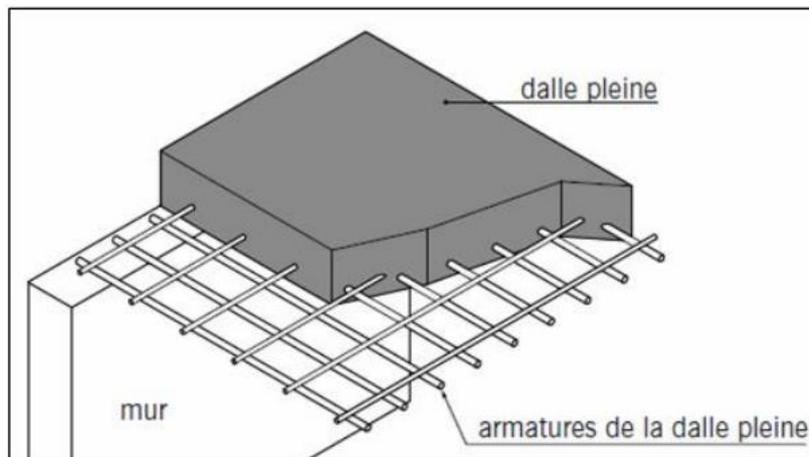


Figure II.3 : Schéma du plancher à dalle pleine.

L'épaisseur à adopter sera la plus grande des valeurs résultantes des conditions suivantes :

II.2.2.1 Résistance au feu :

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17,5$ cm pour quatre heures de coupe-feu.

On admet : $e = 15$ cm.

II.2.2.2 Condition d'isolation acoustique :

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Soit : $e = 15$ cm

II.2.2.3 Condition de rigidité :

- Dalle reposant sur deux appuis $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appui $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

Avec :

- Lx : La petite portée du panneau le plus sollicité.

Dalle pleine (balcon) :

La dalle repose sur 2 cotés :

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

$$\frac{100}{35} \leq e \leq \frac{100}{30} \rightarrow 2,86 \leq e \leq 3,33 \text{ cm.}$$

On prend : $e = 5$ cm.

Dalle pleine (escalier) :

La dalle repose sur 3 cotés

$$L = 4 - 0,4 = 3,6 \text{ m} = 360 \text{ cm.}$$

$$\frac{360}{50} \leq e \leq \frac{360}{40} \rightarrow 7,2 \text{ cm} \leq e \leq 9 \text{ cm.}$$

On prend : $e = 11$ cm.

Donc d'après les conditions précédentes, l'épaisseur des dalles pleines est :

$$e \geq \max(5 ; 11 ; 15) \text{ cm} \text{ On prend } e = 15 \text{ cm}$$

Conclusion : On adopte pour toutes les dalles pleines $e=15$ cm.

II.3 PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Une poutre est un composant chargé de transférer horizontalement les charges vers une autre poutre ou un élément porteur vertical. Dans cette tâche, elle est soumise à des contraintes de flexion et de cisaillement.

II.3.1 poutres porteuses :

- $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$
- $0.3h \leq b \leq 0.7h \quad \frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$

Avec :

L_{\max} : la portée la plus grande des poutres entre nus de poteaux.

h : la hauteur de la section

b : la largeur de la section.

La hauteur (h) :

$$L_{\max} = 4,35 - 0,3 \text{ m} \rightarrow \frac{405}{15} \leq h \leq \frac{405}{10}$$

$$\rightarrow 27 \text{ cm} \leq h \leq 40,5 \text{ cm}$$

Soit : **$h=40$ cm.**

La largeur (b) :

$$h = 40 \text{ cm} \rightarrow (0,3 \times 40) \leq b \leq (0,7 \times 40)$$

$$\rightarrow 12 \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

Soit : **$b=30$ cm.**

Vérification selon les exigences des RPA99 v2003 :

Les poutres doivent respecter les exigences ci-après :

- $b \geq 20$ cm
- $h \geq 30$ cm
- $h/b < 4$
-

Or :

- ✓ $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.
- ✓ $h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.
- ✓ $h/b = 1,33 < 4 \rightarrow$ Condition vérifiée.

II.3.2 poutre non porteuse :

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

Avec :

L_{\max} : la portée la plus grande des poutres entre nus de poteaux.

h : la hauteur de la section

b : la largeur de la section.

La hauteur (h) :

$$L_{\max} = 4 - 0.4 \text{ m} \rightarrow \frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10}$$

$$\rightarrow 24 \text{ cm} \leq h \leq 36 \text{ cm}$$

Soit : **$h = 35 \text{ cm}$** .

La largeur (b) :

$$h = 35 \text{ cm} \rightarrow (0,3 \times 35) \leq b \leq (0,7 \times 35)$$

$$\rightarrow 10,5 \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Soit : **$b = 30 \text{ cm}$** .

Vérification selon les exigences des RPA99 v2003 :

Les poutres doivent respecter les exigences ci-après :

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

Or :

- ✓ $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.
- ✓ $h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.
- ✓ $h/b = 1,167 < 4 \rightarrow$ Condition vérifiée.

Conclusion :

Les dimensions finales des poutres sont :

- Les poutres porteuses : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}$.
- Les poutres non porteuses : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}$.

II.4 EVALUATION DES CHARGES :

II.4.1 Plancher terrasse :

a. Charge permanente (plancher en corps creux) :

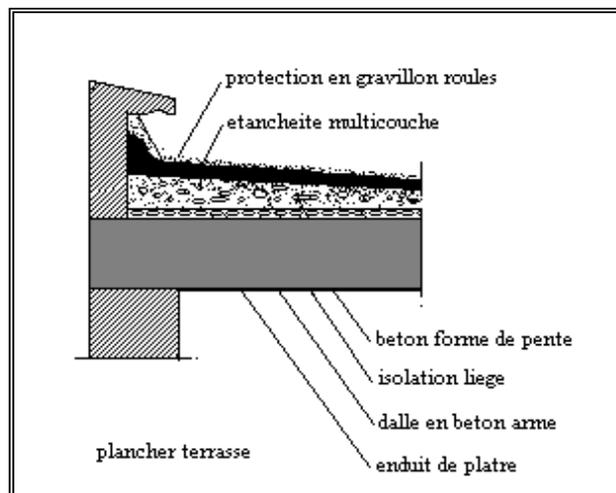


Figure II. 4 : Coupe verticale du plancher terrasse.

Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.

Élément	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	G (KN/m ²)
Protection en gravillons	17	0,05	0,90
Étanchéité multicouche	6	0,02	0,12
Forme de pente	22	0,1	2,2
Isolation thermique (liège)	4	0,04	0,16
Dalle corps creux (16+4)	/	0,2	2,8
Enduit de plâtre	10	2	0,2
Charge permanente G			6,38

b. Charge d'exploitation

$Q = 1,0 \text{ kN/m}^2$ (plancher terrasse inaccessible).

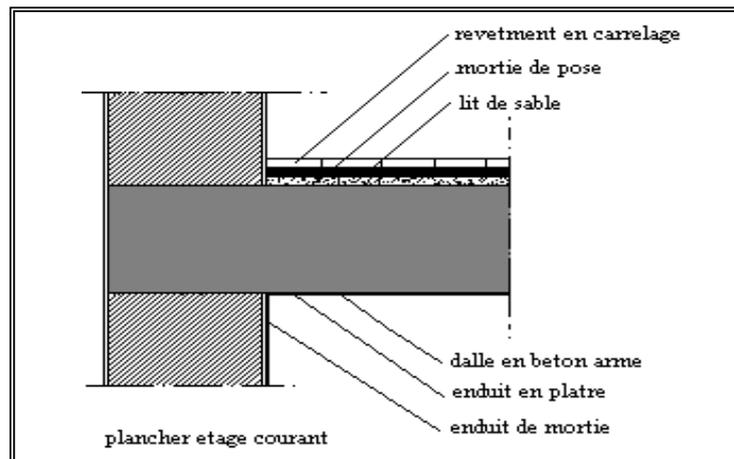
II.4.2 Plancher étage courant (1^{er} jusqu'au 12^{ème} étage) :**a. Charge permanente (plancher en corps creux) :****Figure II.5** : Coupe verticale du plancher courant.

Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher courant (corps creux).

Élément	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	25	0,02	0,40
Mortier de Pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,03	0,54
Dalle corps creux (16+4)	/	0,2	2.80
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
Cloisons légères	/	/	1,00
Charge permanente G			5,34

b. Charge d'exploitation :

Q= 1,5 kN/m² (usage : habitation).

Q=2,5kN/m² (usage : service).

Q=5kN/m² (usage : commerce).

II.4.3 Planchers dalle pleine :**a. Charge permanente :****Tableau II.3:** Charges permanentes des dalles pleines.

Élément	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	G (KN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0,4
Mortier de Pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,03	0,54
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit au plâtre	10	0,02	0,2
Cloisons légères	/	/	1
Charge permanente G			6.29

b. Charge d'exploitation :

$Q = 2,5,00 \text{ kN/m}^2$ (usage : service)

$Q = 5,00 \text{ kN/m}^2$ (usage : commerce).

$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$ (parking).

II.4.4 Maçonnerie:**a. Murs extérieurs (doubles cloisons) :****Tableau II.4 :** Charges permanentes du mur double cloison.

Élément	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	G (KN/m ²)
Enduit extérieur en ciment	18	0,02	0,36
Briques creuses	90	0,15	1,35
L'âme d'air	/	0,05	/
Briques creuses	90	0,10	0,90
Enduit intérieur au plâtre	10	0,02	0,20
Charge permanente G			2,81

b. Murs à une seule cloison :**Tableau II.5 :** Charges permanentes du mur à un seul cloison.

Élément	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment extérieur	18	0,02	0,36
Briques creuses	90	0,15	1,35
Enduit en plâtre intérieur	10	0,02	0,2
Charge permanente G			1,91

II.4.5 balcons :**a. Charge permanente :****Tableau II. 6 : Charges permanentes du balcon.**

Élément	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	G (KN/m ²)
Plancher dalle pleine	25	0,15	4
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,03	0,54
Enduit en ciment	18	0,02	0,36
Charge permanente G			4,94

b. Charge d'exploitation :

$Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$.

II.5 PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations, et à participer au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Le prédimensionnement des poteaux consiste à évaluer la résistance d'une section choisie intuitivement, accompagnée d'une armature représentant 1% de la section de béton, sous l'effet de la charge normale maximale (calculée en considérant le poteau le plus sollicité), déterminée par la descente des charges.

II.5.1 Etapes de prédimensionnement :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :
 - ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm. (Zone I et IIa)}$
 - ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm. (Zone IIb et III)}$
 - ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{he}{20}$

- Vérifier la section à l'E.L.S.

II.5.2 CHARGES REVENANT AU POTEAU :

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

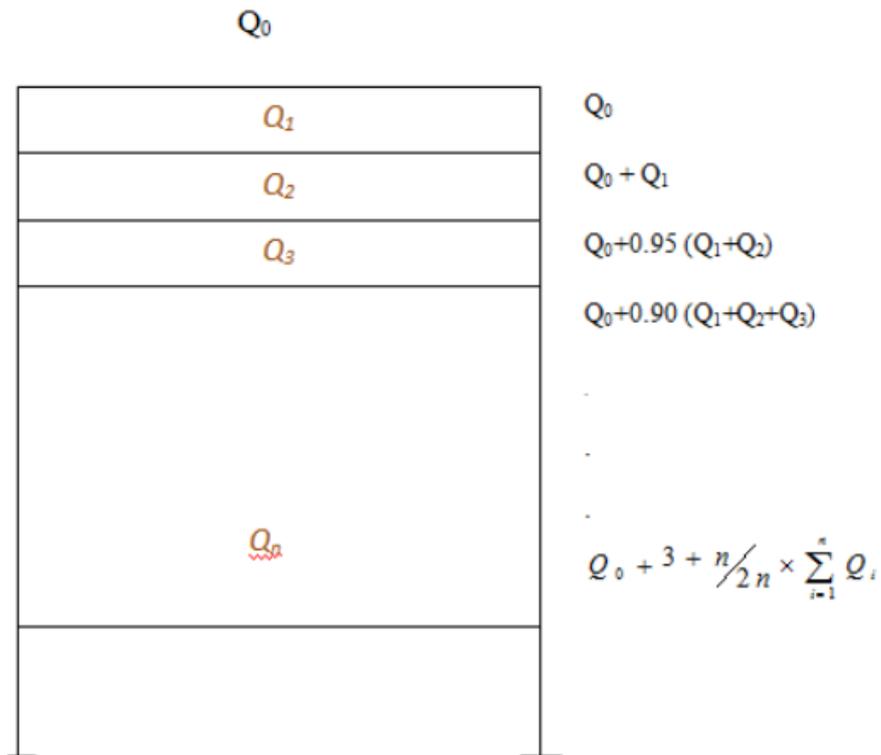


Figure II.6 : Loi de dégression des charges d'exploitations.

Tableau II.7 : Dégression en fonction du nombre d'étages.

Niveau	Qi [kN/m ²]	Q cumulée [kN/m ²]
P terrasse	1	1
P 12	1,5	2,5
P 11	1,5	3,85
P10	1,5	5,05
P 9	1,5	6,1
P 8	1,5	7
P 7	1,5	7,75
P 6	1,5	8,46
P 5	1,5	9,28
P 4	1,5	10,05
P 3	1,5	10,75
P 2	1,5	12,2
P 1	2,5	13,6
P RDC	5	16,5
P sous-sol	2,5	17,78

II.5.2 Dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- ✓ N_u : Effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q.
- ✓ α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).
- ✓ λ : Elancement d'EULER ($\lambda = \frac{l_f}{i}$).
- ✓ l_f : Longueur de flambement.

- ✓ i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)
- ✓ I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement ($I = \frac{bh^3}{12}$).
- ✓ B : Surface de la section du béton ($B=a \times b$).
- ✓ γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$).....situation durable.
- ✓ γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable.
- ✓ f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e=500\text{MPa}$).
- ✓ f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=30\text{MPa}$).
- ✓ A_s : Section d'acier comprimée.
- ✓ B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($B_r = (a-0,02)(b-0,02)$) [m^2].

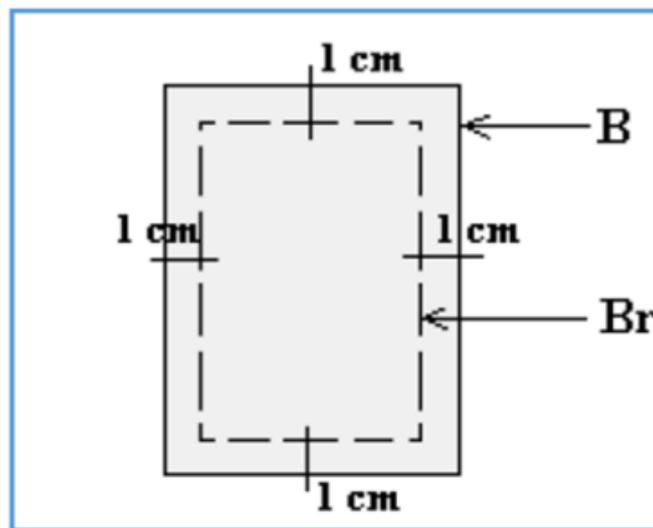


Figure. II.7 : Section réduite du poteau.

Selon le “*RPA ver 2003*”

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que $\frac{A_s}{B} = 1\%$

- $\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ Si $\lambda \leq 50$
- $\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$ Si $50 < \lambda < 10$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :
$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0,053 N_u$$

Pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :

$$\begin{cases} * \text{Min}(a; b) \geq 25 \text{ cm} \\ * \text{Min}(a; b) > \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{cases}$$

Avec :

(a ;b) : Dimensions de la section.

h_e : Hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ($a=b$).

- **Vérification à l'ELS :**

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

Avec : N_{ser} : Effort normal à l'ELS ($N_{ser}=N_G+N_Q$).

B : Section de béton du poteau.

A_s : Section des armatures ($A_s=1\%B$).

n : Coefficient d'équivalence ($n = \frac{E_s}{E_b} = 15$).

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient : $\sigma_{ser} =$

$$\frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Les poteaux les plus sollicités sont :

- Poteau central : $S = (2+1,6) \times (2+2,175) = 15,03 \text{ m}^2$
- Poteau de rive : $S = (1,8 \times 2) + (1,8 \times 2,175) + (1,2 \times 2,175) = 10,125 \text{ m}^2$
- Poteau d'angle = $2 \times 2,175 = 4,35 \text{ m}^2$

II.5.2.1 Poteau central :

Surface des planchers supportées par ce poteau = 15,03 m².

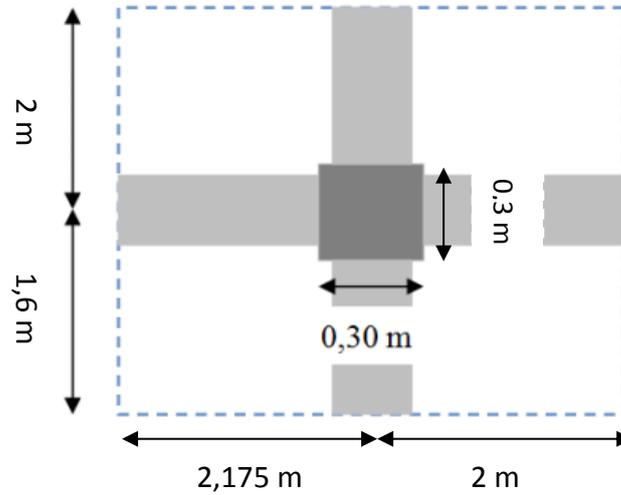


Figure II.8 : Section réduite du poteau central.

Poids revenant au 12 -ème niveau :

Poids du plancher terrasse : $G \times S = 6,38 \times 15,03 = 95,89 \text{ kN}$

Poids de la poutre principale : $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = (4,175 - 0,3) \times (0,4 - 0,2) \times 0,30 \times 25 = 5,8 \text{ Kn.}$

Poids de la poutre secondaire : $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (3,6 - 0,4) \times (0,35 - 0,2) \times 0,30 \times 25 = 3,6 \text{ KN.}$

Poids du poteau : $(3,06 - 0,2) \times (0,3 \times 0,3) \times 25 = 8,58 \text{ KN}$

$$\mathbf{G_{12} = G = 113,9 \text{ KN}}$$

Poids revenant au 11 -ème niveau :

Poids du plancher courant : $G \times S = 5,34 \times 15,03 = 80,41 \text{ KN.}$

Poids de la poutre principale : $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = (4,175 - 0,3) \times (0,4 - 0,2) \times 0,30 \times 25 = 5,8 \text{ kN.}$

Poids de la poutre secondaire : $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (3,6 - 0,4) \times (0,35 - 0,2) \times 0,30 \times 25 = 3,6 \text{ KN.}$

Poids du poteau : $(3,06 - 0,2) \times (0,3 \times 0,3) \times 25 = 8,58 \text{ KN.}$

$$\mathbf{G = 98,39 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{11} = G_{12} + G = 212,29 \text{ KN}}$$

Poids revenant au 10 -ème niveau :

$$G = 98,39 \text{ KN}$$

$$G_{10} = G_{11} + G = 310,7 \text{ KN}$$

Poids revenant au 9 -ème niveau :

$$G = 98,39 \text{ KN}$$

$$G_9 = G_{10} + G = 409,07 \text{ KN}$$

Poids revenant au 8 -ème niveau :

$$G = 98,39 \text{ KN}$$

$$G_8 = G_9 + G = 507,46 \text{ KN}$$

Poids revenant au 7 -ème niveau :

$$G = 98,39 \text{ KN}$$

$$G_7 = G_8 + G = 606,85 \text{ KN}$$

Poids revenant au 6 -ème niveau :

$$G = 98,39 \text{ KN}$$

$$G_6 = G_7 + G = 704,24 \text{ KN}$$

Poids revenant au 5 -ème niveau :

$$G = 98,435 \text{ KN}$$

$$G_5 = G_6 + G = 802,63 \text{ KN}$$

Poids revenant au 4 -ème niveau :

$$G = 98,39 \text{ KN}$$

$$G_4 = G_5 + G = 901,02 \text{ KN}$$

Poids revenant au 3 -ème niveau :

$$G = 98,39 \text{ KN}$$

$$G_3 = G_4 + G = 999,41 \text{ KN}$$

Poids revenant au 2 -ème niveau :

$$G = 98,39 \text{ KN}$$

$$G_2 = G_3 + G = 1097,8 \text{ KN}$$

Poids revenant au 1^{ER} niveau :

$$G = 98,39 \text{ KN}$$

$$G_1 = G_2 + G = 1196,19 \text{ KN}$$

Poids revenant au RDC :

Poids du plancher courant : $G \times S = 5,34 \times 15.03 = 80.41 \text{ KN}$.

Poids de la poutre principale : $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = (4,175 - 0,3) \times (0,4 - 0,2) \times 0,30 \times 25 = 5,8 \text{ kN}$

Poids de la poutre secondaire : $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (3,6 - 0,4) \times (0,35 - 0,2) \times 0,30 \times 25 = 3,6 \text{ KN}$

Poids du poteau : $(4,08 - 0,2) \times (0,3 \times 0,3) \times 25 = 11,64 \text{ KN}$.

$$G = 101,45 \text{ KN}$$

$$G_{rdc} = G_1 + G = 1297,64 \text{ KN}$$

Poids revenant au poteau du sous-sol :

Poids du plancher : $G \times S = 6,33 \times 15.03 = 95.14 \text{ KN}$.

Poids de la poutre principale : $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = (4,175 - 0,3) \times (0,4 - 0,2) \times 0,30 \times 25 = 5,8 \text{ kN}$

Poids de la poutre secondaire : $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (3,6 - 0,4) \times (0,35 - 0,2) \times 0,30 \times 25 = 3,6 \text{ KN}$

Poids du poteau : $(3,25 - 0,15) \times (0,3 \times 0,3) \times 25 = 9,3 \text{ KN}$.

$$G = 113,84 \text{ KN}$$

$$G_{ss} = G_{rdc} + G = 1411,48 \text{ KN}$$

Exemple de calcul :**Calcul du poteau du 12 -ème étage :**

Pour le 12 -ème étage on a :

$$N_{G12} = 113,9 \text{ KN}$$

$$N_{Q12} = Q_{12} \times S = 1 \times 15,03 = 15,03 \text{ KN}$$

$$N_{u12} = 1,35 N_{G12} + 1,5 N_{Q12} = 176,31 \text{ KN}$$

$$Br \geq 0,053 N_u \Rightarrow Br \geq 93,44 \text{ cm}^2.$$

On a: **a=b**

$$Br = (a-0,02)(b-0,02)$$

$$\text{Donc: } Br = (a-0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02 \Rightarrow a = 11,67 \text{ cm}$$

$$a = b = 25 \text{ cm}$$

Le choix : **a=b=30 cm.**

Vérification de la section à l'ELS :

$$N_{ser12} = N_{G12} + N_{Q12} = 128,93 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \quad (B = axb)$$

$$\sigma_{ser} = 1,79 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ Mpa.}$$

Tableau II.8 : choix des sections des poteaux centraux.

N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	N_{ser} (KN)	Br (cm ²)	$a=b$ (cm)	RPA	Choix	σ_{ser} (Mpa)	Obs
113,9	15,03	176,31	128,93	93,44	11,67	30*30	30*30	1,79	OK
212,29	37,58	342,96	249,87	181,77	15,48	30*30	30*30	3,48	OK
310,7	57,87	506,25	368,57	268,31	18,38	30*30	30*30	5,13	OK
409,07	75,9	666,09	484,97	353,03	20,79	30*30	30*30	6,75	OK
507,46	91,68	822,6	599,14	435,97	22,88	30*30	30*30	8,34	OK
606,85	105,21	977,07	712,06	517,84	24,76	30*30	30*30	9,91	OK
704,24	116,48	1125,44	820,72	596,49	26,42	30*30	30*30	7,93	OK
802,63	127,76	1275,19	930,39	675,85	27,99	30*30	30*30	8,99	OK
901,02	139,03	1424,92	1040,05	755,21	29,48	30*30	30*30	10,05	OK
999,41	150,3	1574,65	1149,71	834,57	30,89	30*30	35*35	8,16	OK
1097,8	161,57	1724,39	1259,37	913,92	32,23	30*30	35*35	8,94	OK
1196,19	172,85	1874,13	1369,04	993,29	33,52	30*30	35*35	9,72	OK
1297,64	191,63	2039,26	1489,27	1080,81	34,88	30*30	35*35	10,57	OK
1411,48	229,2	2249,3	1640,68	1192,13	36,53	30*30	40*40	8,92	OK

II.5.2.2 Poteau d'angle :

Surface des planchers supportées par ce poteau = 5.1m²

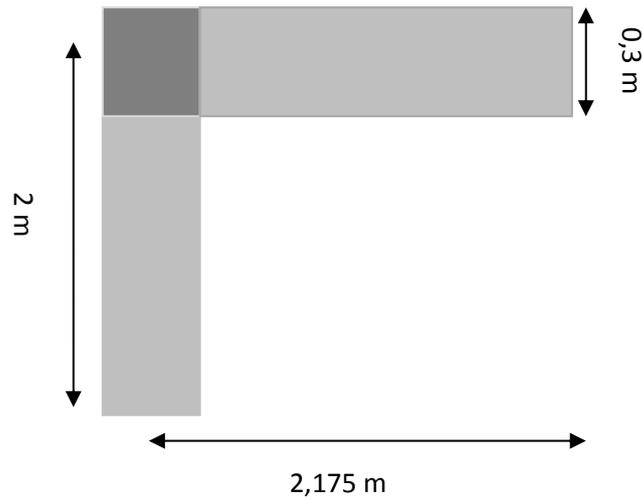


Figure II.9: Section réduite du poteau d'angle.

Surface des planchers supportées par ce poteau = 5.1 m²

Tableau II.9 : choix des sections des poteaux d'angle.

N _G (KN)	N _Q (KN)	N _u (KN)	N _{ser} (KN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA	Choix	σ _{ser} (Mpa)	Obs
57,48	5,1	85,25	62,58	45,18	8,72	30*30	30*30	0,87	OK
126,95	12,75	190,51	139,7	100,97	12,05	30*30	30*30	1,94	OK
196,42	19,64	294,63	216,06	156,15	14,50	30*30	30*30	3,01	OK
265,89	25,76	397,59	291,65	210,72	16,52	30*30	30*30	4,06	OK
335,36	31,11	499,40	366,47	264,68	18,27	30*30	30*30	5,10	OK
404,83	35,7	600,07	440,53	318,04	19,83	30*30	30*30	6,13	OK
474,3	39,53	699,60	513,83	370,79	21,26	30*30	30*30	4,96	OK
543,77	43,35	799,11	587,12	423,53	22,58	30*30	30*30	5,67	OK
613,24	47,18	898,64	660,42	476,28	23,82	30*30	30*30	6,38	OK
682,71	51	998,16	733,71	529,02	25,00	30*30	30*30	7,09	OK
752,18	54,08	1096,56	806,26	581,18	26,11	30*30	30*30	7,79	OK
821,65	58,65	1197,20	880,3	634,52	27,19	30*30	30*30	8,51	OK
894,78	65,03	1305,50	959,81	691,91	28,30	30*30	30*30	9,27	OK
941,43	77,78	1387,60	1019,21	735,43	29,12	30*30	30*30	9,85	OK

II.5.2.3 Le poteau de rive :

Surface des planchers supportés par ce poteau = 12.53 m²

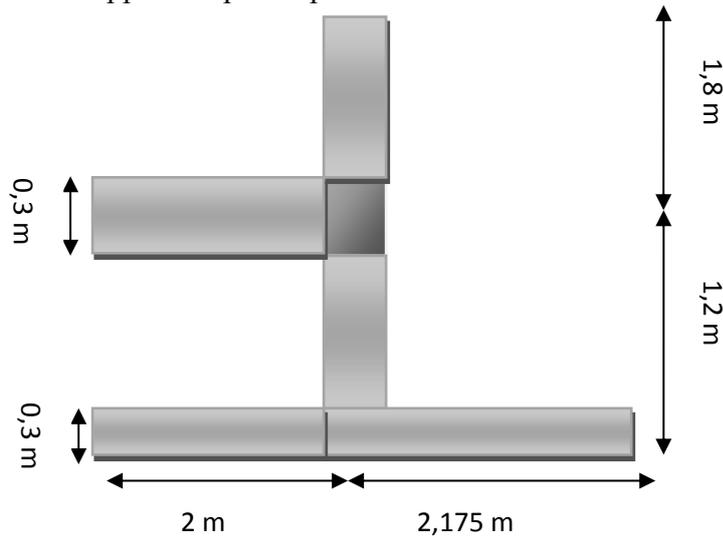


Figure II.10: Section réduite du poteau de rive

Tableau II.10 : choix des sections des poteaux de rive.

N _G (KN)	N _Q (KN)	N _u (KN)	N _{ser} (KN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA	Choix	σ _{ser} (Mpa)	Obs
111	12,53	168,65	123,53	89,38	11,45	30*30	30*30	1,72	OK
221,07	31,33	345,44	252,40	183,08	15,53	30*30	30*30	3,51	OK
331,14	46,36	516,58	377,50	273,79	18,55	30*30	30*30	5,25	OK
441,2	57,64	682,08	498,84	361,50	21,01	30*30	30*30	6,94	OK
551,28	65,17	841,98	616,45	446,25	23,12	30*30	30*30	8,58	OK
661,35	68,93	996,22	730,28	528,00	24,98	30*30	30*30	10,16	OK
772,04	68,93	1145,65	840,97	607,19	26,64	30*30	30*30	8,13	OK
882,12	78,33	1308,36	960,45	693,43	28,33	30*30	30*30	9,28	OK
992,19	87,73	1471,05	1079,92	779,66	29,92	30*30	30*30	10,43	OK
1102,26	97,03	1633,60	1199,29	865,81	31,42	30*30	35*35	9,79	OK
1212,33	106,43	1796,29	1318,76	952,03	32,86	30*30	35*35	10,77	OK
1265,84	115,83	1882,63	1381,67	997,79	33,59	30*30	35*35	11,28	OK
1333,67	126,37	1990,01	1460,04	1054,71	34,48	30*30	35*35	11,92	OK
1406,1	147,24	2119,10	1553,34	1123,12	35,51	30*30	40*40	8,44	OK

II.6 LES VOILES :

D'après l'article 7.7.1 du RPA99 v 2003, les éléments satisfaisant la condition ($L \geq 4a$) sont considérés comme des voiles.

l : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile

h_e : hauteur de l'étage

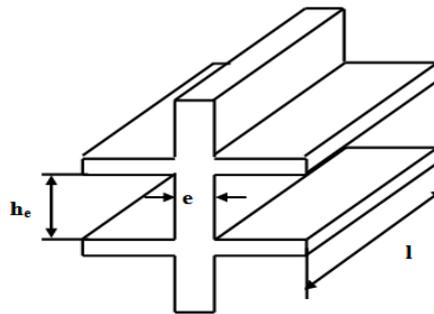


Figure II. 11 : Schéma du voile.

D'après le « RPA 99 v 2003 », l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « h_e ».

De 1^{er} au 12 -ème étage :

On a:

$$h_e = 3.06 - 0.40 = 2.66 \text{ m}$$

$$e \geq \frac{2.66}{22} = 0.12 \text{ m}$$

$$e \geq 15 \text{ cm}$$

De l'RDC :

$$h_e = 4.08 - 0.40 = 3.68 \text{ m}$$

$$e \geq \frac{3.68}{22} = 0.16 \text{ m}$$

On prend: $e = 20 \text{ cm}$.

CHAPITRE III :
Calcul des éléments
secondaires

Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction :

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

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

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement « **BAEL 91 modifié 99** » en respectant le règlement parasismique Algérien « RPA 99 version 2003 ».

III.2 L'acrotère :

III.2.1 Définition :

L'acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse qui forme une paroi contre toute chute, il est calculé comme une console encastree au niveau du plancher terrasse.

L'acrotère est soumis à son poids propre et une poussée latérale de 1 kN/ml, due à la main courante, Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur au niveau de la section dangereuse à l'endroit de l'encastrement.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

Largeur $b=100$ cm

Hauteur $H=60$ cm

Epaisseur $e=10$ cm

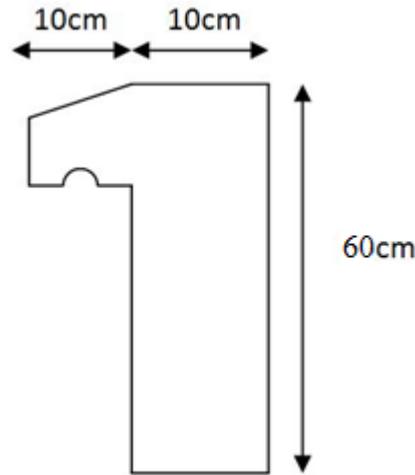


Figure III-1 : Coupe verticale de l'acrotère

III.2.2 Evaluation des charges :

a. Charges permanentes :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,2 \times 0,2) - \frac{0,1 \times 0,2}{2} = 0,09 \text{ cm}^2$$

Poids propre de l'acrotère : $G_1 = \rho_b \times S = 25 \times 0,09 = 2,25 \text{ kN/ml}$

Revêtement en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=15 \text{ kN/m}^3$) : $G_2 = (0,1 \times 0,6) \times 2 \times 0,02 \times 15 = 0,42 \text{ kN/ml}$

$$G_t = G_1 + G_2 = 2,25 + 0,42 = 2,67 \text{ kN/ml}$$

Le poids total de l'acrotère $G=2,67 \text{ kN/m}$

b. Charge d'exploitation :

$Q = 1,0 \text{ kN/ml}$ (main courante)

L'action des forces horizontales Q_h (F_p) :

D'après **RPA 99 version 2003**, les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4.A. C_p. W_P$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **Tableau (4.1)**

Pour la zone IIb et le groupe d'usage 2 [A=0,20].

C_p : Facteur de la force horizontale obtenu dans le **Tableau (6.1)** [$C_p = 0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère.....[$W_p=2,67$ kN].

$$F_p = 4 \times 0,20 \times 0,8 \times 2,67 = 1,709 \text{ kN}$$

$$Q_h = \max (1,5Q ; F_p)$$

$$\begin{cases} F_p = 1,709 \text{ kN} \\ 1,5 Q = 1,5 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow Q_h = 1,709 \text{ KN}$$

Donc :

$$\begin{cases} G = 2,67 \text{ kN} \\ Q_h = 1,709 \text{ KN} \end{cases}$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$G = 2,65 \text{ kN/ml} \quad \text{et} \quad Q = 1,709 \text{ KN/ml}$$

III.2.3 Calcule des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

➤ ELU :

$$N_u = 1,35. G = 4 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5. Q. h = 1,54 \text{ Kn.m}$$

$$T_u = 1,5. Q = 2,56 \text{ kN}$$

➤ ELS :

$$N_{ser} = G = 2,67 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q. h = 1,025 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = Q_h = 1,709 \text{ Kn}$$

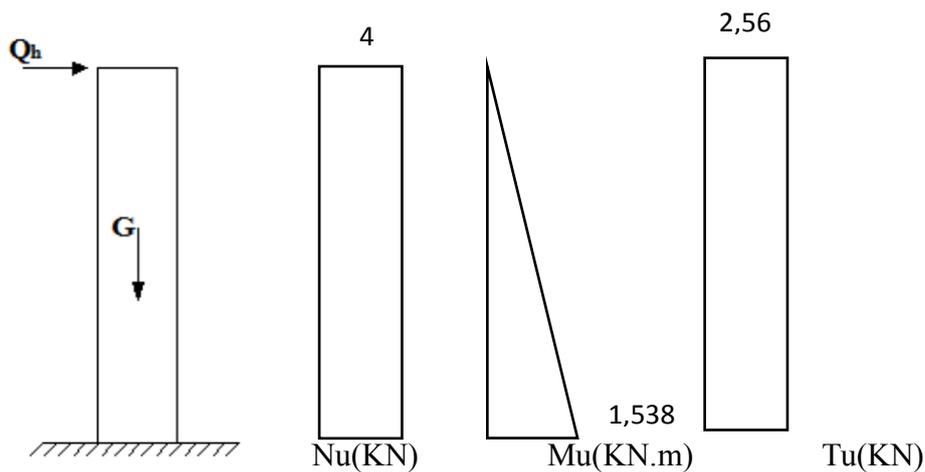


Figure III-2 : Diagramme des efforts à l'ELU.

III.2.4 Ferrailage de l'acrotère :

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$; $c=c'=2\text{ cm}$; $f_e=500\text{Mpa}$.

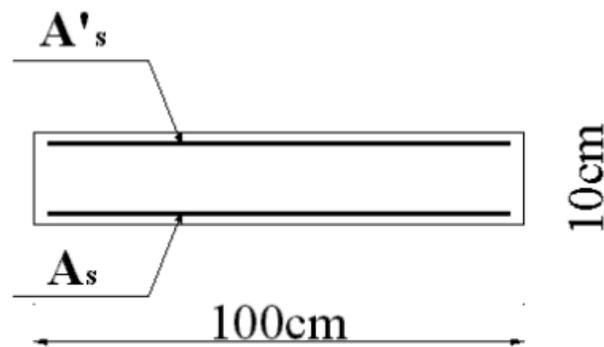


Figure III-3 : Coupe horizontale d'un acrotère.

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,54}{4} = 38,5 \text{ cm} \left. \begin{array}{l} \\ \frac{e_p}{2} - 2 = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{array} \right\} e_0 > \frac{e_p}{2} - 2 \rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

Calcul du moment fictif « M_f » :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{e_p}{2} - 2 \right) = 1,025 + 4 \left(\frac{10}{2} - 2 \right) \times 10^{-2} = 1,47 \text{ KN.m.}$$

1. Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,011$$

$\mu < \mu_R = 0,371 \Rightarrow A_s =$ Les armatures comprimées ne sont nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,011)}) = 0,014$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,95 \text{ cm}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z \times \sigma_s} = 37,76 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s1} = A_{s'} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = A_{sf} - \frac{Nu}{\sigma_s}$$

$$A_{s2} = 28.56 \text{ cm}^2 \quad \mu = 0,011 < 0,186 \rightarrow \varepsilon_s = 10 \text{ 0/00} \quad \text{et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,28 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.2.5 Vérification de la section d'acier selon BAEL 91 modifié 99 :

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_{s\min} \geq \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec : $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 9 \text{ cm}$

$$A_{s\min} \geq \max \{ 1 \text{ cm}^2 ; 0,99 \text{ cm}^2 \} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour $4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ Cm.}$

L'espacement des armatures principales doit vérifier la condition suivante :

$$S \leq (2h ; 25) \longrightarrow 25 \leq (20 ; 25) \text{ Ok.}$$

III.2.6 Armature de répartition :

$$\frac{As}{4} \leq Ar \leq \frac{As}{2}$$

$$0,5 \leq Ar \leq 1\text{cm}^2$$

On prend: $4T6 = 1,13\text{cm}^2$. $St = (60-4)/3 = 18,66\text{cm}$. On prend $St = 17\text{cm}$.

III.2.7 Vérification a L'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Tableau III.1 : Les vérifications de l'ELS.

Contrainte du béton		Contrainte de l'acier	
σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$
2,4 Mpa	18Mpa	36,06MPa	250 Mpa
OK		OK	

III.2.8 Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{3,21.10^3}{90.10^3} = 0,035\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.2.9 Schéma de ferrailage :

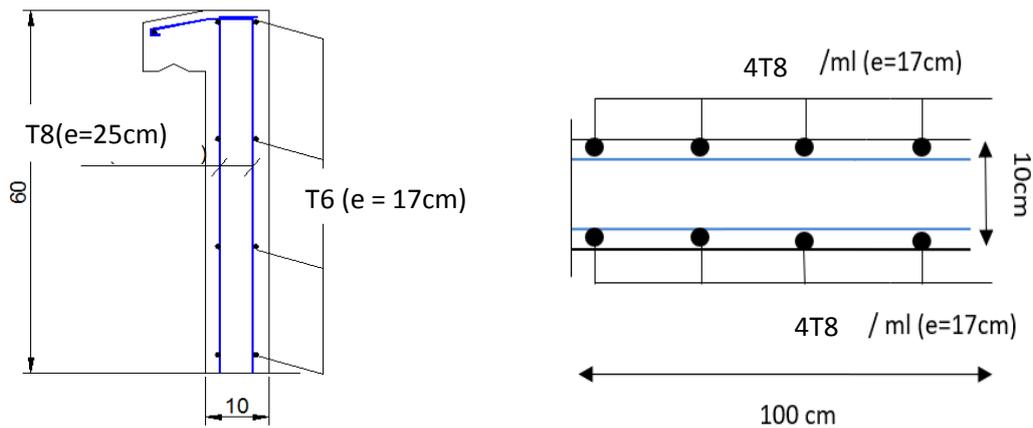


Figure III-4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3 Balcons :

Notre ouvrage comporte un type de balcon : dalle à deux appuis, de dimensions (1×4).

- **Épaisseur du balcon :**

L'épaisseur de balcon et déterminer comme suite :

➤ **Résistance au feu :**

$e = 7$ cm pour une heure de coup de feu

$e = 11$ cm pour deux heures de coup de feu

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

Nous optons : $e = 15$ cm.

➤ **Isolation phonique :**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à **13 cm** pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Nous limitons donc notre épaisseur à **15 cm**.

➤ **Résistance à la flexion :**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

$$e \geq \frac{Lx}{10} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm}$$

Avec :

Lx : La petite portée du panneau le plus sollicité.

$Lx = 1$ m On prend : $e=15$ cm

III.3.1 Evaluation des charges :

➤ **Charge permanente :** $G=4.94\text{kN/m}^2$

Charge revenant au garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur Brique creuse :

$$0.1 \times 0.9 = 0.9 \text{ kN/m}$$

$$\text{Enduit ciment : } 2 \times 0.2 \times 22 = 0.88 \text{ kN/m}$$

$$G_{gc} = 0.9 + 0.88 = 1.78 \text{ kN/m}$$

➤ **Charge d'exploitation** : $Q=3.50\text{kN/m}^2$

III.3.2 Détermination des efforts :

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1ml. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement

1. Combinaison des charges :

a. Combinaison de charge à l'ELU :

La dalle pleine : $q_u = (1,35G+1,5Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 4.49) + (1.5 \times 3.5) = 11.9 \text{ kN/m}$

Le garde-corps : $P_u = 1.35 \times 1.78 = 2.403 \text{ Kn}$

b. Combinaison de charge à l'ELS :

La dalle pleine : $q_s = (G+Q) \times 1\text{m} = 8.44 \text{ kN/m}$

Le garde-corps : $P_s = 1 \times 1.78 = 1.78 \text{ Kn}$

2. Calcul du moment :

a. ELU :

Le moment provoqué par la charge est :

$$M_{u1} = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{11,9 \times 1^2}{2} = -5,95 \text{ kn.m}$$

Le moment provoqué par la charge est :

$$M_{u2} = - (P_u \times l) = - (2.403 \times 1) = -2.4 \text{ KN.m}$$

Le moment total :

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} = -8.35 \text{ KN.m}$$

$$V_u = - (q_u \times l + p_u) = -(11.9 \times 1 + 2.403) = -14,3 \text{ KN}$$

b. ELS :

$$M_s = -\left(\frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times l\right) = -6 \text{ kn.m}$$

$$V_s = -(q_s \times l + P_s) = -10.22 \text{ KN}$$

Note : le signe (-) veut dire que la fibre supérieure est tendue.

Le ferrailage se fait à l'ELU en considérant que la fissuration est peu préjudiciable en considérant une section de 1.00 m de largeur et de 15 cm d'épaisseur.

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m de largeur. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

$$M_u = - 8.35 \text{ KN.m}$$

$$V_u = -14.30 \text{ KN}$$

Application :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; f_{bc} = 17 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13.5 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ Mpa}$$

III.3.3. Calcul de ferrailage :

a. Les armatures principales : (Armature partie supérieure) :

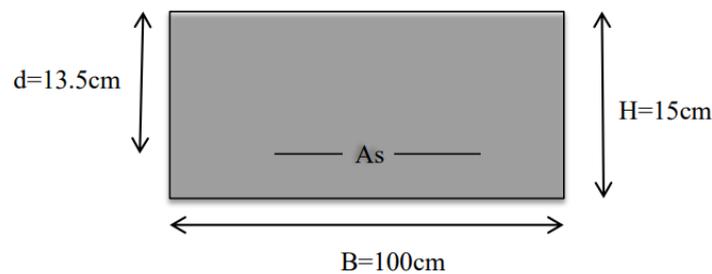


Figure III-5 : Section du balcon.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III-2 : Calcul des sections d'armature du balcon.

	Mu (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	As' (cm²)	α	Z (mm)	A_{cal} (cm²)	Choix	A_{adps} (cm²)	Esp (cm)
Mu	8.35	0,027	Oui	0	0,034	13,3	1,44	4T8	2,01	25

b. Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 4T8 = 2,01 cm², st = 25cm.

III.3.4 Vérification :**1. Vérification a ELU :****- Condition de non fragilité du béton :**

$$A_{\min} = 0.23bd(ft_{28}/f_e) = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.4}{500} = 1.49 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{s_{\min}} = 1.49 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée.

- Vérification a l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = (0,5 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}).$$

$$\tau_u = \frac{14,3 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,11 \text{ Mpa} < 3 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

2. Vérification a l'ELS :

Vérification des contraintes :

$$M_{ser} = 6 \text{ Kn.m}$$

La fissuration est préjudiciable ; il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right) = 250 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$n = 15$$

$$\eta = 1,6 \text{ (H.A)}$$

$$Y : \text{ est calculé à partir de l'équation : } \frac{b}{2} y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

$$I : \text{ est calculé à partir de l'équation : } \frac{b}{3} y^3 + n A_s' (y - c')^2 - n A_s (d - y)^2 = 0$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III-3 : Vérification du balcon a l'ELS.

Mser (kn.m)	As (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (Mpa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	σ_s (Mpa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
6	2,01	4,2	31114,2854	0,8	OK	89	OK

3. Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{At}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10 M0} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,15}{1} = 0,15 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{2,01}{100 \times 13,5} = 0,00149 < 0,0084 \dots\dots \text{Vérifiée} \\ 0,15 > 0,1 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Après les calculs et les vérifications effectuées, nous adoptons le ferrailage suivant :

- Armatures principales : As = 4T8 = 2,01 cm² avec St = 25 cm
- Armatures de répartitions : Ar=4T8= 2,01 cm² avec st =25cm.

III.3.5 Schéma de Ferrailage :

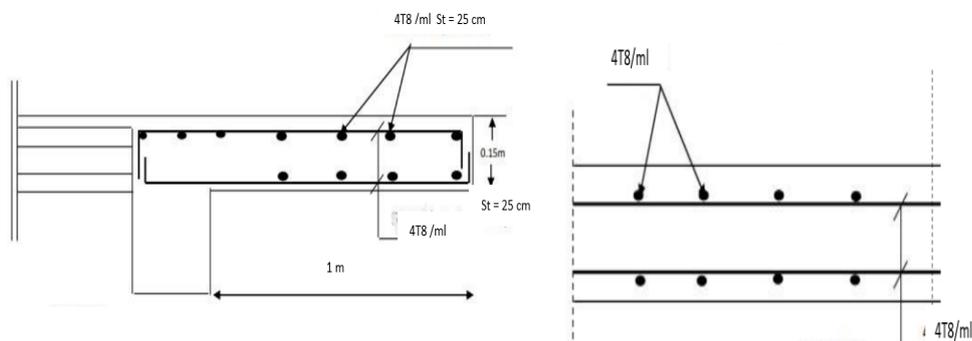


Figure III-6 : Schéma de Ferrailage du balcon.

III.4 Plancher à corps creux :**III.4.1 Etude des poutrelles :**

Les poutrelles sont des sections en (T) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis.

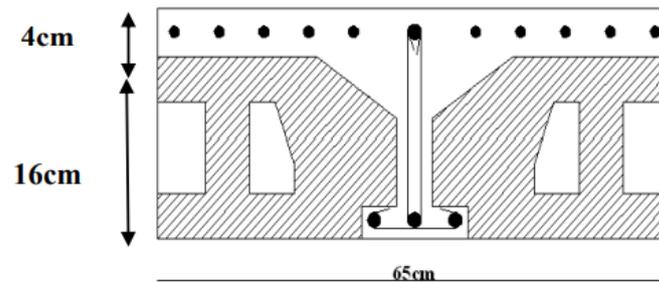


Figure III-7 : Coupe du plancher en corps creux.

1. Dimensions de la poutrelle :

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{20} \rightarrow \frac{400}{25} \leq h \leq \frac{400}{20} \rightarrow 16 \leq h \leq 20 \text{ cm.}$$

On prend : $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$.

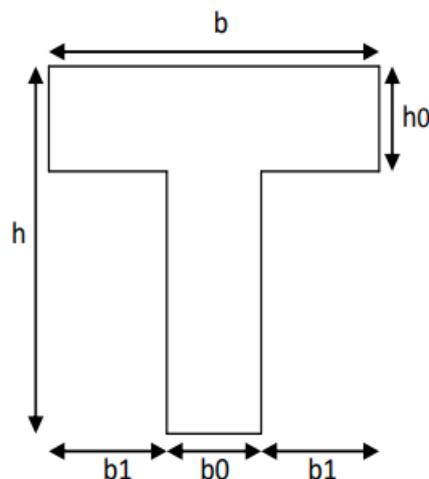


Figure III-8 : Dimensions de la Poutrelle.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) * h$$

Avec :

h : Hauteur du plancher.

$$b_0 = (0,4; 0,6) * h = (8; 12) \text{ cm.}$$

On a adopté: $b_0=12 \text{ cm.}$

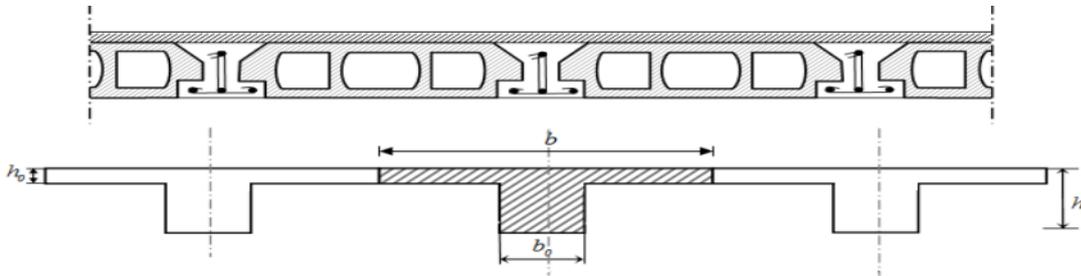


Figure III-9 : Schéma de poutrelle.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{Lx}{2}; \frac{Ly}{10}\right)$$

Tel que :

Lx : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

Ly : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

Soit : $b_0=12\text{cm.}$

$$Lx = 65 - 12 = 53\text{cm.}$$

$$Ly = 400 - 30 = 370 \text{ cm.}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{Lx}{2}; \frac{Ly}{10}\right) \rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}; \frac{405}{10}\right) = 26,5 \text{ cm}$$

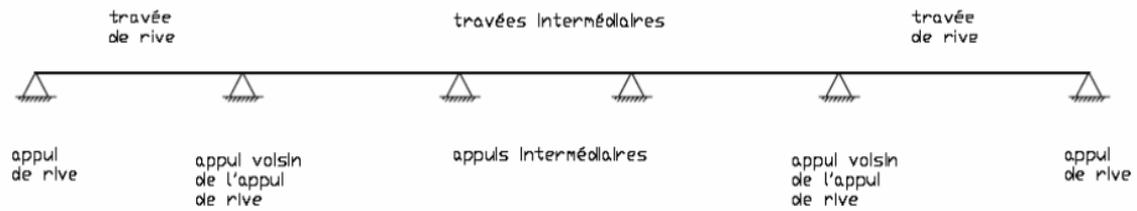
$$b \leq 2 * \min\left(\frac{Lx}{2}; \frac{Ly}{10}\right) + b_0 \rightarrow b = (2 \times 26.5) + 12 = 65\text{cm.}$$

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

2. Calcul des moments :

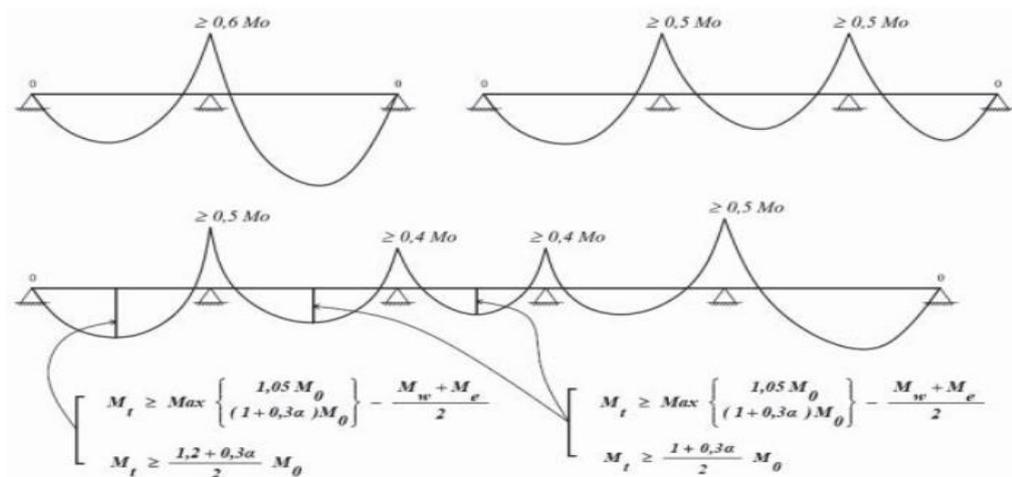
Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

a. Méthode forfaitaire :



✓ **Procédure pratique :**

- On détermine par le coefficient 0,4 ; 0,5 ou 0,6 sur chaque appui.
- Calculer $M_{appui} = \text{coefficient} * \text{Max} (M_{droite} ; M_{gauche})$.
- Calculer M_t .



b. Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est applicable lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continue.

Exposé de la méthode :

• **Moment sur appui :**

- $M_a = 0$Appui e rive.
- $M_a = - \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5 (l_w + l_e)}$Appui intermédiaire.

• **Moment en travée :**

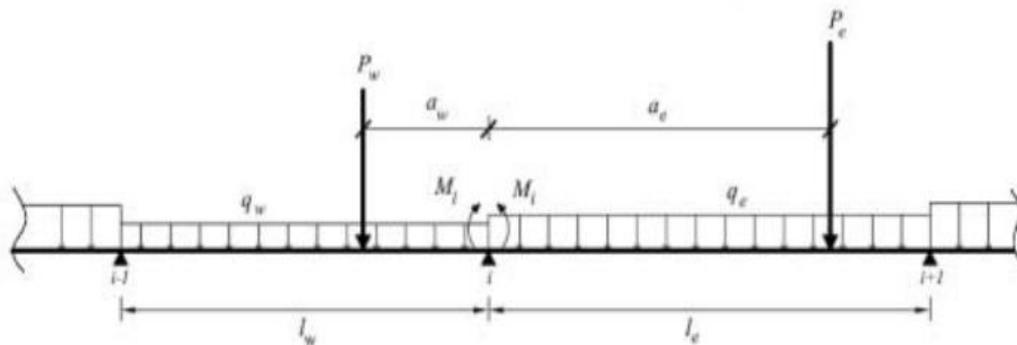
$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e + M_w}{l}\right)x + M_w$$

Avec :

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).
- $(M_w ; M_e)$: les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.
- q_w : charge répartie à gauche de l'appui considérée.
- q_e : charge répartie à droite de l'appui considérée.

On calcul, de chaque côté de l'appuis, les longueurs de travées fictives « l'w » à gauche et « l'e » à droite, avec :

- $l^w = l$pour une travée de rive.
- $l^e = 0,8l$pour une travée intermédiaire.



• **Effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

3. Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression.
- Après le coulage de la table de compression

➤ **1^{ère} étape de calcul (avant coulage) :**

Avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- Son poids propre.
- Le corps creux.
- La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille $Q=1\text{KN/m}^2$.

III.4.2 Evaluation des charges :

➤ **Charge permanentes :**

- Poids propre de poutrelle : $0,12 \times 0,05 \times 25=0,15 \text{ kN/ml}$.
- Poids propre du corps creux :..... $0,65 \times 0,20 \times 14= 1,82 \text{ kN/ml}$.

$$\mathbf{G = 1,97 \text{ KN/ml.}}$$

➤ **Charge d'exploitation :**

- Surcharge d'exploitation du chantier : $1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$.

$$\mathbf{Q = 0,65 \text{ KN/ml.}}$$

Combinaison des charges :

- **ELU** : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 3,63 \text{ KN/ml}$.
- **ELS** : $q_{ser} = G + Q = 2,62 \text{ KN/ml}$.

III.4.3 Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{3,63 \cdot 4^2}{8} = 7,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot l^2}{8} = \frac{2,61 \cdot 4^2}{8} = 5,22 \text{ KN.m.}$$

Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression.
- Après le coulage de la dalle de compression.
- **1-ère étape** : Avant le coulage de la table de compression :

Poutrelle de travée $L = 4 \text{ m}$

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Charge d'exploitation due à l'ouvrier $Q=1\text{kN/m}^2$.

III.4.4 Ferrailage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'ELU.

$M_u = 7.26 \text{ kN.m}$; $b=12\text{cm}$; $d=3.6 \text{ cm}$; $\sigma_{bc}=17 \text{ Mpa}$.

D'après l'organigramme de la flexion simple ; on a :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,027 < \mu_R = 0,371 \rightarrow A_s' = 0.$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étalements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse

- **2-ème étape** : Après le coulage de la table de compression :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en T.

III.4.5 Evaluation des charges :

1. Plancher terrasse :

Charge permanente : $G=6.38 \times 0.65 = 4.147 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q=1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$

2. Plancher courant :

Charge permanente : $G=5.34 \times 0.65 = 3.48 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/ml}$

3. 1^{er} étage (service) :

Charge permanente : $G=5.34 \times 0.65 = 3.48 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \times 0.65=1.625 \text{ KN/ml}$

4. RDC (commerce) :

Charge permanente : $G=5.34 \times 0.65 = 3.48 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 5 \times 0.65 = 3.25 \text{ KN/ml}$.

Combinaison des charges :

Tableau III-4 : Combinaison des charges des poutrelle.

Plancher	G (kn/ml)	Q (kn/ml)	qu (kn/ml)	qser (kn/ml)
Terrasse	4.147	0.65	6,573	4,797
Etage courant	3.48	0.98	6,168	4,46
Service	3.48	1.625	7,136	5,105
Commerce	3.48	3.25	9,57	6,73

Conclusion :

Le plancher commerce est le plus sollicité.

Calcul des efforts internes :

On a des poutrelles a trois travées :

$qu = 9,57 \text{ kn/ml}$

$qser = 6,73 \text{ kn/ml}$

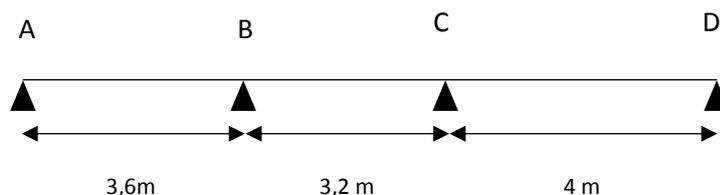


Figure III-10 : Longueur des travées.

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3,6}{3,2} = 1,125 < 1,25$$

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3,2}{4} = 0,8 > 0,8$$

Dans notre cas : la méthode forfaitaire est applicable.

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{3,25}{3,25+3,48} = 0,483.$$

La valeur du moment fléchissant dans chaque travée :

Travée AB :

$$M_u = \frac{qu.l^2}{8} = \frac{9,57.3,6^2}{8} = 15,5 \text{ kn.m.}$$

$$M_{ser} = \frac{qser.l^2}{8} = \frac{6,73.3,6^2}{8} = 10,9 \text{ kn.m.}$$

Tableau III-5 : Valeurs absolues des moments en travée.

Travée	Qu	Qser	L	Mu	Mser
AB	9,57	6,73	3,6	15,5	10,9
BC	9,57	6,73	3,2	12,25	8,61
CD	9,57	6,73	4	19,14	13,46

Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite :

5. ELU :

$$M_B = 0,5M_{\max}(M_{AB}; M_{BC}) = M_B = 0,5M_{\max}(15,5; 12,25) = 7,525 \text{ kn.m.}$$

6. ELS :

$$M_B = 0,5M_{\max}(M_{AB}; M_{BC}) = M_B = 0,5M_{\max}(10,9; 8,61) = 5,45 \text{ kn.m.}$$

Tableau III-6 : valeurs absolues des moments sur appuis.

Appui	A	B	C	D
Moment (kn.m) (ELU)	0	7,525	9,57	0
Moment (kn.m) (ELS)	0	5,45	6,73	0

La valeur du moment fléchissant dans chaque travée :

7. ELU :

Travée AB :

$$M_u = 15,5 \text{ kn.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_u = \frac{1+0,3(0,483)}{2} (1,5) = 10,22 \text{ kn.m}$$

$$M_{tAB} \geq \max (1,05M_u ; (1+0,3\alpha) M_u) - \frac{Ma+Mb}{2} = 17,747 - \frac{0+7,525}{2} = 13,98 \text{ kn.m.}$$

$$M_{tAB} = \max (10,22 ; 13,98) = 13,98 \text{ kn.m.}$$

Tableau III-7 : moment fléchissant dans chaque travée a l'ELU.

Travée	AB	BC	CD
Moment (kn.m)	13,947	14,026	26,7

8. ELS :

Travée AB :

$$M_u = 10,9 \text{ kn.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{ser} = \frac{1+0,3(0,483)}{2} (10,9) = 6,24 \text{ kn.m}$$

$$M_{tAB} \geq \max (1,05M_{ser} ; (1+0,3\alpha) M_{ser}) - \frac{Ma+Mb}{2} = 12,48 - \frac{0+5,45}{2} = 9,75 \text{ kn.m.}$$

$$M_{tAB} = \max (6,24 ; 9,75) = 9,75 \text{ kn.m.}$$

Tableau III-8 : moment fléchissant dans chaque travée a l'ELS.

Travée	AB	BC	CD
Moment (kn.m)	9,75	4,93	12,05

Effort tranchant :

$$T_w = 2 \frac{(Mw+Mt)}{\alpha}$$

$$T_e = 2 \frac{(Me+Mt)}{b}$$

$$\alpha = L \frac{1}{1 + \sqrt{(Me+Mt) / ((Mw+Mt))}}$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{(Mw+Mt) / ((Me+Mt))}}$$

ELU :

Travée AB (L = 3,6 m):

$$a = 2,26 \rightarrow Tw = 12,34 \text{ kn}$$

$$b = 1,66 \rightarrow Te = 25,87 \text{ kn}$$

Travée BC (L = 3,2 m) :

$$a = 1,76 \rightarrow Tw = 24,49 \text{ kn}$$

$$b = 1,84 \rightarrow Te = 31,87 \text{ kn}$$

Travée CD (L = 4 m) :

$$a = 1,85 \rightarrow Tw = 33,74 \text{ kn}$$

$$b = 1,56 \rightarrow Te = 34,23 \text{ kn}$$

III.4.6 Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$M_{t_{\max}} = 26,7 \text{ kn.m}$$

$$M_{at_{\max}} = 9,57 \text{ kn.m}$$

1. Ferrailage en Travée :

$h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 17 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ Mpa}$; $f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$;

$f_{t28} = 2,4 \text{ Mpa}$.

Le calcul des sections en forme « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_{tu} < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_{tu} > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 70,72 \text{ kn.m};$$

On a :

$M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

La section assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau III-9 : Section d'armature en travée.

Mtu (kn.m)	M	$\mu < \mu_R$	As' (cm ²)	α	Z (cm)	As (cm ²)
26,7	0,075	Oui	0	0,098	17,29	3,54

Condition de non fragilité :

$$A_{s_{\min}} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,29 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \max (3,54 \text{ cm}^2; 1,29 \text{ cm}^2) = 3,49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2.$$

2. Ferrailage sur appui :

$$M_{at_{\max}} = 9,57 \text{ kn.m} < M_{tab} = 70,72 \text{ kn.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression.

La section assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple

Tableau III-10 : Section d'armature sur appui.

Mtu (kn.m)	M	$\mu < \mu_R$	As' (cm ²)	α	Z (cm)	As (cm ²)
9,57	0,144	Oui	0	0,195	16,596	1,33

Condition de non fragilité :

$$A_{s_{\min}} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,24 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \max (1,33 \text{ cm}^2; 0,24 \text{ cm}^2) = 1,33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2.$$

III.4.7 Vérification :

1. Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{max} = 34,23 \text{ kn}$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \cdot d} = 1,58 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Verifiée.}$$

Au voisinage des appuis :

- Appuis de rives :

- Vérification de la compression du béton :

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 \cdot b_0 \cdot d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 34,23 \text{ kn}$ (appui de rive)

$$\sigma_b = \frac{34,23 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 1,76 \text{ Mpa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Verifiée.}$$

- Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,87 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Verifiée.}$$

- Appuis intermédiaires :

- Vérification de la compression du béton :

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 \cdot b_0 \cdot d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 33,74 \text{ kn}$ (appui intermédiaire)

$$\sigma_b = \frac{33,74 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 1,74 \text{ Mpa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Verifiée.}$$

- Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} \dots \dots \dots \text{Verifiée.}$$

2. Verification a l'ELS:

Vérification des contraintes du béton :

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ Mpa.}$$

Détermination de l'axe neutre :

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

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

$$\text{Avec : } n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm (appui)} ; h = 20 \text{ cm} ; c=c' = 2 \text{ cm.}$$

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

$$\begin{cases} b y^2 + 30(A_s + A_s') y - 30(d A_s + c' A_s') = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^3 + 15 A_s' (y - c')^2 \end{cases}$$

Si : $y < h_0 \rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée.

Si : $y > h_0 \rightarrow$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0) h_0 - 30(A_s - A_s')] y - [(b - b_0) h_0^2 + 30(d A_s + c' A_s')] = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + \frac{(b - b_0) h_0^3}{12} + (b - b_0) h_0 \left(y - \frac{h_0}{2} \right) + 15 [A_s (d - y)^2 + A_s' (y - c')^2] \end{cases}$$

Tableau III-11 : vérification des poutrelles a l'ELS.

	M _{ser} (kn.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	Observation
Travée	12,05	4,62	0	5,37	16041,2932	4,03	OK
Appui	6,73	1,57	0	6,87	4705,1478	9,8	OK

3. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier à partir :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{h}{L} > 0,167$ Verifiée.
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{A_s}{b_0 d} > 0,008$ Verifiée.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0} = 0,778$ Verifiée.

Alors :

Puisque les (03) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,88 \text{ cm}$

f_i : La flèche due aux charge es instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre "y₁" :

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀" :

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs ^{BAEL} :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III-12 : calcul de la flèche des poutrelles.

M_{ser} (Kn.m)	A_s (cm²)	Y₁ (cm)	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)
12,05	4,62	5,37	177,9 9	6,3 8	2,55	0,17	8391,1	12244

- **Calcul des modules de déformation**

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 34179,56 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 11393,19 \text{ MPa}$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,96 \text{ cm} \quad (L = 4,40 \text{ m})$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 1,4 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0.69 \text{ cm} < \bar{f} = 0.8 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.4.8 Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa).

- **Selon le CBA 93**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- **Selon le RPA99 ver2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0,6\text{cm}; 1\text{cm}; 1,2\text{cm}) = 0,6 \text{ cm}$$

On adopte : $\phi_l = 6 \text{ mm}$

Donc :

- **Selon le CBA 93 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \leq 0,05\text{cm} \\ \bullet S_t \leq 17,01\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,12\text{cm} \end{array} \right.$$

- **Selon le RPA99 ver2003 :**

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ S_t \leq 5,25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq 10,5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

- **Choix des armatures :**

On adopte: $A_t = 2T6 = 0,57\text{cm}^2$

- **Choix des espacements :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83\text{cm}$$

Donc: $\begin{cases} S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$

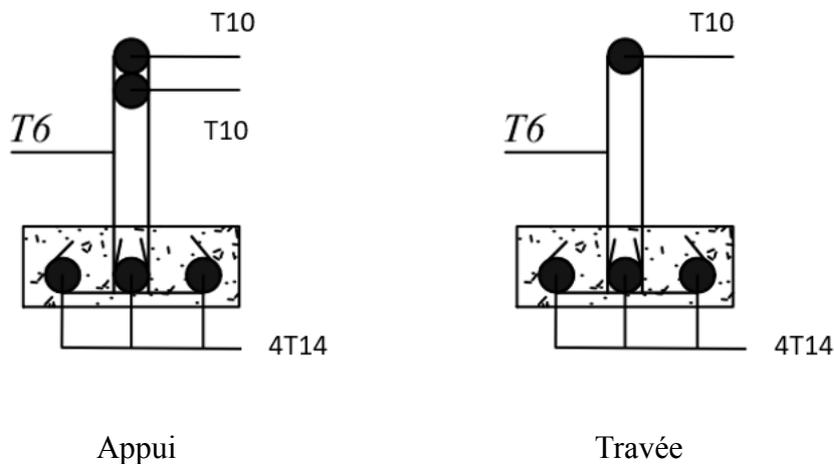


Figure III-11 : schéma de ferrailage des poutrelles.

III.4.9 Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L1 \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A1 = \frac{4L1}{fe} \\ L1 \leq 50 \text{ cm} \rightarrow A2 = \frac{200}{fe} \end{cases}$$

Avec :

L1 : distance entre axes des poutrelles (L1 = 65 cm)

A1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A2 : armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$A2 = \frac{A1}{2}$$

$f_e = 520 \text{ Mpa}$ (quadrillage de TS.TIE 520 $\rightarrow \phi \leq 6 \text{ mm}$)

On a : L = 65 cm

Donc on obtient : A1 = 0,5 cm²/ml.

On prend : 5T5 = 0,98 cm²

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm.}$$

Armatures de répartitions :

$$A2 = \frac{A1}{2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

On prend : 5T5 = 0,98 cm² ; St = 20 cm.

Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

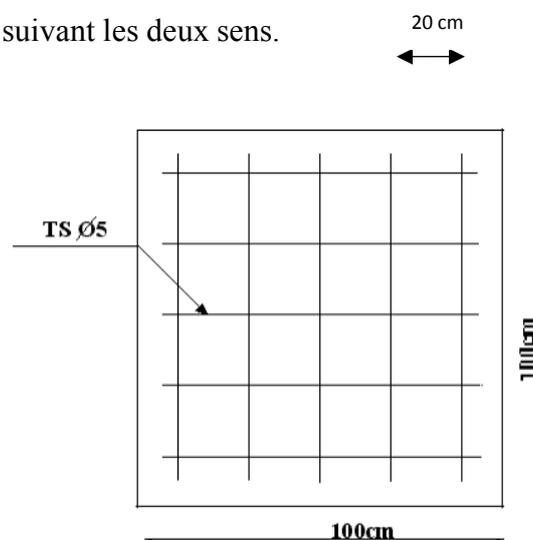


Figure III-12 : Disposition constructive des armatures de la table de compression.

III.5 Les escaliers :

III.5.1 Introduction :

L'escalier est un élément secondaire et un composant important qui permet le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment. Ils sont calculés en flexion simple.

1. Hypothèses de calcul :

- La fissuration est préjudiciable.
- Le ferrailage de l'escalier se fera à l'ELU, en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

2. Les type des escaliers :

On a les mêmes types des escaliers (escalier à deux volées et un palier intermédiaire) donc on a calculé un seul escalier.

III.5.2 Définition les éléments d'un escalier :

On appelle marche la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et contre marche la partie verticale (CM) de ces gradins.

n : Nombre de contre marche.

h : Hauteur de marche.

g : Longueur de la marche.

L : longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

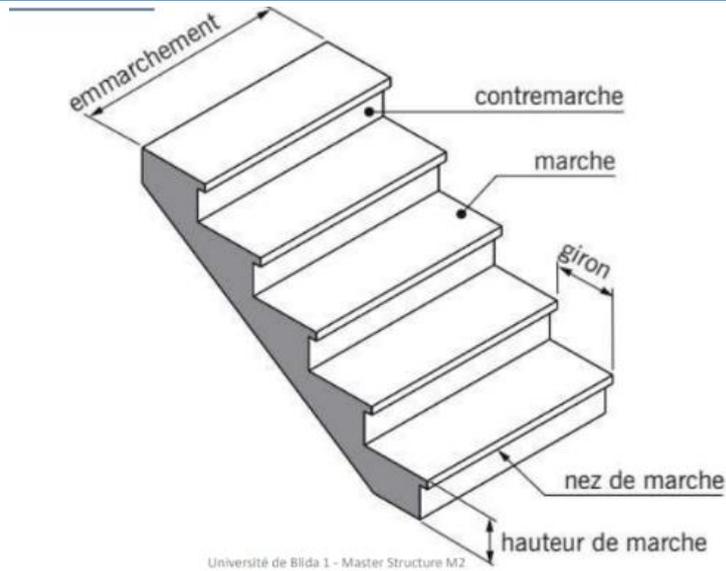
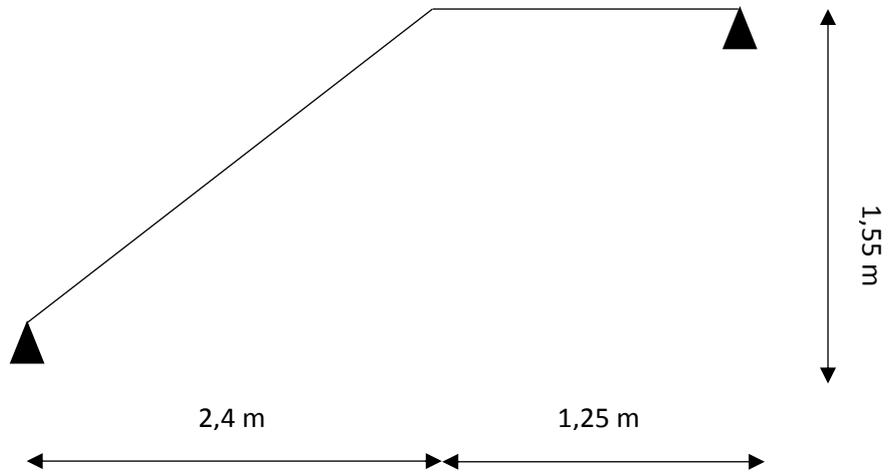


Figure III-13 : Représentation d'un escalier.



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

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$$

$$64n^2 - n(64 + 2(155) + 240) + 2(155) = 0$$

$$64n^2 - n(64 + 2(155) + 240) + 2(155) = 0$$

$$64n^2 - n(610) + 310 = 0$$

$$\Delta = 610^2 - 4(64)(310) = 292740$$

$$n_1 = \frac{610 - \sqrt{292740}}{2 \times 64} = 0,538$$

$$n_2 = \frac{610 + \sqrt{292740}}{2 \times 64} = 8,99$$

On prend : $n=9$

Donc on a :

Le nombre de contre marche : $n = 9$

Le nombre de marche : $n - 1 = 8$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1,55}{9} = 0,172 = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{2,40}{8} = 0,3 = 30 \text{ cm}$$

- **Vérification de l'équation de < BLONDEL > :**

$$\begin{cases} 2h + g = 64 \text{ cm} & \dots\dots\dots CV \\ h = 17 \text{ cm} & \dots\dots\dots CV \\ g = 30 \text{ cm} & \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

$$59 < (g + 2h) < 66 \text{ cm}$$

$$16 < h < 18 \text{ cm}$$

$$22 < g < 33 \text{ cm}$$

- **L'épaisseur de la paille :**

$$\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20} \rightarrow \frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20}$$

Avec:

$$l: \sqrt{L^2 + H^2} + 1,25 = \sqrt{2,4^2 + 1,55^2} + 1,25 = 4,107 \text{ m}$$

Donc:

$$\frac{4,107}{30} \leq e \leq \frac{4,107}{20} \rightarrow 0,1369 \leq e \leq 0,205$$

On prend donc l'épaisseur $e=20 \text{ cm}$.

N.B:

Le palier aura la même épaisseur que la paille.

- **Angle d'inclinaison de la paille :**

$$\text{Tang}\alpha = \frac{155}{240} = 0,6458 \rightarrow \alpha = 32,85^\circ$$

III.5.3 Evaluation des charges :**a. Palier :****1. Charges permanentes****Tableau III.13 :** Évaluation de charge permanente de palier de l'escalier

	Désignations	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle en béton armé	0,2	25	5
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanentes				6,74

2. Charge d'exploitation :

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

a. Paillasse :**1. Charges permanentes :****Tableau III.14 :** Évaluation de charge permanente de paillasse de l'escalier

	Désignations	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Paillasse	0,02	25	$(25 \cdot 0,2) / \cos 32,85 = 5,95$
2	Carrelage grés céramique	0,02	22	0,44
3	Mortier de pose	0,02	20	0,4
4	Marche	0,2	25	$(25 \cdot 0,17) / 2 = 2,125$
5	Garde-corps	/	/	1
6	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanentes				10,275

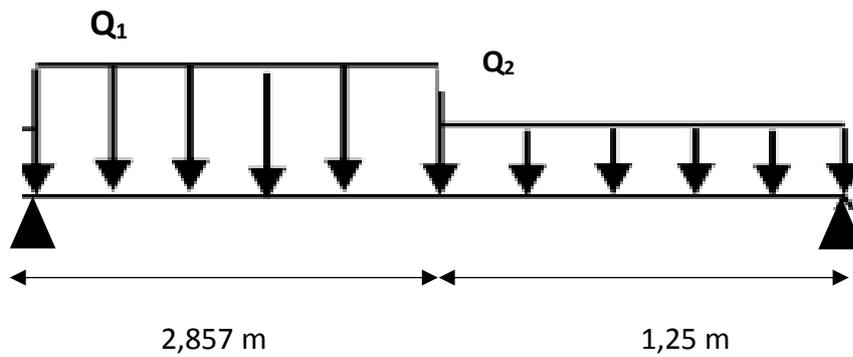
2. Charges d'exploitation :

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

Tableau III.15 : Évaluation des charges des escaliers.

Le paillasse (Q ₁)				Le palier (Q ₂)			
G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	q (KN/ml)		G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	q (KN/ml)	
		ELU	ELS			ELU	ELS
10,275	2,5	17,62	12,775	6,74	2,5	12,849	9,24

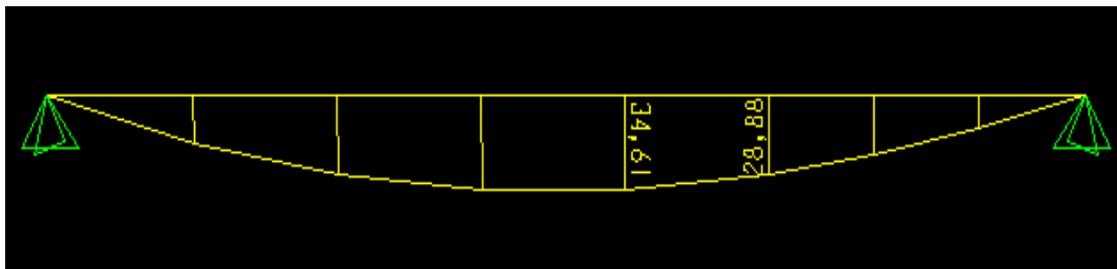
III.5.4 Schéma statique :



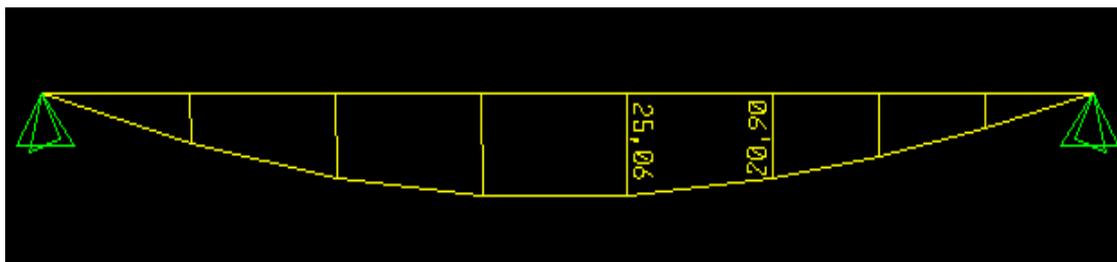
III.5.5 Diagramme des efforts internes :

A. Moment fléchissant :

➤ **ELU :**

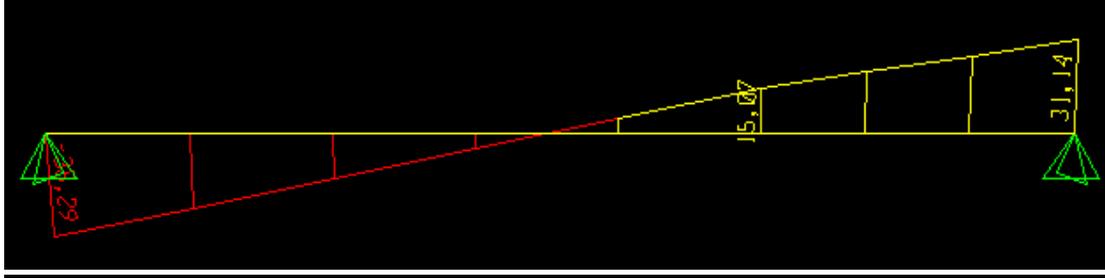


➤ **ELS :**

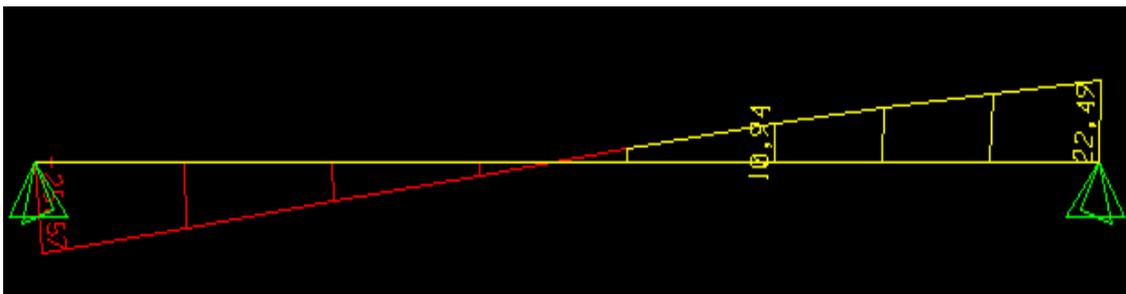


B. Effort tranchant :

➤ **ELU :**



➤ **ELS :**



On a :

- $M_u^{\max} = 34,61 \text{ KN.m}$ et $T_u^{\max} = 35,29 \text{ KN}$
- $M_{t_u} = 0,85 M_u^{\max} = 29,4 \text{ KN.m}$
- $M_{a_u} = 0,5 M_u^{\max} = 17,3 \text{ KN.m}$

III.5.6 Calcul des armatures :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b×h)

Tel que : b = 100 cm ; h = 20 cm

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur :

$f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$; $f_{bc} = 17 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,4 \text{ Mpa}$; $\gamma_b = 1,5$; $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$

$f_e = 500 \text{ Mpa}$; $\sigma_s = 435 \text{ Mpa}$; $\gamma_s = 1,15$.

Tableau III.16 : Ferrailage de l'escalier.

	Mu (KN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	As'(cm ²)	α	Z (cm)	As ^{cal} /ml (cm ²)	Choix	As ^{adp} /ml (cm ²)
Travée	29,4	0,053	Oui	0	0,068	17,5	3,86	6T12	6,79
Appui	17,3	0,031	Oui	0	0,039	17,7	2,24	5T10	3,93

Espacement :

- **En travée :** $esp \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$
- **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Armature de répartition :

- **En travée :** $\frac{As}{4} \leq Ar \leq \frac{As}{2} \rightarrow 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq Ar \leq 3,485 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de 4T8 = 2,01 cm² Avec St = 25 cm

- **Sur appui :** $\frac{As}{4} \leq Ar \leq \frac{As}{2} \rightarrow 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq Ar \leq 1,965 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de 4T8 = 2,01 cm² Avec St = 20 cm.

III.5.7 Vérifications :

a. Condition de non fragilité :

$$As \geq As^{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,98 \text{ cm}^2$$

- **En travée :** $As = 6,79 \text{ cm}^2 > As^{\min} = 1,98 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ **Vérifiée.**
- **Sur appui :** $As = 3,93 \text{ cm}^2 > As^{\min} = 1,98 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ **Verifiée.**

b. Effort tranchant :

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

$$\bar{\tau u} = \left(0,2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{ (Fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\tau = \frac{T_{u\max}}{bd} = \frac{34,29 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,19 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau u} = 4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$$
 Verifiée.

c. Vérification de l'ancrage :

Les armatures longitudinales tendues inférieurs doivent être encrés au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $Tu - \frac{Mu}{0,9d} < 0 \rightarrow$ Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si : $Tu - \frac{Mu}{0,9d} > 0 \rightarrow$ Il faut satisfaire la condition suivante : $As \geq \frac{Tu - \frac{Mu}{0,9d}}{\sigma_s}$

$$Tu - \frac{Mu}{0,9d} = 34,29 \cdot 10^3 - \frac{34,61 \times 10^6}{0,9 \times 180} = -179,957 \text{ KN} < 0.$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

d. Vérification des armatures transversales :

$$\tau = \frac{T_{u\max}}{bd} = 0,19 \text{ Mpa} < 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ Verifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e. Vérification à l'ELS :

1. Vérification des contraintes du béton :

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} Y^2 - n As' (y - c') - n As (d - y) = 0$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + n As' (y - c')^2 + n As (d - y)^2$$

Avec :

$$n = 15 \quad c' = 2 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad As' = 0$$

- Vérification de la contrainte du béton :

$$\sigma_b \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ Mpa}$$

- $M_{ser}^{\max} = 25,06 \text{ KN.m}$ et $Tu^{\max} = 25,57 \text{ KN}$
- $M_{tser} = 0,85 M_{ser}^{\max} = 21,3 \text{ KN.m}$
- $M_{aser} = 0,5 M_{ser}^{\max} = 12,53 \text{ KN.m}$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.17 : Vérification à l'ELS.

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ _{bc} ≤ $\bar{\sigma}_{bc}$
Travée	21,3	6,79	5,11	21370,35	5,093	18	Verifiée
Appui	12,53	3,93	4,02	13686,7	3,61	18	Verifiée

2. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{As}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{410,7} = 0,049 < \frac{1}{16} = 0,0625 \\ \frac{6,79}{100 \times 18} = 0,00377 < \frac{4,2}{500} = 0,0084 \\ \frac{20}{410,7} = 0,049 < \frac{21,3}{10 \times 25,06} = 0,085 \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{Non vérifiée} \\ \text{vérifiée} \\ \text{Non vérifiée} \end{array}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées. Donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche total : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Avec :
$$\left\{ \begin{array}{l} f_t = \frac{Mser L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{Mser L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right.$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I_o :**

$$I_o = \frac{bh^3}{12} + 15As\left(\frac{h}{2}-d\right)^2 + 15As'\left(\frac{h}{2}-d'\right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1 I_o}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{1,1 I_o}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \text{Moment d'inertie fictifs.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \end{array} \right. ; \quad \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{As}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{Mser}{As d} \end{array} \right.$$

$E_v = 11496,76 \text{ Mpa} ; \quad E_i = 34179,56 \text{ Mpa}$

Les résultats sont recapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.18 : Vérification de la flèche de l'escalier.

Mser (KN.m)	As (cm ²)	δ	σ _s (Mpa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
21,3	6,79	0,00377	174,28	6,366	2,546	0,16	73185,067	39881,68	52001,67

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,26 \text{ cm} \\ f_v = 0,6 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow \Delta f_i = f_v - f_i = 0,34 \text{ cm.}$$

$$\bar{f} = \frac{410,7}{500} = 0,82 \text{ cm.}$$

Δf_i = 0,34 cm < f̄ = 0,82 cm.....Verifiée.

III.5.7 Schéma de ferrailage :

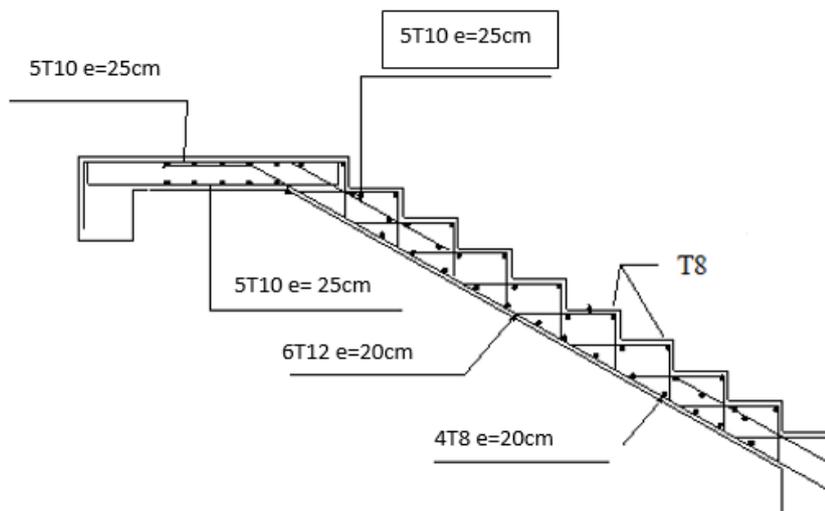


Figure III-14 : Schéma de ferrailage des escaliers.

CHAPITRE IV :

Etude dynamique et sismique

Etude dynamique et sismique

IV.1. Introduction :

Étant donné que les tremblements de terre peuvent survenir à tout moment, entraînant des dommages significatifs tant sur le plan humain que matériel, il est essentiel que les structures soient conçues et construites de manière adéquate pour résister à ces secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

IV.2. Objectifs de l'étude dynamique :

Le calcul parasismique vise à estimer les valeurs caractéristiques les plus critiques de la réponse sismique et à dimensionner les éléments structurels pour assurer une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage.

L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle est conçue, est souvent très complexe en raison du nombre de fonctions et d'éléments présents. C'est pourquoi il est courant de recourir à des méthodes de modélisation qui simplifient suffisamment le problème pour permettre son analyse approfondie.

Pour réaliser une analyse dynamique, il est nécessaire de créer un modèle de calcul qui représente la structure. Ce modèle est ensuite introduit dans un programme de calcul dynamique pour déterminer les modes propres de vibration et les forces générées par l'action sismique. **ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems)** est un logiciel de calcul et de conception spécialement conçu pour les bâtiments. Il permet de modéliser rapidement et facilement différents types de structures grâce à son interface graphique conviviale. Il offre également de nombreuses fonctionnalités pour les analyses statiques et dynamiques. Dans notre projet, nous avons utilisé la version **ETABS v18.1.1**.

IV.3. Choix de la méthode :

L'analyse d'une structure peut se faire à l'aide de trois principales méthodes proposées par Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**).

Le choix de la méthode dépend du type de la structure et de ses dimensions :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.

- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

L'utilisation de la méthode statique équivalente n'est envisageable que si l'ouvrage satisfait aux conditions spécifiées dans le **RPA99 v 2003**. Pour le projet examiné, étant donné la hauteur de la structure dépassant 23 mètres (conformément à l'article **4.1.2 du RPA99 v 2003**), les conditions requises pour appliquer la méthode statique équivalente ne sont pas remplies. Par conséquent, nous opterons pour la méthode d'analyse modale spectrale.

Cette dernière peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas vérifiée.

IV.4. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.4.1. Principe :

Pour chaque mode de vibration, on cherche à déterminer le maximum des effets produits dans la structure par les forces sismiques, qui sont représentées par un spectre de calcul. Ces effets sont ensuite combinés afin d'obtenir la réponse globale de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K > 3 \times \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k < 0.20 \text{ sec.}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

IV.4.2. Détermination des paramètres du spectre de réponse :

✓ **Coefficient d'accélération A :**

- Zone (IIb) D'après la classification sismique de wilaya de **Blida** commune de **Meftah** (RPA 99 v 2003).
- Groupe d'usage 2 puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A=0.20. (Tableau 4.1)**

✓ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de R est déterminée selon le **tableau 4.3** du **RPA99 version 2003**, en fonction du système de contreventement tel qu'il est spécifié dans **l'article 3.4** du même document.

Dans notre structure on a un système de contreventement en portiques et voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=5**.

✓ **Facteur de qualité Q :**

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le **tableau 4.4 (RPA 99/version 2003)**.

Tableau IV.1 : Pénalité Pq en fonction de critère de qualité.

	Observation
Conditions minimales sur les filles de contreventement	0.00
Redondance en plan	0.00
Régularité en plan	0.00
Régularité en élévation	0.00
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10
$\sum Pq$	0.15

✓ **Facteur de correction d'amortissement « η » donné par a formule :**

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \quad (\text{RPA99 v 2003})$$

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

$\xi = 7 \%$ pour voiles en béton armé.

Donc : $\eta = 0,88$.

✓ **Période T1 et T2 du site considéré : (Tableau 4.7).**

T1 = 0,15 s.

T2 = 0,50 s.

IV.4.3. Spectre de réponse :

Selon le RPA 99 v 2003 l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Avec

T : Période fondamentale de la structure

Sa /g : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = 9,81m /s²

a. Caractéristiques de l'ouvrage :

Zone IIb : sismicité moyenne.

Groupe 2 : ouvrages courants et d'importance moyenne

Site S3 : T1= 0,15 s et T2=0,50 s

Système de contreventement : R=5 (portiques + voiles)

Coefficient d'accélération de la zone A=0,15.

Facteur de qualité :

Sens longitudinal → Qx=1+0.15=1.15

Sens transversal → Qy=1+0.15=1.15

b. Représentation graphique du spectre de réponse :

Sa/g

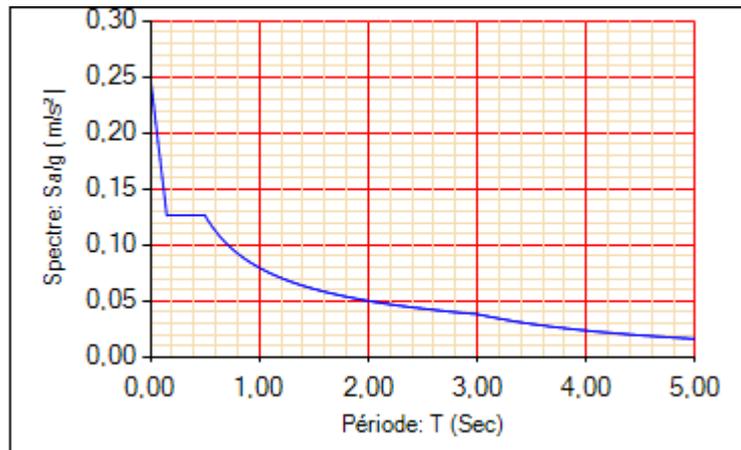


Figure IV.1: Diagramme de spectre de réponse.

• **Détermination des paramètres des combinaisons d'action :**

- ✓ ELU = 1,35G+ 1,5Q
- ✓ ELS = G+Q
- ✓ G+Q+E
- ✓ 0,8G + E

• **Poids total de la structure "W" :**

Selon le RPA, il est prescrit de considérer la totalité des charges permanentes ainsi qu'une fraction β des charges d'exploitation.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec} \quad W_i = W_{GI} + \beta W_{QI}$$

- W_{GI} : poids des charges permanentes.
- W_{QI} : charges d'exploitations.
- β : coefficient de pondération, (d'après RPA99; $B = 0,2$) (**Tableau 4.5**).

IV.4.4. Résultante des forces sismiques de calcul :

Effectivement, la résultante des forces sismiques à la base, désignée par " V_t " et obtenue par la combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente, notée " V ", pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$.

a. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec :

$W = 47791,635$ KN (calcul automatique) avec **ETABS.V18**.

A : coefficient d'accélération de zone.

groupe d'usage 2 }
zone sismique IIb } $\rightarrow A = 0,20$

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Ce facteur est fonction de la catégorie du **site**, du facteur de correction d'amortissement (**η**) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le **tableau 4.7** de **RPA99/version 2003**.

$$\text{Site 3} \rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \\ T_2 = 0,5 \end{cases}$$

b. Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :

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

Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/version 2003 sont :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}} \\ C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}} \end{array} \right.$$

- C_T Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage $C_T = 0,05$
- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$h_N = 40,8 \text{ m}$$

- D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$D_x = 28,2 \text{ m}$$

$$D_y = 11,35 \text{ m}$$

$$T = C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times 40;8^{\frac{3}{4}} = 0,807 \text{ s} \quad T = 0,807 \text{ s}$$

$$T_x = \frac{0,09 \times 40,8}{\sqrt{28,2}} = 0,691 \text{ s}$$

$$T_x = \frac{0,09 \times 40,8}{\sqrt{11,35}} = 1,09 \text{ s}$$

- Selon x-x : $T_x = \min (0,807, 0,691) = 0,691 \text{ s}$
- Selon y-y : $T_y = \min (0,807, 1,09) = 0,807 \text{ s}$

Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

$$➤ D_x = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 (0,88) \left(\frac{0,5}{0,695} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,77$$

$$➤ D_y = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 (0,88) \left(\frac{0,5}{0,807} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,599$$

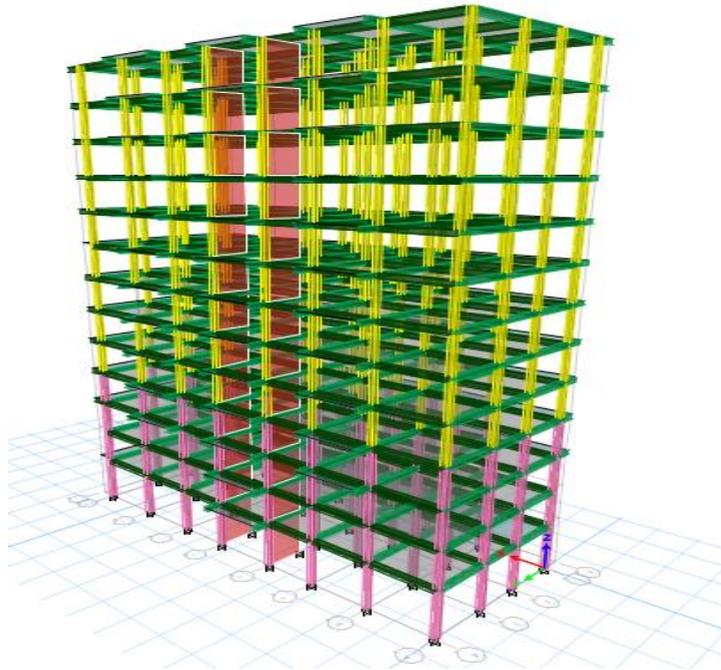
❖ Modèle initial :

Figure IV.2 : Modèle initial.

Tableau IV.2 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
Case	Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
Modal	1	1,294	0,0156	0,0502	0,0156	0,0502
Modal	2	1,182	0,7989	0,0026	0,8145	0,0528
Modal	3	1,071	0,0004	0,667	0,8149	0,7198
Modal	4	0,433	0,0051	0,0043	0,82	0,724
Modal	5	0,405	0,1139	0,0002	0,934	0,7243
Modal	6	0,31	1,739	0,1392	0,934	0,8634
Modal	7	0,253	0,0044	0,0014	0,9383	0,8648
Modal	8	0,243	0,0306	0,0002	0,9689	0,865
Modal	9	0,174	0,0062	1,16E-05	0,975	0,865
Modal	10	0,169	0,0076	3,925E-05	0,9827	0,8651
Modal	11	0,149	2,031	0,0549	0,9827	0,92
Modal	12	0,132	0,006	0,0001	0,9901	0,92

Remarque : Les résultats du tableau précédent correspondant à la structure comportant uniquement les voiles de la cage d'Escalier.

CONSTATATIONS :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,294s$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 5 -ème mode
- Le 1er mode est un mode de rotation.
- Le 2ème mode est un mode de translation parallèlement à X-X
- Le 3ème mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.

On a trouvé une rotation dans le 1^{er} mode donc on va ajouter des voiles de contreventement.

Le « **RPA99 v2003** » exige l'intégration des voiles dans le système de contreventement. Par conséquent, cette deuxième option sera retenue pour la suite de l'analyse.

Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure. Il est observé que la structure est très flexible, et l'ajout des voiles est requis selon les normes du **RPA99 v2003** afin de la rigidifier.

❖ **Modèle 1 :**

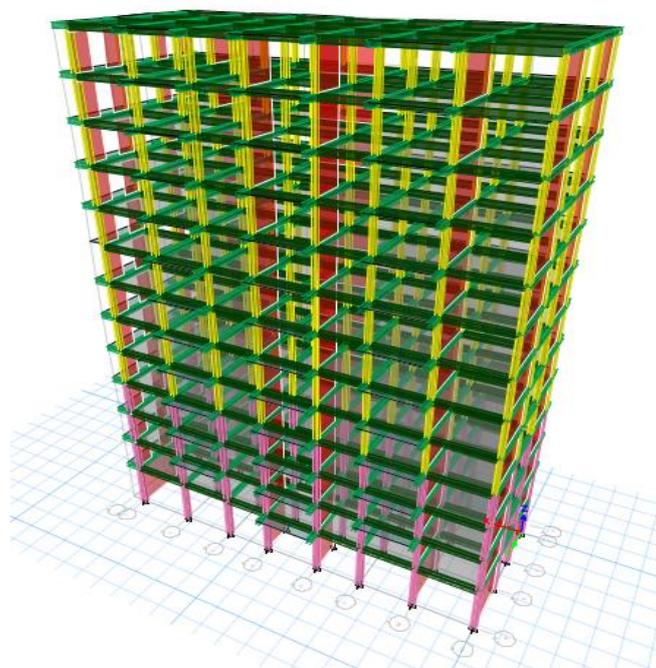


Figure IV 3 : Disposition des voiles 3D (modèle 1).

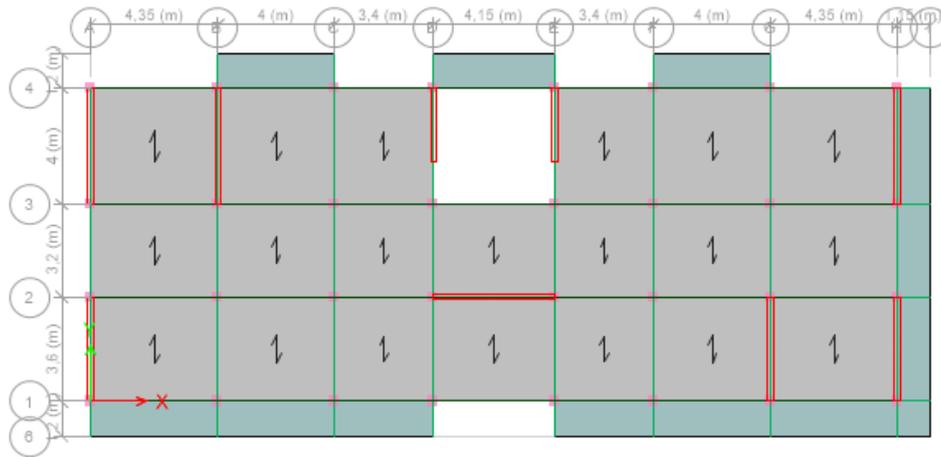


Figure IV.4 : Disposition des voiles 2D (modèle 1).

Tableau IV .3 : Participation massique du modèle 1.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
Case	Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
Modal	1	0,921	0,7267	2,447E-05	0,7267	2,447E-05
Modal	2	0,708	0,0001	0,6541	0,7268	0,6541
Modal	3	0,616	0,0009	0,0152	0,7277	0,6693
Modal	4	0,269	0,1384	5,778E-06	0,8661	0,6693
Modal	5	0,167	4,82E-05	0,1607	0,8661	0,8301
Modal	6	0,142	0,0001	0,0154	0,8663	0,8455
Modal	7	0,132	0,0617	6,461E-06	0,928	0,8455
Modal	8	0,079	0,0334	8,467E-07	0,9614	0,8455
Modal	9	0,071	1,504E-05	0,0568	0,9614	0,9023
Modal	10	0,059	0,0001	0,0109	0,9615	0,9132
Modal	11	0,054	0,0188	2,997E-06	0,9803	0,9132
Modal	12	0,041	0,0055	0,0139	0,9858	0,9272

A. Caractéristiques dynamique propre du modèle 1 :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,921$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 7 -ème mode.

- Le 1er mode est un mode de translation parallèlement a x-x.
- Le 2 -ème mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 3ème mode est un mode de rotation.

B. Résultante des forces sismiques :

$$W = 54693,8963 \text{ KN}$$

$$D_x = 1,77 \rightarrow V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} W = \frac{0,20 \times 1,77 \times 1,15}{5} \times 54693,8963 = 4453,18 \text{ KN.}$$

$$D_y = 1,59 \rightarrow V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} W = \frac{0,20 \times 1,599 \times 1,15}{5} \times 54693,8963 = 4022,95 \text{ KN.}$$

$$W = 54693,8963 \text{ KN} \rightarrow \begin{cases} V_x = 4453,18 \text{ KN} \\ V_y = 4022,95 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V_x = 3562,54 \text{ KN} \\ 0,8V_y = 3218,36 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} F1 = V_t^x = 1356,0248 \text{ KN} \\ F2 = V_t^y = 1477,3533 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_t^x > 0,8V_x \rightarrow r_x = 2,627 \\ V_t^y > 0,8V_y \rightarrow r_y = 2,178 \end{cases}$$

C. Vérification des déplacements inter-étage :

L'une des principales vérifications concerne les déplacements latéraux entre étages, Par conséquent, l'inégalité ci-dessous doit être vérifiée (l'article 5.10).

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$$

$$\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01 \text{ he}$

Où : *he* la hauteur d'étage.

Avec :

$$\delta_k^x = \delta_{ek}^x * R * r_x \quad \text{et} \quad \delta_k^y = \delta_{ek}^y * R * r_y$$

$$\Delta_K^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » dans le sens xx.

Δ_K^y : Correspond au déplacement du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » dans le sens yy.

δ_k^x : Correspond au déplacement dû aux forces sismiques au niveau « k » dans le sens x-x.

δ_k^y : Correspond au déplacement dû aux forces sismiques au niveau « k » dans le sens y-y

Tableau IV.4 : Vérification des déplacements inter étages du modèle1.

Z	δ_{ek}^x (mm)	δ_{ek}^y (mm)	δ_k^x (mm)	δ_k^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	Δ (mm)	Observation	
								x-x	y-y
3,06	178,35	126,19	891,77	630,95	49,66	53,67	30,6	Vérifiée	Non vérifiée
3,06	168,42	115,46	842,11	577,28	54,87	55,17	30,6	Non vérifiée	Non vérifiée
3,06	157,45	104,42	787,24	522,12	61,30	56,75	30,6	Non vérifiée	Non vérifiée
3,06	145,19	93,07	725,94	465,37	68,23	58,09	30,6	Non vérifiée	Non vérifiée
3,06	131,54	81,46	657,71	407,28	74,87	58,86	30,6	Non vérifiée	Non vérifiée
3,06	116,57	69,69	582,85	348,43	80,51	58,79	30,6	Non vérifiée	Non vérifiée
3,06	100,47	57,93	502,34	289,64	84,62	57,64	30,6	Non vérifiée	Non vérifiée
3,06	83,54	46,40	417,72	232,00	86,45	55,15	30,6	Non vérifiée	Non vérifiée
3,06	66,25	35,37	331,27	176,86	85,18	50,98	30,6	Non vérifiée	Non vérifiée
3,06	49,22	25,18	246,09	125,88	78,70	45,24	30,6	Non vérifiée	Non vérifiée
3,06	33,48	16,13	167,40	80,65	70,61	38,00	30,6	Non vérifiée	Vérifiée
3,06	19,36	8,53	96,79	42,65	56,95	27,62	30,6	Non vérifiée	Vérifiée
4,08	7,97	3,01	39,84	15,03	39,84	15,03	40,8	Vérifiée	Vérifiée

D. Vérification spécifique aux sollicitations normales dans poteaux du Modèle 1 :

Outre les vérifications imposées par le C.B.A et afin de prévenir ou de réduire le risque de rupture fragile sous l'effet des sollicitations sismiques globales, l'effort normal de compression est restreint par la condition suivante :

$$\nu = \frac{Nd}{Bc.f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

Nd : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous sollicitation d'ensemble dues aux séismes (G+Q+E).

Bc : L'aire de la section de béton.

F_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours (30 MPa).

Tableau IV.5: Vérification l'effort normal réduit du modèle 1.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	v	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
RDC	35	35	1225	2577,5134	0,701	Non vérifiée
Etage1	35	35	1225	2332,856	0,635	Non vérifiée
Etage2	35	35	1225	2112,4577	0,575	Non vérifiée
Etage3	35	35	1225	1891,0753	0,515	Non vérifiée
Etage4	30	30	900	1672,164	0,619	Non vérifiée
Etage5	30	30	900	1462,956	0,542	Non vérifiée
Etage6	30	30	900	1266,2039	0,469	Non vérifiée
Etage7	30	30	900	1073,9439	0,398	Non vérifiée
Etage8	30	30	900	883,357	0,327	Non vérifiée
Etage9	30	30	900	883,357	0,327	Non vérifiée
Etage10	30	30	900	508,6325	0,188	Vérifiée
Etage11	30	30	900	324,8428	0,120	Vérifiée
Etage12	30	30	900	141,8449	0,053	Vérifiée

NB : L'effort normal réduit n'est pas vérifié pour les poteaux donc on doit augmenter les sections des poteaux.

Tableau IV.6: sections des poteaux.

Niveaux	Section
RDC / 1 ^{er}	55x55
2 -ème / 3 -ème	50x50
4 -ème / 5 -ème	45x45
6 -ème / 7 -ème	40x40
8 -ème / 9 -ème	35x35
10 -ème / 11 -ème / 12 -ème	30x30

❖ Modelé 2 :

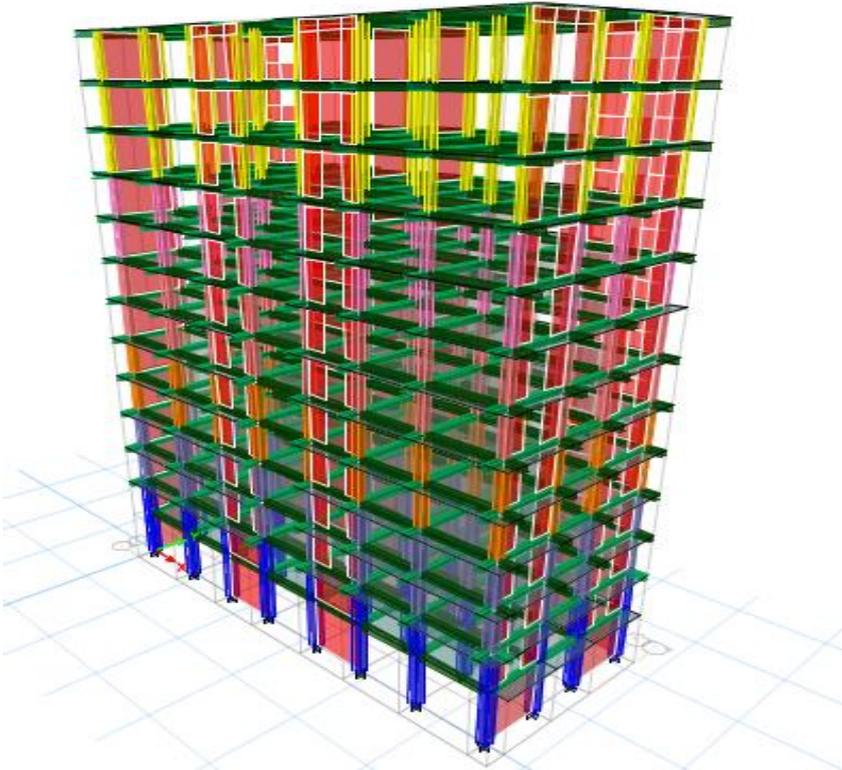


Figure IV 5 : Disposition des voiles 3D (modèle 2).

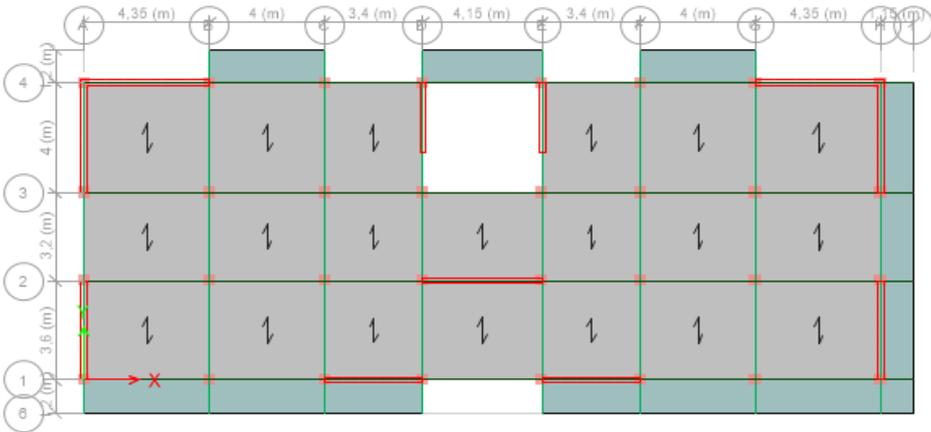


Figure IV.6 : Disposition des voiles 2D (modèle 2).

Tableau IV.7 : Participation massique du modèle 2.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
Case	Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
Modal	1	0,635	0,0015	0,6437	0,0015	0,6437
Modal	2	0,591	0,5576	0,0031	0,5591	0,6469
Modal	3	0,45	0,0935	0,0013	0,6525	0,6481
Modal	4	0,167	0,0193	0,1534	0,6718	0,8016
Modal	5	0,161	0,1351	0,0296	0,807	0,8311
Modal	6	0,112	0,03	0,0031	0,837	0,8342
Modal	7	0,077	0,0143	0,0501	0,8513	0,8843
Modal	8	0,073	0,0521	0,0205	0,9034	0,9048
Modal	9	0,051	0,0131	0,0051	0,9165	0,9099
Modal	10	0,047	0,0054	0,0239	0,9219	0,9338
Modal	11	0,044	0,028	0,0109	0,9499	0,9448
Modal	12	0,033	0,0064	0,0172	0,9563	0,9619

A. Caractéristiques dynamique propre du modèle 2 :

(Augmentation des sections des poteaux).

L'analyse dynamique de la structure conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0.635$ sec
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8 -ème mode.
- Le 1er mode est un mode de translation parallèlement a y-y.
- Le 2ème mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 3ème mode est un mode de rotation.

B. Résultantes des forces sismiques :

$W = 58571,7027$ KN

$$D_x = 1,77 \quad \rightarrow \quad V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} W = \frac{0,2 \times 1,77 \times 1,15}{5} \times 58571,7 = 4768,908 \text{ KN.}$$

$$D_y = 1,599 \quad \rightarrow \quad V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} W = \frac{0,2 \times 1,59 \times 1,15}{5} \times 58571,7 = 4283,934 \text{ KN.}$$

$$W = 58571,7027 \text{ KN} \rightarrow \begin{cases} V_x = 4768,908 \text{ KN} \\ V_y = 4283,934 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V_x = 3815,1 \text{ KN} \\ 0,8V_y = 3427,1 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} F1 = V_t^x = 4542,24 \text{ KN} \\ F2 = V_t^y = 4011,72 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_t^x > 0,8V_x \\ V_t^y > 0,8V_y \end{cases} \rightarrow r_x = r_y = 1.$$

C. Vérification des déplacements inter-étage :

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements inter étages de modèle 2.

Z	δ_{ek}^x (mm)	δ_{ek}^y (mm)	δ_k^x (mm)	δ_k^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	Δ (mm)	Observation	
								X-X	Y-Y
3,06	45,74	41,552	228,7	207,76	18,39	17,015	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	42,062	38,149	210,31	190,745	19,34	17,85	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	38,194	34,579	190,97	172,895	20,335	18,68	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	34,127	30,843	170,635	154,215	21,015	19,22	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	29,924	26,999	149,62	134,995	21,54	19,575	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	25,616	23,084	128,08	115,42	21,515	19,475	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	21,313	19,189	106,565	95,945	21,19	19,085	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	17,075	15,372	85,375	76,86	20,19	18,165	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	13,037	11,739	65,185	58,695	18,78	16,88	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	9,281	8,363	46,405	41,815	16,605	15,02	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	5,96	5,359	29,8	26,795	13,755	12,635	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	3,209	2,832	16,045	14,16	10,12	9,07	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	1,185	1,018	5,925	5,09	5,925	5,09	30,6	Vérifiée	Vérifiée
4,08	0	0	0	0	0	0	40,8	Vérifiée	Vérifiée

D. Vérification du critère de l'effort normal réduit :**Tableau IV.9 :** Vérification l'effort normal réduit du modèle 2.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	v	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
RDC	55	55	3025	2408,5616	0,265	Vérifiée
Etage1	55	55	3025	2408,5616	0,265	Vérifiée
Etage2	50	50	2500	2254,3982	0,248	Vérifiée
Etage3	50	50	2500	2036,4852	0,272	Vérifiée
Etage4	45	45	2025	1818,5685	0,242	Vérifiée
Etage5	45	45	2025	1602,1324	0,264	Vérifiée
Etage6	40	40	1600	1391,0604	0,229	Vérifiée
Etage7	40	40	1600	1183,691	0,247	Vérifiée
Etage8	35	35	1225	985,3417	0,205	Vérifiée
Etage9	35	35	1225	792,6196	0,216	Vérifiée
Etage10	30	30	900	610,6517	0,166	Vérifiée
Etage11	30	30	900	435,6898	0,161	Vérifiée
Etage12	30	30	900	270,0994	0,100	Vérifiée

E. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Avec :

- **P_k** : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ». (G+0,2Q)
- **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 le Sens x :

Tableau IV.10 : Justification vis-à- vis de l'effet P- Δ dans le Sens x (modèle 2).

Niveaux	h_k (m)	P_k (KN)	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Observation
<i>Etage 12</i>	3,06	4038,5511	0,018	658,2349	0,037	Vérifiée
<i>Etage 11</i>	3,06	8344,7112	0,019	1315,8706	0,040	Vérifiée
<i>Etage 10</i>	3,06	12650,8713	0,020	1833,8413	0,046	Vérifiée
<i>Etage 9</i>	3,06	17028,0227	0,021	2293,1627	0,051	Vérifiée
<i>Etage 8</i>	3,06	21405,174	0,022	2715,5164	0,055	Vérifiée
<i>Etage 7</i>	3,06	25784,1978	0,022	3088,9728	0,059	Vérifiée
<i>Etage 6</i>	3,06	30244,5804	0,021	3416,7139	0,061	Vérifiée
<i>Etage 5</i>	3,06	34721,9255	0,020	3702,531	0,062	Vérifiée
<i>Etage 4</i>	3,06	39277,7793	0,019	3943,7705	0,061	Vérifiée
<i>Etage 3</i>	3,06	43941,3444	0,017	4139,2765	0,058	Vérifiée
<i>Etage 2</i>	3,06	48604,9095	0,014	4304,5878	0,051	Vérifiée
<i>Etage 1</i>	3,06	53490,1874	0,010	4441,9171	0,030	Vérifiée
<i>RDC</i>	4,08	58571,7027	0,006	4542,4241	0,024	Vérifiée

➤ Selon le Sens y :

Tableau IV.11 : Justification vis-à- vis de l'effet P- Δ dans le Sens y (modèle 2).

Niveaux	h_k (m)	P_k (KN)	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Observation
<i>Etage 12</i>	3,06	4038,5511	0,017	589,513	0,038	Vérifiée
<i>Etage 11</i>	3,06	8344,7112	0,018	1175,6308	0,041	Vérifiée
<i>Etage 10</i>	3,06	12650,8713	0,019	1637,7834	0,047	Vérifiée
<i>Etage 9</i>	3,06	17028,0227	0,019	2043,3774	0,052	Vérifiée
<i>Etage 8</i>	3,06	21405,174	0,020	2409,0586	0,057	Vérifiée
<i>Etage 7</i>	3,06	25784,1978	0,019	2734,2651	0,060	Vérifiée
<i>Etage 6</i>	3,06	30244,5804	0,019	3021,8929	0,062	Vérifiée
<i>Etage 5</i>	3,06	34721,9255	0,018	3270,5807	0,063	Vérifiée
<i>Etage 4</i>	3,06	39277,7793	0,017	3484,3113	0,062	Vérifiée
<i>Etage 3</i>	3,06	43941,3444	0,015	3662,3946	0,059	Vérifiée
<i>Etage 2</i>	3,06	48604,9095	0,013	3809,5595	0,053	Vérifiée
<i>Etage 1</i>	3,06	53490,1874	0,009	3928,0837	0,040	Vérifiée
<i>RDC</i>	4,08	58571,7027	0,005	4011,723	0,018	Vérifiée

F. Justification du choix du coefficient de comportement :

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.a) ainsi définie par l'RPA99 v2003, Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

- Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles :

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 64751.76$ kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 25814.37$ kN.

$$P_{voiles} / P_{Tot} = 39,8 \% > 20 \%$$

Alors les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

- **Conclusion :**

Etant donné que :

- Les déplacements relatifs inter étages sont vérifiés.
- L'effort normal pour les poteaux vérifiés.
- L'effet P- Δ est vérifié.
- Les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Donc la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure ($R=5$) n'est pas justifié donc on prend (**$R=3,5$**).

A. Représentation graphique du spectre de réponse :

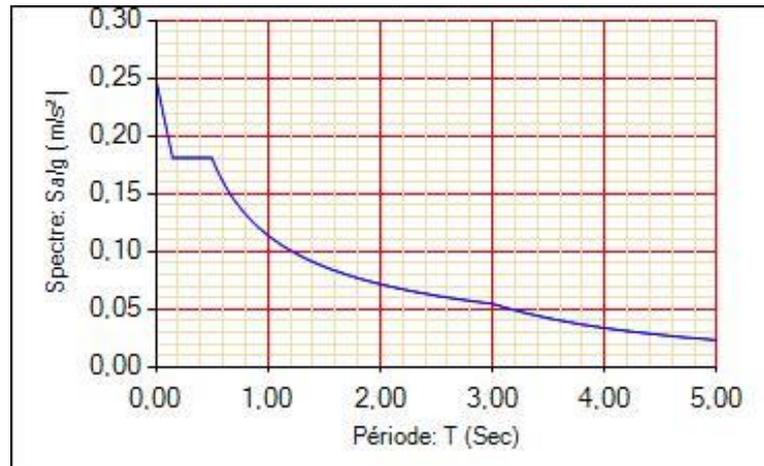


Figure IV.7: Diagramme de spectre de réponse avec R=3,5.

Tableau IV.12 : Participation massique du modèle avec R=3,5.

Case	Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
Modal	1	0,635	0,0015	0,6437	0,0015	0,6437
Modal	2	0,591	0,5576	0,0031	0,5591	0,6469
Modal	3	0,45	0,0935	0,0013	0,6525	0,6481
Modal	4	0,167	0,0193	0,1534	0,6718	0,8016
Modal	5	0,161	0,1351	0,0296	0,807	0,8311
Modal	6	0,112	0,03	0,0031	0,837	0,8342
Modal	7	0,077	0,0143	0,0501	0,8513	0,8843
Modal	8	0,073	0,0521	0,0205	0,9034	0,9048
Modal	9	0,051	0,0131	0,0051	0,9165	0,9099
Modal	10	0,047	0,0054	0,0239	0,9219	0,9338
Modal	11	0,044	0,028	0,0109	0,9499	0,9448
Modal	12	0,033	0,0064	0,0172	0,9563	0,9619

B. Résultantes des forces sismiques :

W= 58571,7027 KN

$$D_x = 1,77 \rightarrow V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} W = \frac{0,2 \times 1,77 \times 1,15}{3,5} \times 58571,7 = 5123,977 \text{ KN.}$$

$$D_y = 1,59 \rightarrow V_x = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} W = \frac{0,2 \times 1,59 \times 1,15}{3,5} \times 58571,7 = 4589,9 \text{ KN.}$$

$$W = 58571,7027 \text{ KN} \rightarrow \begin{cases} V_x = 5123,977 \text{ KN} \\ V_y = 4589,9 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V_x = 4099,18 \text{ KN} \\ 0,8V_y = 3671,94 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} F1 = V_t^x = 2434,659 \text{ KN} \\ F2 = V_t^y = 2600,863 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_t^x < 0,8V_x \rightarrow r_x = 1,68 \\ V_t^y < 0,8V_y \rightarrow r_y = 1,41 \end{cases}$$

C. Vérification des déplacements inter-étage :

Tableau IV.13 : déplacement inter étage du modèle avec R=3,5.

Z	δ_{ek}^x (mm)	δ_{ek}^y (mm)	δ_k^x (mm)	δ_k^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	Δ (mm)	Observation	
								X-X	Y-Y
3,06	41,59	38,369	145,565	134,2915	11,704	10,997	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	38,246	35,227	133,861	123,2945	12,313	11,5395	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	34,728	31,93	121,548	111,755	12,943	12,075	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	31,03	28,48	108,605	99,68	13,3735	12,4215	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	27,209	24,931	95,2315	87,2585	13,713	12,6525	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	23,291	21,316	81,5185	74,606	13,6885	12,5895	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	19,38	17,719	67,83	62,0165	13,489	12,334	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	15,526	14,195	54,341	49,6825	12,852	11,746	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	11,854	10,839	41,489	37,9365	11,956	10,913	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	8,438	7,721	29,533	27,0235	10,5735	9,7125	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	5,417	4,946	18,9595	17,311	8,757	8,169	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	2,915	2,612	10,2025	9,142	6,4365	5,859	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	1,076	0,938	3,766	3,283	3,766	3,283	30,6	Vérifiée	Vérifiée
4,08	0	0	0	0	0	0	40,8	Vérifiée	Vérifiée

D. Vérification du critère de l'effort normal réduit :

Tableau IV.14 : Vérification de l'effort normal réduit avec $R=3,5$.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	v	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
RDC	55	55	3025	2378,8763	0,262	Vérifiée
Etage1	55	55	3025	2226,5523	0,245	Vérifiée
Etage2	50	50	2500	2012,0875	0,268	Vérifiée
Etage3	50	50	2500	1796,5117	0,240	Vérifiée
Etage4	45	45	2025	1582,6739	0,261	Vérifiée
Etage5	45	45	2025	1373,3322	0,226	Vérifiée
Etage6	40	40	1600	1168,9333	0,244	Vérifiée
Etage7	40	40	1600	973,4686	0,203	Vérifiée
Etage8	35	35	1225	783,4601	0,213	Vérifiée
Etage9	35	35	1225	603,9245	0,164	Vérifiée
Etage10	30	30	900	431,1135	0,160	Vérifiée
Etage11	30	30	900	267,2878	0,099	Vérifiée
Etage12	30	30	900	129,813	0,048	Vérifiée

E. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

➤ **Selon le Sens x :**

Tableau IV.15 : Justification vis-à- vis de l'effet P-Δ dans le Sens x (modèle R=3,5).

Niveaux	h _k (m)	P _k (KN)	Δ _k (m)	V _k (KN)	θ _k	Observation
Etage 12	3,06	4038,5511	0,012	573,2666	0,027	Vérifiée
Etage 11	3,06	8344,7112	0,012	1172,1591	0,029	Vérifiée
Etage 10	3,06	12650,8713	0,013	1656,732	0,032	Vérifiée
Etage 9	3,06	17028,0227	0,013	2079,5503	0,036	Vérifiée
Etage 8	3,06	21405,174	0,014	2459,4341	0,039	Vérifiée
Etage 7	3,06	25784,1978	0,014	2794,8866	0,041	Vérifiée
Etage 6	3,06	30244,5804	0,013	3091,8118	0,043	Vérifiée
Etage 5	3,06	34721,9255	0,013	3352,4857	0,043	Vérifiée
Etage 4	3,06	39277,7793	0,012	3575,4685	0,043	Vérifiée
Etage 3	3,06	43941,3444	0,011	3757,726	0,040	Vérifiée

<i>Etage 2</i>	3,06	48604,9095	0,009	3904,4369	0,036	Vérifiée
<i>Etage 1</i>	3,06	53490,1874	0,006	4014,2346	0,021	Vérifiée
<i>RDC</i>	4,08	58571,7027	0,004	4087,4019	0,017	Vérifiée

➤ Selon le Sens y :

Tableau IV.16 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ dans le Sens y (modèle R=3,5).

Niveaux	h_k (m)	P_k (KN)	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Observation
<i>Etage 12</i>	3,06	4038,5511	0,011	525,7862	0,028	Vérifiée
<i>Etage 11</i>	3,06	8344,7112	0,012	1072,4042	0,029	Vérifiée
<i>Etage 10</i>	3,06	12650,8713	0,012	1512,6966	0,033	Vérifiée
<i>Etage 9</i>	3,06	17028,0227	0,012	1892,6359	0,037	Vérifiée
<i>Etage 8</i>	3,06	21405,174	0,013	2228,8601	0,040	Vérifiée
<i>Etage 7</i>	3,06	25784,1978	0,013	2526,2484	0,042	Vérifiée
<i>Etage 6</i>	3,06	30244,5804	0,012	2791,101	0,044	Vérifiée
<i>Etage 5</i>	3,06	34721,9255	0,012	3023,6971	0,044	Vérifiée
<i>Etage 4</i>	3,06	39277,7793	0,011	3226,0075	0,044	Vérifiée
<i>Etage 3</i>	3,06	43941,3444	0,010	3395,1531	0,041	Vérifiée
<i>Etage 2</i>	3,06	48604,9095	0,008	3530,386	0,037	Vérifiée
<i>Etage 1</i>	3,06	53490,1874	0,006	3629,4186	0,028	Vérifiée
<i>RDC</i>	4,08	58571,7027	0,003	3692,5238	0,013	Vérifiée

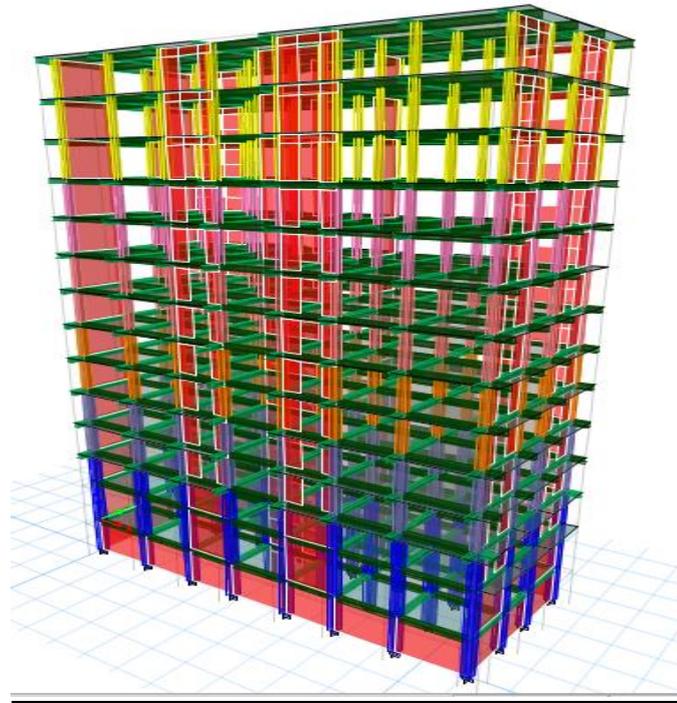
❖ Modèle avec sous-sol :

Figure IV.8 : modèle avec sous-sol.

Tableau IV.17 : Participation massique du modèle avec sous-sol.

Case	Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
Modal	1	0,675	0,0008	0,6063	0,0008	0,6063
Modal	2	0,624	0,5411	0,0017	0,5418	0,608
Modal	3	0,483	0,0745	0,001	0,6164	0,609
Modal	4	0,177	0,0105	0,1577	0,6269	0,7667
Modal	5	0,171	0,134	0,0172	0,7609	0,7839
Modal	6	0,119	0,0271	0,0027	0,788	0,7866
Modal	7	0,081	0,0072	0,0606	0,7951	0,8472
Modal	8	0,078	0,0546	0,0133	0,8498	0,8605
Modal	9	0,054	0,0146	0,0063	0,8644	0,8668
Modal	10	0,05	0,0013	0,0319	0,8656	0,8987
Modal	11	0,046	0,0293	0,0073	0,895	0,9061
Modal	12	0,035	0,005	0,0235	0,8999	0,9296

A. Résultantes des forces sismiques :

$$W = 63902,8665 \text{ KN}$$

$$D_x = 1,77 \rightarrow V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} W = \frac{0,2 \times 1,77 \times 1,15}{3,5} \times 63902,8665 = 5590,36 \text{ KN.}$$

$$D_y = 1,59 \rightarrow V_x = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} W = \frac{0,2 \times 1,59 \times 1,15}{3,5} \times 63902,8665 = 5007,7 \text{ KN.}$$

$$W = 58571,7027 \text{ KN} \rightarrow \begin{cases} V_x = 5590,36 \text{ KN} \\ V_y = 5007,7 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V_x = 4472,29 \text{ KN} \\ 0,8V_y = 4006,16 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} F1 = V_t^x = 4271,72 \text{ KN} \\ F2 = V_t^y = 3762,27 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_t^x < 0,8V_x \rightarrow r_x = 1,047 \\ V_t^y < 0,8V_y \rightarrow r_y = 1,065 \end{cases}$$

B. Vérification des déplacements inter-étage :

Tableau IV.18 : déplacement inter étage du modèle avec sous-sol.

Z	δ_{ek}^x (mm)	δ_{ek}^y (mm)	δ_k^x (mm)	δ_k^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	Δ (mm)	Observation	
								X-X	Y-Y
3,06	47,274	44,171	165,459	154,5985	12,5895	12,0925	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	43,677	40,716	152,8695	142,506	13,2405	12,663	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	39,894	37,098	139,629	129,843	13,93	13,244	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	35,914	33,314	125,699	116,599	14,427	13,6395	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	31,792	29,417	111,272	102,9595	14,854	13,93	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	27,548	25,437	96,418	89,0295	14,9275	13,923	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	23,283	21,459	81,4905	75,1065	14,833	13,741	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	19,045	17,533	66,6575	61,3655	14,3115	13,216	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	14,956	13,757	52,346	48,1495	13,552	12,4635	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	11,084	10,196	38,794	35,686	12,3025	11,3295	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	7,569	6,959	26,4915	24,3565	10,633	9,856	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	4,531	4,143	15,8585	14,5005	8,505	7,5915	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3,06	2,101	1,974	7,3535	6,909	6,5065	5,754	30,6	Vérifiée	Vérifiée
4,08	0,242	0,33	0,847	1,155	0,847	1,155	40,8	Vérifiée	Vérifiée

C. Vérification du critère de l'effort normal réduit :**Tableau IV.19 :** vérification de l'effort normal réduit du modèle avec sous-sol.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	v	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
SS	55	55	3025	2076,7814	0,229	Vérifiée
RDC	55	55	3025	2310,1502	0,255	Vérifiée
Etage1	55	55	3025	2082,7179	0,230	Vérifiée
Etage2	50	50	2500	1856,8587	0,248	Vérifiée
Etage3	50	50	2500	1633,7272	0,218	Vérifiée
Etage4	45	45	2025	1417,1908	0,233	Vérifiée
Etage5	45	45	2025	1205,3093	0,198	Vérifiée
Etage6	40	40	1600	1003,3517	0,209	Vérifiée
Etage7	40	40	1600	807,7107	0,168	Vérifiée
Etage8	35	35	1225	783,4601	0,213	Vérifiée
Etage9	35	35	1225	623,4713	0,170	Vérifiée
Etage10	30	30	900	446,7199	0,165	Vérifiée
Etage11	30	30	900	279,8305	0,104	Vérifiée
Etage12	30	30	900	138,3803	0,051	Vérifiée

D. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :➤ **Selon le Sens x :****Tableau IV.20 :** Justification de l'effet P-Δ dans le Sens x (modèle avec ss)

Niveaux	h _k (m)	P _k (KN)	Δ _k (m)	V _k (KN)	θ _k	Observation
Etage 12	3,06	4112,5095	0,0125895	603,829	0,028	Vérifiée
Etage11	3,06	8418,6696	0,0132405	1236,3913	0,029	Vérifiée
Etage 10	3,06	12724,8297	0,01393	1747,5877	0,033	Vérifiée
Etage 9	3,06	17101,9811	0,014427	2193,6633	0,037	Vérifiée
Etage 8	3,06	21479,1324	0,014854	2597,4371	0,040	Vérifiée
Etage 7	3,06	25858,1562	0,0149275	2957,3458	0,043	Vérifiée
Etage 6	3,06	30318,5388	0,014833	3278,3543	0,045	Vérifiée
Etage 5	3,06	34795,8839	0,0143115	3564,1121	0,046	Vérifiée
Etage 4	3,06	39351,7377	0,013552	3814,5803	0,046	Vérifiée
Etage 3	3,06	44015,3028	0,0123025	4024,2283	0,044	Vérifiée
Etage 2	3,06	48678,8679	0,010633	4196,4721	0,040	Vérifiée
Etage 1	3,06	53564,1458	0,008505	4334,2735	0,034	Vérifiée
RDC	4,08	58645,6611	0,0065065	4448,6781	0,021	Vérifiée
SS	3,25	4112,5095	0,0125895	603,829	0,028	Vérifiée

➤ Selon le Sens y :

Tableau IV.21 : Justification de l'effet P-Δ dans le Sens y (modèle avec sous-sol)

Niveaux	h_k (m)	P_k (KN)	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Observation
Etage 12	3,06	4112,5095	0,0120925	555,7675	0,029	Vérifiée
Etage 11	3,06	8418,6696	0,012663	1125,2097	0,031	Vérifiée
Etage 10	3,06	12724,8297	0,013244	1578,9432	0,035	Vérifiée
Etage 9	3,06	17101,9811	0,0136395	1971,1881	0,039	Vérifiée
Etage 8	3,06	21479,1324	0,01393	2320,401	0,042	Vérifiée
Etage 7	3,06	25858,1562	0,013923	2631,4132	0,045	Vérifiée
Etage 6	3,06	30318,5388	0,013741	2911,7003	0,047	Vérifiée
Etage 5	3,06	34795,8839	0,013216	3160,6637	0,048	Vérifiée
Etage 4	3,06	39351,7377	0,0124635	3381,461	0,047	Vérifiée
Etage 3	3,06	44015,3028	0,0113295	3573,2911	0,046	Vérifiée
Etage 2	3,06	48678,8679	0,009856	3732,1236	0,042	Vérifiée
Etage 1	3,06	53564,1458	0,0075915	3858,1806	0,034	Vérifiée
RDC	4,08	58645,6611	0,005754	3969,9979	0,021	Vérifiée
SS	3,25	63902,8665	0,001155	4006,8206	0,006	Vérifiée

Comparaison entre les deux modèles (avec et sans sous-sol) :

a. Participation massique :

Tableau IV.22 : Comparaison entre les participations massiques.

	Modèle sans SS		Modèle avec SS	
Période	0,635		0,675	
Modal 1	0,0015	0,6437	0,0008	0,6063
Modal 2	0,5576	0,0031	0,5411	0,0017
Modal 3	0,0935	0,0013	0,0745	0,001

b. Résultantes des forces sismiques :

Tableau IV.23 : comparaison entre les forces sismiques

	Modèle sans SS	Modèle avec SS
Poids total de la structure (KN)	58571,702	63902,8665
Force sismique totale à la base statique	$V_x = 5123,977$ kn $V_y = 4589,9$ kn	$V_x = 5590,36$ KN $V_y = 5007,7$ KN
Force sismique totale à la base dynamique	$V_t^x = 4090,73$ KN $V_t^y = 3673,1583$ KN	$V_t^x = 4271,72$ KN $V_t^y = 3762,27$ KN

c. **Vérification des déplacements inter-étage :**

Tableau IV.24 : comparaison entre les déplacements inter-étage.

Modèle sans SS		Modèle avec SS	
$\Delta_K^x \text{max}$ (mm)	$\Delta_K^y \text{max}$ (mm)	$\Delta_K^x \text{max}$ (mm)	$\Delta_K^y \text{max}$ (mm)
13,713	12,6525	14,9275	13,93

d. **Vérification du critère de l'effort normal réduit :**

Tableau IV.25 : comparaison entre l'effort normal réduits.

	Modèle sans SS	Modèle avec SS
Niveaux	V	
Modèle	Avec SS	Sans SS
RDC	0,262	0,255
Etage1	0,245	0,230
Etage2	0,268	0,248
Etage3	0,240	0,218
Etage4	0,261	0,233
Etage5	0,226	0,198
Etage6	0,244	0,209
Etage7	0,203	0,168
Etage8	0,213	0,213
Etage9	0,164	0,170
Etage10	0,160	0,165
Etage11	0,099	0,104
Etage12	0,048	0,051

CHAPITRE V :
Ferraillage des
éléments résistants

Ferrailage des éléments structuraux

V.1 Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel de poteaux, poutres et voiles, rigidement liés et capables de supporter toutes les forces verticales et horizontales (ossature auto-stable).

Pour déterminer le ferrailage, nous avons considéré le cas le plus critique. Nous avons utilisé l'outil informatique via le logiciel d'analyse des structures (ETABS), qui permet de calculer les différents efforts internes pour chaque section des éléments, en prenant en compte les différentes combinaisons de charges.

Cette formulation clarifie le processus de conception et d'analyse utilisé pour assurer la stabilité et la résistance de la structure.

Le Ferrailage des éléments résistants devrait être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **B.A.E.L. 91 modifié 99** et le **RPA99 (version 2003)**. Notre structure se compose des éléments résistants suivants :

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles

V.2 Ferrailage des poteaux :

V.2.1 Introduction :

Les poteaux sont sollicités en flexion composée sous l'effet des actions verticales et horizontales ; ils sont soumis à un effort normal (N) et un moment de flexion (M) dans le sens longitudinal et transversal.

Tableau V.1: Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	30	17	1,15	500	435
Accidentelle	1,15	30	22,17	1	500	500

V.2.2 Armatures longitudinales :

a. Recommandations selon l'R.P. A .99 versions 2003 :

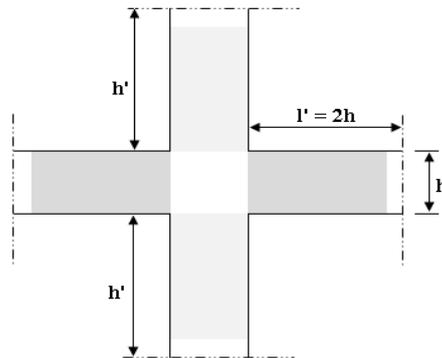
- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage est limité en zone IIb par :

$$0,9 \% \leq \frac{Al}{b.h} \leq 3\% \dots\dots\dots (Zone courante).$$

$$0,9 \% \leq \frac{Al}{b.h} \leq 6\% \dots\dots\dots (Zone de recouvrement).$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50Φ en zone IIb.
- la distance maximale entre deux barres verticales sur la même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone IIa.
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :



Figures V.1: zone nodale

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

h_e : la hauteur d'étage.

b. Calcul de contrainte de cisaillement τ_u et sa valeur limite $\overline{\tau_u}$:

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u}$$

V_u : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (T_u).

b_0 : la largeur de poteau.

d : la hauteur utile ($d = h - c$)

$\overline{\tau_u}$: contrainte tangente admissible

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- Selon le *B.A.E.L. 91 modifiées 99* :

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0, 15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 3,9 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- Selon *RPA 99 V2003* :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

- Élancement λ :

$$\left. \begin{array}{l} \lambda = \frac{l_f}{i} \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} \end{array} \right\} \text{Pour une section rectangulaire de hauteur } h, \text{ l'élancement a pour valeur :}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{h} \sqrt{12} \approx 3,46 \frac{l_f}{h}$$

c. Armatures transversales :

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs \emptyset_t est donnée par la relation :

$$\emptyset_t \geq \frac{1}{3} \emptyset_l \quad \emptyset_l : \text{étant le plus grand diamètre des armatures longitudinales.}$$

V.2.3 Calcul du Ferrailage Longitudinal :

Le ferrailage longitudinal des poteaux sera calculé aux états limites ultimes, par le logiciel **SOCOTEC** par utilisation du règlement *B.A.E.L 91 modifiés 99*.

V.2.3.1 Combinaisons d'Actions :

En fonction du type de sollicitation, on a :

- Combinaisons selon le *B.A.E.L 91 modifiés 99* :

- Situation durable :

$$\text{ELU : } 1,35G+1,5Q$$

$$\text{ELS : } G+Q$$

b. Combinaisons selon R.P.A.99 version 2003 :**➤ Situation accidentelle :**

G+Q±E

0,8G±E

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants afin d'accéder à la combinaison d'effort la plus défavorable.

- $N^{\max}, M^{\text{corr}}$.
- $N^{\min}, M^{\text{corr}}$.
- $N^{\text{corr}}, M^{\max}$.

V.2.3.1.1 Combinaison (1.35 G + 1.5 Q) :**Tableau V.2: Ferrailages des poteaux situation durable**

Étage	SS/RDC/1 ^{er}	2 ^{eme} /3 ^{eme}	4 ^{eme} /5 ^{eme}	6 ^{eme} /7 ^{eme}	8 ^{eme} /9 ^{eme}	10 ^{eme} /11 ^{eme} / 12 ^{eme}
Section (cm²)	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35	30×30
N_{max}	-2819,3291	-2365,84	-1855,117	-1380,2659	-939,387	-528,5822
M_{corr}	-47,7499	23,8635	22,1731	21,8508	20,2295	17,3036
Sollicitation	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
A_s'	0	0	0	0	0	0
A_s	0	0	0	0	0	0
N_{min}	-987,8334	-1047,31	-787,6051	-547,3147	-327,90	-56,4299
M_{corr}	-14,2972	13,4466	17,2903	19,01	-3,7439	-2,7002
Sollicitation	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
A_s'	0	0	0	0	0	0
A_s	0	0	0	0	0	0
M_{max}	-47,7499	26,716	28,345	32,3724	32,279	29,1856
N_{corr}	-2819,3291	-1995,40	-1025,85	-745,6563	-485,061	-125,1243
Sollicitation	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SPC
A_s'	0	0	0	0	0	0
A_s	0	0	0	0	0	1.15

V.2.3.1.2 Situation accidentelle : (G+Q±E)

Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (G+Q±E).

Étage	SS/RDC/1 ^{er}	2 ^{eme} /3 ^{eme}	4 ^{eme} /5 ^{eme}	6 ^{eme} /7 ^{eme}	8 ^{eme} /9 ^{eme}	10 ^{eme} /11 ^{eme} / 12 ^{eme}
Section (cm²)	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35	30×30
N^{max}	-2756,3105	-2082,72	-1633,727	-1205,309	-807,7107	-446,7199
M^{corr}	-68,8925	-24,7816	-22,5105	-22,305	-19,4794	-14,6938
Sollicitation	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
A_s'	0	0	0	0	0	0
A_s	0	0	0	0	0	0
N^{min}	576,7764	-328,719	-315,6738	-277,2196	-130,1041	0,3966
M^{corr}	71,8537	101,4145	98,3125	84,8531	17,7572	12,2284
Sollicitation	SEC	SPC	SPC	SPC	SEC	SPC
A_s'	0	0	0	0	0	0
A_s	0	1.11	1.69	2.4	0	0.92
M^{max}	114,0985	135,5876	141,8086	130,123	103,6208	70,1678
N^{corr}	-769,0227	-604,979	-472,3215	-354,5566	-242,0366	-67,2422
Sollicitation	SEC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
A_s'	0	0	0	0	0	0
A_s	0	0.06	2.58	4.2	4.79	6.3

V.2.3.1.3 Situation accidentelle : (0.8 G ± E)

Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (0.8 G ± E).

Section (cm ²)	SS/RDC/1 ^{er}	2 ^{eme} /3 ^{eme}	4 ^{eme} /5 ^{eme}	6 ^{eme} /7 ^{eme}	8 ^{eme} /9 ^{eme}	10 ^{eme} /11 ^{eme} / 12 ^{eme}
Section (cm²)	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35	30×30
N^{max}	-2436,382	-1539,77	-1208,36	-889,8395	-594,8291	-329,9666
M^{corr}	-69,4208	-22,9002	-21,3096	-21,0438	-18,1859	-13,4838
Sollicitation	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
A_s'	0	0	0	0	0	0
A_s	0	0	0	0	0	0
N^{min}	896,7049	-65,8401	-124,0804	-155,1984	-58,8222	11,7165
M^{corr}	71,3254	26,6838	81,4583	72,1289	19,1376	13,3126
Sollicitation	SEC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
A_s'	0	0	0	0	0	0
A_s	0	0.45	2.72	2.46	0.58	1,13
M^{max}	109,505	129,9951	135,6338	123,1677	96,8332	63,0023
N^{corr}	-387,3639	-841,65	-634,0881	-450,0217	-284,4723	-42,0795
Sollicitation	SPC	SEC	SPC	SPC	SPC	SPC
A_s'	0	0	0	0	0	0
A_s	0.38	0	0.78	2.9	3.89	4.63

V.2.3.2 Choix des armatures :

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 : Choix des armatures des poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{necc} (cm ²)	Choix	A _s ^{adopté} (cm ²)
RDC /1 ^{er}	55x55	27,3	0,38	8T20+4T14	31,29
2 ^{èm} /3 ^{ème}	50x50	22,5	1,39	8T20+4T14	31,29
4 ^{ème} /5 ^{ème}	45x45	18,3	2,72	8T16 + 4T12	20,61
6 ^{ème} /7 ^{ème}	40x40	14,4	4,2	8T16 + 4T12	20,61
8 ^{ème} /9 ^{ème}	35x35	11,03	4,79	8T16 + 4T12	20,61
10 ^{ème} /11 ^{ème} /12 ^{ème}	30x30	8,1	6,3	8T16 + 4T12	20,61

V.2.3.3 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations M_{ser}, N_{ser}.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible données par :

- **Béton :** $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$
- **Acier :** $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3}f_e, \text{max} \left(\frac{1}{2}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 250 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.6 : Vérification à l'état limite de service.

Etage	Sections (cm ²)	N _{ser} ^{max} (kN)	M _{ser} ^{corr} (Kn.m)	Sollicitation	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Observation
10 ^{ème} /11 ^{ème} /12 ^{ème}	30x30	-386,05	12,7124	SEC	73,1	5,25	Verifiée
8 ^{ème} /9 ^{ème}	35x35	-685,31	14,8628	SEC	88,5	6,15	Verifiée
6 ^{ème} /7 ^{ème}	40x40	-1006,6	16,0536	SEC	96,5	6,6	Verifiée
4 ^{ème} /5 ^{ème}	45x45	-1352,7	16,305	SEC	100,5	6,82	Verifiée
2 ^{èm} /3 ^{ème}	50/50	-1725	17,8955	SEC	98,3	6,63	Verifiée
RDC /1 ^{er}	55/55	-2057,7	-34,35	SEC	103,5	7	Verifiée

Tableau V.7 : Vérification à l'état limite de service.

Etage	Sections (cm ²)	M _{ser} ^{max} (Kn.m)	N _{ser} ^{corr} (kN)	Sollicitation	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Observation
10 ^{ème} /11 ^{ème} /12 ^{ème}	30x30	21,213	-91,738	SPC	54,2	4,58	Verifiée
8 ^{ème} /9 ^{ème}	35x35	23,4382	-353,72	SEC	65,2	4,75	Verifiée
6 ^{ème} /7 ^{ème}	40x40	23,4939	-543,50	SEC	65,4	4,61	Verifiée
4 ^{ème} /5 ^{ème}	45x45	20,7175	-1107,4	SEC	87,3	5,96	Verifiée
2 ^{èm} /3 ^{ème}	50/50	19,3679	-1455,2	SEC	85	5,75	Verifiée
RDC /1 ^{er}	55/55	34,3528	-2057,7	SEC	103,5	7	Verifiée

V.2.3.4 Vérification de l'effort tranchant :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Selon le « BAEL 91 modifié 99 » :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

- Selon le « RPA 99 version 2003 » :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots\dots\dots \text{si l'élanement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \dots\dots\dots \text{si l'élanement } \lambda < 5$$

Avec :

$$\lambda: \text{L'élanement du poteau } \lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f : Longueur de flambement.

$$i: \text{Rayon de giration } \left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$$

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.8 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Etage	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	τ_u RPA (MPa)	τ_u BAEL (MPa)
RDC /1 ^{er}	55x55	-12,14	0,0446	17,988	0,075	2,25	3
2 ^{em} /3 ^{em}	50x50	-14,135	0,0628	14,840	0,075	2,25	3
4 ^{em} /5 ^{em}	45x45	56,6899	0,3111	16,489	0,075	2,25	3
6 ^{em} /7 ^{em}	40x40	41,3781	0,2873	18,550	0,075	2,25	3
8 ^{em} /9 ^{em}	35x35	26,0538	0,2363	21,200	0,075	2,25	3
10 ^{em} /11 ^{em} /12 ^{em}	30x30	20	0,2469	24,734	0,075	2,25	3

V.2.3.5 Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du CBA 93 et celles du RPA99 version 2003, elles sont données comme suit :

Selon CBA 93 : ►► [Art A.5.1.2.2] ◄◄

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_{t f_e}}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10 \text{ cm}$ Zone nodale (zone IIb).

$S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$ Zone courante (zone IIb).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a}\right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales (FeE50).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.9 : Espacements maximales selon RPA99.

Etage	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC /1 ^{er}	55x55	8T20+4T14	20	9	20
2 ^{em} /3 ^{em}	50x50	8T20+4T14	20	9	20
4 ^{em} /5 ^{em}	45x45	8T16 + 4T12	16	9	16
6 ^{em} /7 ^{em}	40x40	8T16 + 4T12	16	9	16
8 ^{em} /9 ^{em}	35x35	8T16 + 4T12	16	9	16
10 ^{em} /11 ^{em} /12 ^{em}	30x30	8T16 + 4T12	16	9	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : Choix des armatures transversales.

Niveaux	Section (cm ²)	L _r (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
10 ^{em} /11 ^{em} /12 ^{em}	30x30	2,142	7,14	2,5	20	N	9	0,3	4T8	2.01
						C	15	0,5	4T8	2.01
8 ^{em} /9 ^{em}	35x35	2,142	6,12	2,5	26,0538	N	9	0,3350	4T8	2.01
						C	16	0,5955	4T8	2.01
6 ^{em} /7 ^{em}	40x40	2,142	5,355	2,5	41,3781	N	9	0,4655	4T8	2.01
						C	16	0,8276	4T8	2.01
4 ^{em} /5 ^{em}	45x45	2,142	4,76	3,75	56,6899	N	9	0,8503	4T8	2.01
						C	16	1,5117	4T8	2.01
2 ^{em} /3 ^{em}	50x50	2,142	4,284	3,75	-14,135	N	9	0,1908	4T8	2.01
						C	20	0,4241	4T8	2.01
RDC /1 ^{er}	55x55	2,856	3,89	3,75	-12,14	N	9	0,1490	4T8	2.01
						C	20	0,3311	4T8	2.01

Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 40\phi$ en zone II. Pour :

T20..... $L_r = 80\text{cm}$.

T16..... $L_r = 64\text{ cm}$.

T14..... $L_r = 56\text{ cm}$

T12..... $L_r = 48\text{ cm}$

V.2.4 Ferraillage des poteaux du sous-sol :

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferraillage est donné par :

$$A_s = \left\{ \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0.9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right\} \frac{\gamma_s}{f_e}$$

B_r : Section réduite du poteau considéré $B_r = ((a-2)(b-2))\text{ cm}^2$

α : Coefficient dépendant de l'élanement.

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f : Longueur de flambement.

i : rayon de giration $\left\{ i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right\}$

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau ($B=a \times b$).

N_u : L'effort normal maximal.

La longueur de flambement $L_f = 0,7l_0$

La section réduite $B_r = (a-0.02)^2 [\text{m}^2]$.

V.2.4.1 Calcul de l'effort normal pondéré :

On a déterminé l'effort normal réduit avec ETABS 16.

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de :

$$N_u (\text{sous-sol}) = 2437,686 \text{ KN}$$

V.2.4.2 Calcul du ferrailage :

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 15,877 \text{ cm}$
- $\lambda = \frac{0,7 \times 325}{15,877} = 14,3 < 50.$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{14,3}{35}\right)^2} = 0,637.$
- $B_r = (50 - 2)^2 = 2304 \text{ cm}^2$

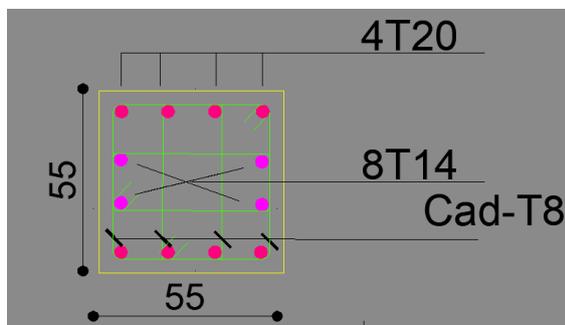
D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{2437,686 \times 10^3}{0,637} - \frac{2304 \times 10^2}{0,9} \times \frac{30}{1,5} \right) \frac{1,15}{500}$$

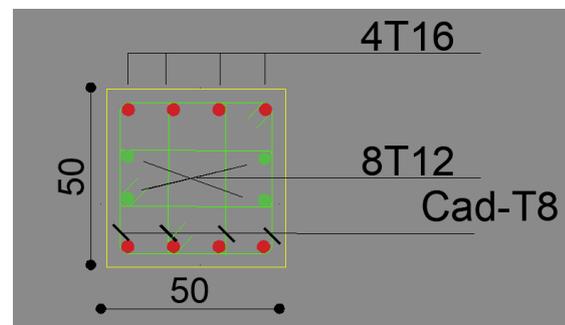
$$A_s = 0$$

Conclusion : Le calcul en compression simple des poteaux du sous-sol à donner une section inférieure à celle exigée par le R.P.A. version 2003, par conséquent on retient pour le ferrailage de ces poteaux les mêmes sections d'armature des poteaux du RDC.

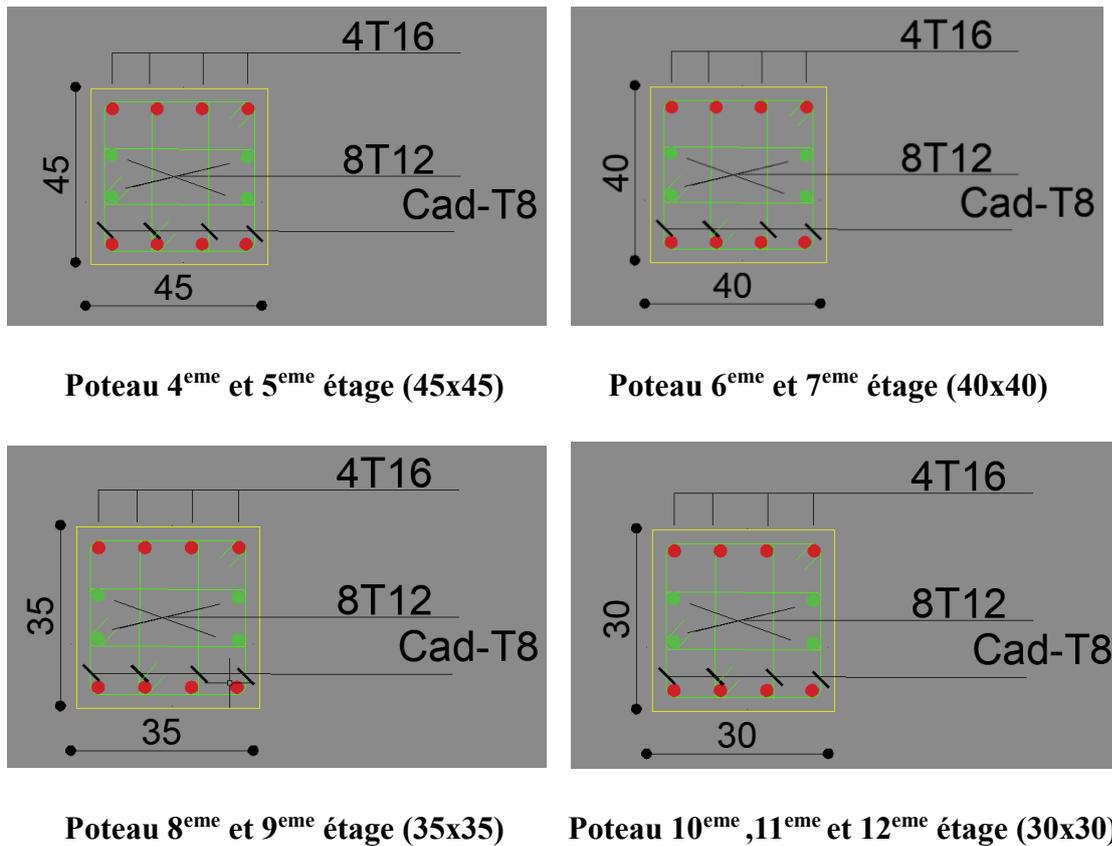
Donc : $A_s = A_{s_{\min}} = 27,2 \text{ cm}^2.$

VI.2.5 Schéma de ferrillages des poteaux :

Poteau sous-sol, RDC, 1^{er} étage (55x55)



Poteau 2^{ème} et 3^{ème} étage (50x50)



Figures V.2 : Schéma de ferrailage des poteaux.

V. 3 Ferrailage des poutres :

V. 3.1 Les combinaisons de charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

- ELU : $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS : $G + Q$
- $G + Q \pm E$

Avec :

G : charge permanente ; Q : charge d'exploitation ; E : charge sismique.

V. 3.2 Recommandations des règlements :

Selon RPA99 version 2003 :

Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par :

- $0.5\% \leq \frac{A}{B \cdot h} \leq 4\%$ au niveau de la zone courante.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIb).

Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003.s.b$

B : longueur de la poutre.

s : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

$$s \leq \min \left[\frac{h}{4}; 12\varphi \right] \quad (\text{Zone nodale}).$$

$$s \leq \frac{h}{2} \quad (\text{zone courante}).$$

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle).

Les poutres seront sollicitées uniquement par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Les armatures longitudinales sont déterminées en flexion simple, en tenant compte des deux situations suivantes :

Situation durable :

- Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$.
- Acier : $\gamma_s = 1.15$; FeE50 ; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$.

-Situation accidentelle :

- Béton : $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$.
- Acier : $\gamma_s = 1$; FeE50 ; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$.

V. 3.3 Calcul du ferrailage :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel ETABS.

On dispose deux types de poutres :

- Poutres porteuses 30 x 40 (cm²)
- Poutres non porteuses 30 x 35 (cm²)

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par l'Excel pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

Remarque :

Les poutres de notre structure seront calculées à la flexion simple (F.S.).

Telle que :

A_s : représente les armatures de la fibre inférieure.

A_s' : représente les armatures de la fibre supérieure.

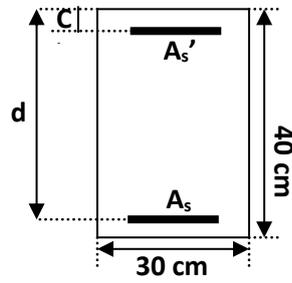
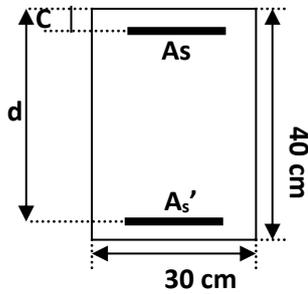
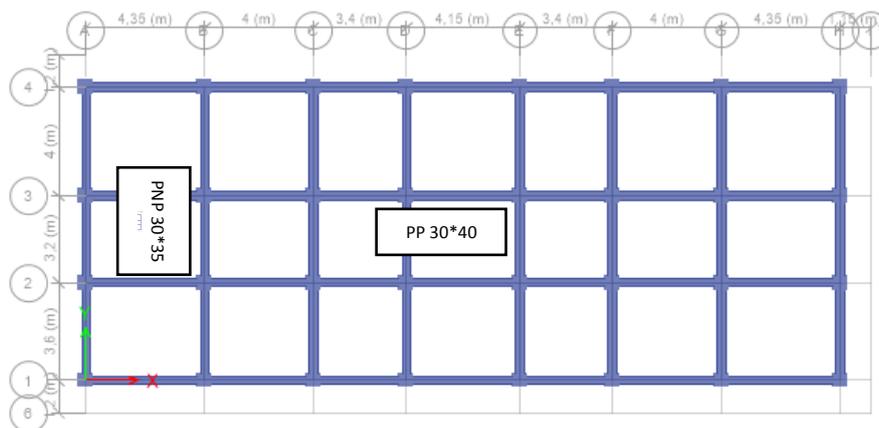


Figure V.3. Représentation schématique

Figure V.4. Représentation schématique

De poutre en appui (30×40)

De poutre en travée (30×40)



Figures V.5 : Représentation des poutres.

V. 3.3.1 Poutre porteuse :

- Poutre de section 30×40 cm²

1. Ferrailage en travée : (sous la combinaison 1.35 G +1,5 Q)**Ferrailage longitudinal :****Exemple de calcul :**

$$S = 30 \times 40; f_e = 500 \text{ Mpa}; d = 0.9h = 36 \text{ cm.}$$

$$M_U = 30,217 \text{ kn.m}$$

Selon l'organigramme de la flexion simple :

$$\mu_u = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}} = 0.046 < \mu_R = 0,371$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_u}) = 0.059$$

$$Z = d (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 35.15 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Pourcentage exigé par RPA99 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute la section : $A_s \geq 0.5\%bh$

$$A_s^{\min}(\text{RPA}) = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

Soit la section adoptée :

$$A_s = 3T16 = 6.03 \text{ cm}^2.$$

Tableau V.10 : Ferrailage des poutres porteuses en travée.

Etage	Position	Section (cm ²)	Max ^{max} (kN.m)	As' (cm ²)	As (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
RDC / 1 ^{er}	Travée	PP 30x40 De rive	30,217	0	1,98	6
		PP30x40 D'inter	25,2548	0	1,65	6
2 ^{ème} /3 ^{ème}	Travée	PP 30x40 De rive	27,558	0	1,80	6
		PP30x40 D'inter	25,2194	0	1,64	6
4 ^{ème} /5 ^{ème}	Travée	PP 30x40 De rive	28,7884	0	1,88	6
		PP30x40 D'inter	27,4837	0	1,79	6
6 ^{ème} /7 ^{ème}	Travée	PP 30x40 De rive	32,004	0	2,10	6
		PP30x40 D'inter	31,1794	0	2,04	6
8 ^{ème} /9 ^{ème}	Travée	PP 30x40 De rive	37,7977	0	2,49	6
		PP30x40 D'inter	36,5024	0	2,40	6
10 ^{ème} /11 ^{ème} /12 ^{ème}	Travée	PP 30x40 De rive	42,2373	0	2,79	6
		PP30x40 D'inter	40,3093	0	2,66	6

2. Ferrailage sur appui : (sous la combinaison 1.35 G +1,5 Q et G+Q+E)

Tableau V.11 : Ferrailage des poutres porteuses sur appui.

Etage	Position	Combinaison	Section	Max ^{max} (kN.m)	As' (cm ²)	As (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
RDC / 1 ^{er}	Appui	1,35G+1,5Q	PP30x40 De rive	-40,9491	0	2,70	6
			PP30x40 D'inter	-40,2701	0	2,66	6
		G+Q+E	PP30x40 De rive	-74,4046	0	4,98	6
			PP30x40 D'inter	-86,3674	0	5,83	6
2 ^{ème} /3 ^{ème}	Appui	1,35G+1,5Q	PP30x40 De rive	-46,1746	0	3,06	6
			PP30x40 D'inter	-49,6518	0	3,30	6
		G+Q+E	PP30x40 De rive	-98,5042	0	6,70	6
			PP30x40 D'inter	-123,2336	0	8,53	6
4 ^{ème} /5 ^{ème}	Appui	1,35G+1,5Q	PP30x40 De rive	-55,569	0	3,71	6
			PP30x40 D'inter	-61,013	0	4,10	6
		G+Q+E	PP30x40 De rive	-112,7859	0	7,75	6
			PP30x40 D'inter	-145,3159	0	10,24	6
6 ^{ème} /7 ^{ème}	Appui	1,35G+1,5Q	PP30x40 De rive	-63,7316	0	4,29	6
			PP30x40 D'inter	-72,924	0	4,95	6
		G+Q+E	PP30x40 De rive	-116,7676	0	8,05	6
			PP30x40 D'inter	-154,0052	0	10,92	6
8 ^{ème} /9 ^{ème}	Appui	1,35G+1,5Q	PP30x40 De rive	-70,1282	0	4,75	6
			PP30x40 D'inter	-84,5032	0	5,80	6
		G+Q+E	PP30x40 De rive	-115,1123	0	7,92	6
			PP30x40 D'inter	-154,6106	0	10,97	6
10 ^{ème} / 11 ^{ème} /12 ^{ème}	Appui	1,35G+1,5Q	PP30x40 De rive	-78,669	0	5,37	6
			PP 30x40 D'inter	-94,7521	0	6,56	6
		G+Q+E	PP30x40 De rive	-110,9337	0	7,61	6
			PP 30x40 D'inter	-149,394	0	10,56	6

V. 3.3.2 Poutre non porteuse :

- Poutre de section 30×35 cm²

1. Ferrailage en travée : (sous la combinaison 1.35 G +1,5 Q)**Ferrailage longitudinal :**

Exemple de calcul :

$$S = 30 \times 35; f_c = 500 \text{ Mpa}; d = 0.9h = 31,5 \text{ cm.}$$

$$M_U = 40,5815 \text{ kn.m}$$

Selon l'organigramme de la flexion simple :

$$\mu_u = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}} = 0,08 < \mu_R = 0,371$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_u}) = 0,105$$

$$Z = d (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 35.15 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = 3,09 \text{ cm}^2$$

Pourcentage exigé par RPA99 :

$$A_s^{\min} (\text{RPA}) = 0,005 \times 35 \times 30 = 5,25 \text{ cm}^2 > A_{s\text{calculée}}$$

Soit la section adoptée :

$$A_s = 3T16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

Tableau V.12 : Ferrailage des poutres non porteuses en travée.

Etage	Position	Section (cm ²)	Max ^{max} (kN.m)	As' (cm ²)	As (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
RDC / 1 ^{er}	Travée	PNP 30x35	37,8867	0	2,88	5,25
2 -ème / 3 -ème	Travée	PNP 30x35	32,7455	0	2,47	5,25
4 -ème / 5 -ème	Travée	PNP 30x35	33,7099	0	2,55	5,25
6 -ème / 7 -ème	Travée	PNP 30x35	34,5132	0	2,61	5,25
8 -ème / 9 -ème	Travée	PNP 30x35	34,6377	0	2,62	5,25
10 -ème / 11 -ème / 12 -ème	Travée	PNP 30x35	40,5815	0	3,09	5,25

2. Ferrailage sur appui : (sous la combinaison G+Q+E)

Ferrailage longitudinal :

Tableau V.13 : Ferrailage des poutres non porteuses sur appui.

Etage	Position	Section (cm ²)	Max ^{max} (kN.m)	As' (cm ²)	As (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
RDC / 1 ^{er}	Appui	PNP 30x35	-87,7443	0	6,90	5,25
2 -ème / 3 -ème	Appui	PNP 30x35	-124,8048	0	10,19	5,25
4 -ème / 5 -ème	Appui	PNP 30x35	-142,0996	0	11,83	5,25
6 -ème / 7 -ème	Appui	PNP 30x35	-157,6436	0	13,36	5,25
8 -ème / 9 -ème	Appui	PNP 30x35	-162,6574	0	13,87	5,25
10 -ème / 11 -ème / 12 -ème	Appui	PNP 30x35	-158,1537	0	13,41	5,25

V. 3.4 Choix des armatures :

V. 3.4.1 Sens porteur :

1. Poutres de rive :

Tableau VI.14 : Choix des armatures des poutres porteuses de rives.

Etage	Position	Section (cm ²)	Max ^{max} (kN.m)	As ^{max} (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	As ^{choisie} (cm ²)	Choix
RDC / 1 ^{er}	Travée	PP 30x40	30,217	1,98	6	6,03	3T16
	Appui	PP 30x40	-74,4046	4,98	6	6,03	3T16
2 ^{ème} / 3 ^{ème}	Travée	PP 30x40	27,558	1,80	6	6,03	3T16
	Appui	PP 30x40	-98,5042	6,70	6	9,42	3T16 +3T12
4 ^{ème} / 5 ^{ème}	Travée	PP 30x40	28,7884	1,88	6	6,03	3T16
	Appui	PP 30x40	-112,7859	7,75	6	9,42	3T16 +3T12
6 ^{ème} / 7 ^{ème}	Travée	PP 30x40	32,004	2,10	6	6,03	3T16
	Appui	PP 30x40	-116,7676	8,05	6	9,42	3T16 +3T12
8 ^{ème} / 9 ^{ème}	Travée	PP 30x40	37,7977	2,49	6	6,03	3T16
	Appui	PP 30x40	-115,1123	7,92	6	9,42	3T16 +3T12
10 ^{ème} / 11 ^{ème} / 12 ^{ème}	Travée	PP 30x40	42,2373	2,79	6	6,03	3T16
	Appui	PP 30x40	-110,9337	7,61	6	9,42	3T16 +3T12

2. Poutres intermédiaires :

Tableau V.15 : Choix des armatures des poutres porteuses intermédiaire.

Etage	Position	Section (cm ²)	Max ^{max} (kN.m)	As ^{max} (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	As ^{choisie} (cm ²)	Choix
RDC / 1 ^{er}	Travée	PP 30x40	25,2548	1,65	6	6,03	3T16
	Appui	PP 30x40	-86,3674	5,83	6	6,03	3T16
2 ^{ème} / 3 ^{ème}	Travée	PP 30x40	25,2194	1,64	6	6,03	3T16
	Appui	PP 30x40	-123,2336	8,53	6	10,65	3T16 + 3T14
4 ^{ème} / 5 ^{ème}	Travée	PP 30x40	27,4837	1,79	6	6,03	3T16
	Appui	PP 30x40	-145,3159	10,24	6	10,65	3T16 + 3T14
6 ^{ème} / 7 ^{ème}	Travée	PP 30x40	31,1794	2,04	6	6,03	3T16
	Appui	PP 30x40	-154,0052	10,92	6	12,06	6T16
8 ^{ème} / 9 ^{ème}	Travée	PP 30x40	36,5024	2,40	6	6,03	3T16
	Appui	PP 30x40	-154,6106	10,97	6	12,06	6T16
10 ^{ème} / 11 ^{ème} / 12 ^{ème}	Travée	PP 30x40	40,3093	2,66	6	6,03	3T16
	Appui	PP 30x40	-149,394	10,56	6	10,65	3T16 + 3T14

V. 3.4.2 Sens non porteur :

Tableau V.16 : Choix des armatures des poutres non porteuses.

Etage	Position	Section (cm ²)	Max ^{max} (kN.m)	As ^{max} (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	As ^{choisie} (cm ²)	Choix
RDC / 1 ^{er}	Travée	PNP 30x35	37,8867	2,88	5,25	6,03	3T16
	Appui	PNP 30x35	-87,7443	6,9	5,25	9,11	3T16 + 2T14
2 ^{ème} / 3 ^{ème}	Travée	PNP 30x35	32,7455	2,47	5,25	6,03	3T16
	Appui	PNP 30x35	-124,8048	10,19	5,25	10,65	3T16 + 3T14
4 ^{ème} / 5 ^{ème}	Travée	PNP 30x35	33,7099	2,55	5,25	6,03	3T16
	Appui	PNP 30x35	-142,0996	11,83	5,25	14,33	6T16 + 2T12
6 ^{ème} / 7 ^{ème}	Travée	PNP 30x35	34,5132	2,61	5,25	6,03	3T16
	Appui	PNP 30x35	-157,6436	13,36	5,25	14,33	6T16 + 2T12
8 ^{ème} / 9 ^{ème}	Travée	PNP 30x35	34,6377	2,62	5,25	6,03	3T16
	Appui	PNP 30x35	-162,6574	13,87	5,25	14,33	6T16 + 2T12
10 ^{ème} / 11 ^{ème} / 12 ^{ème}	Travée	PNP 30x35	40,5815	3,09	5,25	6,03	3T16
	Appui	PNP 30x35	-158,1537	13,41	5,25	14,33	6T16 + 2T12

V. 3.5 Vérification nécessaire pour les poutres :**1. La condition de non fragilité :**

$$A_{\text{choisie}} > A_{S_{\text{min}}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Tableau V.17 : Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	$A_{S_{(min)}}^{\text{choisie}}$ (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Vérification
30x40	6.03	1.19	Vérifiée
30x35	6.03	1.04	Vérifiée

2. Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service, puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ Mpa.}$$

- **Acier :**

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max\left(\frac{1}{2} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)\right)$

Avec :

$\eta = 1,60$ pour les aciers à Haute Adhérence.

La fissuration est considérée préjudiciable.

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

V. 3.5.1 Sens porteur :

1. Poutre porteuse de rive :

Tableau V.18 : Vérification des poutres porteuses de rive à l'ELS.

Z	Position	Section (cm ²)	M _{ser} (kn.m)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
RDC / 1 ^{er}	Travée	PP 30x40	22,3219	3,7	128,4	Vérifiée
	Appui	PP 30x40	-29,9747	5,0	172,4	Vérifiée
2 ^{ème} / 3 ^{ème}	Travée	PP 30x40	20,0446	3,3	115	Vérifiée
	Appui	PP 30x40	-16,9021	2,5	63,3	Vérifiée
4 ^{ème} / 5 ^{ème}	Travée	PP 30x40	20,9543	3,5	120,5	Vérifiée
	Appui	PP 30x40	-40,0322	5,8	149,9	Vérifiée
6 ^{ème} / 7 ^{ème}	Travée	PP 30x40	23,198	3,9	133,4	Vérifiée
	Appui	PP 30x40	-45,9003	6,7	172,0	Vérifiée
8 ^{ème} / 9 ^{ème}	Travée	PP 30x40	27,3923	4,6	157,5	Vérifiée
	Appui	PP 30x40	-50,5176	7,3	189,3	Vérifiée
10 ^{ème} / 11 ^{ème} / 12 ^{ème}	Travée	PP 30x40	30,6653	5,1	176,4	Vérifiée
	Appui	PP 30x40	-56,725	8,2	212,5	Vérifiée

2. Poutre porteuse intermédiaire :

Tableau V.19 : Vérification des poutres porteuses intermédiaire à l'ELS.

Etage	Position	Section (cm ²)	M _{ser} (kn.m)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
RDC / 1 ^{er}	Travée	PP 30x40	18,4126	2,8	97,2	Vérifiée
	Appui	PP 30x40	-29,571	4,9	170,1	Vérifiée
2 ^{ème} / 3 ^{ème}	Travée	PP 30x40	18,3633	3,1	105,6	Vérifiée
	Appui	PP 30x40	-36,60	5,1	122,0	Vérifiée
4 ^{ème} / 5 ^{ème}	Travée	PP 30x40	19,9451	3,3	114,5	Vérifiée
	Appui	PP 30x40	-45,058	6,3	149,9	Vérifiée
6 ^{ème} / 7 ^{ème}	Travée	PP 30x40	22,5263	3,8	129,4	Vérifiée
	Appui	PP 30x40	-53,87	7,3	159,4	Vérifiée
8 ^{ème} / 9 ^{ème}	Travée	PP 30x40	26,3945	4,3	149,5	Vérifiée
	Appui	PP 30x40	-62,447	8,4	184,8	Vérifiée
10 ^{ème} / 11 ^{ème} / 12 ^{ème}	Travée	PP 30x40	29,1677	4,9	167,7	Vérifiée
	Appui	PP 30x40	-70,01	9,8	233,2	Vérifiée

V. 3.5.2 Sens non porteur :**Tableau V.19 : Vérification des poutres non porteuses à l'ELS.**

Etage	Position	Section (cm ²)	M _{ser} (kn.m)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
RDC / 1 ^{er}	Travée	PNP 30x35	27,1714	6,0	187,2	Vérifiée
	Appui	PNP 30x35	-29,369	5,7	136,2	Vérifiée
2 ^{ème} / 3 ^{ème}	Travée	PNP 30x35	23,7047	5,2	163,3	Vérifiée
	Appui	PNP 30x35	-32,9371	6,1	131,4	Vérifiée
4 ^{ème} / 5 ^{ème}	Travée	PNP 30x35	24,3973	5,3	168,1	Vérifiée
	Appui	PNP 30x35	-37,6775	6,4	113,4	Vérifiée
6 ^{ème} / 7 ^{ème}	Travée	PNP 30x35	24,9049	5,5	171,6	Vérifiée
	Appui	PNP 30x35	-42,5581	7,2	128,1	Vérifiée
8 ^{ème} / 9 ^{ème}	Travée	PNP 30x35	25,0549	5,5	172,6	Vérifiée
	Appui	PNP 30x35	-47,0811	8,0	141,8	Vérifiée
10 ^{ème} / 11 ^{ème} / 12 ^{ème}	Travée	PNP 30x35	29,5528	6,5	203,6	Vérifiée
	Appui	PNP 30x35	-52,0744	8,9	156,8	Vérifiée

3. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \min (0,1fc28 ; 4 \text{ Mpa}) = 3 \text{ Mpa}$ (Fissuration préjudiciable)

Tableau V.20 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Etage	Poutre	Section (cm ²)	T _u ^{max} (KN)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
1 ^{er} / RDC	PP de rive	30 x 40	60,1247	0,557	3	OK
	PP d'inter	30 x 40	63,0672	0,584	3	OK
	PNP	30 x 35	69,4908	0,735	3	OK
3 ^{ème} / 2 ^{ème}	PP de rive	30 x 40	53,5267	0,496	3	OK
	PP d'inter	30 x 40	60,0966	0,556	3	OK
	PNP	30 x 35	58,1578	0,615	3	OK
4 ^{ème} // 5 ^{ème}	PP de rive	30 x 40	58,3111	0,540	3	OK
	PP d'inter	30 x 40	65,2899	0,605	3	OK
	PNP	30 x 35	56,0633	0,593	3	OK
6 ^{ème} / 7 ^{ème}	PP de rive	30 x 40	62,6039	0,580	3	OK

	PP d'inter	30 x 40	70,7591	0,655	3	OK
	PNP	30 x 35	56,8857	0,602	3	OK
8 ^{ème} /9 ^{ème}	PP de rive	30 x 40	66,1176	0,612	3	OK
	PP d'inter	30 x 40	75,871	0,703	3	OK
	PNP	30 x 35	60,6721	0,642	3	OK
10 ^{ème} /11 ^{ème} /12 ^{ème}	PP de rive	30 x 40	69,8702	0,647	3	OK
	PP d'inter	30 x 40	80,354	0,744	3	OK
	PNP	30 x 35	67,1632	0,711	3	OK

V. 3.6 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE50 (fe=500MPa).

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \dots\dots\dots K = 1: \text{Pas de reprise de bétonnage} \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases} \quad \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10}\right)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.21 : Calcul des armatures transversales.

Sens	T _u (kN)	T _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp}		A _t ^{min} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC		
Poutre porteuse de rive	69,8702	0,6469	36	10	20	10	15	1,35	4T8
Poutre porteuse inter	85,2628	0,789	36	10	20	10	15	1,35	4T8
Poutre porteuse non	81,9326	0,867	31,5	8,75	17,5	5	15	1,35	4T8

1. Recouvrement des armatures longitudinales :

$L_r = 50\varnothing$ (zone IIb) : Longueur de recouvrement

On a :

$\varnothing = 16\text{mm}$ $L_r = 80\text{ cm}$

2. Vérification de la flèche :

On doit vérifier que : $f_{max} \leq \bar{f}$

$$\bar{f} \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} \dots \dots \dots L > 5\text{ cm} \\ \frac{L(cm)}{500} \dots \dots \dots L \leq 5\text{ cm} \end{cases}$$

Remarque : La vérification de la flèche a été faite en utilisant l'Excel.

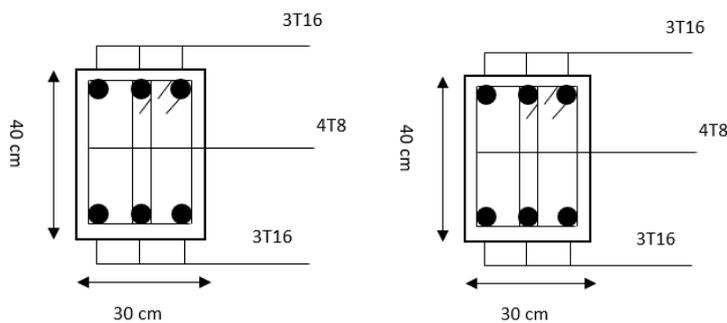
La poutre $L = 4.35\text{ m}$

Niveaux	Section (cm ²)	f (mm)	f ^{add} (mm)	Observation
11 ^{ème}	PP inter30x40	6,59	8.70	Vérifier

V. 3.7 Schéma de ferraillage :

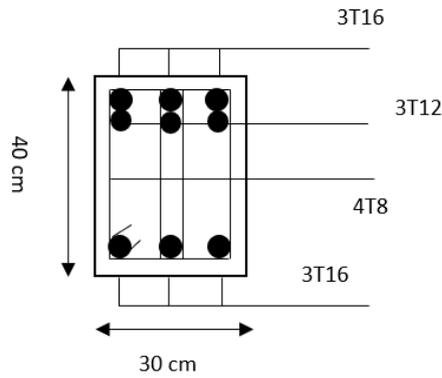
V. 3.7.1 Ferraillage des poutres porteuses 30x40 cm en appui :

a. Poutre porteuse de rive :



Travée du l'RDC au 12^{ème} étage

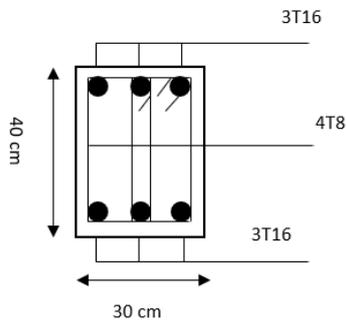
Appui de l'RDC et 1^{er} étage



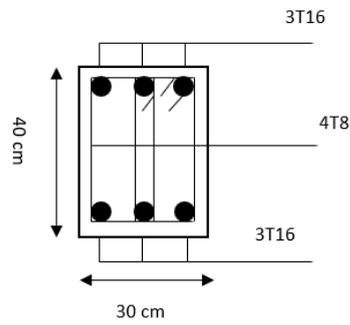
Appui du 2^{ème} au 12^{ème} étage.

Figures V.6 : Schéma de ferraillage des poutres porteuse de rive

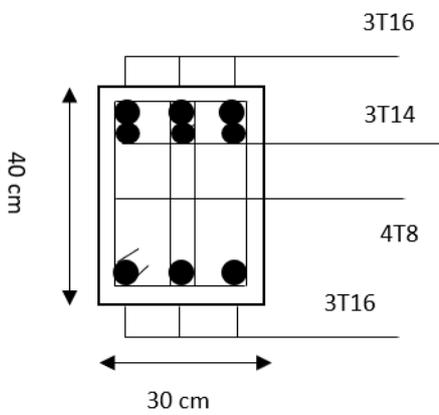
b. Poutres porteuses intermédiaire :



Travée du l'RDC au 12^{ème} étage

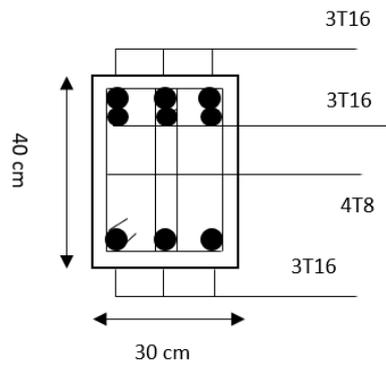


Appui de l'RDC et 1^{er} étage



Appui de l'RDC, 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème},

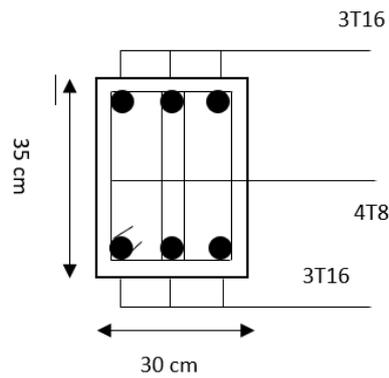
10^{ème}, 11^{ème} et 12^{ème} étage



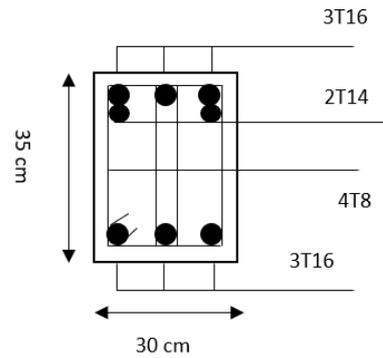
Appui de 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage

Figures V.7 : Schéma de ferraillage des poutres porteuse intermédiaire.

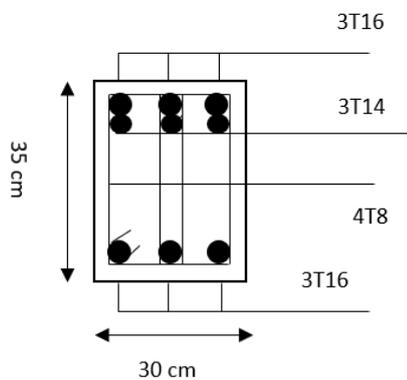
V. 3.7.2 Poutres non poteuses :



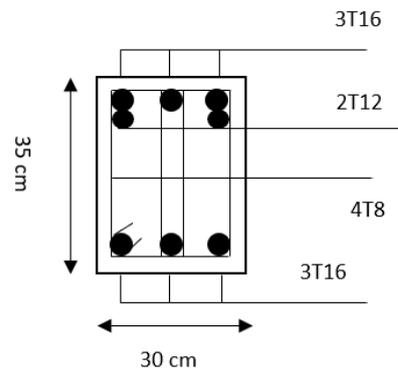
Travée du l'RDC au 12^{ème} étage



Appui de l'RDC et 1^{er} étage



Appui du 2^{ème} et 3^{ème} étage



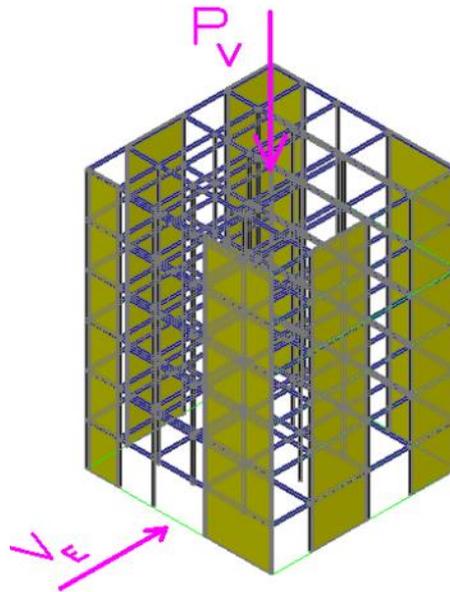
Appui du 4^{ème} au 12^{ème} étage

Figures V.7 : Schéma de ferraillage des poutres non porteuses.

V. 4 Ferraillage des voiles :

Généralités :

Chaque structure constituée de portique capable de reprendre les charges verticales, et de voiles murs ou palées triangulées qui reprennent une partie ou la totalité des charges horizontales.

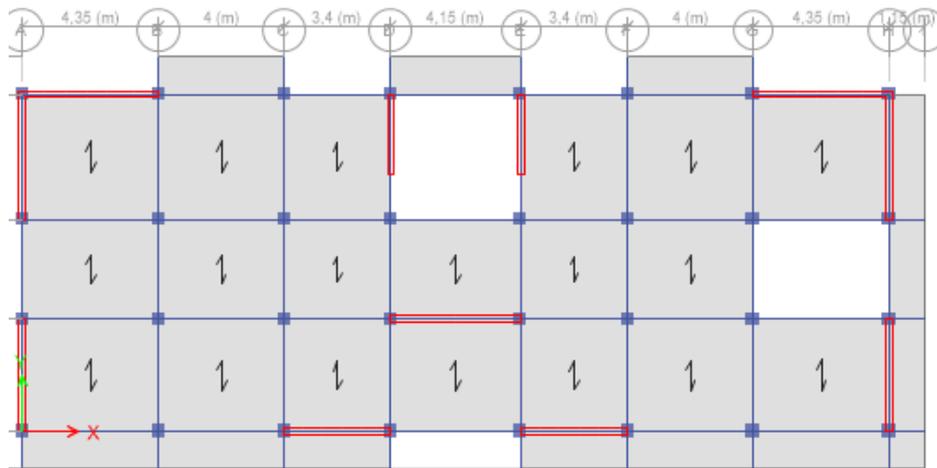
**Remarque :**

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel et une protection incendie (coupe-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

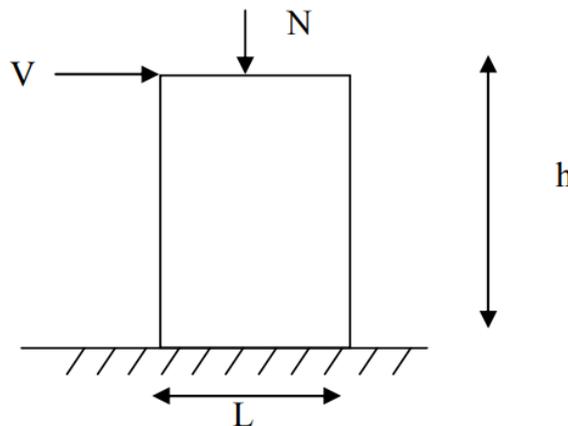
Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du **DTU 23.1**.

Les murs de contreventement sont des éléments assurant d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux. De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limité d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement. La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre de pression reste à l'intérieur de la section de murs.



V. 4.1 Ferrailage des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.



- Les armatures verticales :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA 99/version2003 et décrites ci-dessous :

L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu.

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.

- A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié 1/10 de la longueur de voile, cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($S \leq 15$ cm).
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- **Les armatures horizontales :**

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur égale à 10ϕ .

- **Les armatures transversales :** Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres/m².

V. 4.1.1 Méthode de ferrailage des voiles :

Méthode des contraintes :

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des Contraintes en supposant un diagramme linéaire.

On calcule les contraintes max et min données par les formules suivantes :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \mp \frac{Mv}{I} = \frac{N}{S} \mp \frac{6M}{a \times l^2}$$

Avec :

- N : effort normal
- M : moment fléchissant appliqué.
- A : section transversale du voile.
- I : moment d'inertie.
- v : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour le calcul du ferrailage en a 3 cas :

1^{er} cas : - Si $(\sigma_1; \sigma_2) \geq 0$la section du voile est entièrement comprimée, la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99 ($A_{min}=0,2\%a.l$).

2^{ème} cas :

- Si $(\sigma_1; \sigma_2) \leq 0$ la section du voile est entièrement tendue, (pas de zone comprimé) on calcule le volume des contraintes de traction Ft.
- La section des armatures verticales : $A_v = \frac{F_t}{f_e}$

On compare A_v avec la section minimale exigée par RPA 99 :

- Si $A_v \leq A_{min} = 0,20\%.a.L$ on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{min} = 0,20\% a.L$ on ferraille avec A_v .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimales suivant :

$$A_h = 0,15\%.a.100 \text{ (1 ml)}$$

3^{ème} cas :

Si σ_1 et σ_2 ont des signes différents, la section est donc partiellement comprimée, on calcule le volume des contrainte pour la zone tendue.

Détermination de la zone tendue :

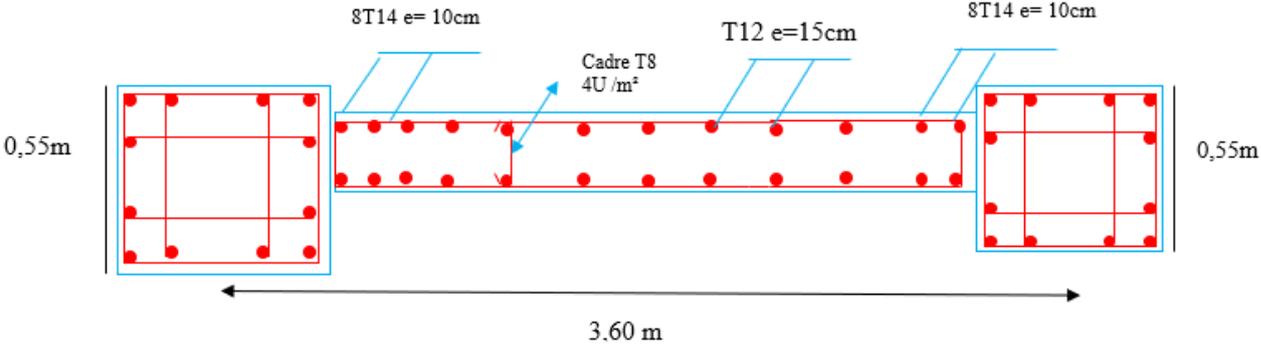
$$L_t = L - L_c ; \quad L_c = \frac{\sigma_c}{\sigma_c + \sigma_t} L$$

Avec :

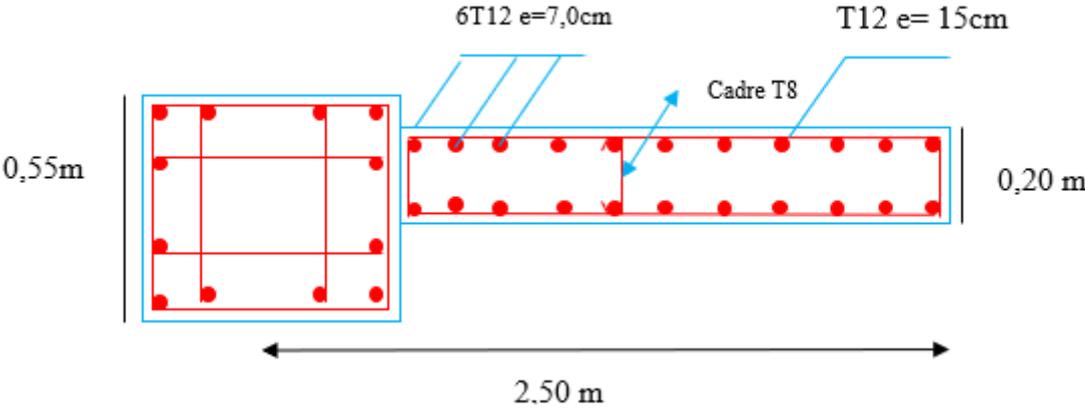
- L_t : longueur de la zone tendue.
- L_c : longueur de la zone comprimée

Tableau V.22 : Tableau des armatures des voiles.

Voile	Niveaux	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	Lt	Lt	As (cm ²)	Choix	As adopté	Esp
V1	RDC	-1038,3	3643,7	6,99	-9,88	1,49	D'about	8,85	8T12	9,05	7
							Courante	12,02	16T10	15,83	15
	1 ^{ème} -3 ^{ème}	-939,5	2254,3	3,91	-6,52	1,35	D'about	4,88	6T12	6,79	10
							Courante	14,72	14T12	15,83	15
	4 ^{ème} -6 ^{ème}	-774,9	1451,9	2,28	-4,44	1,22	D'about	2,81	6T12	6,79	10
							Courante	17,8	16T12	18,10	15
	7 ^{ème} -9 ^{ème}	-599	380,9	0,05	-1,71	0,10	D'about	1,44	6T12	6,79	10
							Courante	22,15	20T12	22,62	15
	10 ^{ème} -12 ^{ème}	-362,1	231,0	0,03	-1,04	0,11	D'about	1,44	6T12	6,79	10
							Courante	22,15	20T12	22,62	15
V2	RDC	-447,0	4262,8	7,43	-8,55	1,86	D'about	10,62	8T14	12,32	10
							Courante	17,04	16T12	18,10	15
	1 ^{ème} -3 ^{ème}	-855,5	3549,5	5,59	-7,72	1,68	D'about	7,87	6T14	9,24	13
							Courante	12,3	12T12	13,57	15
	4 ^{ème} -6 ^{ème}	-846,1	2144,8	2,96	-5,08	1,47	D'about	4,10	6T12	6,79	13
							Courante	17,71	16T12	18,10	15
	7 ^{ème} -9 ^{ème}	-626,8	450,0	0,06	-1,63	0,14	D'about	1,60	6T10	4,71	13
							Courante	30,86	20T14	30,79	15
	10 ^{ème} -12 ^{ème}	-430,3	377,5	0,17	-1,25	0,48	D'about	1,60	6T10	4,71	13
							Courante	25,16	18T14	27,71	15
V3	RDC	-1111,3	853,2	1,65	-5,92	0,57	D'about	1,30	6T12	6,79	7
							Courante	16,57	16T12	18,10	15
	1 ^{ème} -3 ^{ème}	-843,7	841,8	2,11	-5,36	0,74	D'about	1,78	6T12	6,79	7
							Courante	14,74	14T12	15,83	15
	4 ^{ème} -6 ^{ème}	-664,6	580,6	1,30	-3,85	0,66	D'about	1,07	6T12	6,79	7
							Courante	16,09	16T12	18,10	15
	7 ^{ème} -9 ^{ème}	-535,7	244,9	0,06	-2,12	0,07	D'about	1,02	6T12	6,79	7
							Courante	20,84	14T14	21,55	15
	10 ^{ème} -12 ^{ème}	-981,7	862,5	1,94	-5,72	0,66	D'about	1,60	6T12	6,79	7
							Courante	15,53	14T12	15,83	15
V4	RDC	-1102,4	847,0	1,64	-5,88	0,57	D'about	1,3	6T12	6,79	7
							Courante	16,57	16T12	18,10	15
	1 ^{ème} -3 ^{ème}	-833,4	874,8	2,28	-5,49	0,76	D'about	1,94	6T12	6,79	7
							Courante	14,35	14T12	15,83	15
	4 ^{ème} -6 ^{ème}	-650,1	587,0	1,35	-3,86	0,68	D'about	1,12	6T12	6,79	7
							Courante	15,87	16T12	18,10	15
	7 ^{ème} -9 ^{ème}	-530,4	253,6	0,11	-2,15	0,12	D'about	1,02	6T12	6,79	7
							Courante	20,4	20T12	22,62	15
	10 ^{ème} -12 ^{ème}	-420,8	288,0	0,47	-2,09	0,48	D'about	1,02	6T12	6,79	7
							Courante	17,56	16T12	18,10	15



Figures V.8 : Schémas de ferrailage voile 1.



Figures V.9 : Schémas de ferrailage voile 2.

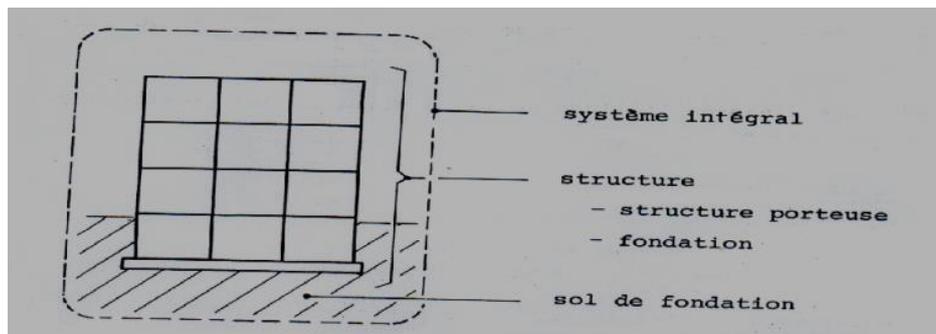
CHAPITRES VI :

Etude des fondations

Etude des fondations

VI.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges supporter par superstructure soit directement (cas des semelles reposant sur le sol) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).



Les fondations ne peuvent être calculées qu'après avoir effectué la descente de charges. Elles ont pour but essentiel de transmettre les charges au sol et de répartir la pression.

Il existe trois types des fondations :

- Les fondations superficielles
- Les fondations profondes

La semelle peut être soumise à différents efforts :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents. Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.2. Rapport de sol :

Les constructions devront être légères et reposent sur des fondations superficielles ancrées à partir de **2,00 mètres** par rapport au terrain naturel, soit dans la formation de Calcaire fissuré en bloc de l'ordre décimétrique beige à jaunâtre à passage de grès sableuse dur.

La contrainte admissible sera prise égale à **2,00 bars**.

Puisque le sol est potentiellement pulvérulent, lors des travaux d'excavations en grande masse, il faut assurer la stabilité des parois des fouilles contre toutes éventualités par des mesures appropriées et éviter l'ouverture prolongée des fonds des fouilles car la formation d'assise est sensible aux intempéries. A cet effet il faut prendre en considération les actions suivantes :

- 1) La réalisation des réseaux étanches d'assainissement et d'AEP.
- 2) L'aménagement adéquat du site par des voiries dotées d'avaloirs, des canaux de drainage des eaux pluviales ainsi que la réalisation des trottoirs.

Enfin la projection de la structure devra tenir compte à toutes ces recommandations et aux caractéristiques géotechniques du site et aussi à la sismicité de la région

Les fouilles des fondations devront être effectuées pendant des conditions climatiques favorables, celles-ci seront immédiatement bétonnées.

Le site est inscrit dans un milieu montagneux caractérisé par une pente considérable à cet effet l'aménagement doit se fait par des banquettes et conforter les talus par des murs en poids ou en béton armé s'il est nécessaire.

Le laboratoire LCCTP et l'ingénieur chargé de l'affaire restent à la disposition du client pour tout renseignement complémentaire.

Aussi en cas de changement ou décalage important dans l'implantation, ou même un retard considérable dans la date de réalisation des travaux, peuvent conduire à modifier les conclusions et prescriptions du rapport et doivent, par conséquent, être portés à la connaissance de notre laboratoire.

Figures VI.1 : Conclusion du rapport de sol.

VI.3 Choix du type de fondation :

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres :

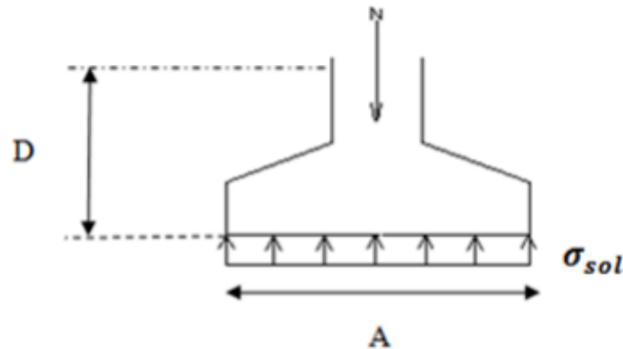
- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

L'étude du sol du site d'implantation de notre structure a donné une contrainte admissible égale à 2 bars.

Sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution.

VI.3.1 Semelle isolée :

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.



Figures VI.2 : Semelles isolée sous poteaux.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semi}} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.
- S : Surface de la fondation.

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a

$$\text{sur } b : \frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : $a = b$ donc $A = B \rightarrow S = A^2$

Donc :

$$S = A^2 \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad \text{d'où} \quad A = \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

Effort normal revenant au sous-sol :

$$N_{SS} = 3465.53 \text{ KN}$$

$$\text{D'où: } S \geq \frac{3465.53}{200} \rightarrow S = 17,328 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{S} \rightarrow A = \sqrt{17,328} = 4,16 \text{ m} \rightarrow B = 4,2 \text{ m}$$

Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Il faut vérifier que :

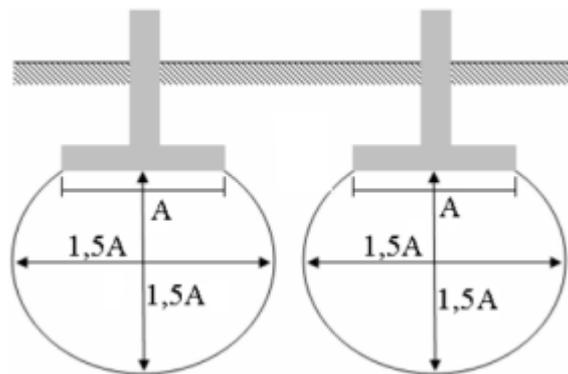
$$L_{\min} \geq 1,5 \times B$$

Tel que L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

On a :

$$L_{\min} = 3,2 \text{ m} < 1,5 \times B = 6.3 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

D'après les résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles.



Figures VI.3 : Interférence entre deux semelles isolées.

On propose alors l'étude des semelle filantes.

VI.3.2 Semelle filante :

Lorsqu'on utilise un système de fondation à poutres croisées, la charge P appliquée à un point de croisement de deux poutres-semelles d'inerties I1 et I2, peut être estimée comme se décomposant en deux charges P1 et P2. Ces charges sollicitent respectivement les deux poutres sur des longueurs l1 et l2. On pourra admet que :

$$P_1 = \frac{P l_1}{l_1 + l_2} \quad \text{et} \quad P_2 = \frac{P l_2}{l_1 + l_2}$$

VI.3.2.1 Dimensionnement des semelles filantes :

Pour dimensionner les semelles on doit déterminer les efforts axiaux des poteaux du sous-sol.

➤ **Semelle filante de rive : Axe x-x :**

Poteau	P _{ELS} (KN)	l1	l2	$\frac{P.l1}{l1+l2}$ (KN)
1-A	2254,2723	28,2	11,35	1600,533
1-B	2304,1473	28,2	11,35	1635,945
1-C	2476,1513	28,2	11,35	1758,067
1-D	2633,655	28,2	11,35	1869,895
1-E	2626,8043	28,2	11,35	1865,031
1-F	2532,6218	28,2	11,35	1798,161
1-G	2481,4104	28,2	11,35	1761,801
1-H	2894,837	28,2	11,35	2055,334
Σ				14405,814

➤ **Semelle filante de rive : Axes-y-y :**

Poteau	P _{ELS} (KN)	l1	l2	$\frac{P.l1}{l1+l2}$ (KN)
H-1	2894,837	11,35	28,2	830,756
H-2	2757,8167	11,35	28,2	791,434
H-3	2884,5811	11,35	28,2	827,813
H-4	3465,5335	11,35	28,2	994,534
Σ				11911,684

➤ **Semelle filante intermédiaire : axe x-x :**

Poteau	P _{ELS} (KN)	l1	l2	$\frac{P.l1}{l1+l2}$ (KN)
3-A	2329,5337	28,2	11,35	1661,008
3-B	1709,3122	28,2	11,35	1218,776
3-C	1596,2846	28,2	11,35	1138,185
3-D	1212,5374	28,2	11,35	864,565
3-E	1216,749	28,2	11,35	867,568
3-F	1603,2513	28,2	11,35	1143,153
3-G	1707,5668	28,2	11,35	1217,532
3-H	2884,5811	28,2	11,35	2056,768
Σ				10167,555

➤ **Semelle filante intermédiaire : Axes-y-y :**

Poteau	P _{ELS} (KN)	l1	l2	$\frac{P.l2}{l1+l2}$ (KN)
B-1	2304,1473	28,2	11,35	661,241
B-2	1757,6616	28,2	11,35	504,411
B-3	1709,3122	28,2	11,35	490,536
B-4	2116,401	28,2	11,35	607,362
Σ				2263,549

a. Calcul de la surface de la semelle :



Figures VI.4 : Représente la semelle filante.

$$S = (\sum l_i + a + 2\delta) (b + 2\delta)$$

Avec :

S = la surface de la fondation (S= L x l).

δ = le débords de la fondation.

$$L = \sum l_i + a + 2\delta = 27.65 + 0.55 + 2\delta = 28.2 + 2\delta$$

$$l = b + 2\delta = 0.55 + 2\delta$$

$$S = (28.2 + 2\delta) \times (0.55 + 2\delta)$$

$$S = 4\delta^2 + 57.5\delta + 15.51 \rightarrow \text{équation du deuxième degré.}$$

On a:

$$\frac{\sum P_i}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{\sum P_i}{\sigma_{sol}} \leq S \rightarrow \frac{\sum P_i}{\sigma_{sol}} - S \leq 0;$$

Exemple de calcul :

$$\sum P_i = 14344,769 \text{ KN} : \text{Effort SF1.}$$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 0.2 \text{ N/mm}^2 = 200 \text{ N/m}^2.$$

$$S = 4\delta^2 + 57.5\delta - 56.21$$

$$\delta = 0.9 \quad \text{Alors on opte pour un débord de : } \delta = 1 \text{ m.}$$

Donc :

$$L = 28.2 + 2\delta = 30,2 \text{ m.}$$

$$l = 0.55 + 2\delta = 2,55 \text{ m.}$$

Tableau VI.1 : dimensionnement de la semelle.

Semelle	δ (m)	L (m)	l (m)
De rive suivant x-x	1	30,2	2,6
Intermédiaire suivant x-x	0,8	29,8	2,2
De rive suivant y-y	0,5	12,35	1,6
Intermédiaire suivant y-y	0,5	12,35	1,6

b. Calcul de la hauteur de la dalle de la semelle :

$$h \geq \frac{Bsf-b}{4}$$

Exemple de calcul de la SF1 :

$$B = 2,6 \text{ m}; \quad b = 0,55 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{2,6 - 0,55}{4} = 0,51 \text{ m}$$

On prend $h = 55 \text{ cm}$.

Tableau VI.2 : hauteur et largeur de la semelle.

Semelle	Bsf (m)	b (m)	h (cm)
De rive suivant x-x	2,6	0,55	55
Intermédiaire suivant x-x	2,2	0,55	50
De rive suivant y-y	1,6	0,55	30
Intermédiaire suivant y-y	1,6	0,55	30

VI.3.2.2 Ferrailage des semelles :

$$A_s = \frac{P_u (Bsf-b)}{8.d.\sigma_{st}}$$

Avec : P_u : effort normal à l'ELU par mètre.

$$P_u = \frac{Nu}{L_{sf}}$$

Exemple de calcul :

Semelle B :

$$Nu = 3136,541 \text{ KN.}$$

$$P_u = \frac{3136,541}{12,35} = 253,70 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{253,70 \times 10^3 (160 - 550)}{8.250. \frac{500}{1,15}}$$

$$A_s = 3,07 \text{ cm}^2$$

Choix sur 1 m : 4T10 = 3,14 cm². Avec : $e = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

$$A_r = A_s \frac{B}{4} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

Choix : 4T8 = 2,01 cm².

$$A_s \geq A_{smin} = \frac{0,5}{100}bh = \frac{0,5}{100} \cdot 55 \cdot 100 = 2,75 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.3 : Choix d'armature de la semelle.

Semelle	Nu (KN)	L (m)	Pu (KN/m)	B (m)	A _s (calculé) (cm ²)	A _s (choisi) (cm ²)	Choix
B	3136,541	12,35	253,971	1,6	3,07	3,14	4T10
C	2864,136	12,35	231,914	1,6	2,80	3,14	4T10
F	2897,233	12,35	234,594	1,6	2,83	3,14	4T10
G	3241,441	12,35	262,465	1,6	3,17	3,93	5T10
3	13894,711	29,8	466,265	2,2	4,91	5,65	5T12

- **Armatures longitudinales :**

$$A_r = A_{s \text{ choisie}} \frac{Bsf}{4}$$

Tableau VI.4 : Armatures longitudinales.

Semelle	A _s (choisi) (cm ²)	B (m)	A _r (calculé) (cm ²)	A _r (choisi) (cm ²)	Choix
B	3,14	1,6	1,256	2,01	4T8
C	3,14	1,6	1,256	2,01	4T8
F	3,14	1,6	1,256	2,01	4T8
G	3,93	1,6	1,57	2,41	4T8
3	5,65	2,2	3,106	3,14	4T10

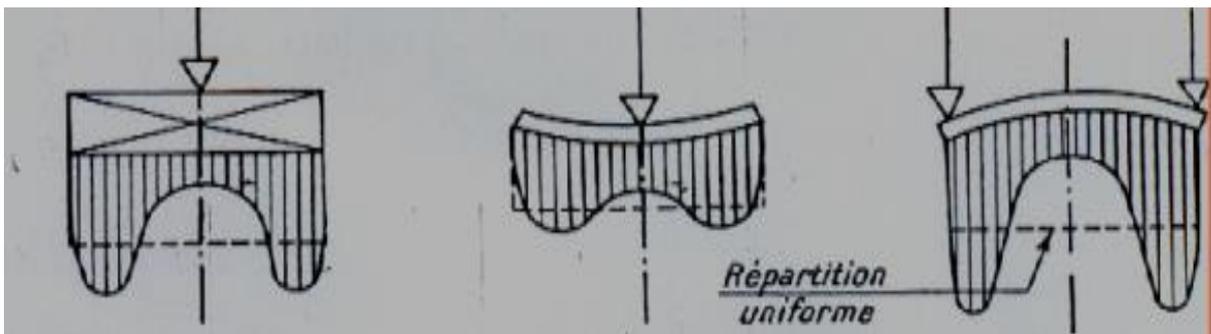
VI.3.2.3 Dimensionnement de la poutre de rigidité :

On distingue deux types des fondations :

1. Semelles filante flexible (théorie de la poutre sur sol élastique) :

Une fondation flexible ou souple se caractérise par des déformations importantes par flexion et un déplacement non uniforme de la surface de contact entre la fondation et le sol, qui varie en fonction du type de sol et des charges statiques ou dynamiques appliquées.

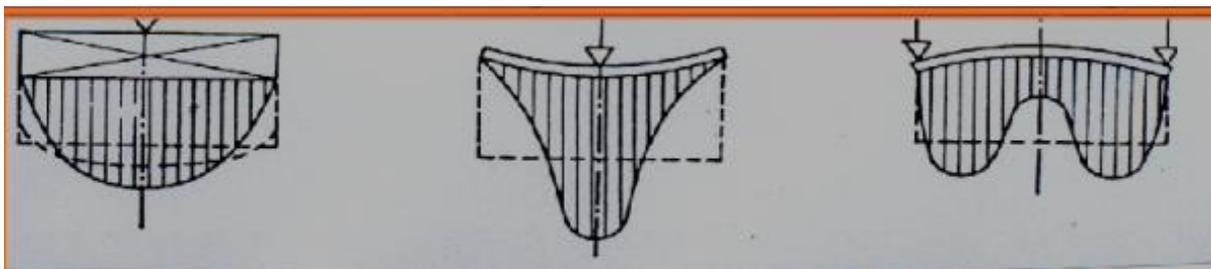
a. Sol cohérent :



Semelle rigide

Semelle flexible

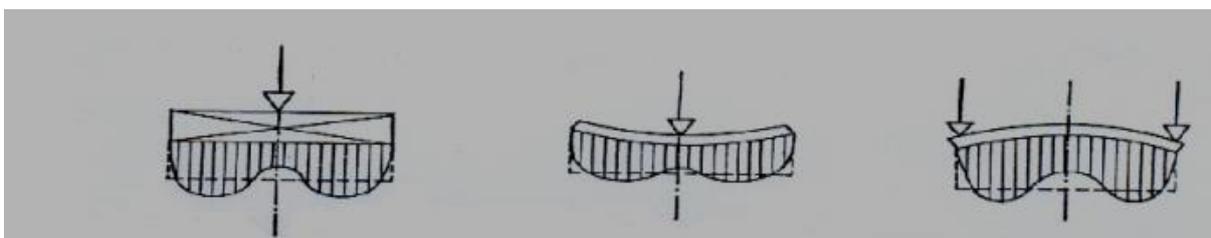
b. Sol pulvérulent :



Semelle rigide

Semelle flexible

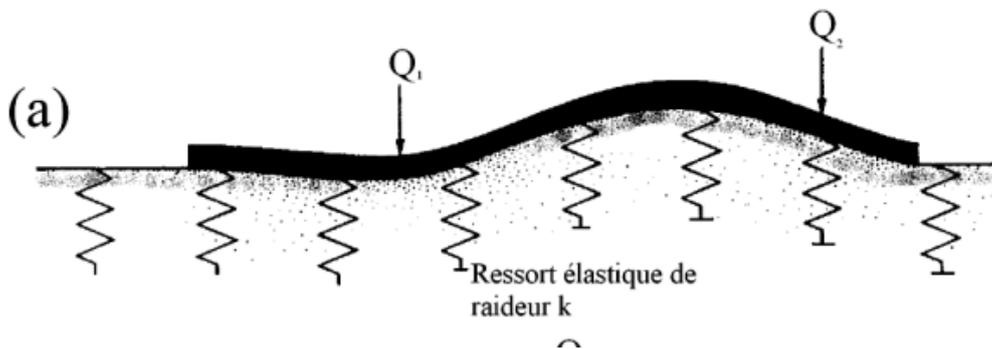
c. Sol rocheux :



Semelle rigide

Semelle flexible

Remarque : le sol est supposé élastique tel que sa réaction q en un point donné se déplaçant de s est équivalente à celle d'un ressort élastique de raideur k .



Figures VI.5 : poutre sur sol élastique.

L'équation d'une poutre sur sol élastique est donnée :

$$\frac{d^4 S}{dx^4} + \frac{B \cdot K s}{EI} S = \frac{B \cdot q(x)}{EI}$$

La résolution de cette équation ressort une constante « le » appelé longueur élastique égale à :

$$le = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bk}} \quad \rightarrow \quad L_{\max} \geq \frac{\pi}{2} le.$$

Donc :

$$L_{\max} \geq \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4EI}{bk}}.$$

Avec :

$E = 20000 \text{ MPa}$ (module de Young du béton)

$K = 40 \text{ MPa}$ (coefficient de raideur du sol pour un sol de densité moyenne)

B_{sf} : largeur de la semelle

I : inertie de la section T.

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

Remarque : Le calcul se fait en section T.

Exemple de calcul de la SF1 :

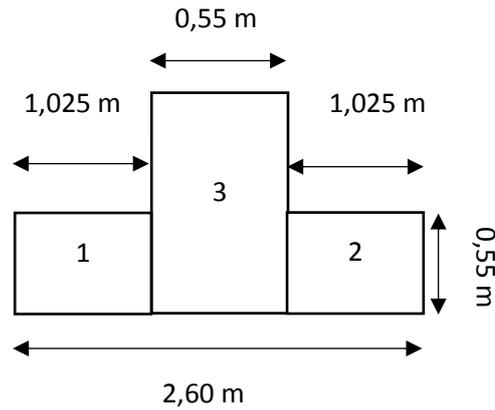


Figure VI.6: Semele filante 1.

$$I = \sum I_i = I_1 + I_2 + I_3$$

$$I = \frac{b_1 h_1^3}{12} + \frac{b_2 h_2^3}{12} + \frac{b_3 h_n^3}{12} = 2 \left(\frac{b_1 h_1^3}{12} \right) + \frac{b_3 h_n^3}{12} = 2 \left(\frac{1,025 \times 0,55^3}{12} \right) + \frac{0,55 \times h_n^3}{12}$$

$$I = 0,028 + 0,0458 h^3$$

Donc on aura :

$$h \leq \sqrt[3]{\left(\frac{L_{max}^4 \cdot A.K.Bsf}{\pi^4 \cdot E} - 0,028 \right) \cdot \frac{1}{0,0458}}$$

Avec : $L_{max} = 4,35 \text{ m}$

$$h \leq 1,019 \text{ m}$$

On prend : $h_N = 1 \text{ m}$.

Tableau VI.5 : dimensionnement de la semelle filante souple.

Semelle	Bsf (m)	b (m)	h dalle (m)	h _N (m)
De rive suivant x-x	2,6	0,55	55	1
Intermédiaire suivant x-x	2,2	0,55	50	1
De rive suivant y-y	1,6	0,55	30	0,8
Intermédiaire suivant y-y	1,6	0,55	30	0,8

La hauteur de la nervure = max h_{Ni}.

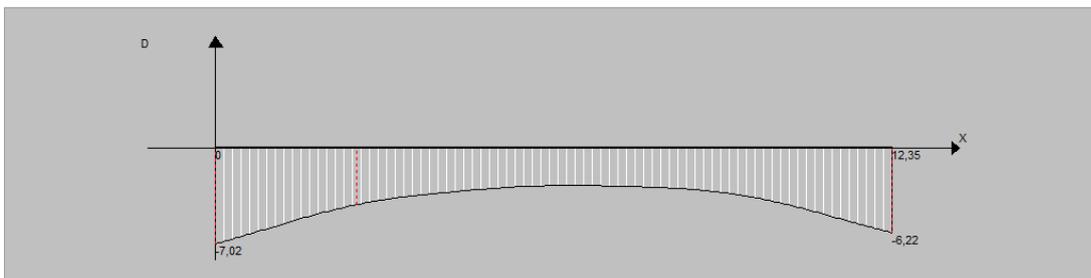
Donc : $h_N = 1 \text{ m}$.

1.1 Ferraillage de la semelle flexible :

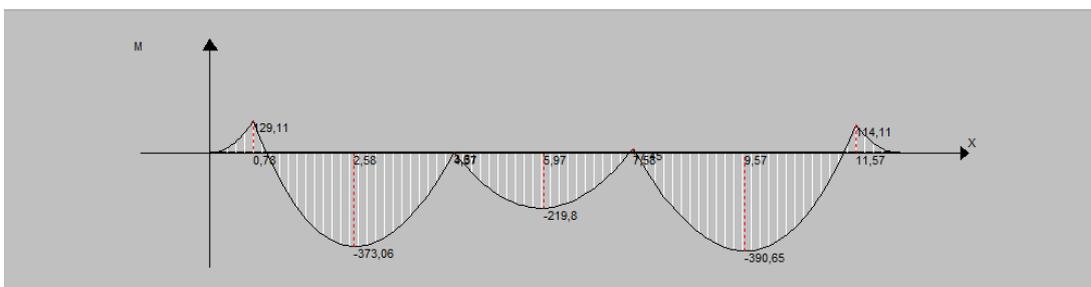
File B :



Figures VI.7: Chargement de la semelle B

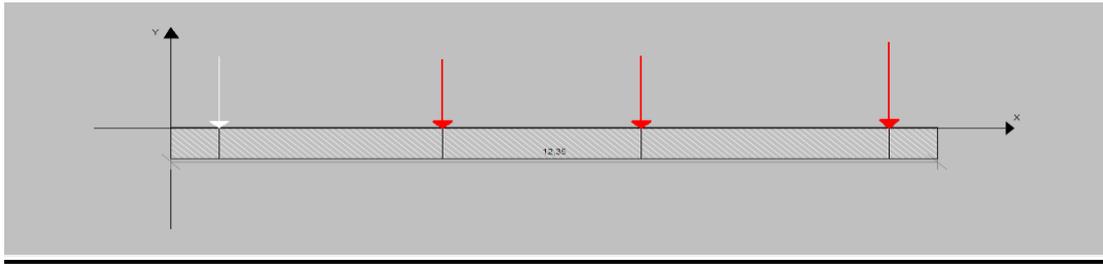


Figures VI.8: Diagramme des déplacements de la semelle filante B

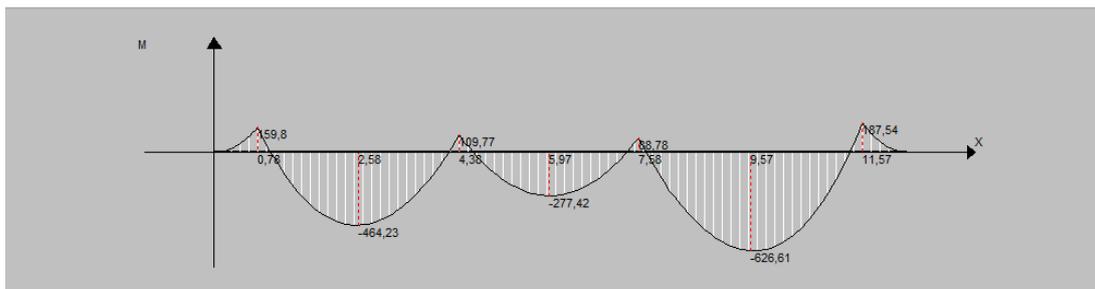


Figures VI.9: Diagramme des moments de la semelle filante B

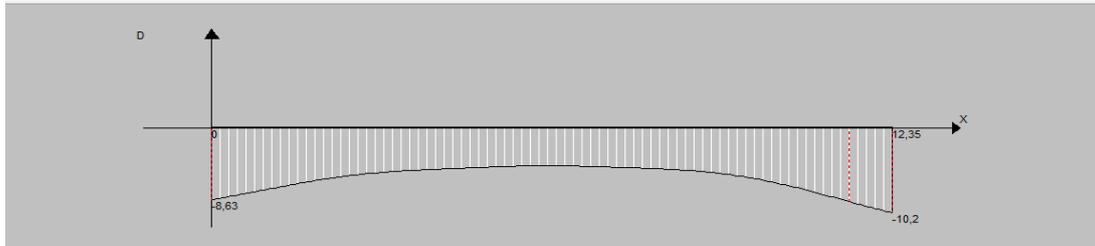
File H :



Figures VI.11 : Chargement de la semelle H

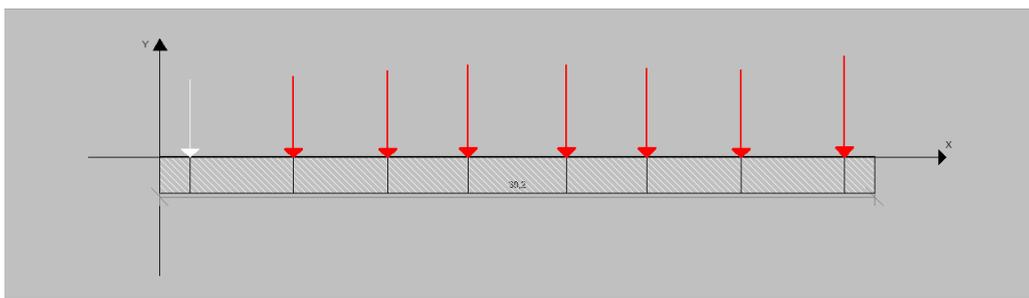


Figures VI.12 : Diagramme des moments de la semelle filante H

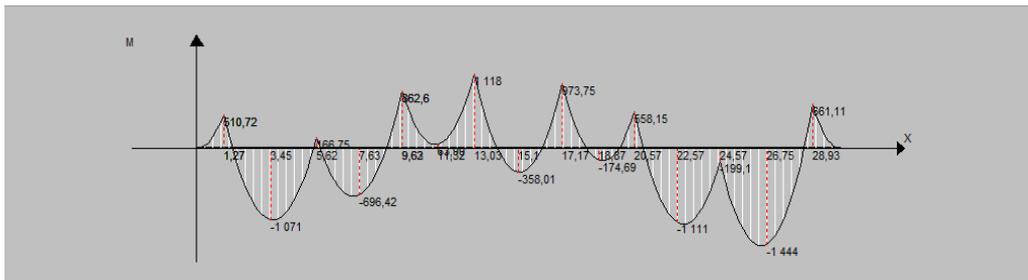


Figures VI.13 : Diagramme des déplacements de la semelle filante H

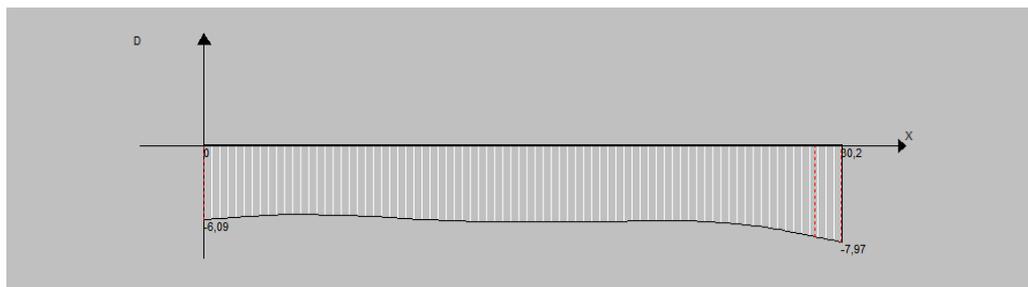
File 1 :



Figures VI.14 : Chargement de la semelle 1

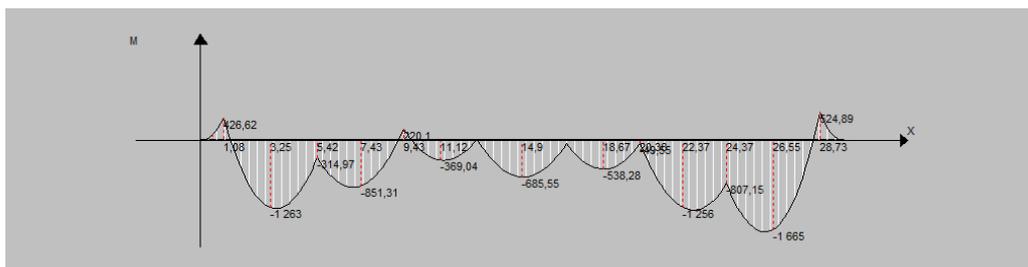


Figures VI.15 : Diagramme des moments de la semelle filante 1.

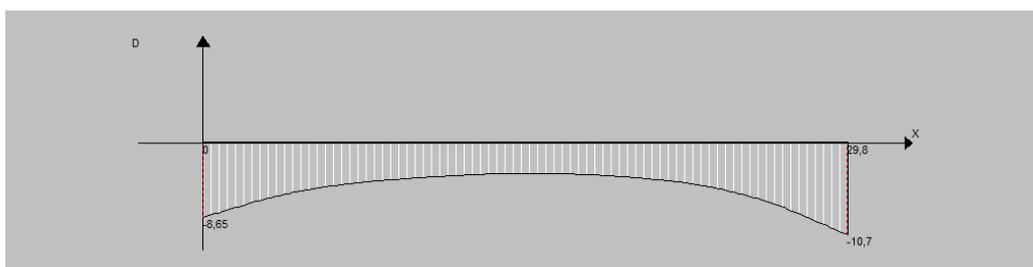


Figures VI.16 : Diagramme des déplacements de la semelle filante 1

File 3 :



Figures VI.17: Diagramme des moments de la semelle filante 3



Figures VI.18 : Diagramme des déplacements de la semelle filante 3

Tableau VI.6 : ferrailage de la semelle filante souple.

Semelle	Moment (KN.m)		As _{calculé} (cm ²)	As _{min} (cm ²)	A choisie (cm ²)	Choix
B	Appui	129,11	3,326	5,46	5,65	5T12
	Travée	390,65	10,250	5,46	11,31	10T12
H	Appui	187,54	4,851	5,46	7,70	5T14
	Travée	626,61	16,729	5,46	18,47	12T14
1	Appui	1118	31,048	5,46	31,42	10T20
	Travée	1444	41,290	5,46	41,47	10T20+5T16
3	Appui	807,15	21,851	5,46	21,99	7T20
	Travée	1665	46,645	5,46	47,12	15T20

➤ **Ferrailage des armatures transversales de poutre de rigidité :**

$$A_t \geq \frac{T_u \cdot St}{0,9d\sigma_s}$$

Avec :

T_u : l'effort tranchant pour l'état limite ultime.

St : espacement entre les barres longitudinal st = 9cm.

Tableau VI.7 : armatures transversales de semelle filante souple.

Semelle	Effort tranchant (KN)	A _S Calculé (cm ²)	A _S Choisie (cm ²)	Choix
B	589,56	1,506	3,02	6T8
H	899,64	2,298	3,02	6T8
1	1789	4,570	4,71	6T10
3	1476	3,770	4,71	6T10

➤ **Armatures de peau :**

H = 1 m.

$$A_p = 2 \times (3Xh) = 6 \text{ cm}^2$$

On choisit : A_p = 6T12 = 6,79 cm²

1.2 Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : largeur de la semelle.

d : hauteur utile de la semelle.

τ_u : contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: contrainte limite de cisaillement.

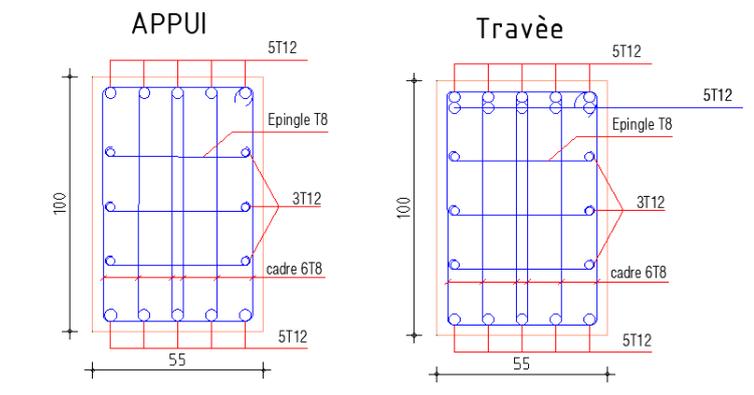
$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}) = 3 \text{ Mpa}.$$

Tableau VI.8 : Vérification de la contrainte tangentielle de la semelle souple.

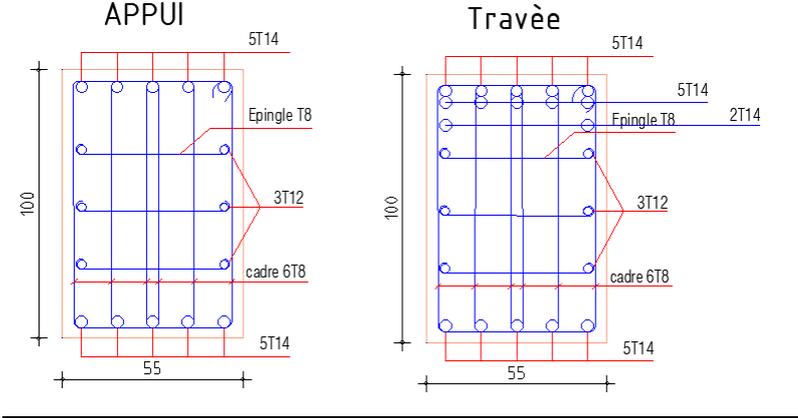
Semelle	Effort tranchant (KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Vérification
B	589,56	1,191	3	Vérifiée
H	899,64	1,817	3	Vérifiée
1	1789	3	3	Vérifiée
3	1476	2,982	3	Vérifiée

1.3 Schémas de ferrailage des semelles souples :

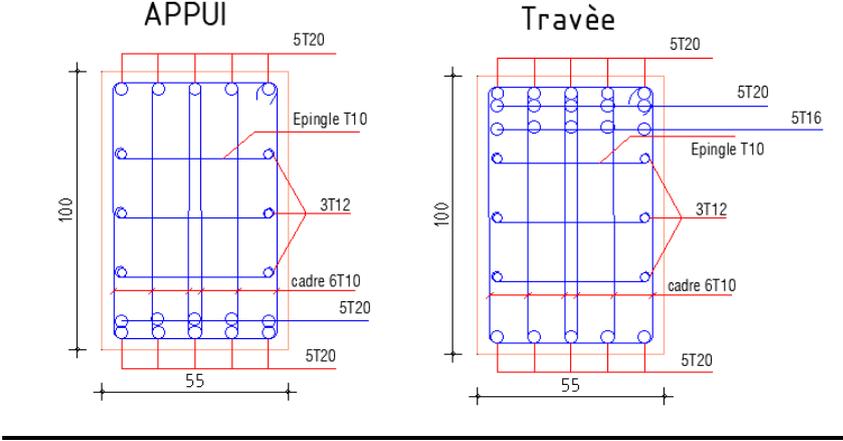
FILE B :



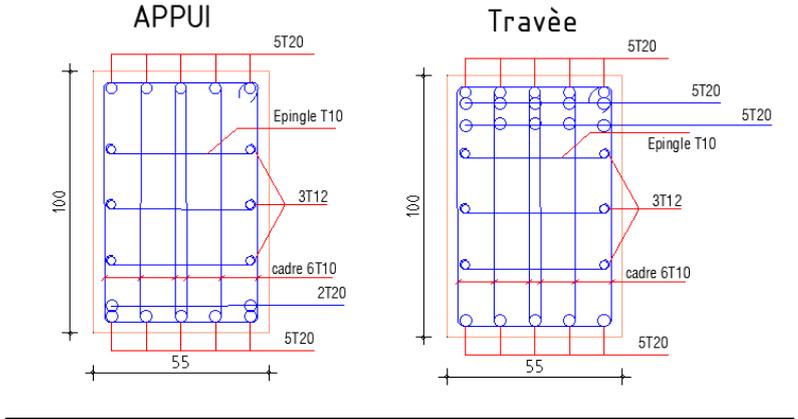
FILE H :



FILE 1 :



FILE 3 :

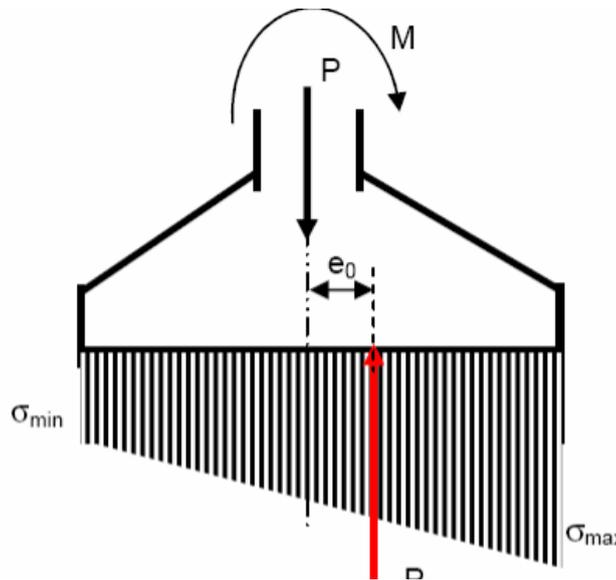


Figures VI.19 : schéma de ferrailage des semelles souples

2. Semelles filante rigide :

Une semelle rigide est caractérisée par un déplacement d'ensemble, et des déformations négligeable, ce qui correspond théoriquement a une rigidité relative infinie.

Elle impose une répartition linéaire des charges du sol sur la fondation.



Figures VI.20: Répartition des charges sous une semelle rigide.

Remarque :

Le prédimensionnement de la semelle identique à celui de la semelle souple.

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l e = \frac{\pi^4}{2} \sqrt{\frac{4 E I}{b k}} \rightarrow h \leq 1,019 \text{ m}$$

On prend : **h = 1,10 m.**

➤ **Semelle filante intermédiaire sens x-x :**

Poteau	P _{ELU} (KN)	l1	l2	$\frac{P \cdot l_2}{l_1 + l_2}$ (KN)
B-1	3155,642	28,2	11,35	915,136
B-2	2418,6372	28,2	11,35	701,405
B-3	2354,4442	28,2	11,35	682,789
B-4	2886,9357	28,2	11,35	837,211
Σ				3136,541

➤ **Semelle filante de rive sens x-x :**

Poteau	P _{ELU} (KN)	l1	l2	$\frac{P \cdot l_2}{l_1 + l_2}$ (KN)
H-1	3965,5928	28,2	11,35	1150,022
H-2	3774,7525	28,2	11,35	1094,678
H-3	3946,2707	28,2	11,35	1144,419
H-4	4732,2258	28,2	11,35	1372,345
Σ				4761,464

➤ **Semelle filante intermédiaire sens y-y :**

Poteau	P _{ELU} (KN)	l1	l2	$\frac{P \cdot l_1}{l_1 + l_2}$ (KN)
3-A	3178,7602	28,2	11,35	2256,920
3-B	2354,4442	28,2	11,35	1671,655
3-C	2197,3009	28,2	11,35	1560,084
3-D	1664,2463	28,2	11,35	1181,615
3-E	1670,0074	28,2	11,35	1185,705
3-F	2206,8533	28,2	11,35	1566,866
3-G	2352,1324	28,2	11,35	1670,014
3-H	3946,2707	28,2	11,35	2801,852
Σ				13894,711

➤ **Semelle filante de rive sens y-y :**

Poteau	P _{ELU} (KN)	L1	l2	$\frac{P \cdot l_1}{l_1 + l_2}$ (KN)
1-A	3080,0933	28,2	11,35	2186,87
1-B	3155,642	28,2	11,35	2240,51
1-C	3388,8536	28,2	11,35	2406,09
1-D	3603,6502	28,2	11,35	2558,59
1-E	3594,1476	28,2	11,35	2551,84
1-F	3466,5404	28,2	11,35	2461,24
1-G	3400,278	28,2	11,35	2414,20
1-H	3965,5928	28,2	11,35	2815,57
Σ				19634,91

2.1 Ferraillage de la semelle rigide :

Semelle 3 :

$$\sum P_i = 13894,711 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{sol}}/m^2 = \frac{\sum P_i}{L_{sf}} = \frac{13894,711}{29,8} = 466,265 \text{ KN/ml.}$$

Tableau VI.9 : ferraillage des semelles rigides.

Semelle	Moment (KN.m)	A_s calculé (cm ²)	$A_{s_{\min}}$ (cm ²)	A choisie (cm ²)	Choix	
1	Appui	1114,23	27,673	6,01	31,42	10T20
	Travée	789,44	19,197	6,01	21,99	7T20
3	Appui	778,07	18,907	6,01	20,11	10T16
	Travée	545,54	13,069	6,01	14,07	7T16
B	Appui	309,91	7,322	6,01	7,7	5T14
	Travée	278,61	6,571	6,01	7,7	5T14
H	Appui	481,37	11,488	6,01	15,39	10T14
	Travée	434,56	10,342	6,01	15,39	10T14

Ferraillage des armatures transversales de poutre de rigidité :

Tableau VI.10 : armatures transversales des semelle rigides.

Semelle	Effort tranchant (KN)	A_s Calculé (cm ²)	A_s Choisie (cm ²)	Choix
1	1560,01	3,622	4,71	6T10
3	1089,36	2,530	3,02	6T8
B	469,21	1,090	3,02	6T8
H	733,55	1,703	3,02	6T8

Armatures de peau :

$$H = 110 \text{ cm.}$$

$$A_p = 2 \times (3xh) = 6,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit : } A_p = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

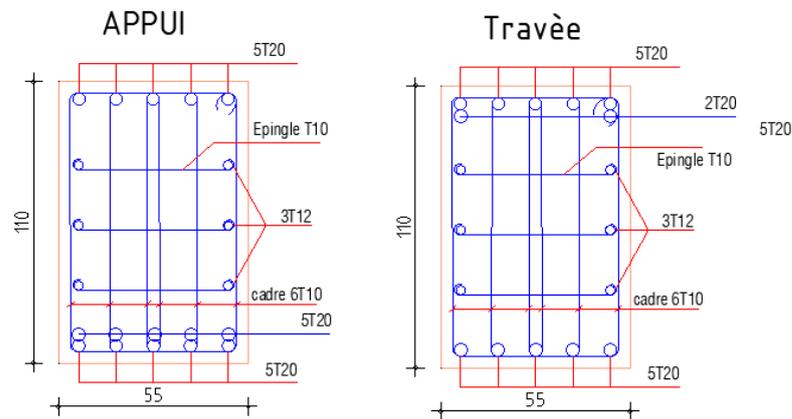
2.2 Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

Tableau VI.11 : Vérification de la contrainte tangentielle des semelles rigides.

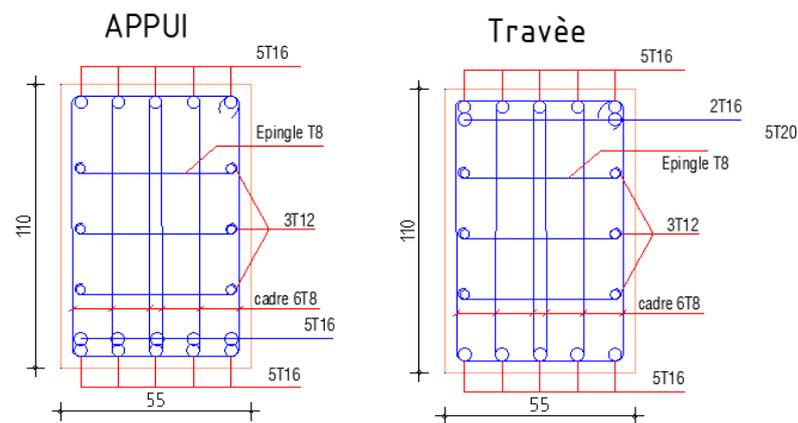
Semelle	Effort tranchant (KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Vérification
1	1560,01	2,865	3	Vérifiée
3	1089,36	2,001	3	Vérifiée
B	469,21	0,862	3	Vérifiée
H	733,55	1,347	3	Vérifiée

2.3 Schéma de ferrailage des semelle rigides :

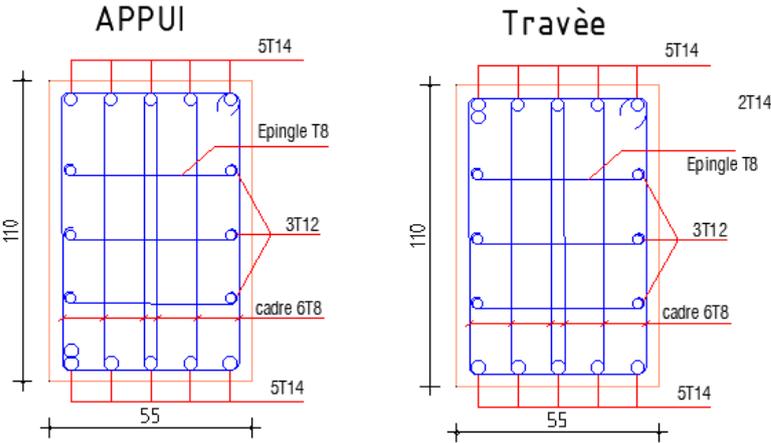
FILE 1 :



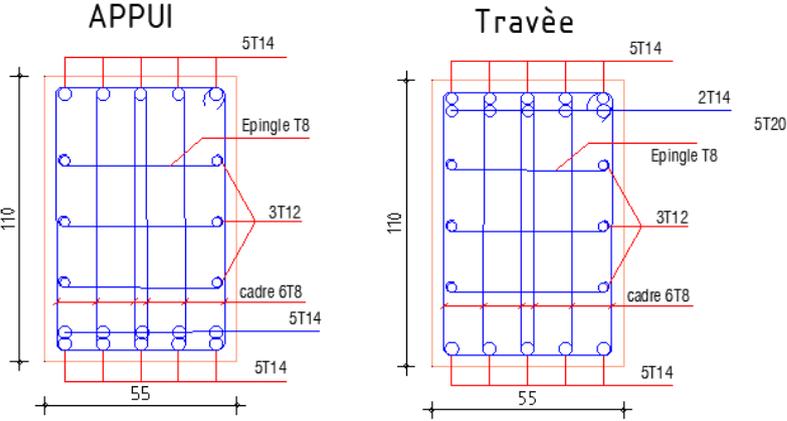
FILE 3 :



FILE B :



FILE H :



Figures VI.21 : schéma de ferrailage des fondations rigides.

VI.3.2.4 Comparaison entre les résultats :**Tableau VI.12 :** Comparaison entre les semelles souples et rigides.

Semelle	Fondation souple $e_p = 1\text{ m}$			Fondation rigide $e_p = 1,1\text{ m}$	
		Mu (kn.ml)	As (cm ²)	Mu (kn.ml)	As (cm ²)
1	Appui	1118	31,048	826,956247	20,157
	Travée	1444	41,290	1405,82562	35,627
3	Appui	807,15	21,851	585,198509	14,053
	Travée	1665	48,645	994,837465	24,513
B	Appui	129,11	3,326	237,541128	5,589
	Travée	390,65	10,250	403,819917	9,593
H	Appui	187,54	4,851	415,141386	9,869
	Travée	626,61	16,729	705,740355	17,073

- Etude du voile périphérique :

Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15\text{ cm}$.
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - La longueur de recouvrement est de $40\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.
 - Avec : B : Section du voile.

1. Évaluation des Charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres.

On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x=3.25 \text{ m}; \quad L_y=4.35 \text{ m}; \quad e=0.20 \text{ m}.$$

Les charges et surcharges sont uniformément réparties sur une bande de 1m se situant à la base du voile (cas le plus défavorable).

- Les poussées statiques :

Selon **BAEL91 modifié 99**, la charge de poussées des terres est donnée par : $Q = A \cdot \gamma \cdot H$

Avec :

- Q : la contrainte sur une bande de 1m.
- γ : Poids spécifique des terres ($\gamma=20.05 \text{ kN/m}^3$).
- H : hauteur du voile. Avec : $h=3,25 \text{ m}$.
- A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 18.25^\circ \quad A = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.52 \quad \text{Avec : } \pi = 180^\circ.$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 33.88 \text{ kN/ml}. \quad Q_u = 1.35Q = 45.73 \text{ kN/ml}.$$

- Effort dans la Dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.75 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0.0621; \quad \mu_y = 0.5105$$

$$M_x = \mu_x \cdot P_u \cdot L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

- Moment en travée : $M_{tx} = 0.85M_x = 25.50 \text{ kNm}$; $M_{ty} = 0.85M_y = 13.02 \text{ kNm}$.
- Moment sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 15.00 \text{ kNm}$

2. Calcul de ferrailage :

$$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 18 \text{ cm}; \quad \sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}; \quad f_e = 500 \text{ MPa}; \quad f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.13 : ferrailage de voile périphérique.

	sens	Mu (KN.m)	As ^s (cm ²)	μ	A ^{cal} (cm ²)	Choix	As ^{adpt} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	25,50	0	0,04539	3,27	5T10	3,93	20
	y-y	13,02	0	0,02360	1,68	3T10	2,36	33
Appuis	x-x	15,00	0	0,02723	1,94	3T10	2,36	33

- **Condition exigée par les RPA99/version 2003 :**

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposées en deux nappes.

$$A_l > 0.1 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_t > 0.1 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30 cm On a:

$$12 \text{ cm} < e < 30 \text{ cm}$$

$$h = e = 20 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm.}$$

$$A_x > A_{x \text{ min}} ; A_{x \text{ min}} = \rho_0 \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \frac{bh}{2}$$

$$A_y > A_{y \text{ min}} ; A_{y \text{ min}} = \rho_0 bh$$

Avec :

ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,0006$)

$$A_{x \text{ min}} = 0.0006 \left(3 - \frac{3,25}{4,35} \right) \times \frac{100 \times 20}{2} = 1.35 \text{ cm}^2.$$

$$A_{y \text{ min}} = 0.0006 \times 100 \times 20 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

o **En travée :**

$$A_x = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{x \text{ min}} = 1,35 \text{ cm}^2.$$

$$A_y = 2,36,82 \text{ cm}^2 > A_{y \text{ min}} = 1,20 \text{ cm}^2.$$

o **Sur Appuis :**

$$A_x = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{x \text{ min}} = 1,35 \text{ cm}^2.$$

$$A_y = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{y \text{ min}} = 1,20 \text{ cm}^2.$$

3. Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{u \text{ max}}}{b \times d} \leq \tau_u = 0,05 f_{28} = 1,5 \text{ MPa.}$$

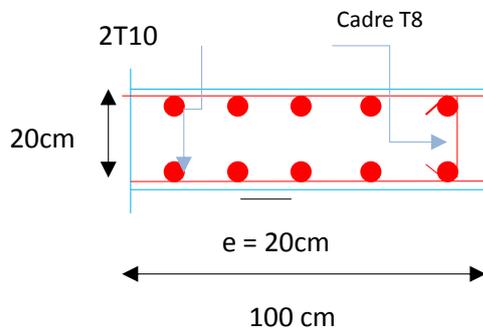
$$T_x = \frac{qu \times L_x \times L_y}{2L_x \times L_y} = \frac{45,73 \times 3,25 \times 4,35}{2 \times 3,25 \times 4,35} = 22,36 \text{ KN.}$$

$$T_y = \frac{qu \times ly}{3} = \frac{45,73 \times 4,35}{3} = 66,30 \text{KN.}$$

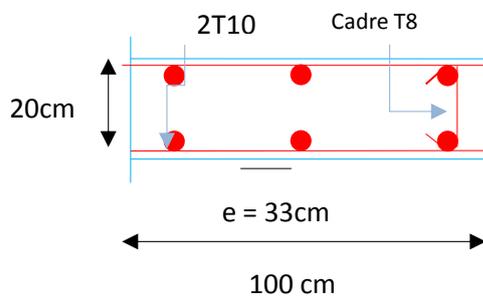
$$T_u^{\max} = \max (T_x ; T_y) = 66,30 \text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{66,30 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,37 < 1,5 \text{MPa} \quad \text{vérifier.}$$

4. Schémas de ferrailage :



Figures VI.22 : Schémas de ferrailage voile périphériques sens x-x.



Figures VI.23 : Schémas de ferrailage voile périphériques sens y-y

CONCLUSION GENERALE

Conclusion

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul de structure par élément finis, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments et leurs dimensionnements, lors de la conception du bâtiment.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- L'analyse tri dimensionnelle d'une structure régulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, à savoir le ETABS versions 18.

Grâce au ETABS, l'estimation (la modélisation) de la masse de la structure peut être faite avec un grand degré de précision.

- Pour le ferrailage : on a remarqué que plusieurs éléments structuraux sont ferrillés par le minimum proposé par le RPA99 versions 2003.
- La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer dans la structure, elle a un impact déterminant sur le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.
- Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée, basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique (ETABS) pour visualiser la nature et l'acuité des contraintes a été très utile dans notre cas.

Ainsi, on arrive à la fin des travaux de fin d'études, qui est la résultante des longues années d'étude. Nous espérons que ce travail aura une double répercussion ; la première c'est de nous servir comme élément de référence, la seconde, il servira peut-être comme support pour nos futurs camarades qui seront intéressés par cette voie.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] BAEL 91 révisées 99 : Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites, DTU P 18-702, février 2000.
- [2] DTR CBA.93 C2-41 Règles des conceptions et de calcul des structures en béton armé.
- [3] RPA 99 version 2003 : Règles Parasismiques Algériens, Document technique règlementaire DTR-BC 2.48, Ministère de l'habitat, Centre Nationale de Recherche en Génie Parasismique, Alger.
- [4] Charges permanentes et Charges d'exploitation, DTR-BC 2.2, Ministère de l'habitat, Centre Nationale de Recherche en Génie Parasismique, Alger.
- [5] Conception et Calcul des Ouvrages Géotechnique Dr ALI BOUAFIA.
- [6] Méthode de calcul des radiers M.AMRAR Kader, Ingénieur Agence Siège.
- [7] Mémoire Etude d'un bâtiment (R+13+1SS) en béton armé par portiques et voiles Présenté par : EL HOUARI AMEL.
- [8] Conception Et Calcul Parasismique d'Un Bâtiment En Rez de chaussée+7+2 Sous-sol Contreventé par des Voiles et des Portiques en Béton Armé Présenté par : SADI CHERIF IKRAM; LAICHE ACHOUR SIHEM.