

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITÉ BADIJ MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابنة

Faculté : TECHNOLOGIE
Département : Génie Civil
Domaine : SCIENCES ET TECHNOLOGIES
Filière : Génie Civil
Spécialité : Structures

Mémoire Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master Thème :

Etude paramétrique d'un bâtiment R+5+Sous-Sol en zone
sismique

Présenté par :

- ZAIID Dounia
- TLILI Wissem

Encadrant : Dr KEBAILI Bachir Grade: MCA Université Badji Mokhtar ANNABA

Jury de Soutenance :

| | | | |
|-------------------|-----|---------------------------------|----------------------|
| Dr KEBAILI Bachir | MCA | Université Badji Mokhtar ANNABA | Président |
| Dr KEBAILI Bachir | MCA | Université Badji Mokhtar ANNABA | Encadrant |
| Dr KHELIFI Walid | MAA | Université Badji Mokhtar ANNABA | Examineur |
| Dr DJUINI Chawki | MCB | Université Badji Mokhtar ANNABA | Deuxième examinateur |

Année Universitaire : 2022/2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux,

Nous tenons tout d'abord à exprimer notre gratitude et nos remerciements les plus sincères à Allah, notre Dieu, pour Sa guidance, Sa bénédiction et Sa bienveillance tout au long de notre parcours. C'est grâce à Sa grâce infinie que nous avons pu mener à bien ce projet de fin d'études.

Ensuite, nous souhaitons adresser nos plus chaleureux remerciements à nos parents. Leurs encouragements constants, leur soutien inconditionnel et leurs sacrifices ont été les piliers solides sur lesquels nous avons pu nous appuyer tout au long de cette aventure académique. Leur amour, leurs conseils éclairés et leur présence ont été d'une importance capitale, et nous sommes profondément reconnaissants pour tout ce qu'ils ont fait pour nous.

Nous souhaitons également exprimer notre gratitude envers nos chères sœurs (Ismahen, Sarah), qui ont été des sources inépuisables de soutien, de motivation et d'inspiration. Leur présence encourageante et leurs encouragements constants ont été des facteurs clés dans notre réussite. Leur soutien indéfectible a été une véritable source de réconfort tout au long de cette aventure.

Nous tenons également à remercier du fond du cœur nos amis (Rym, Daya, Rayen) qui ont été présents à chaque étape de ce projet de fin d'études. Leurs encouragements, leurs conseils et leur camaraderie ont apporté de la légèreté et de la joie à ce parcours parfois ardu. Leur présence et leur soutien nous ont donné la force de persévérer et d'atteindre nos objectifs.

Enfin, nous souhaitons exprimer notre profonde gratitude envers notre encadrant, le Dr. Kebaili Bachir. Ses connaissances, son expertise et sa bienveillance ont été d'une aide inestimable tout au long de ce projet. Ses conseils avisés, sa disponibilité et son soutien constant ont grandement contribué à la réalisation de ce travail de fin d'études. Nous sommes honorés d'avoir pu bénéficier de ses précieuses orientations et de sa confiance en nos capacités.

Nous sommes conscients que ce projet de fin d'études ne serait pas devenu réalité sans le soutien et les contributions précieuses de chacune de ces personnes. Leurs présences dans nos vies ont été des bénédictions et nous leur sommes éternellement reconnaissants.

En conclusion, nous remercions Allah, notre Dieu, nos parents, nos sœurs, nos amis et notre encadrant pour leur soutien indéfectible, leur amour inconditionnel et leurs conseils précieux. Leur influence positive restera gravée dans nos cœurs et leur impact dans notre réussite sera éternel.

Que Dieu les bénisse tous abondamment.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى من الخرسانة المسلحة يتألف من طابق أرضي وخمسة طوابق وبدروم للاستخدام السكني. يقع هذا البناء في حي الشابية، في منطقة البوني، ولاية عنابة. تصنف هذه المنطقة كمنطقة معتدلة الزلازل IIa وفقاً للوائح الزلازل الجزائرية لعام 1999، المعدلة في عام 2003 (RPA99v2003). تنقسم الدراسة إلى ثلاثة أجزاء:

الجزء الأول: يقدم نظرة عامة عن المشروع، بما في ذلك عرضاً للجانب المعماري. يتناول أيضاً التصميم والوصف العام للمشروع، بالإضافة إلى العناصر والمواد المستخدمة. يتم التعامل أيضاً بتفصيل مع الأبعاد المسبقة للعناصر وتقييم الأحمال وتوزيعها.

الجزء الثاني: يخصص لدراسة زلازل الهيكل، وفقاً للوائح الزلازل الجزائرية. RPA99v2003 يتم إجراء الحسابات باستخدام برنامج تحليل الهياكل CSI ETABS الإصدار 2017، الذي يسمح بتقييم الاستجابة الزلزالية للمبنى وضمان قوته وأمانه.

الجزء الثالث: يتضمن دراسة وتصميم العناصر الخرسانية، بما في ذلك العناصر المقاومة والعناصر الثانوية والبنية التحتية. يتم التطرق أيضاً إلى تسليح العناصر بالتفصيل، مما يضمن قوة ومتانة الهيكل.

هذا المشروع يمثل مساهمة مهمة في مجال تصميم وتحليل المباني المسلحة بالخرسانة، مع مراعاة المتطلبات الخاصة لمقاومة الزلازل في المنطقة. تتضمن النتائج التي تم الحصول عليها من هذه الدراسة سلامة وأداء الهيكل أمام الاهتزازات الزلزالية المحتملة.

الجزء الرابع يركز على أهمية التحليل غير الخطي للهياكل المعرضة للزلازل. طريقة "Push-over" هي طريقة جديدة بسيطة وعملية تسمح برسم منحنى القدرة ومقارنته بمنحنى الطلب الزلزالي لتقييم أداء الهيكل. وهذا يشكل أساس التصميم الزلزالي المعروف بـ "التصميم بالأداء".

معظم الأبحاث المتعلقة بهذه الطريقة تمت على هياكل إطارية. في دراستنا، قمنا بإدخال استخدام الألواح المسلحة، والتي أصبحت إجبارية في المناطق الزلزالية.

كلمات مفتاحية: مبنى، خرسانة مسلحة، CSI ETABS، منطقة متوسطة الزلازل IIa، RPA، الأبعاد المسبقة، تقييم وتوزيع الأحمال، التسليح، العناصر المقاومة، العناصر الثانوية، البنية التحتية، التحليل غير الخطي، الزلازل، الضغط التدريجي، الألواح المسلحة.

Résumé :

Ce projet présente une étude approfondie d'un bâtiment en béton armé composé d'un rez-de-chaussée, de cinq étages et d'un sous-sol à usage d'habitation. Cette structure est située à Hay el CHABIA, dans la daïra d'el BOUNI, wilaya d'ANNABA. Cette région est classée en zone de moyenne sismicité IIa conformément au règlement parasismique Algérien de 1999, modifié en 2003 (RPA99v2003). L'étude se divise en trois parties :

La première partie : présente une vue d'ensemble du projet, incluant une présentation de l'aspect architectural. Elle aborde également la conception et la description générale du projet, ainsi que les éléments et matériaux utilisés. Le prédimensionnement des éléments, ainsi que l'évaluation et la descente des charges, sont également traités de manière détaillée.

La deuxième partie : est consacrée à l'étude parasismique de la structure, conformément au règlement parasismique algérien RPA99v2003. Les calculs sont effectués à l'aide du logiciel d'analyse structurale CSI ETABS version 2017, qui permet d'évaluer la réponse sismique du bâtiment et de garantir sa résistance et sa sécurité.

La troisième partie : englobe l'étude et le dimensionnement des éléments en béton, notamment les éléments résistants, les éléments secondaires et l'infrastructure. Le ferrailage des éléments est également abordé en détail, assurant ainsi la solidité et la durabilité de la structure.

Ce projet constitue une contribution significative dans le domaine de la conception et de l'analyse des bâtiments en béton armé, en prenant en compte les exigences parasismiques spécifiques de la région. Les résultats obtenus grâce à cette étude permettront d'assurer la sécurité et la performance de la structure face aux sollicitations sismiques potentielles.

La quatrième partie : se concentre sur l'importance de l'analyse non linéaire pour les structures soumises aux séismes. La méthode "Push-over" est une nouvelle méthode simple et pratique permettant de tracer la courbe de capacité qui est comparée à la courbe de demande sismique pour évaluer le point de performance de la structure. Cela constitue le fondement de la conception parasismique dite "conception en performance".

La plupart des travaux concernant cette méthode ont été menés sur des structures en portiques. Dans notre étude, nous avons introduit des voiles qui sont devenus obligatoires en zone sismique.

Mots clé : Bâtiment, Béton armé, CSI ETABS, zone de moyenne sismicité IIa , RPA, pré Dimensionnement, évaluation et descente des charges, le ferrailage, les éléments résistants, Les éléments secondaires, l'infrastructure , analyse non linéaire, parasismique, poussée progressive, voile.

Summary:

This project presents a comprehensive study of a reinforced concrete building consisting of a ground floor, five floors, and a basement for residential use. The structure is located in Hay el CHABIA, in the daïra of el BOUNI, wilaya of ANNABA. This region is classified as a medium seismic zone IIa according to the Algerian seismic regulation of 1999, modified in 2003 (RPA99v2003). The study is divided into three parts:

The first part : provides an overview of the project, including an architectural presentation. It also addresses the design and general description of the project, as well as the elements and materials used. The pre-dimensioning of the elements, as well as the evaluation and distribution of loads, are also addressed in detail.

The second part : focuses on the seismic study of the structure, in accordance with the Algerian seismic regulation RPA99v2003. The calculations are performed using the structural analysis software CSI ETABS version 2017, which allows for evaluating the seismic response of the building and ensuring its resistance and safety.

The third part : encompasses the study and dimensioning of the concrete elements, including the load-bearing elements, secondary elements, and infrastructure. The reinforcement of the elements is also discussed in detail, ensuring the strength and durability of the structure.

This project represents a significant contribution to the field of design and analysis of reinforced concrete buildings, taking into account the specific seismic requirements of the region. The results obtained from this study will ensure the safety and performance of the structure against potential seismic forces.

The fourth part : focuses on the importance of nonlinear analysis for structures subjected to earthquakes. The "Push-over" method is a new, simple, and practical approach that enables the construction of the capacity curve, which is then compared to the seismic demand curve to assess the performance point of the structure. This forms the basis of the so-called "performance-based seismic design". While most studies on this method have been conducted on frame structures, our study introduces the inclusion of shear walls, which have become mandatory in seismic zones.

Keywords: Building, Reinforced concrete, CSI ETABS, medium seismic zone IIa, RPA, pre-dimensioning, load evaluation and distribution, reinforcement, load-bearing elements, secondary elements, infrastructure, nonlinear analysis, seismic design, push-over, shear walls.

Table des notations

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

E : Action accidentelle.

L_{max} : Longueur de la plus grande portée.

M_0 : Moment isostatique.

M_A : Moment en appui.

M_t : Moment en travée.

V : Effort tranchant.

A_{st} : Section de ferrailage tendue.

A_{sc} : Section de ferrailage comprimé.

T_u : Effort tranchant.

S_t : Espacement entre cadre de la zone nodale.

S_t' : Espacement entre cadre de la zone courante

A_{st} : section d'armature

A_r : armatures de répartitions

h_g : hauteur du giron

h_{poutre} : hauteur de la poutre

f_e : Limite élastique d'acier.

n : Coefficient d'équivalence.

M_s : Moment à l'état de service.

M_u : Moment à l'état ultime.

x : Position de l'axe neutre.

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche sous chargement instantané.

f_v : Flèche sous chargement de longue durée

E_i : Déformation instantanée.

E_v : Déformation différée.

f_{t28} : Résistance de traction du béton.

f_{c28} : Résistance de compression du béton.

f_{bc} : Contrainte du béton.

g: Largeur de la marche (giron).

Ri: Réactions d'appuis.

Ar: Armatures de répartition.

S : Surface.

U : Périmètre de la section.

N : Effort normale.

T : Période.

Ct: Coefficient du système de contreventement.

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base.

Wt: Poids total de la structure.

A : Coefficient d'accélération.

R : Coefficient de comportement.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

B : Section transversale des poteaux.

he: Hauteur de l'étage.

e: L'excentricité.

Lr: Longueur de recouvrement.

lf: Longueur de flambement.

(a; b): Dimensions du poteau.

r: Rayon de courbure.

Nd: Effort normal maximal appliqué sur une section.

Br: Section réduite du poteau obtenue.

Ld: Longueur développée de l'ancrage.

Av: Section d'armature verticale.

ls: Longueur de scellement droit.

hr: Hauteur du radier dalle.

K : Coefficient de raideur du sol.

τ : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}$: Contrainte admissible de cisaillement du béton.

Φ t: Diamètre des armatures transversales.

Φl : Diamètre des armatures longitudinales.

γ_{BA} : Poids de béton.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contraintes admissible du béton.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contraintes admissible de l'acier.

σ_{st} : Contrainte de l'acier.

ν : Coefficient de poisson.

f : Flèche admissible.

ρ : Masse volumique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

ε : Pourcentage d'amortissement.

β : Coefficient de pondération.

δ_{ek} : Déplacement horizontal maximal dû aux forces sismiques.

Δ_k : Déplacement relatif au niveau (K).

λ_g : L'élancement géométrique

ρ_a : Coefficient correcteur.

α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique.

τ_s : Contrainte d'adhérence.

ψ : Coefficient d'ancrage.

$\bar{\sigma}_{adm}$: Contrainte admissible du sol.

Table des matières :

| | |
|--|------------------------------|
| Mémoire | 1 |
| Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master | 1 |
| I 1^{er} chapitre 'Présentation de l'ouvrage et Caractéristiques des matériaux' | 21 |
| I.1 Présentation du projet : | 22 |
| I.2 Choix des joints : | 24 |
| I.3 Caractéristiques géométriques de la structure : | 25 |
| I.4 Caractéristiques géotechniques du site : | 25 |
| I.5 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE : | 25 |
| I.5.1 SELON LEUR IMPORTANCE : | 25 |
| I.5.2 Selon le site : | 25 |
| I.6 Conception de la structure : | 25 |
| I.6.1 Ossature : | 25 |
| I.6.2 Choix des planchers : | 25 |
| I.6.3 Les escaliers : | 26 |
| I.6.4 La maçonnerie : | 26 |
| I.6.5 Revêtement : | 27 |
| I.6.6 Isolation : | 27 |
| I.6.7 Acrotère : | 27 |
| I.7 Caractéristique mécanique des matériaux : | 27 |
| I.7.1 Le béton : | 27 |
| I.7.2 Les aciers : | 30 |
| I.8 Conclusion : | 32 |
| II 2^{ème} chapitre 'Prédimensionnement et évaluation des charges' : | 33 |
| II.1 Prédimensionnement: | Error! Bookmark not defined. |
| II.1.1 Introduction | 34 |
| II.1.2 Pré dimensionnement des éléments principaux : | 34 |

| | | |
|---------|--|----|
| II.1.3 | Pré dimensionnement des éléments secondaires : | 37 |
| II.2 | Evaluation des charges : | 40 |
| II.2.1 | Introduction : | 40 |
| II.2.2 | Les charges permanentes G : | 40 |
| II.2.3 | Les charges d'exploitation Q : | 41 |
| III | 3 ^{ème} Chapitre "Etude parasismique" | 47 |
| III.1 | Introduction : | 48 |
| III.1.1 | Simplicité de la structure : | 48 |
| III.1.2 | Critères de régularité de la structure : | 49 |
| III.1.3 | Résistance et rigidité dans les deux directions, (effet de la torsion) : | 52 |
| III.1.4 | Action des diaphragmes au niveau des étages : | 52 |
| III.1.5 | Fondations adéquates : | 52 |
| III.2 | Modélisation de la structure : | 52 |
| III.3 | Choix de la méthode de calcul : | 53 |
| III.3.1 | Méthode statique équivalente : | 53 |
| III.3.2 | Méthode dynamique modale spectrale : | 54 |
| III.3.3 | La Méthode d'analyse dynamique par accéléro gramme : | 55 |
| III.4 | Méthode de calcul adoptée : | 55 |
| III.5 | Résultats de l'analyse modale : | 56 |
| III.6 | CARACTERISTIQUES DE LA STRUCTURE | 56 |
| III.6.1 | Facteur de qualité "Q": | 57 |
| III.6.2 | Le coefficient de comportement global de la structure noté "R" : | 57 |
| III.6.3 | Facteur de correction d'amortissement η : | 59 |
| III.6.4 | La période fondamentale empirique de la structure : | 60 |
| III.6.5 | Facteur d'amplification dynamique moyen "D" : | 60 |
| III.7 | LA METHODE DYNAMIQUE MODAL SPECTRAL : | 61 |
| III.7.1 | Spectre de réponse de calcul | 61 |
| III.7.2 | La masse source : | 62 |

| | | |
|---------|---|----|
| III.7.3 | Estimation de la force sismique : | 63 |
| III.8 | vérifications sismiques : | 63 |
| III.8.1 | Vérification de l'effort normal réduit : | 63 |
| III.8.2 | Vérification de la régularité en plan : | 64 |
| III.8.3 | La résultante des forces sismiques de calcul : | 65 |
| III.8.4 | La vérification des déplacements latéraux inter-étages : | 66 |
| III.8.5 | Vérification de l'effet P-delta : | 68 |
| III.8.6 | Vérification au renversement : | 71 |
| III.9 | Calcul de joint sismique (joint de dilatation): | 72 |
| III.10 | Conclusion : | 72 |
| IV | 4 ^{ème} chapitre' 'Ferrailage des éléments structuraux'' | 73 |
| IV.1 | Introduction : | 74 |
| IV.2 | Etude de ferrailage des poteaux : | 74 |
| IV.2.1 | Combinaisons spécifiques de calcul : | 75 |
| IV.2.2 | Plans de repérage des poteaux : | 75 |
| IV.2.3 | Vérification spécifique sous sollicitations tangentes : | 75 |
| IV.2.4 | Calcul de ferrailage des poteaux : | 76 |
| IV.2.5 | Schéma de ferrailage : | 80 |
| IV.3 | L'étude de ferrailage des poutres : | 82 |
| IV.3.1 | COMBINAISONS DES CHARGES : | 82 |
| IV.3.2 | Dimensionnement et caractéristique des matériaux : | 83 |
| IV.3.3 | Caractéristiques des matériaux et les situations su projet : | 84 |
| IV.3.4 | Les sollicitations dans les poutres: | 84 |
| IV.3.5 | Ferrailage Longitudinale : | 87 |
| IV.3.6 | Calcul de ferrailage longitudinale: | 87 |
| IV.3.7 | Vérification de ferrailage longitudinale : | 88 |
| IV.3.8 | Vérification de la flèche dans les poutres : | 88 |
| IV.3.9 | Ferrailage transversale : | 89 |

| | | |
|---------|--|-----|
| IV.3.10 | La quantité d'armatures transversales minimales (RPA99 V2003)..... | 91 |
| IV.3.11 | Schéma de ferrailag..... | 91 |
| IV.4 | Ferrailage voile :..... | 96 |
| IV.4.1 | COMBINAISONS DES CHARGES : | 96 |
| IV.4.2 | Les vérifications : | 97 |
| IV.4.3 | LES SOLLICITATIONS DES VOILES "trumeaux" : | 99 |
| IV.4.4 | Calcul de Ferrailage longitudinale selon X : | 99 |
| IV.4.5 | Calcul de ferrailage longitudinale selon Y :..... | 101 |
| IV.4.6 | Condition de ferrailage des trumeaux :..... | 101 |
| IV.4.7 | Plan de repérage des trumeaux : | 103 |
| IV.4.8 | Calcul de Ferrailage horizontale : | 103 |
| IV.4.9 | La quantité des armatures minimales : | 104 |
| IV.4.10 | Vérification des armatures minimales :..... | 104 |
| IV.4.11 | Schéma de ferrailage des voiles : | 105 |
| V | 5 ^{ème} chapitre "Ferrailage des éléments non structuraux" :..... | 107 |
| VI | Introduction :..... | 108 |
| VI.1 | Elude de plancher à corps creux :..... | 108 |
| VI.1.1 | Etude des poutrelles : | 108 |
| VI.1.2 | Ferrailage longitudinale :..... | 109 |
| VI.1.3 | Ferrailage transversale : | 109 |
| VI.1.4 | Les armatures de la dalle de compression :..... | 110 |
| VI.1.5 | . Schéma de ferrailage :..... | 110 |
| VI.2 | Ferrailage de la dalle pleine du balcon :..... | 112 |
| VI.2.1 | Sollicitations dans le balcon :..... | 112 |
| VI.2.2 | Calcul de ferrailage :..... | 112 |
| VI.2.3 | Schéma de ferrailage :..... | 114 |
| VI.3 | Ferrailage de l'Acrotère :..... | 114 |
| VI.3.1 | Armatures longitudinales :..... | 115 |

| | | |
|----------|---|-----|
| VI.3.2 | Calcul d'armature de répartition | 115 |
| VI.3.3 | Schéma de ferrailage :..... | 116 |
| VI.4 | Etude des escaliers :..... | 116 |
| VI.4.1 | Chargements et combinaisons : | 117 |
| VI.4.2 | Les Sollicitations dans l'escalier : | 117 |
| VI.4.3 | Calcule du ferrailage :..... | 117 |
| VI.4.4 | Schéma de ferrailage | 120 |
| VII | 6ème Chapitre : Etude de l'infrastructure | 121 |
| VII.1 | Introduction | 122 |
| VII.2 | Types des fondations :..... | 122 |
| VII.3 | Caractéristiques du sol : | 122 |
| VII.4 | Choix du type de fondations :..... | 123 |
| VII.5 | Vérification du pourcentage de la fondation : | 123 |
| VII.6 | Choix de la disposition de la semelle | 124 |
| VII.7 | Dimensionnement de la fondation | 124 |
| VII.8 | Vérification de la contrainte :..... | 124 |
| VII.9 | Calcul de la hauteur semelle (méthode des bielles)..... | 124 |
| VII.10 | Calcule hauteur nervure :..... | 125 |
| VII.11 | Modélisation de semelle filante..... | 125 |
| VII.12 | Vérification du Poinçonnement semelle :..... | 125 |
| VII.13 | Calcule ferrailage de la fondation | 125 |
| VII.13.1 | Ferrailage de la semelle filante | 125 |
| VII.13.2 | Ferrailage de la poutre de rigidité..... | 126 |
| VII.14 | Diamètre des armatures transversale : | 128 |
| VII.15 | Schéma de ferrailage de la fondation | 128 |
| VII.15.1 | Les longrines : | 130 |
| VIII | Les Plans de coffrage | 132 |
| IX | Recherche : L'analyse Push over | 136 |

| | | |
|---------------|--|------------|
| IX.1 | Définition de l'analyse push-over : | 137 |
| IX.2 | Hypothèse de l'analyse statique non- linéaire "Push-over" : | 137 |
| IX.3 | Les différentes étapes d'une analyse Push over : | 137 |
| IX.3.1 | Fixation de déplacement : | 137 |
| IX.3.2 | La courbe de capacité : | 138 |
| IX.3.3 | Transformation de la courbe (effort tranchant-déplacement au sommet) au spectre de capacité, format (Sa- Sd) : | 138 |
| IX.3.4 | La courbe bilinéaire : | 139 |
| IX.3.5 | Spectre de demande : | 139 |
| IX.3.6 | La superposition de la courbe de capacité et de la courbe de demande :.. | 139 |
| IX.3.7 | Le point de performance : | 140 |
| IX.4 | Routines d'évaluation sismique : | 141 |
| IX.4.1 | Méthode statique équivalente de FEMA (Federal Emergency Management): | 141 |
| IX.5 | Analyse comparative de l'efficacité des contreventements par voiles constants et variables dans deux structures : | 141 |
| IX.5.1 | Introduction des rotules plastiques : | 142 |
| IX.5.2 | Analyse des Résultats : | 143 |
| IX.6 | Conclusion : | 148 |
| X | Conclusion Générale : | 149 |

Liste des Tableaux :

| | |
|--|----|
| Tableau 1: dimensions en plan et en élévation de l'ouvrage ...Error! Bookmark not defined. | |
| Tableau 2: Coefficient d'application ' θ ' | 29 |
| Tableau 3: évaluation des charges de plancher à CC d'étage courant | 41 |
| Tableau 4: évaluation des charges de plancher à CC de la terrasse | 42 |
| Tableau 5: évaluation des charges de plancher dalle pleine (balcon). | 43 |
| Tableau 6: évaluation des charges des murs double parois.....Error! Bookmark not defined. | |
| Tableau 7: évaluation des charges du palier | 44 |
| Tableau 8: évaluation des charges du palier | 45 |
| Tableau 9: Evaluation des surcharges..... | 46 |
| Tableau 10: disposition de voile en 2D..... | 56 |
| Tableau 11: La pénalité à retenir | 57 |
| Tableau 12: vérification de l'effort normal des voiles | 58 |
| Tableau 13: vérification de l'effort tranchant selon Y | 59 |
| Tableau 14: Valeurs de ξ (%) | 60 |
| Tableau 15: Les forces sismiques. | 63 |
| Tableau 16: Vérification de l'effort normal réduit..... | 64 |
| Tableau 17: Vérification de l'excentricité..... | 65 |
| Tableau 18: Vérification de la forme du bâtiment..... | 65 |
| Tableau 19: Vérification de la rigidité des planchers et des ouvertures | 65 |
| Tableau 20: Récap de la résultante des forces sismiques dans les deux directions..... | 66 |
| Tableau 21: Vérification des déplacements suivant le sens X-X (R=3.5)..... | 67 |
| Tableau 22: déplacement max selon X-X..... | 67 |
| Tableau 23: Vérification des déplacements suivant le sens Y-Y (R=3.5)..... | 68 |
| Tableau 24: déplacement max selon Y-Y | 68 |
| Tableau 25: Vérification de l'effet P- Δ suivant X | 70 |
| Tableau 26: Vérification de l'effet P- Δ suivant Y | 71 |
| Tableau 27: Vérification au renversement (Sens X-X)..... | 72 |
| Tableau 28: Vérification au renversement (Sens Y-Y) | 72 |
| Tableau 29: vérification spécifique aux sollicitations tangentes..... | 76 |
| Tableau 30: sollicitations et ferrailage des poteaux | 78 |
| Tableau 31: ferrailage adopté pour les poteaux..... | 78 |

| | |
|---|-------------------------------------|
| Tableau 32: Donnés de calcul de ferrailage des poutres..... | 84 |
| Tableau 33: Sollicitations maximales dans les Poutres Principale..... | 85 |
| Tableau 34: Sollicitations maximales dans les Poutres secondaires..... | 86 |
| Tableau 35: Ferrailage longitudinale des poutres | 87 |
| Tableau 36: vérification de ferrailage longitudinale des poutres..... | 88 |
| Tableau 37: vérification de la flèche dans les poutres | 88 |
| Tableau 38: longueur de recouvrement..... | 89 |
| Tableau 39: calcul et vérification de ferrailage transversal selon BAEL91..... | 90 |
| Tableau 40: calcul et vérification de ferrailage transversal selon RPA99 V2003 | Error! |
| Bookmark not defined. | |
| Tableau 41: quantité d'armatures transversales minimales selon RPA99.. | Error! Bookmark not defined. |
| Tableau 42: Sollicitations du trumeau selon X | 99 |
| Tableau 43: ferrailage longitudinale du trumeau selon X..... | 100 |
| Tableau 44: Sollicitations du trumeau selon Y | 100 |
| Tableau 45: ferrailage longitudinale du trumeau selon y..... | 101 |
| Tableau 46: vérification des armatures minimales selon X..... | 104 |
| Tableau 47: vérification des armatures minimales selon Y | 104 |
| Tableau 48: sollicitations des poutrelles..... | 108 |
| Tableau 49: le ferrailage adopté pour les poutrelles..... | 109 |
| Tableau 50: vérification de la flèche dans les poutrelles..... | 109 |
| Tableau 51: sollicitation du balcon selon le sens x..... | 112 |
| Tableau 52: sollicitation du balcon selon le sens Y | 112 |
| Tableau 53: la vérification de la flèche admissible du balcon | 114 |
| Tableau 54: Ferrailage de l'acrotère..... | 115 |
| Tableau 55: sollicitation d'escalier | 117 |
| Tableau 56: Ferrailage longitudinale d'escalier | 118 |
| Tableau 57: vérification de la flèche dans l'escalier | 119 |
| Tableau 58: ferrailage de la poutre de rigidité de la File 1..... | 127 |
| Tableau 59: ferrailage de la poutre de rigidité de la File 2..... | 127 |

Listes des figures :

| | | |
|--|--|----|
| Figure 1: Plan de situation | 22 | |
| Figure 2: Vue en plan du sous-sol..... | 23 | |
| Figure 3: Vue en plan d'étage courant | 23 | |
| Figure 4: Vue en plan de la coupe A-A..... | 24 | |
| Figure 5: Schéma illustrant le sens des poutrelles | 26 | |
| Figure 6: Diagramme parabole rectangle | 29 | |
| Figure 7: Diagramme déformation- contrainte | 31 | |
| Figure 8: Poutre Principale 30X45..... | 35 | |
| Figure 9: Poutre secondaire 30X35 | 35 | |
| Figure 10: Coupe de voile en élévation | 36 | |
| Figure 11: Coupe de voile en plan | 36 | |
| Figure 12: disposition de voile en 3D | Figure 13: disposition de voile en 2D | 37 |
| Figure 14: plancher en corps creux..... | 39 | |
| Figure 15: Dalle pleine appuyée sur trois appuis..... | 39 | |
| Figure 16: Coupe plancher étage courant..... | 41 | |
| Figure 17: Coupe plancher Terrasse | 42 | |
| Figure 18: Mur extérieur en double parois | Figure 19: Mur intérieur en double parois | 44 |
| Figure 20: Schème représentatif de l'acrotère | Figure 21: Dimensions de l'acrotère | 45 |
| Figure 22: Le comportement sismique est amélioré si une forme complexe est fragmentée en formes plus compactes par l'introduction de joints parasismiques. . | 49 | |
| Figure 23: Régularité en plan (formes favorables)..... | 49 | |
| Figure 24: Limites des décrochements en plan | 50 | |
| Figure 25: Exemple de dommage dû à l'irrégularité de forme | 50 | |
| Figure 26: Régularité en élévation (formes favorables) | 51 | |
| Figure 27: Limites des décrochements en élévation | 51 | |
| Figure 28: Exemple de dommage dû à l'irrégularité en élévation (Variation des | 52 | |
| Figure 29: Modélisation de la structure en 3D | 53 | |
| Figure 30: Construction soumise à une excitation sismique | 55 | |
| Figure 31: Facteur d'amplification dynamique moyen pour $\xi = 5\%$ | 61 | |

| | |
|--|-----|
| Figure 32: Spectre de réponse pour la méthode modale spectrale..... | 62 |
| Figure 33: Déplacement latéral du contreventement D1 (diaphragme) du CM selon X-X | 67 |
| Figure 34: Déplacement latéral du contreventement D1 (diaphragme) du CM selon Y-Y | 68 |
| Figure 35: Effet du second ordre | 69 |
| Figure 36: Forces équivalentes aux effets P- Δ | 69 |
| Figure 37: Plan de repérage des poteaux du sous sol jusqu'au 6 ^{ème} étage..... | 75 |
| Figure 38: Zone nodale..... | 77 |
| Figure 39: Schéma de ferrailage du Poteau 45*45 du SS, RDC, E1 | 80 |
| Figure 40: schéma de ferrailage du Poteau 35cm*35cm du E2, E3 | 81 |
| Figure 41: schéma de ferrailage du Poteau 35cm*35cm du E4, E5 | 81 |
| Figure 42: Dimensionnement de la poutre principale | 83 |
| Figure 43: Dimensionnement de la poutre secondaire | 83 |
| Figure 44: Dimensionnement de la poutre noyée | 83 |
| Figure 45: ELU, ELS, ELA, Effort Tanchant pour travée de 5m..... | 85 |
| Figure 46: ELU, ELS, ELA, Effort Tanchant pour travée de 6m | 86 |
| Figure 47: ferrailage de la poutre principale PP1 | 93 |
| Figure 48: ferrailage de la poutre principale PP2 | 94 |
| Figure 49: ferrailage de la poutre secondaire | 95 |
| Figure 50: ferrailage de la poutre noyée | 96 |
| Figure 51: Repérage des trumeaux en 3D..... | 103 |
| Figure 52: Schéma de ferrailage du voile de : Niv-3.40m , Niv0.00, Niv+6.12m | 106 |
| Figure 53: coupe du voile | 106 |
| Figure 54: Schéma de ferrailage du CC16+4..... | 111 |
| Figure 55: Poutre porte à faux (console)..... | 113 |
| Figure 56: ferrailage du balcon | 114 |
| Figure 57: plan de coffrage et ferrailage de l'acrotère | 116 |
| Figure 58: Vue en plan escalier | 117 |
| Figure 59: Coupe escalier | 120 |
| Figure 60: Ferrailage volée..... | 120 |
| Figure 61: types des fondations | 122 |
| Figure 62: La modélisation des semelles filantes dans l'ETABS2017 | 125 |
| Figure 63: Ferrailage de la poutre de rigidité..... | 129 |

| | |
|---|---|
| Figure 64: coupe de la poutre de rigidité | 129 |
| Figure 65: ferrailage des longrines | 131 |
| Figure 66: Vue en plan du Sous-sol, RDC , Etage1..... | 133 |
| Figure 67: Vue en plan du 2ème et 3ème étage | 134 |
| Figure 68: Vue en plan du 4ème et 5ème étage | 135 |
| Figure 69: Hypothèse de l'analyse push-over | 137 |
| Figure 70: limite de ruine dépassée par déplacement cible | 137 |
| Figure 71: Courbe de capacité $V = f(D)$..... | 138 |
| Figure 72: Courbe de capacité $S_a = f(D)$..... | 138 |
| Figure 73: Courbe bilinéaire | 139 |
| Figure 74: Spectre de demande | 139 |
| Figure 75: Superposition de la courbe de capacité et de demande | 140 |
| Figure 76: Loi force-déplacement idéalisée pour les éléments béton armé | 141 |
| Figure 77: Structure à voile constant | Figure 78: Structure à voile constant....142 |
| Figure 79: rotule fibre (voile constant) | Figure 80: rotule fibre (voile constant) |
| Figure 79: Comparaison des courbes de capacité | 144 |
| Figure 82: analyse non linéaire selon FEMA (voile constant) | 145 |
| Figure 83: analyse non linéaire selon FEMA (voile variable) | 145 |
| Figure 80: les composantes d'énergie cumulée dans structure à voile constant..... | 147 |
| Figure 80: les composantes d'énergie cumulée dans structure à voile variable | 147 |

**I 1^{er} chapitre ‘Présentation de
l’ouvrage et Caractéristiques des
matériaux’**

I.1 Présentation du projet :

Le projet étudié est un bloc de bâtiment comprenant 66 logements et des locaux commerciaux à CHABBIA Annaba. Il se compose de cinq étages résidentiels et d'un rez-de-chaussée dédié aux activités commerciales. Situé dans une zone de moyenne sismicité, le bâtiment est renforcé par des voiles en béton armé pour assurer sa sécurité en cas de séisme. L'étude se base sur les normes de conception et de calcul du béton armé (BAEL 91) et les règles parasismiques (RPA 99 version 2003).

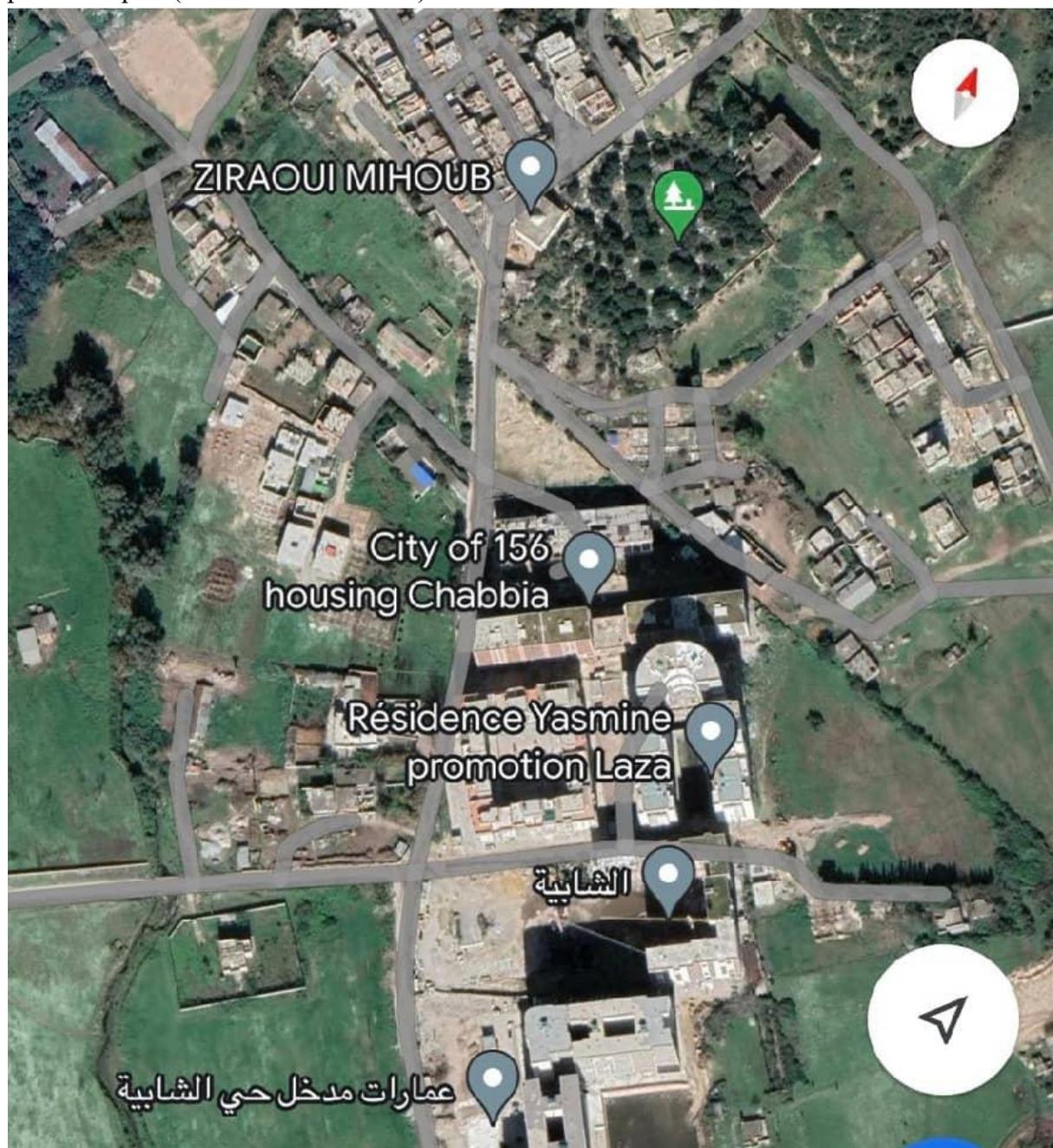


Figure 1: Plan de situation

Les plans d'architecture servent de référence pour la conception précise de la façade du bâtiment.

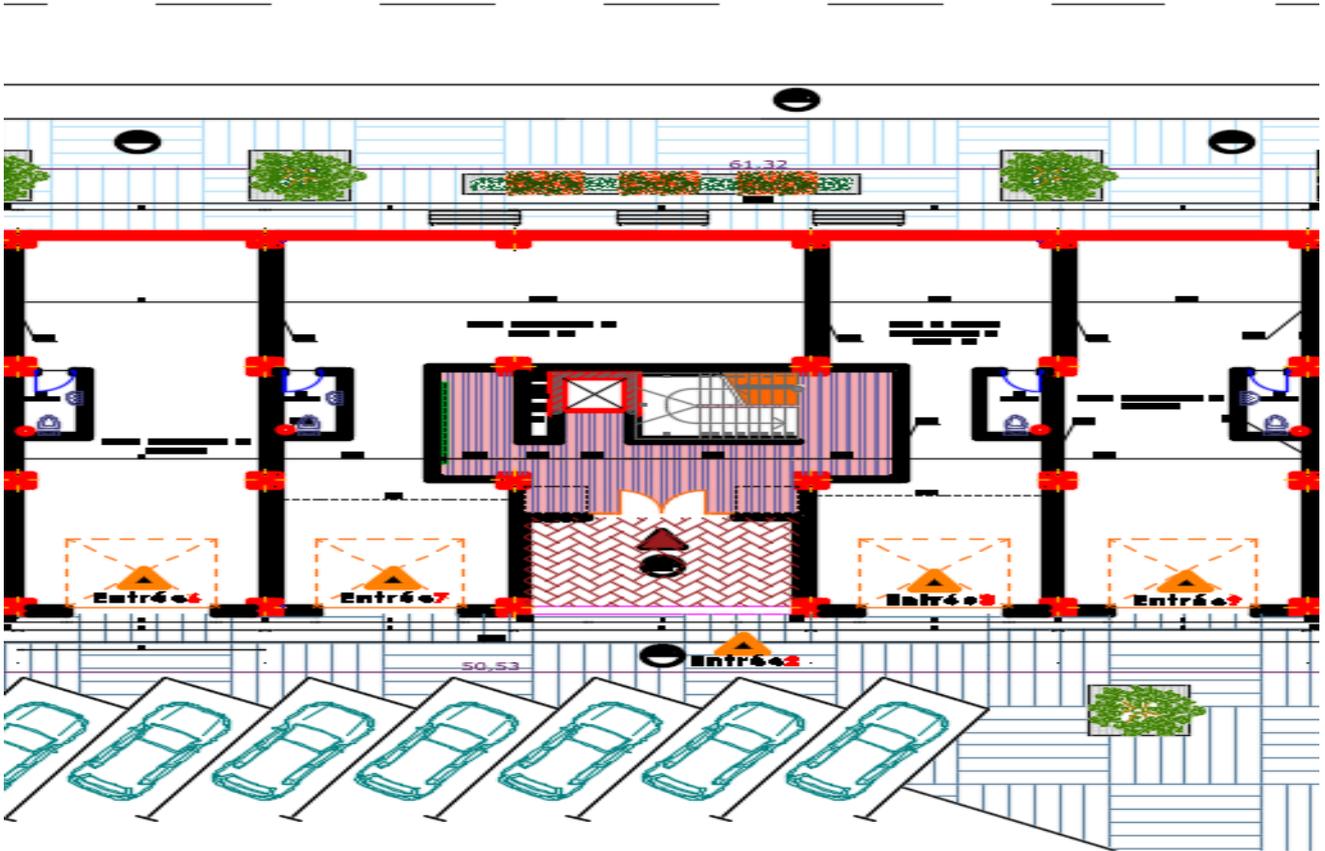


Figure 2: Vue en plan du sous-sol

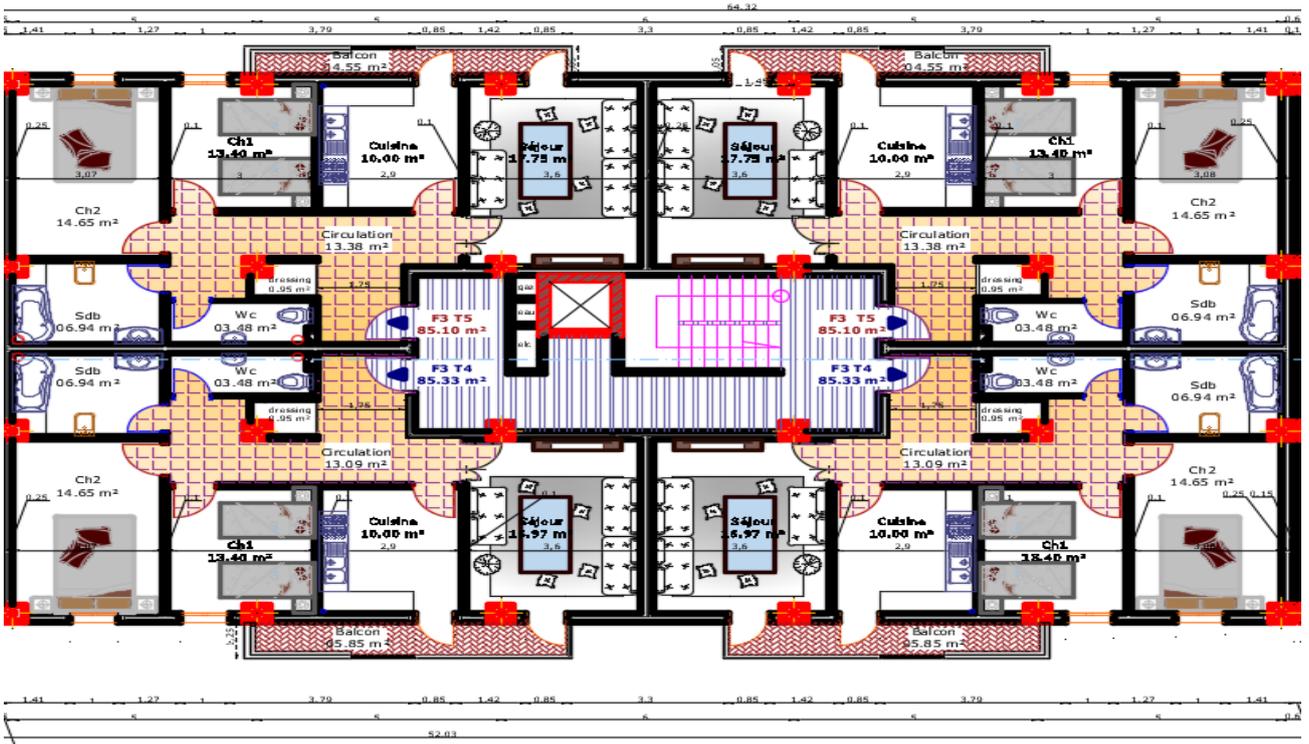
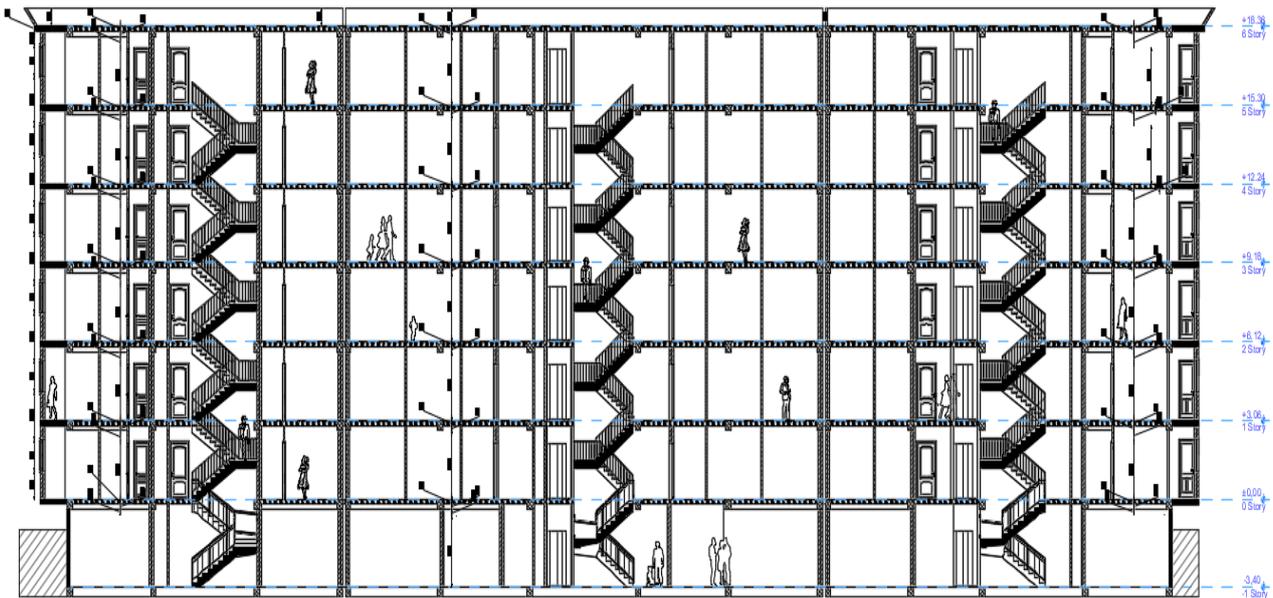


Figure 3: Vue en plan d'étage courant



COUPE A-A

Figure 4: Vue en plan de la coupe A-A

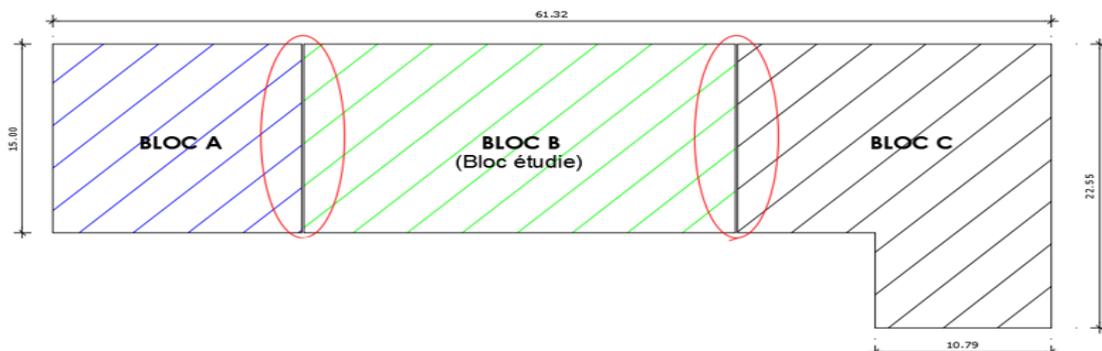
I.2 Choix des joints :

Après des discussions avec l'architecte, nous avons pris les décisions suivantes concernant les joints du bâtiment :

- **Joint de dilatation :** Nous avons opté pour l'installation d'un joint de dilatation entre les blocs A, B et C. Cette décision a été prise en raison de l'emplacement du bâtiment dans la région d'Annaba, où il est nécessaire de limiter la longueur des joints pour éviter les effets de température. Ainsi, nous avons veillé à ce que la longueur de chaque joint de dilatation ne dépasse pas 25 mètres.
- **Joint sismique :** Dans le but d'obtenir des structures de forme simple tout en évitant la rupture des joints sismiques, nous avons décidé d'installer deux joints sismiques entre les blocs A et B, ainsi qu'entre le bloc B et le bloc C.

De plus, le joint sismique peut également servir de **joint de rupture**. Cette décision a été prise après avoir effectué des calculs des tassements des fondations de chaque bloc.

Ces choix ont été faits dans le but d'assurer la stabilité et la résistance du bâtiment, en tenant compte des contraintes sismiques et de dilatation thermique propres à la région.



I.3 Caractéristiques géométriques de la structure :

Tableau 1: dimensions en plan et en élévation de l'ouvrage

| Dimensions en plan de l'ouvrage | |
|---|----------------------|
| Longueur total | 21,8 m |
| Largeur totale | 26,5 m |
| Surface totale | 577,7 m ² |
| Dimensions en élévation de l'ouvrage | |
| Hauteur totale | 21,76 m |
| Hauteur du sous-sol | 3,40 m |
| Hauteur du RDC | 3,06 m |
| Hauteur des étages courants (du 1 ^{er} au 5 ^{-ème} étage) | 3,06 m |

I.4 Caractéristiques géotechniques du site :

- Le terrain d'étude fait partie des terrains sédimentaires de la région d'Annaba, à savoir des argiles, des sables, et des limons.
- La contrainte admissible du sol est de 2 bars (200KN/m).
- La pression limite varie entre 12 et 14 bars, ce qui indique **un site meuble** selon l'article 3.3 du RPA99.
- L'agressivité du sol est de classe 3, ce qui correspond à une **faible agressivité** dans un milieu basique. Cela nécessite un béton de classe **C25/30** avec un enrobage minimum de 2 cm, un dosage minimal de ciment de 280 Kg/m³ et un rapport E/C maximal de 0,6.
- Le tassement pour une fondation superficielle à long terme sphérique et déviatorique est 2.38 cm

I.5 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE :

I.5.1 SELON LEUR IMPORTANCE :

Notre bâtiment, dont la hauteur ne dépasse pas 48 mètres, est classé dans **le groupe 2**. Bien que considéré comme un ouvrage d'importance moyenne Selon le RPA99 V2003, Ainsi, notre étude prendra en compte toutes les recommandations de ce règlement pour concevoir un bâtiment sûr et résistant aux secousses sismiques.

I.5.2 Selon le site :

Dans notre projet, le sol que nous rencontrons est classé dans la catégorie S3 (**site meuble**). Il s'agit de dépôts épais de sables et de graviers moyennement denses, ou d'argile moyennement raide, avec une vitesse de cisaillement (VS) supérieure ou égale à 200 m/s à partir d'une profondeur de 10 mètres.

I.6 Conception de la structure :

I.6.1 Ossature :

La stabilité de la structure est assurée grâce à un système structurel mixte en béton armé, comprenant des voiles et des portiques.

I.6.2 Choix des planchers :

Pour la réalisation de notre projet, nous avons opté pour l'utilisation de deux types de planchers :

- ✚ Plancher à corps creux : pour les étages courants et terrasse.

✚ Plancher dalle pleine : pour les balcons et les escaliers.

Le plancher est sélectionné avec des **corps creux** afin de séparer les différents niveaux et répondre aux besoins **d'isolation thermique et phonique**, étant donné que les étages courants sont destinés à un usage résidentiel.

I.6.2.1 Choix de sens des poutrelles :

Les poutrelles sont placées dans le sens le plus court, ce qui entraîne automatiquement la disposition des poutres principales dans le sens le plus long, qui servent de support aux poutrelles.

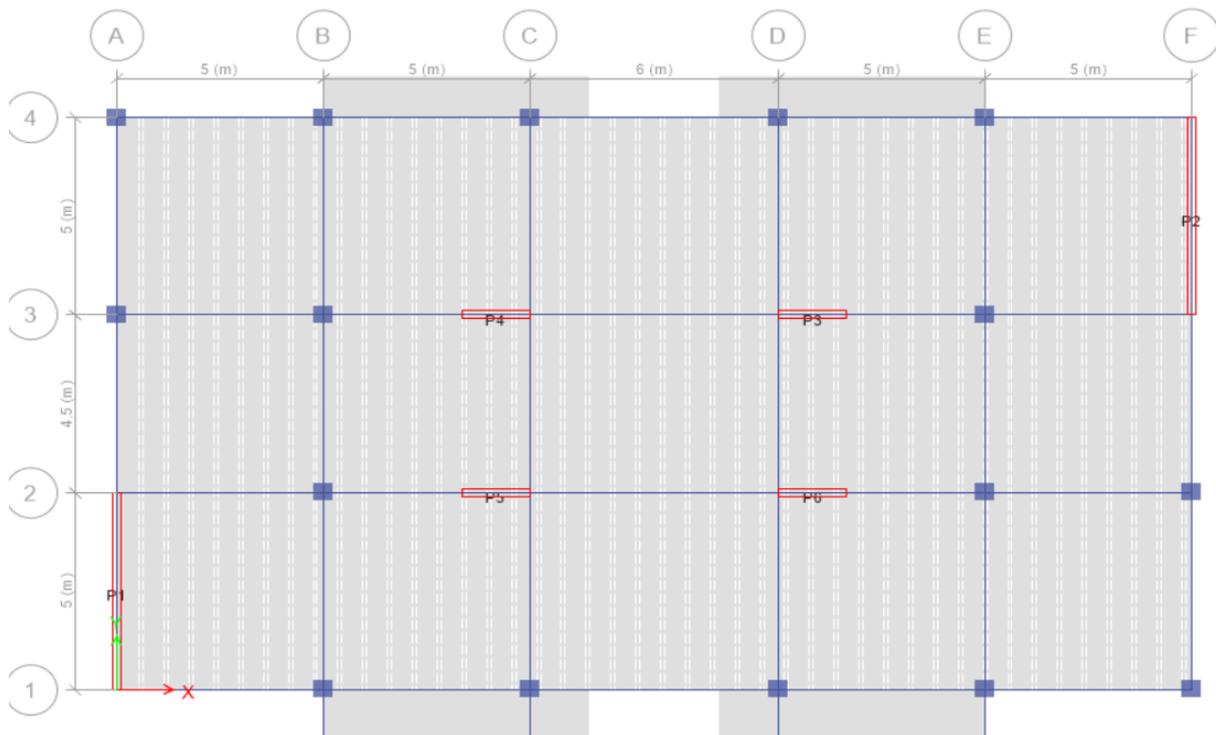


Figure 5: Schéma illustrant le sens des poutrelles

I.6.3 Les escaliers :

L'escalier est une construction qui permet de franchir d'un niveau à un autre dans un bâtiment, assurant ainsi l'accès entre ces différentes hauteurs.

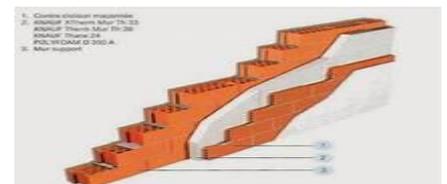
D'après l'architecture on a :

✚ Escalier droit de 2 volées reposé physiquement sur trois appuis.

I.6.4 La maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera réalisée en utilisant des briques creuses recouvertes d'un enduit de ciment ou de plâtre. Les murs extérieurs seront constitués d'une double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur (avec 8 trous), ainsi que d'une paroi interne également d'une épaisseur de 10 cm (avec 8 trous).

En ce qui concerne les murs intérieurs, une cloison simple d'une épaisseur de 10 cm sera utilisée. Cela permettra d'assurer à la fois la solidité et l'isolation du bâtiment.



I.6.5 Revêtement :

- Les plafonds et les cloisons seront revêtus d'un enduit en plâtre.
- Les murs extérieurs seront enduits avec du ciment.
- Les planchers seront recouverts de carrelage.
- Le plancher de la terrasse sera protégé par une étanchéité multicouche imperméable pour prévenir l'infiltration des eaux pluviales.

I.6.6 Isolation :

L'isolation acoustique du bâtiment est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher. Les murs extérieurs, quant à eux, bénéficient d'une isolation grâce au vide d'air existant entre les deux parois qui les composent.

Pour ce qui est de l'isolation thermique, les couches de liège sont utilisées spécifiquement pour le plancher de la terrasse, assurant ainsi une isolation thermique efficace.

I.6.7 Acrotère :

La terrasse étant inaccessible est entourée d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 50 cm et d'une épaisseur de 20 cm.

I.7 Caractéristique mécanique des matériaux :**I.7.1 Le béton :**

Le béton est un matériau composé de granulats de différentes tailles, tels que le sable (0/5 mm) et le gravier (5/25 mm), associés à du ciment et de l'eau. Ces composants sont mélangés dans des proportions précises, déterminées pour obtenir un mélange ayant les caractéristiques nécessaires pendant la construction et après le durcissement. Les dimensions minimales et maximales des granulats sont définies par le passage à travers des mailles carrées de tailles spécifiques, garantissant ainsi la qualité du matériau final.

I.7.1.1 Principaux caractéristiques et avantages de béton :

- 1- Résistance combinée : Le béton armé allie la résistance à la compression du béton à la résistance à la traction de l'acier.
- 2- Economique : Le béton armé est un matériau économique grâce à l'utilisation de matériaux abondants et peu coûteux.
- 3- Flexibilité de forme : Le béton armé permet de créer des structures aux formes et dimensions variées grâce à l'utilisation de coffrages.
- 4- Résistance aux agents atmosphériques : Correctement enrobé, le béton armé résiste aux effets néfastes de l'humidité, du gel/dégel et des attaques chimiques.
- 5- Résistance au feu : Le béton armé offre une résistance naturelle au feu grâce à sa composition incombustible et à la présence d'armatures en acier.
- 6- Finition esthétique : En choisissant les bons granulats et en appliquant des techniques de coffrage appropriées, le béton armé peut offrir une finition esthétique pour les parements de surface.

I.7.1.2 Résistance mécanique du béton :**I.7.1.2.1 Résistance caractéristique à la compression :**

Le béton est particulièrement résistant à la compression, ce qui signifie qu'il est capable de résister à des forces qui le compriment. Cette caractéristique est mesurée par la résistance à la compression du béton, qui est évaluée en comprimant un cylindre droit de 200 cm² de section. La résistance à la compression est exprimée en MPa et est déterminée à partir de la formule :

$$F_{cj} = \frac{j}{a+bj} \times f_{c28}$$

Avec :

- j : représente l'âge du béton (en jours)
- f_{c28} : la résistance à la compression mesurée à 28 jours
- et a et b : sont des coefficients qui varient en fonction de la résistance à la compression du béton.

Pour : $f_{c28} \leq 40$ MPa : $a=4.76$ $b=0.83$

$40 \leq f_{c28} \leq 60$ MPa : $a=1.40$ $b=0.95$

Pour $j \geq 60$ jours : $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$

➤ Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25$ MPa

I.7.1.2.2 Résistance caractéristique à la traction :

Cette résistance est définie par la relation : $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$. Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de f_{cj} ne dépasse pas 60 MPa

❖ Pour $f_{c28} = 25$ MPa on a : $f_{t28} = 2,1$ MPa

I.7.1.3 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

- ❖ **L'état limite ultime (ELU) :** correspond aux sollicitations maximales que peut supporter la structure avant de subir une rupture ou un effondrement. Les sollicitations sont déterminées en utilisant une combinaison d'actions majorées : $1,35G + 1,5Q$, où G est le poids propre de la structure et Q les charges externes.
- ❖ **L'état limite de service (ELS) :** correspond aux sollicitations à ne pas dépasser pour assurer le bon fonctionnement et le confort de la structure. Les sollicitations sont déterminées en utilisant une combinaison d'actions non majorées : $G + Q$.
- ❖ **ELA :** En cas d'efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes spécifient les combinaisons d'actions suivantes :
 - ✓ $G+Q+E$, où G représente la charge permanente, Q la charge d'exploitation et E l'effort sismique.
 - ✓ $G+Q \pm 1,2 E$, où G et Q ont la même signification que précédemment, et où la valeur de l'effort sismique est majorée par 1,2.
 - ✓ $0,8 G+E$

I.7.1.4 Déformation et contrainte de calcul :

I.7.1.4.1 Etat limite ultime de résistance

Lorsqu'on effectue des calculs pour l'état limite ultime de résistance, on utilise un diagramme conventionnel parabole-rectangle pour le béton. Dans certains cas, pour simplifier les calculs, on utilise plutôt un diagramme rectangulaire.

I.7.1.4.2 Diagramme parabole rectangle (B.A.E. L91 modifié 99.p80) :

C'est un diagramme contraintes déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas de E.L.U (en compression 2 ‰ et 3.5‰)

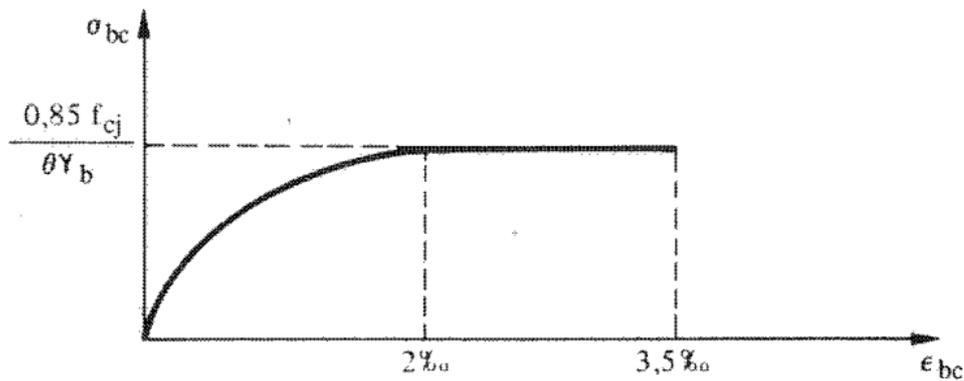


Figure 6: Diagramme parabole rectangle

- ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.
- f_{bc} : contrainte de calcul pour $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰$
- f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.
- γ_b : coefficient de sécurité.
- $\gamma_b = 1,5$ cas général.
- $\gamma_b = 1,15$ cas accidentel

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2‰ \quad \longrightarrow \quad \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \epsilon_{bc}(4-103 \times \epsilon_{bc})$$

$$2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰ \quad \longrightarrow \quad \sigma_{bc} = f_{bc}$$

θ : Coefficient d'application (voir le tableau ci-dessous).

Tableau 2: Coefficient d'application 'θ'

| θ | Durée d'application |
|------|---------------------|
| 1 | >24h |
| 0.9 | 1h ≤ durée ≤ 24h |
| 0.85 | <1h |

ELS : La contrainte de compression du béton à l'E.L. S (symbole σ_{bc}) est limité à :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{t28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

I.7.1.4.3 Contrainte admissible de cisaillement :

- $\bar{\tau}_u = \min(0,2f/\gamma, 5\text{MPa})$ Fissuration peu préjudiciable
- $\bar{\tau}_u = \min(0,15f/\gamma, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

La définition de la contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est liée à l'effort tranchant ultime T_u .

$$T_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec :

b : largeur de la pièce.

d : hauteur utile.

I.7.1.5 Module de déformation longitudinal du béton :

I.7.1.5.1 Module de déformation instantanée :

Pour des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée E_{ij} est égal à 11000 fois la racine cubique de f_{cj} , où E_{ij} et f_{cj} sont exprimés en MPa et j représente l'âge du béton en jours.

I.7.1.5.2 Module de déformation différée :

Pour des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinal différée E_{vj} est donné par la formule $E_{vj} = 3700$ fois la racine cubique de f_{cj} , où E_{vj} et f_{cj} sont exprimés en MPa et j représente également l'âge du béton en jours.

✓ **Remarque :**

Il est estimé que la déformation totale est approximativement trois fois supérieure à la déformation instantanée.

I.7.1.5.3 Module de déformation transversale :

• Coefficient de poisson :

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Avec :

- $(\Delta d / d)$: déformation relative transversale.
- $(\Delta L / L)$: déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

- ❖ $\nu = 0,2$ pour ELS (béton non fissuré) .
- ❖ $\nu = 0,0$ pour ELU (béton fissuré)

I.7.2 Les aciers :

Les aciers utilisés dans le béton armé sont des alliages principalement composés de fer et de carbone, classés en nuances douces (0,15 à 0,25%) ou mi-dures et dures (0,25 à 0,40%). Ils incluent des aciers naturels tels que Fe E215 et FeE 235, ainsi que des aciers à haute adhérence tels que FeE 400 et FeE 500. La limite d'élasticité de l'acier, un paramètre essentiel pour la résistance mécanique des structures, est généralement prise à une valeur de 200 000 MPa.

Diagramme déformation contrainte de calcul :

La contrainte σ_s est fonction de la déformation ε_s . Pour prendre en compte la sécurité dans les calculs relatifs aux états limites, on utilise un coefficient de sécurité γ_s qui a une valeur de 1,15 en général et de 1,00 dans les cas de combinaisons accidentelles. Dans notre cas, nous utilisons des aciers de la nuance **FeE400**.

I.7.2.1 Diagramme déformation- contrainte (B.A.E.L91 modifié99.p78) :

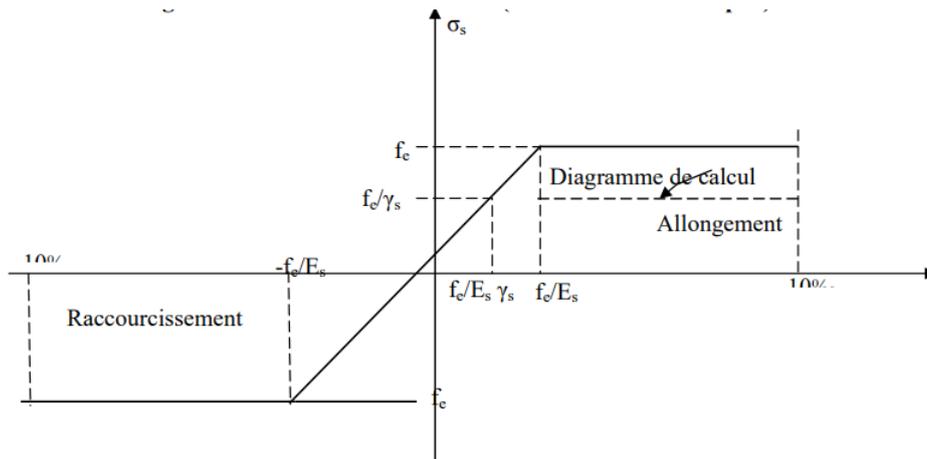


Figure 7: Diagramme déformation- contrainte

I.7.2.2 Contrainte limite de traction des armatures :

- Fissuration peu préjudiciable $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation
- Fissuration préjudiciable $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e ; 110\sqrt{\eta * ftj} \text{ MPa})$
- Fissuration très préjudiciable $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e ; 90\sqrt{\eta * ftj} \text{ MPa})$

- η : coefficient de fissuration

- ❖ $\eta=1$: pour des ronds lisses (RL)
- ❖ $\eta=1,6$: pour les hautes adhérences avec $\Phi \geq 6 \text{ mm}$ (HA)

- Poids volumique :

- ❖ Béton armé $\rightarrow \gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$
- ❖ Béton non armé $\rightarrow \gamma_b = 22 \text{ KN/m}^3$
- ❖ Acier $\rightarrow \gamma_b = 78,5 \text{ KN/m}^3$

I.7.2.3 Etats limites :

Suivant les règles BAEL on distingue deux états limites de calcul :

- Etats limite ultime de résistance E. L. U. R
- Etats limite de service

I.7.2.3.1 E. L. U. R :

L'État Limite Ultime de Résistance (ELUR) est atteint lorsque les sollicitations d'actions sont majorées et les résistances sont calculées en supposant que les matériaux atteignent leurs limites de rupture minorées, conformément aux règlements parasismiques algériens RPA 99 version 2003. Cependant, il est important de vérifier que l'ELUR n'est pas atteint, en particulier pour les actions sismiques qui sont considérées comme des actions accidentelles.

I.7.2.4 Hypothèse de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation, ce qui est appelé l'hypothèse de la section plane.
- Il est supposé qu'il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée, ce qui signifie que la contrainte de traction dans le béton est considérée comme nulle.

Le raccourcissement du béton est limité à 2‰ en flexion composée et à 3,5‰ en compression simple.

- L'allongement de l'acier est limité à 10‰.

- Les diagrammes déformations-contraintes sont définis pour le béton en compression et pour l'acier en traction et en compression.

I.8 Conclusion :

La conclusion du chapitre est une vue globale sur le projet, les différents règlements à suivre ainsi que les caractéristiques des matériaux à utiliser. Cela permet d'avoir une idée claire des étapes à suivre pour la réalisation du projet dans les normes de qualité et de sécurité requises.

II2^{ème} chapitre 'Prédimensionnement et évaluation des charges' :

II.1 Prédimensionnement :

II.1.1 Introduction

Le prédimensionnement consiste à calculer les dimensions initiales des différents éléments de la structure (planchers, poutres, poteaux, voiles) dans le but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité. Ce processus est effectué en utilisant les normes CBA93 et RPA99/VERSION 2003.

Le prédimensionnement forme la base de la justification de la résistance, de la stabilité et de la durabilité de la structure face aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales liées aux charges permanentes et aux surcharges.
- Sollicitations horizontales liées aux séismes.

II.1.2 Pré dimensionnement des éléments principaux :

II.1.2.1 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments de la structure qui se situent horizontalement et qui sont spécialement conçus pour transférer les charges verticales aux poteaux.

Dans ce processus, les dimensions de leur section transversale (largeur et hauteur) sont significativement plus petites que leur longueur totale.

Le prédimensionnement des poutres est réalisé en utilisant les formules prescrites par le BAEL91, puis vérifié conformément aux critères du RPA99-2003.

➤ Selon le BAEL91 :

$$\frac{1}{16} \leq h \leq \frac{l}{10} \quad \text{et} \quad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

➤ Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Avec :

L : La plus grande portée de la poutre

h : La hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

a- Pré dimension des poutres principales (PP) :

$$L_{max} = 600 \text{ Cm}$$

$$\text{Pour } h: \frac{600}{16} = 37.5 \leq h \leq \frac{600}{10} = 60$$

On adopte : **h = 45 Cm**

$$\text{Pour } b: 0.3(45) = 13.5 \leq b \leq 0.7(45) = 31.5$$

On adopte : **b = 30 Cm**

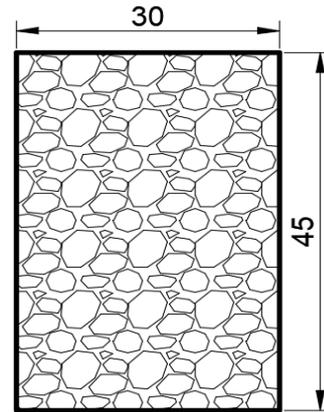


Figure 8: Poutre Principale 30X45

❖ Vérification selon RPA99V2003

$$b = 30 \text{ Cm} < 20 \text{ Cm} \quad \text{Vérifiée}$$

$$h = 45 \text{ Cm} < 30 \text{ Cm} \quad \text{Vérifiée}$$

$$h/b = 1.5 < 4 \quad \text{Vérifiée}$$

b- Pré dimension des poutres secondaires (PS) :

$$L_{max} = 500 \text{ Cm}$$

$$\text{Pour } h: \frac{500}{16} = 31.25 \leq h \leq \frac{500}{10} = 50$$

On adopte : **h = 35 Cm**

$$\text{Pour } b: 0.3(35) = 10.5 \leq b \leq 0.7(35) = 24.5$$

On adopte : **b = 30 Cm**

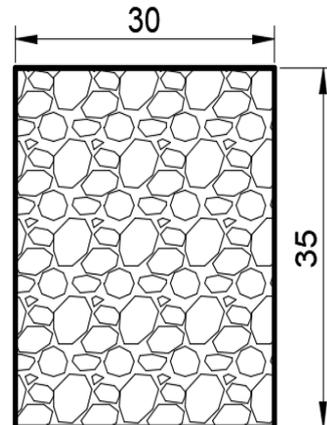


Figure 9: Poutre secondaire 30X35

❖ Vérification selon RPA99V2003

$$b = 30 \text{ Cm} < 20 \text{ Cm} \quad \text{Vérifiée}$$

$$h = 35 \text{ Cm} < 30 \text{ Cm} \quad \text{Vérifiée}$$

$$h/b = 1.16 < 4 \quad \text{Vérifiée}$$

II.1.2.2 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles en béton armé sont des composants verticaux de la structure qui servent à rigidifier les bâtiments et à résister aux forces horizontales, telles que les séismes et les vents. Ils jouent également un rôle crucial dans le soutien des charges verticales et dans la transmission de ces charges aux fondations. Selon les critères du RPA99v2003, les voiles sont considérés conformes lorsque leur épaisseur (a) est significativement inférieure à leur hauteur (he) et à leur largeur (L).

Leur pré dimensionnement s'effectue par des formules données par l'article 7.1.1 de l'RPA99v2003) :

$$L < 4a \quad \text{et} \quad a_{min} \leq 15 \text{ Cm}$$

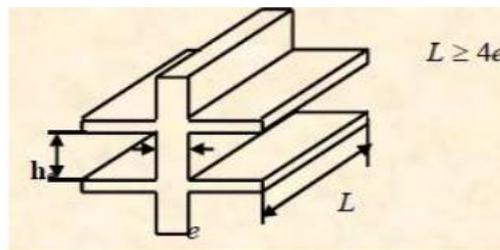


Figure 10: Coupe de voile en élévation

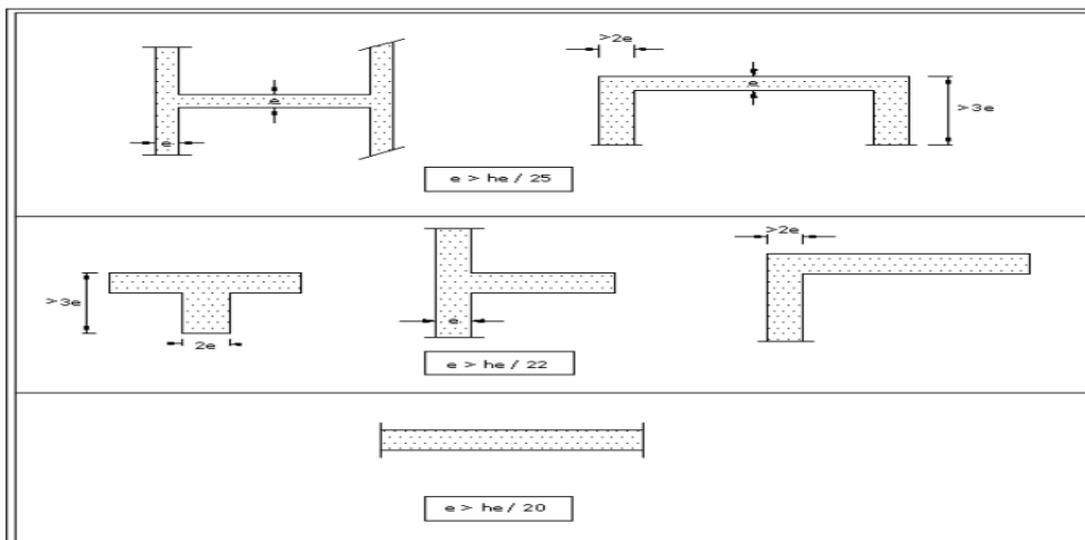


Figure 11: Coupe de voile en plan

Donc : $he_{max} = 3.4 \text{ m} = 340 \text{ cm}$

Alors : $a \geq \max\left(\frac{he}{20}; 15 \text{ Cm}\right)$; $a \geq \max\left(\frac{340}{20}; 15 \text{ Cm}\right)$; $a \geq \max(17 \text{ Cm}; 15 \text{ Cm})$

On adopte $a = 20 \text{ Cm}$ et il faut $L \geq 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$

II.1.2.2.1 Disposition des voiles :

Pour le positionnement des voiles, plusieurs conditions doivent être satisfaites.

Tout d'abord, le nombre de voiles doit être suffisamment important pour assurer une rigidité adéquate afin de respecter les conditions imposées par l'RPA99v2003, tout en restant économiquement viable et facilement réalisable.

De plus, il est important que les voiles soient placés de manière symétrique dans le système structural afin d'éviter des contraintes de torsion nuisibles pour la structure.

Enfin, il est préférable d'éviter toute modification importante de l'architecture existante.

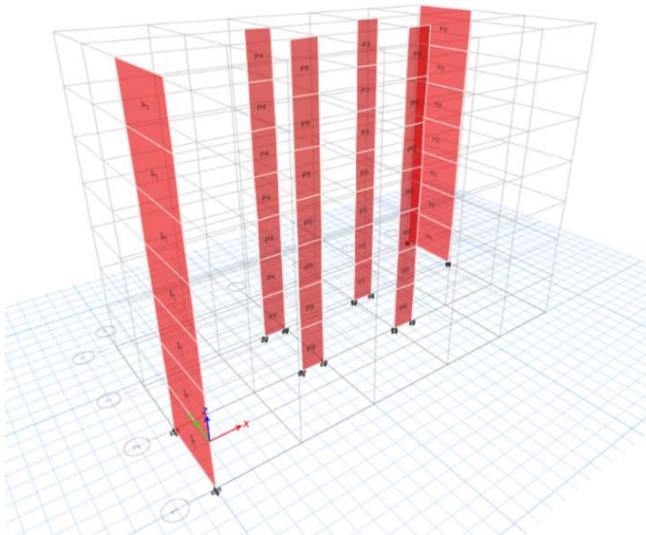


Figure 12: disposition de voile en 3D

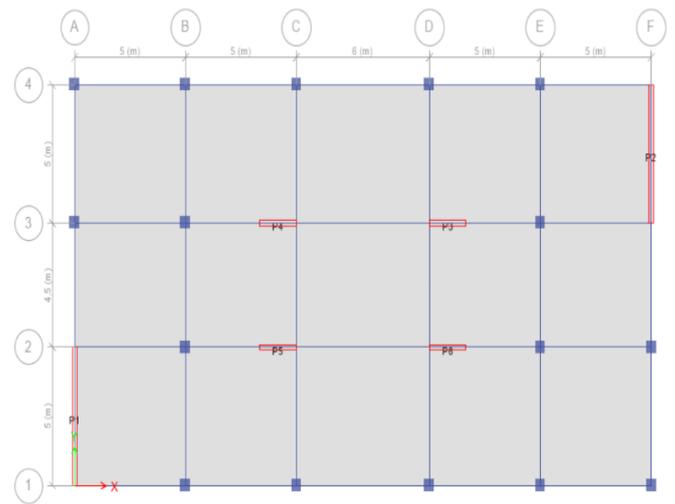


Figure 13: disposition de voile en 2D

II.1.2.3 Pré dimensionnement des poteaux :

Le prédimensionnement des poteaux en béton armé consiste à choisir des dimensions initiales pour ces éléments, qui sont utilisés pour transmettre les charges aux fondations. Les poteaux peuvent avoir différentes formes, telles que carrées, rectangulaires, circulaires, etc., et sont caractérisés par leurs dimensions transversales, notamment leur longueur. Il n'y a pas de règle de prédimensionnement spécifique pour les poteaux.

En général, une section arbitraire est sélectionnée et la structure est calculée. Ensuite, les dimensions réelles de la section requise pour les poteaux sont déterminées en fonction des charges qui leur sont appliquées. Cependant, lors du prédimensionnement, il est important de respecter les conditions imposées par les normes suivantes :

- B.A.E.L 91 : $\frac{h_{\text{etage}}}{\min(a.b)} \leq 15 \rightarrow \min(a.b) \geq \frac{h_{\text{etage}}}{15} \rightarrow \min(a.b) \geq \frac{340}{15} \geq 22.66 \text{ Cm}$
- RPA99V2003 : $\min(a.b) \geq 25 \text{ Cm}$ et $\min(a.b) \geq \frac{h_{\text{etage}}}{20}$ et $0.25 \leq a/b \leq 4$

On vérifie aussi l'effort normal qui donne par la formule suivante : $V = \frac{Nd}{B_{c \times f_{c j}}} \leq 0.3$

II.1.3 Pré dimensionnement des éléments secondaires :

II.1.3.1 Prédimensionnement des planchers :

a- Plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux est composé de corps creux (hourdis) et d'une dalle de compression renforcée par un treillis soudé, reposant sur des poutrelles en béton armé disposées dans la direction la plus petite. L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée avec soin pour éviter des flèches excessives pendant l'exploitation de l'ouvrage, ce qui pourrait endommager les cloisons, les revêtements et le plancher lui-même. On déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

❖ Résistance au feu :

L'épaisseur du plancher à corps creux dépend de la durée requise de résistance au feu. Voici les valeurs correspondantes :

- Pour une heure de coupe de feu, l'épaisseur minimale recommandée est de 7 cm.
- Pour deux heures de coupe de feu, l'épaisseur minimale recommandée est de 11 cm.
- Pour une résistance au feu de quatre heures, l'épaisseur minimale recommandée est de 15 cm.

❖ Isolation phonique :

Pour assurer un bon confort et une isolation phonique adéquate, il est recommandé d'avoir une épaisseur minimale de 16 cm pour le plancher à corps creux. Cette épaisseur permet de réduire la transmission des bruits entre les niveaux et d'améliorer l'isolation acoustique de l'ouvrage.

❖ Résistance à la flexion :

$$h_T \geq \frac{l_{max}}{22.5}$$

Avec :

- **H_t** : hauteur totale du plancher ou hauteur des poutrelles.
- **L_{max}** : la portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$l_{max} = 500 - 30 = 470 \text{ Cm}$$

$$H \geq \frac{l_{max}}{22.5} = \frac{470}{22.5} = 20.88 \text{ Cm}$$

On adopte un plancheur de : 16+4 Cm

- **16cm** : c'est la hauteur de ceps creux.
- **4cm** : c'est la hauteur de dalle de compression.

❖ Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

$$b_1 = \min\left(\frac{50}{2} = 25 \text{ Cm} ; \frac{l}{10} = 210 \text{ Cm}\right) = 25 \text{ cm}$$

Pour la largeur de la nervure : **b=60 Cm**

$$0.3h_t \leq b_0 \leq 0.4h_t \rightarrow 6 \leq h_0 \leq 8$$

On adopte : **b₀= 10cm**

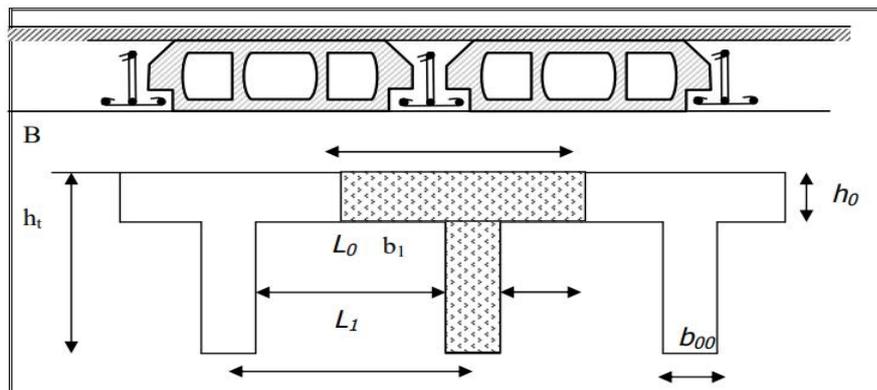


Figure 14: plancher en corps creux

b- Pré dimensionnement de la Dalle plein des balcons :

Le bâtiment dispose de balcons en dalle pleine, sans nécessité d'isolation thermique et phonique. Les balcons sont présents sur trois côtés.

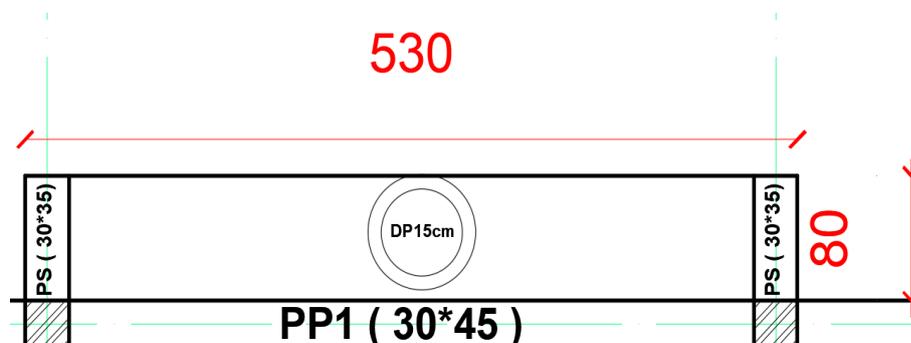


Figure 15: Dalle pleine appuyée sur trois appuis

$$l_x = 530\text{cm} \quad \text{et} \quad l_y = 80\text{cm}$$

$$\rho = \frac{l_y}{L_x} = \frac{80}{530} = 0.15 \leq 0.4$$

Dans notre cas les dalles portant dans un seul sens.

$$\text{On aura donc : } \frac{L_x}{30} \leq e \leq \frac{L_x}{35} \quad ; \quad \frac{530}{30} \leq e \leq \frac{530}{35}$$

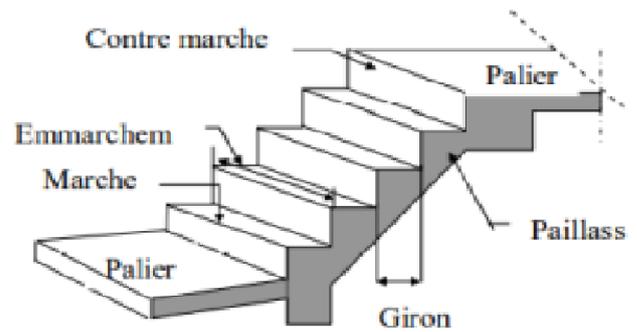
$$\text{Soit : } 17.66\text{cm} \leq e \leq 15.14\text{cm}$$

Donc on prend : $e = 15 \text{ Cm}$

II.1.3.2 Pré dimensionnement des escaliers :

Les moyens de circulation verticale dans une structure peuvent être assurés par des escaliers ou des ascenseurs. Les escaliers se composent de volées de marches, avec des paliers à l'arrivée, au départ, et éventuellement à des emplacements intermédiaires. Les dimensions suivantes sont utilisées pour définir les caractéristiques des escaliers :

- **H** : Hauteur étage.
- **g** : Giron.
- **ep** : épaisseur de paillasse.
- **h** : hauteur du contre marche.
- **L** : la longueur de la paillasse pochetée.
- **n** : nombre de contre marche.



On prend l'escalier de l'étage courant qui a 2 volées :

Caractéristiques : d'après l'architecture on a :

- Escalier droit de 2 volées reposé physiquement sur trois appuis.
- On a 8 marches dans chaque volée de longueur égale à 30 cm.
- On a 9 contre marches dans chaque volée de hauteur égale à 17 cm.

❖ **Inclinaison de la paillasse** :

$$T(\alpha) = H' / L'$$

H' : hauteur de l'escalier

$$H' = N * h = 9 * 17 = 153 \text{ cm}$$

L' : la longueur de volé sur plan

$$L' = m * g = 8 * 30 = 240 \text{ cm} \quad \tan(\alpha) = 153 / 240 \rightarrow \alpha = 32,52^\circ \text{ on prend } \alpha = 32^\circ$$

❖ **La longueur de la volée** :

$$L = \sqrt{L'^2 + H'^2} = \sqrt{240^2 + 153^2} = 284,62 \text{ Cm}$$

❖ **L'épaisseur d'escalier** :

$$L_0 = 240 + 130 = 370 \text{ cm.}$$

$$: \frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} \quad ; \quad \frac{370}{30} \leq e \leq \frac{370}{20} \quad ; \quad 12,33 \leq e \leq 18,5 \quad \rightarrow \text{on prend } e = 15 \text{ Cm}$$

L0 : C'est longueur totale de la paillasse + palier (sur plan ou la longueur de flèche).

II.2 Evaluation des charges :

II.2.1 Introduction :

L'objectif est de tenir compte du poids réel des éléments utilisés pour la construction du bâtiment, ainsi que des surcharges appliquées à ces éléments.

II.2.2 Les charges permanentes G :

Il est essentiel de prendre en compte le poids réel des éléments utilisés dans la construction du bâtiment. Pour faciliter les calculs et garantir une approche uniforme, le législateur propose des listes de poids volumiques ou surfaciques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le D.T.R des charges permanentes et des charges d'exploitation.

II.2.3 Les charges d'exploitation Q :

Les bâtiments doivent respecter des réglementations et être conçus pour supporter les charges correspondant à leur utilisation. Les charges réglementaires, définies dans le D.T.R, facilitent la prise en compte des charges permanentes et d'exploitation sans nécessiter de recalculs répétitifs.

Evaluation des charges :

II.2.3.1 Charge permanente :

II.2.3.1.1 Plancher étage courant :

Tableau 3: évaluation des charges de plancher à CC d'étage courant

| Mâtereaux | Epaisseur | Masse volumique | G |
|---------------------------------|-----------|-----------------|-------------------|
| | (Cm) | KN/m3 | KN/m ² |
| 1-Carrelage | 2 | 20 | 0,4 |
| 2-Mortier de pose | 2 | 20 | 0,4 |
| 3-Lit de Sable | 3 | 18 | 0,54 |
| 4-Plancher a corps creux (16+4) | 20 | / | 2,8 |
| 5-Enduit de plâtre | 2 | 10 | 0,2 |
| 6-Cloisons | 10 | 10 | 1 |
| G total | | | 5,34 |

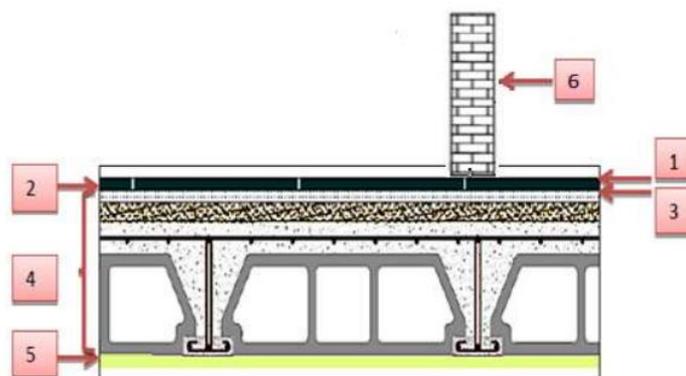


Figure 16: Coupe plancher étage courant

II.2.3.1.2 Plancher terrasse (inaccessible) :

Notre terrasse, située dans une zone inaccessible, est construite avec un plancher à corps creux. Ce plancher est recouvert de plusieurs couches de protection en forme de pente, ce qui permet une évacuation efficace des eaux pluviales.

Tableau 4: évaluation des charges de plancher à CC de la terrasse

| Mâtériaux | Epaisseur | Masse volumique | G |
|----------------------------------|------------|-----------------|-------------|
| | (Cm) | (KN/M3) | (KN/M2) |
| 1- Gravions de protection roulée | 5 | 17 | 0,85 |
| 2-Étanchéité multicouche | 2 | / | 0,12 |
| 3-papier kraft | 2 feuilles | / | / |
| 4-Forme de pente | 10,5 | 22 | 2,31 |
| 5- Isolation thermique en liège | 4 | 4 | 0,16 |
| 6-Par vapeur | 1 | 1 | 0,01 |
| 7-Dalle à corps creux 16+4 | 16+4 | / | 2,8 |
| 8-Enduit de plâtre | 2 | 10 | 0,2 |
| G total | | | 6,45 |

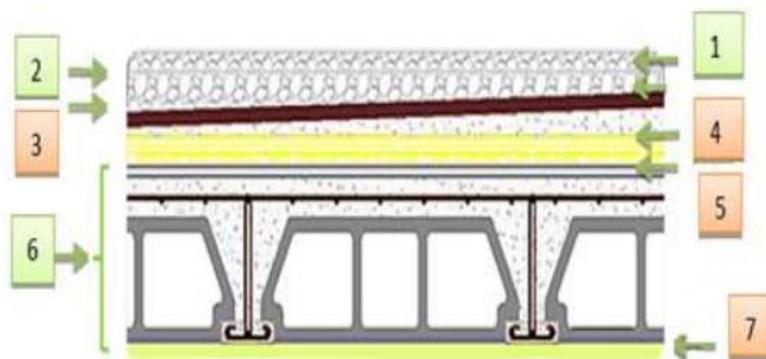


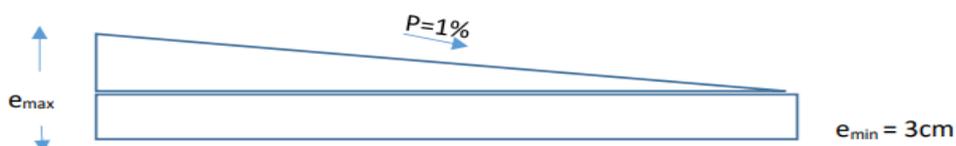
Figure 17: Coupe plancher Terrasse

- **Forme de pente :**

On a dans le plan de terrasse la longueur max qui dirige l'eau vers les conduits égal à 9 m avec une pente de 1% donc :

$$e_{max} = e_{min} + L \times P = 3 + 1500 * 0.01 = 18 \text{ cm}$$

$$e_{moy} = \frac{e_{max} + e_{min}}{2} = \frac{3 + 18}{2} = 10.5 \text{ cm}$$



L=15m

II.2.3.1.3 Plancher dalle pleine (Balcon) :**Tableau 5: évaluation des charges de plancher dalle pleine (balcon).**

| Mâtereaux | Epaisseur | Masse volumique | G |
|--------------------|-----------|-----------------|------------|
| | (Cm) | (KN/M3) | (KN/M2) |
| 1-Carrelage | 2 | 20 | 0,4 |
| 2-Mortier de pose | 2 | 20 | 0,4 |
| 3-Lit de sable | 3 | 18 | 0,54 |
| 4-Dalle pleine | 15 | 25 | 3,75 |
| 5-Enduit de ciment | 2 | 20 | 0,4 |
| G total | | | 5.5 |

II.2.3.1.4 Murs double parois en brique creuses :**Tableau 6: évaluation des charges des murs double parois**

| Mâtereaux | Epaisseur | Masse volumiques | G |
|-----------------------------|-----------|------------------|------------|
| | (Cm) | (KN/M3) | (KN/M2) |
| 1-Enduit extérieur (ciment) | 2 | 20 | 0,4 |
| 2-Briques extérieur | 10 | / | 0,9 |
| 3-lame d'air | 5 | 0 | 0 |
| 4-Briques intérieur | 10 | / | 0,9 |
| 5-Enduit intérieur (plâtre) | 2 | 10 | 0,2 |
| G total | | | 2,4 |

❖ Le poids de mur sur mètre linéaire :

$$G \text{ mur extérieur} = G \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right) * H \text{ mur}$$

$$H \text{ mur} = H \text{ étage} - \text{HPS} = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$$

$$G \text{ mur extérieur} = 2.4 * 2.71 = 6.5 \text{ KN/ml}$$

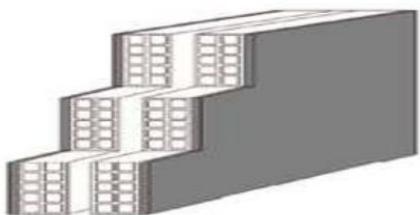


Figure 18: Mur extérieur en double parois

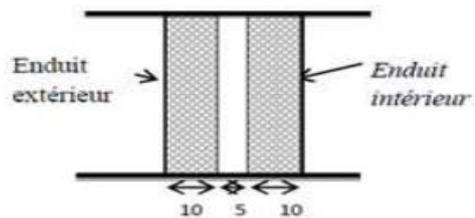


Figure 19: Mur intérieur en double parois

II.2.3.1.5 Escalier :

❖ Palier :

Tableau 7: évaluation des charges du palier

| Mâtériaux | Epaisseur | Masse volumiques | G |
|--------------------|-----------|------------------|------------|
| | (Cm) | (KN/M3) | (KN/M2) |
| 1-Carrelage | 2 | 20 | 0,4 |
| 2-Mortier de pose | 2 | 20 | 0,4 |
| 3-Lit de sable | 3 | 18 | 0,54 |
| 4-Palier | 20 | 25 | 5 |
| 5-Enduit de ciment | 2 | 20 | 0,4 |
| G total | | | 6,8 |

❖ Volée :

Tableau 8: évaluation des charges du palier

| Mâtériaux | Epaisseur | Masse volumiques | G |
|--------------------|-----------|------------------|------------|
| | (Cm) | (KN/M3) | (KN/M2) |
| 1-Carrelage | 2 | 20 | 0,4 |
| 2-Mortier de pose | 2 | 20 | 0,4 |
| 3-Lit de sable | 3 | 18 | 0,54 |
| 4-Marche | (17/2) | 25 | 2,13 |
| 5-Pailleasse | 20 | 25 | 5 |
| 6-Enduit de ciment | 2 | 20 | 0,4 |
| 7-Garde-corps | / | / | 0,6 |
| G total | | | 9,5 |

II.2.3.1.6 L'acrotère :

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade.

❖ Poids propre de l'acrotère :

$$P = [(0.5 * 0.10) + (0.15 * 0.1) - 0.1 * 0.1] * 25 = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

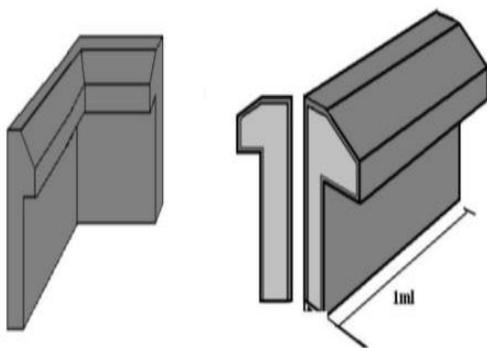


Figure 20: Schéma représentatif de l'acrotère

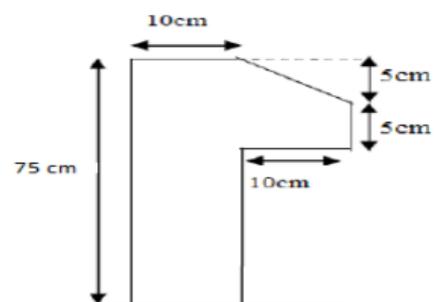


Figure 21: Dimensions de l'acrotère

II.2.3.2 Charges d'exploitations :

D'après le (D.T.R) :

Tableau 9: Evaluation des surcharges

| | |
|--|-----------------------|
| • Plancher terrasse inaccessible | 1 KN/m ² |
| • Plancher accessible usage habitation | 1.5 KN/m ² |
| • Balcon | 3.5KN/m ² |
| • Escalier | 2.5KN/m ² |
| • Acrotère | 1 KN/m ² |

III 3^{ème} Chapitre “Etude parasismique”

III.1 Introduction :

Les séismes sont des événements destructeurs et imprévisibles qui causent des dommages aux bâtiments. Les mouvements du sol lors d'un séisme peuvent déplacer les fondations des structures. Une étude parasismique est essentielle pour concevoir des bâtiments résistants aux séismes. Bien que la prédiction des séismes soit difficile, la recherche en construction parasismique vise à renforcer la résistance des bâtiments aux tremblements de terre. Comprendre le comportement des structures sous les sollicitations sismiques est crucial pour prévenir les risques sismiques.

Principes de base de la conception parasismique :

Les réglementations telles que le RPA99 et l'Eurocode 8 doivent être respectées pour la conception de bâtiments dans les zones sismiques, en plus de considérer les contraintes d'implantation et de conception telles que la nature du sol, la forme du bâtiment et l'importance des joints sismiques.

La conception parasismique vise à étudier le comportement des bâtiments et des structures soumis aux charges sismiques dynamiques et à créer des bâtiments et des infrastructures résistants aux séismes. Un bâtiment construit selon les normes parasismiques peut absorber les ondes sismiques, osciller, se déformer et retrouver sa position initiale après la fin des secousses.

L'objectif principal de la conception parasismique est d'éviter les cassures ou les effondrements de la structure lors d'un séisme, assurant ainsi la durabilité des ouvrages et la sécurité des occupants.

Les objectifs de la conception parasismique incluent la compréhension de :

- l'interaction entre les bâtiments ou autres infrastructures de génie civil et le sol,
- la prévision des conséquences potentielles des tremblements de terre et la conception
- la construction de structures résistantes aux tremblements de terre conformément aux normes de construction locales.

III.1.1 Simplicité de la structure :

La simplicité de la structure améliore le comportement sismique en rendant plus facile la compréhension et les calculs.

Les formes complexes peuvent être fragmentées en plusieurs formes plus simples en utilisant des joints parasismiques pour améliorer le comportement sismique.

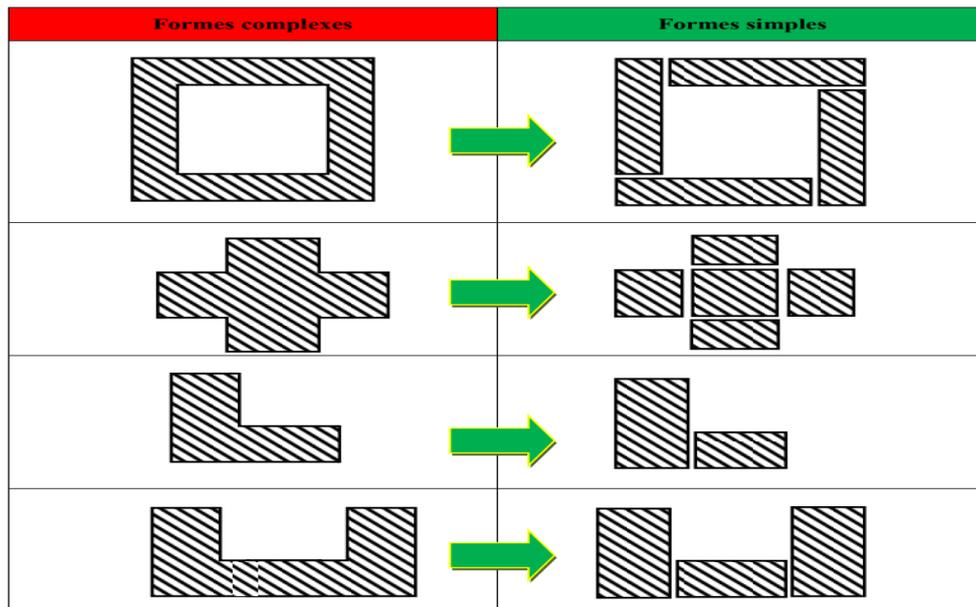


Figure 22: Le comportement sismique est amélioré si une forme complexe est fragmentée en formes plus compactes par l'introduction de joints parasismiques.

III.1.2 Critères de régularité de la structure :

Pour améliorer la résistance aux séismes des ouvrages, il est recommandé d'avoir des formes simples et une distribution régulière des masses et des rigidités, tant en plan qu'en élévation.

Cette régularité permet de répartir les sollicitations de manière optimale à travers la structure, afin que tous les éléments contribuent à absorber et dissiper l'énergie générée par le séisme.

III.1.2.1 Critère de régularité en plan :

La résistance aux mouvements sismiques horizontaux doit être assurée dans toutes les directions. Pour cela, il est important que les éléments de la structure présentent une résistance et une rigidité similaires dans les deux directions principales. La symétrie de la structure selon deux axes permet de réduire la torsion verticale. Toutefois, une dissymétrie géométrique peut être compensée par une conception astucieuse qui positionne les éléments résistants rigides aux endroits appropriés, de manière à aligner le centre de masse et le centre de rigidité.

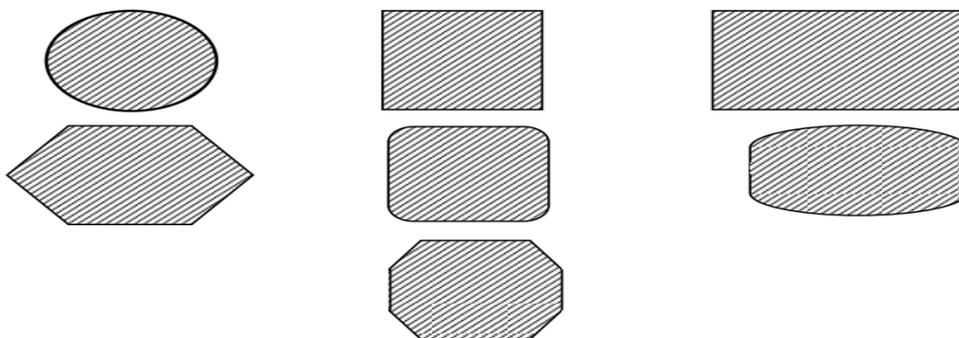


Figure 23: Régularité en plan (formes favorables)

- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.
- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.
- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des Contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

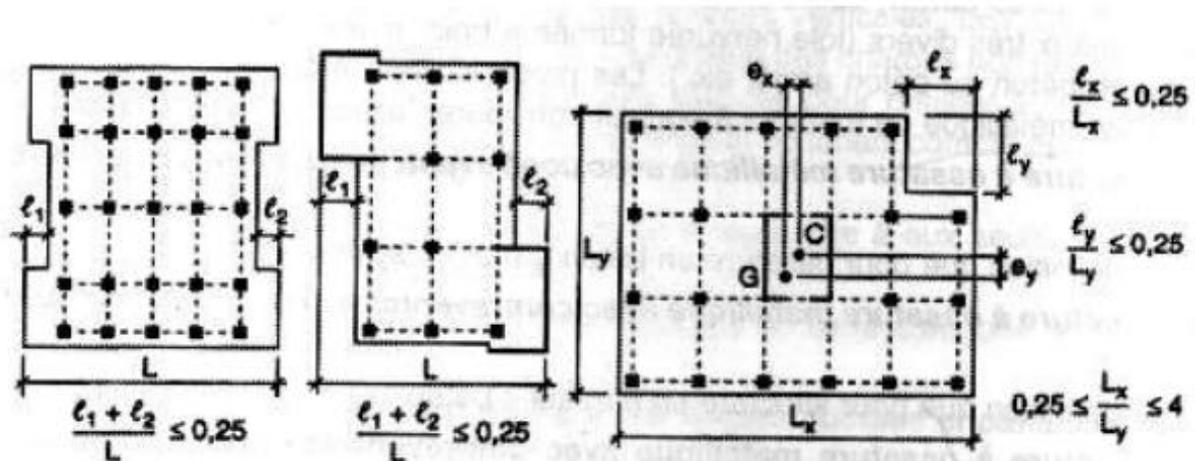


Figure 24: Limites des décrochements en plan



Figure 25: Exemple de dommage dû à l'irrégularité de forme

III.1.2.2 Critère de régularité en élévation :

Pour assurer la stabilité et la résistance d'une structure sous séisme, il est important d'avoir une régularité des formes et une répartition homogène des masses et des rigidités en élévation.

En effet, les variations brutales de raideur peuvent causer des sollicitations locales élevées, ce qui peut affaiblir la structure. Ainsi, la vue en élévation doit présenter une structure primaire avec un aspect régulier, sans variations brusques de raideur.

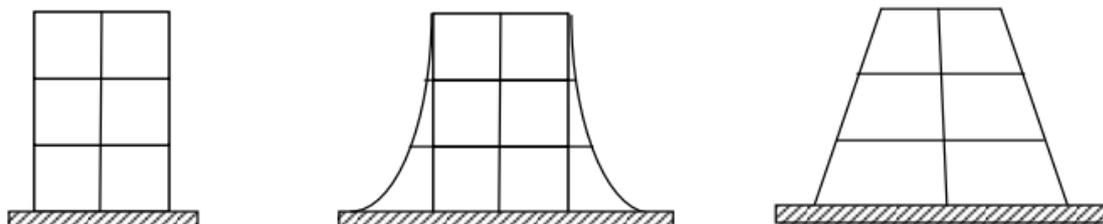


Figure 26: Régularité en élévation (formes favorables)

- Le système de contreventement de la structure ne doit pas inclure d'éléments porteurs verticaux discontinus qui ne transmettent pas directement leur charge à la fondation.
- La raideur et la masse des différents niveaux doivent rester constantes ou diminuer progressivement sans variations brusques de charge de la base au sommet du bâtiment.
- En cas de décrochements en élévation, les variations dimensionnelles entre deux niveaux successifs ne doivent pas dépasser 20% dans les deux directions de calcul, avec une diminution de ces dimensions en fonction de la hauteur. De plus, la plus grande dimension latérale du bâtiment ne doit pas dépasser 1,5 fois sa plus petite dimension.

Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs etc. pourront ne pas respecter les deux dernières règles et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires
D'une manière générale, se reporter aux schémas illustratifs ci-après

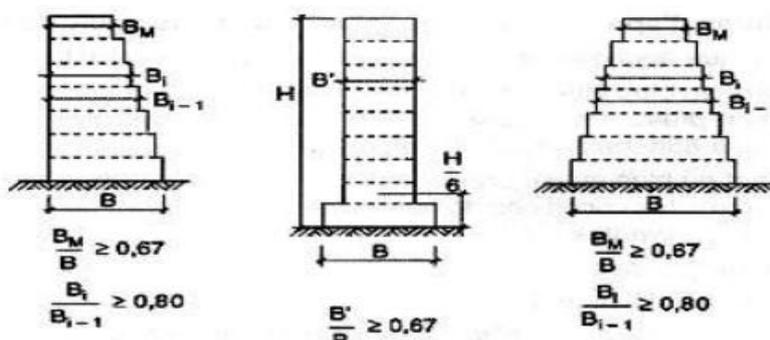


Figure 27: Limites des décrochements en élévation



Figure 28: Exemple de dommage dû à l'irrégularité en élévation (Variation des

III.1.3 Résistance et rigidité dans les deux directions, (effet de la torsion) :

Une distribution asymétrique des éléments de contreventement lors de séismes génère une torsion accrue autour de l'axe vertical. Les charges sismiques sont principalement transmises par les éléments de contreventement en raison de leur rigidité, passant par le centre de rigidité. Tout décalage par rapport au centre des masses engendre une torsion plus importante, affectant les poteaux d'angle et les liaisons avec les diaphragmes horizontaux. Les dommages augmentent avec l'éloignement du centre de rigidité, pouvant causer des déplacements différentiels importants entre les poteaux opposés. Une répartition symétrique des éléments de contreventement est donc essentielle pour une construction parasismique efficace, alignant les centres de rigidité et de gravité.

III.1.4 Action des diaphragmes au niveau des étages :

Les diaphragmes des bâtiments sont des structures horizontales chargées de transmettre les charges sismiques aux éléments verticaux. Leur rôle est triple : transmettre les charges, renforcer la structure pour éviter les déversements et relier les éléments verticaux. Les diaphragmes doivent être rigides pour une distribution efficace des charges horizontales et sont souvent considérés comme tels dans l'analyse structurale.

III.1.5 Fondations adéquates :

Les fondations d'un ouvrage doivent être conçues pour résister aux séismes. Elles doivent transmettre les charges de la structure au sol sans se déformer excessivement.

Un système de fondation homogène et une solidarisation des points d'appui de la structure sont recommandés pour contrer les déplacements horizontaux. Cela peut être réalisé avec des éléments tels que des longrines, des semelles filantes ou un radier.

En cas de sols de mauvaise qualité, des améliorations peuvent être nécessaires. Les fondations peuvent être classées en fondations profondes et superficielles, mais il est crucial d'assurer une bonne liaison entre la structure et les fondations pour garantir la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

III.2 Modélisation de la structure :

La modélisation consiste à représenter un problème physique avec un nombre infini de degrés de liberté (DDL) en utilisant un modèle qui a un nombre fini de DDL. Ce modèle cherche à refléter de manière précise les caractéristiques du système d'origine, telles que la masse, la

rigidité et l'amortissement. En d'autres termes, il s'agit d'un modèle simplifié qui vise à reproduire au mieux le comportement réel de la structure.

Dans notre cas, la modélisation de notre structure a été réalisée à l'aide du logiciel (ETABS) en utilisant la méthode des éléments finis. Cela nous a permis de mener à la fois une analyse statique et dynamique de la structure.

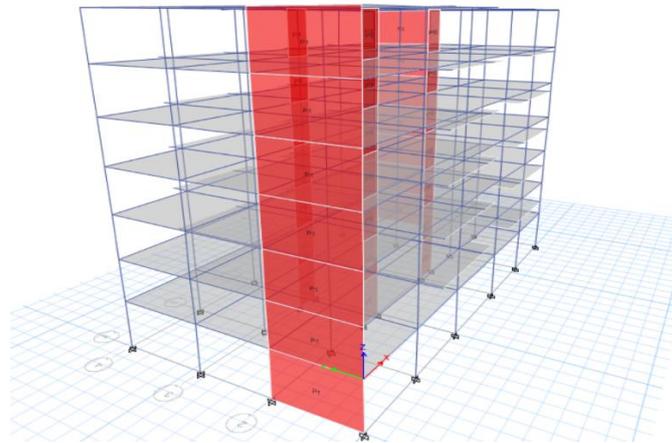


Figure 29: Modélisation de la structure en 3D

III.3 Choix de la méthode de calcul :

L'objectif de l'étude sismique est de déterminer les forces sismiques auxquelles une structure peut être soumise. Ce calcul peut être effectué en utilisant l'une des trois méthodes suivantes :

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

Selon le RPA99V2003, la structure en question est située dans la zone sismique IIa.

III.3.1 Méthode statique équivalente :

III.3.1.1 Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique (RPA-99). La notion de l'équivalence ne provient pas de l'équivalence des forces mais plutôt des équivalences des effets.

Cette méthode vise à déterminer les forces sismiques équivalentes à appliquer à une structure en utilisant le mode de vibration fondamental avec l'ensemble de la masse modale. Les forces dynamiques réelles qui se produisent dans la structure sont remplacées par des forces statiques fictives qui ont des effets équivalents à l'action sismique.

Force sismique :

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

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

III.3.1.2 Conditions d'application de la méthode :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation Prescrites au chapitre III du RPA-99 (paragraphe 3.5) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II- a et à 30m en zones II-b et III.
- b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes :
- Zone I : tous groupes
 - Zone II-a : groupe d'usage 3
 - groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
 - groupe d'usage 1 B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
 - groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
 - Zone II-b et III
 - groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
 - groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
 - groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA 99 (Art 4.1.2).

III.3.2 Méthode dynamique modale spectrale :

III.3.2.1 Définition de la méthode :

L'analyse modale permet de mettre en évidence les fréquences, les coefficients de participation et les masses effectives dans chaque direction d'excitation de chacun des modes de la structure. Chaque mode de vibration est caractérisé par sa pulsation ω_i et par le vecteur propre associé Φ_i . La détermination de la réponse de la structure et son dimensionnement peuvent se faire par cette méthode de calcul selon la nature de sollicitation sismique qui est décrite sous forme d'un spectre de réponse.

III.3.2.2 Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

III.3.2.3 Principes de base de la méthode de l'analyse modale spectrale :

Le mouvement vibratoire d'un bâtiment est la superposition des mouvements vibratoires découplés des modes propres du bâtiment se comportant comme des oscillateurs simples indépendants. Nous pouvons donc étudier séparément l'action du séisme sur chaque mode, puis combiner l'ensemble (Combinaison COC ou SRSS).

Le but final du calcul est de trouver les valeurs maximales des déplacements, des efforts, des contraintes sous l'effet de l'action des deux composantes horizontales et de la composante verticale du séisme.

En pratique, l'analyse modale spectrale décrite ci-après ne prend en considération que l'effet des composantes sismiques horizontales sur le bâtiment.

III.3.2.4 Les hypothèses de calcul :

- Masse concentrée au niveau du nœud principal.
- Seuls les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés comme rigides dans leurs plans.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participations modales soit au moins égale à 90%.

III.3.3 La Méthode d'analyse dynamique par accélero gramme :

III.3.3.1 Définition :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite une expertise approfondie pour une application fiable. Un professionnel qualifié doit justifier les choix des séismes de calcul, des lois de comportement, de l'interprétation des résultats et des critères de sécurité, car cette méthode spécifique doit être utilisée avec précaution pour assurer la précision des résultats et la sécurité de la structure.

III.3.3.2 Principe de la méthode :

Le principe de la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes repose sur la réponse d'un bâtiment à un séisme pour une excitation donnée. Cette réponse peut être obtenue à l'aide de l'intégrale de Duhamel ou de toute autre méthode d'intégration numérique pas à pas.

Il convient de souligner que la force résultant d'un séisme est le produit de la masse (m) et de l'accélération du sol, représentée par $\ddot{x}_s(t)$. En d'autres termes, la force exercée sur la structure est $F(t) = -m\ddot{x}_s(t)$.

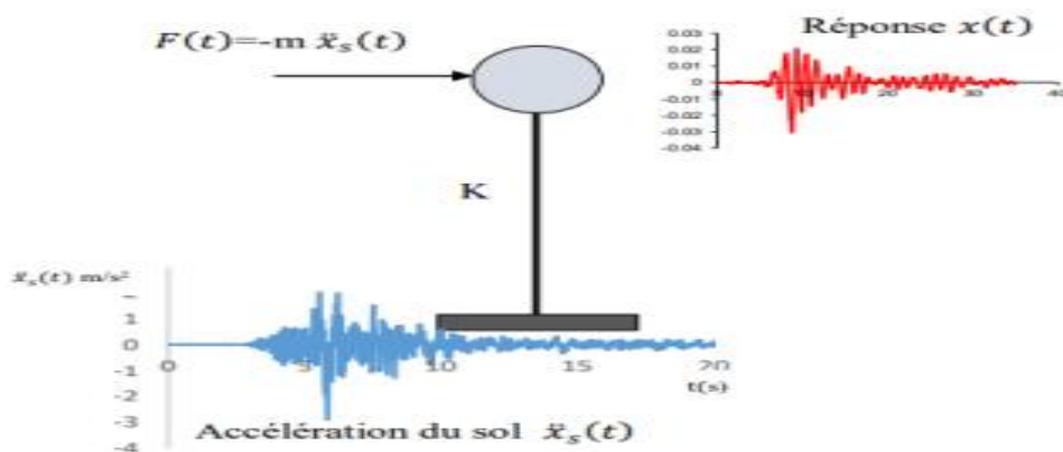


Figure 30: Construction soumise à une excitation sismique

III.4 Méthode de calcul adoptée :

La méthode de calcul adoptée est dynamique pour l'analyse de la structure, avec l'utilisation du logiciel CSI ETABS v2017. Pour les calculs de combinaison sismique, la combinaison quadratique complète (CQC) a été choisie en tant que la plus défavorable dans tous les cas.

III.5 Résultats de l'analyse modale :

Les périodes et les facteurs de participations modales calculées par le logiciel CSI ETABSv2017 sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 10: Analyse modale

| Mode | Periode | UX | UY | RZ | Sum UX | Sum UY | Sum RZ | Type |
|------|---------|----------|----------|----------|--------|--------|----------|---------------------|
| 1 | 0,996 | 0,7628 | 0 | 2,36E-06 | 0,7628 | 0 | 2,36E-06 | translation selon x |
| 2 | 0,772 | 0 | 0,6933 | 0 | 0,7628 | 0,6933 | 2,37E-06 | translation selon y |
| 3 | 0,564 | 2,34E-06 | 0 | 0,6891 | 0,7628 | 0,6933 | 0,6891 | torsion selon z |
| 4 | 0,315 | 0,1331 | 0 | 1,36E-06 | 0,8959 | 0,6933 | 0,6891 | translation selon x |
| 5 | 0,168 | 1,45E-06 | 0,2024 | 0 | 0,8959 | 0,8958 | 0,6891 | translation selon y |
| 6 | 0,156 | 0,0518 | 3,28E-06 | 1,58E-05 | 0,9477 | 0,8958 | 0,6892 | translation selon x |
| 7 | 0,12 | 9,92E-07 | 0 | 0,2056 | 0,9477 | 0,8958 | 0,8947 | torsion selon z |
| 8 | 0,092 | 0,0259 | 0 | 5,65E-06 | 0,9736 | 0,8958 | 0,8947 | translation selon x |
| 9 | 0,073 | 0 | 0,0626 | 0 | 0,9736 | 0,9583 | 0,9001 | translation selon y |

❖ Remarques:

- Les modes 1,4,6 et 8 sont des modes de translation selon x avec un taux de participation massique de 97.36 %
- Les modes 2,5 et 9 Sont des modes de translation selon y avec un taux de participation massique de 95.83%
- Les modes 3 et 7 sont des modes de torsion autour de Z avec un taux de participation massique de 89.47%.
- La condition de RPA (Art 4.3.4) sur le nombre des modes à retenir est satisfaite à partir du 9ème mode pour que la masse atteigne les 90% de la mase modale total
- La rigidité de la structure est plus importante dans le sens X que dans le sens Y, ce qui signifie que la structure est plus résistante aux déformations dans le sens horizontal.
- Les modes de translation ne présentent pas de rotation significative, ce qui indique que les voiles sont bien positionnés de manière symétrique pour éviter les contraintes de torsion.
- La période de vibration principale de la structure (T1) est de 0,996 seconde, ce qui est supérieur à la valeur minimale de 0,7 seconde ($T1=0,996s > 0,7s$) Cela indique que la structure est **souple** et capable de se déformer suffisamment pour résister aux forces sismiques.

III.6 CARACTERISTIQUES DE LA STRUCTURE

- ❖ La structure est classée dans le **groupe 2**, Bien que considéré comme un ouvrage d'importance moyenne.

- ❖ Le sol est de catégorie **S3 (meuble)**, selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- ❖ La structure se trouve dans une zone de sismicité moyenne (**Zone IIa**).
- ❖ **Coefficient d'accélération A** : Zone II, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya d'ANNABA : RPA 99version 2003) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A=0,15**

III.6.1 Facteur de qualité "Q":

Le facteur de qualité de la structure dépend de plusieurs facteurs, notamment :

- La redondance et la configuration géométrique des éléments qui la composent
- La régularité tant en plan qu'en élévation
- La qualité du suivi de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

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

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 dans le RPA99V 2003 :

Tableau 11: La pénalité à retenir

| Critère q » | P_q | | ON ADOPTE |
|---|---------|-----------|-----------|
| | Observé | N/observé | |
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement | 0 | 0,05 | 0 |
| 2. Redondance en plan | 0 | 0,05 | 0 |
| 3. Régularité en plan | 0 | 0,05 | 0 |
| 4. Régularité en élévation | 0 | 0,05 | 0 |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux | 0 | 0,05 | 0 |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution | 0 | 0,1 | 0 |

On a : $P_q = 0$ donc :

$Q = 1$

III.6.2 Le coefficient de comportement global de la structure noté "R" :

Est déterminé par le tableau 3.3 de l'RPA99v2003 en fonction du système de contreventement utilisé. Toutefois, il peut également être influencé par la participation des charges verticales et horizontales, selon les critères définis dans l'article 3.4. Dans le cas où plusieurs systèmes de contreventement sont utilisés, ou lorsque les charges défilantes sont présentes dans les deux directions, il convient de choisir la valeur la plus faible de R.

- **Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé :**

(Le système peut être composé soit uniquement de voiles, soit d'une combinaison de voiles et de portiques. Lorsqu'il y a des portiques, les voiles supportent plus de 20% des charges verticales, tandis qu'ils sont responsables exclusivement de la résistance aux charges horizontales).

- **Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles :**

Les voiles de contreventement sont limités à un maximum de 20% de la charge verticale. Les charges horizontales sont réparties entre les voiles et les portiques en fonction de leur rigidité respective, ainsi que des interactions entre eux à tous les niveaux. En plus de supporter les charges verticales, les portiques doivent également prendre en compte au moins 25% de l'effort tranchant par étage.

Tableau 12: vérification de l'effort normal des voiles

| Ntotal | N(voile) selon x | N(voile) selon y | Somme de Nvx | Somme de Nvy | Nvx/Nt (%) | Nvy/Nt (%) |
|------------|------------------|------------------|--------------|--------------|------------|------------|
| 31699,8771 | 2141,9868 | 1852,7381 | 8695,1721 | 3723,7728 | 27,43% | 11,75% |
| | 2189,7286 | | | | | |
| | 2180,542 | 1871,0347 | | | | |
| | 2182,9147 | | | | | |

a- La direction X :

On a : $Nvx/Nt > 20\%$

donc : **Voile porteur** → **R= 3,5**

b- La direction Y :

On a : $Nvy/Nt < 20\%$

donc : **Voile non porteur**

Donc on passe à :

❖ **La vérification de l'effort tranchant :**

Selon Y :

Tableau 13: vérification de l'effort tranchant selon Y

| Vtotal max | Vtotal min | V (positif) | V (Négatif) | Somme V(positif) | Somme V(négatif) | Somme Vpositif/Vtotal max | Somme Vnégatif /Vtotal min |
|---------------|------------|-------------|-------------|------------------|------------------|---------------------------|----------------------------|
| 1483,6 922 | -1483,6 | 676,8 | -662,7 | 1340,677 | -1337,11 | 90% | 90% |
| | | 663,8 | -674,3 | | | | |

On a : $V > 75\%$ donc : $R=4$ **➔** **Sans interaction.**

Notre système est contreventé par voile à 100 %

❖ **Coefficient de majoration des combinaisons sismiques :**

On va majorer les combinaisons sismiques par un coefficient de : $\frac{100\%}{90\%} = 1.1$

❖ **Valeur adoptée de R :**

Dans l'article 4,3,4 RPA : en cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

Donc on prend :

R=3.5

❖ **Période T1 et T2 du site considérée S3 :**

Selon le tableau 3.7 dans le RPA 99 V 2003 (Site 3).

T1= 0.15 s

T2= 0.50 s

III.6.3 Facteur de correction d'amortissement η :

Il est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Le pourcentage d'amortissement critique, noté ξ (%), dépend du matériau utilisé, du type de structure et de l'importance des remplissages.

D'après le tableau 4.2 dans le RPA99 V2003 :

Tableau 14: Valeurs de ξ (%)

| | Portiques | | Voiles ou murs |
|-------------|------------|-------|-----------------------|
| Remplissage | Béton armé | Acier | Béton armé/maçonnerie |
| Léger | 6 | 4 | 10 |
| Dense | 7 | 5 | |

On prend : $\xi = 10 \%$ **Donc :** $\eta = \sqrt{7/(2 + 10)} \geq 0.7$

$$\eta = 0.76 \geq 0.7$$

III.6.4 La période fondamentale empirique de la structure :

La méthode statique équivalente utilise une formule empirique pour estimer la période fondamentale de la structure, qui est donnée par l'équation suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

D'où :

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_N = 21.76m$$

- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 :

Notre structure est contreventée totalement par des voiles en béton armé donc :

$$C_T = 0.05$$

$$T = 0.50 s$$

III.6.5 Facteur d'amplification dynamique moyen "D" :

Le facteur d'amplification dynamique moyen, noté D, dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

On a :

- $T = 0.5 s$

$$0 \leq 0.5s \leq 0.5s$$

- $T_2 = 0.5s$

Donc : $D = 2.5 \eta = 2.5 \times 0.76 = 1.9$

Pour $\xi = 10\%$: $D=1.9$

❖ Pour $\xi = 5\%$:

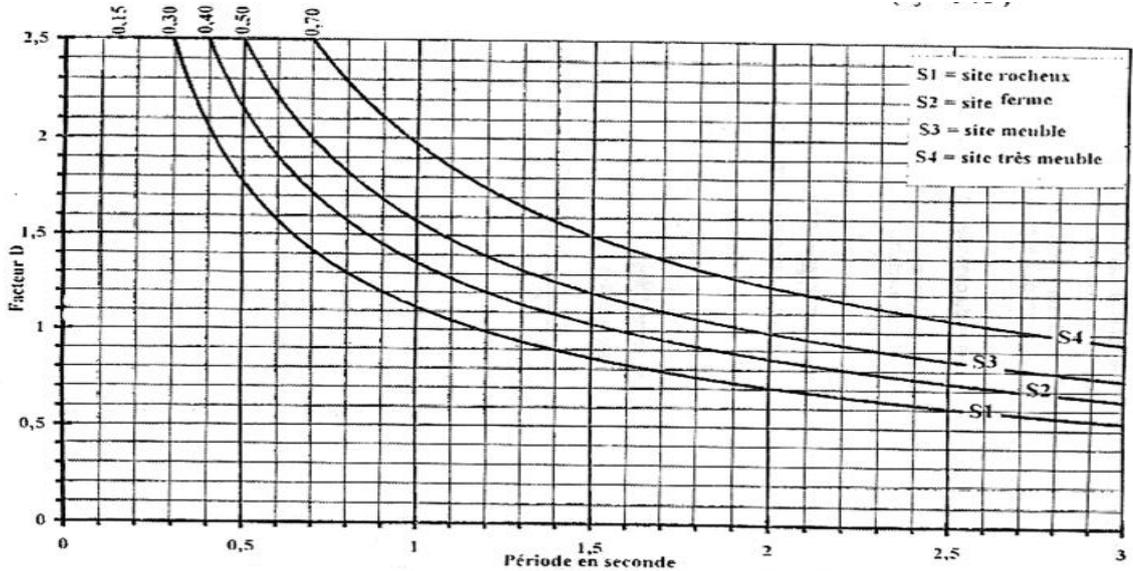


Figure 31: Facteur d'amplification dynamique moyen pour $\xi = 5\%$

- ❖ Le site : Site 3 (meuble)
- ❖ $T = 0.5s$

D'après la figure ci-dessus :

Pour $\xi = 5\%$: $D=2.5$

III.7 LA METHODE DYNAMIQUE MODAL SPECTRAL :

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

III.7.1 Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

- S_a : Accélération spectrale.

- g : Accélération de la pesanteur = $9.81m/s^2$.

Le spectre a été calculé à l'aide d'un logiciel EXCEL selon le RPA99/Version2003. Avec :

- ✓ Pourcentage d'amortissement critique (ξ) : $\xi = 10\%$.
- ✓ Facteur de correction d'amortissement (η) : ($\eta = 0.76$).
- ✓ Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :
Site meuble (S3) \rightarrow ($T1 = 0.15$ s) ; ($T2 = 0.50$ s).
- ✓ La période fondamentale de la structure (T) : T (empirique) = 0.5 s
- ✓ Facteur de qualité (Q) : $Q_x = Q_y = 1$
- ✓ Coefficient de comportement global de la structure (R) : ($R = 3.5$)

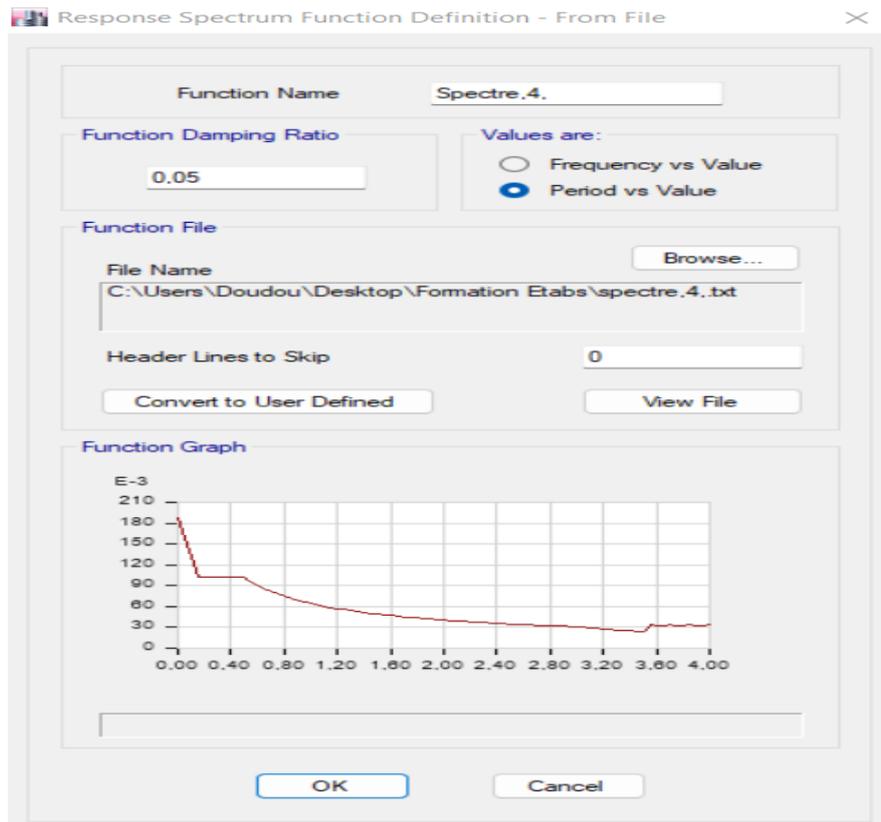


Figure 32: Spectre de réponse pour la méthode modale spectrale

III.7.2 La masse source :

Selon les normes RPA 99/V2003 (Article 4.2.3), la masse source pour le séisme est déterminée en prenant en compte la totalité des charges permanentes ainsi qu'une fraction β des charges d'exploitation. Le poids total de la structure, noté W , est calculé en additionnant les poids W_i calculés pour chaque niveau (i). W_i est défini comme la somme du poids dû aux charges permanentes, W_{Gi} , et de β multiplié par le poids des charges d'exploitation, W_{Qi} . Le coefficient de pondération β dépend de la nature et de la durée des charges d'exploitation, et est fourni dans le tableau 4.5 de la norme RPA99/V2003.

Pour un bâtiment à usage d'habitation, β est égal à 0.2. Ainsi, la masse source peut être calculée comme suit :

$$W_i = W_{Gi} + 0.2 * W_{Qi}$$

Dans le cas présent, la masse source de la structure a été calculée en utilisant le logiciel CSI ETABS v2017, et les valeurs obtenues sont les suivantes :

WGi = 105443.851 KN (poids dû aux charges permanentes)

WQ = 16799.09 KN (charges d'exploitation)

Par conséquent, la valeur de Wi est égale à 108803.7 KN.

III.7.3 Estimation de la force sismique :

La force sismique de la structure a été estimée à l'aide du logiciel CSI ETABS v2017, et la valeur obtenue est la suivante.

Tableau 15: Les forces sismiques.

| Selon x | | Selon y | |
|-----------|----------|----------|----------|
| Fdyn | Fstat | Fdyn | Fstat |
| 1453,2485 | 2246,956 | 1630,431 | 2246,956 |

III.8 vérifications sismiques :

III.8.1 Vérification de l'effort normal réduit :

Afin de prévenir ou de réduire les risques de rupture fragile causée par des sollicitations sismiques, en plus des vérifications imposées par le C.B.A, une limite est imposée à l'effort normal de compression calculé. Cette limite est définie par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{BcX f_{cj}} \leq 0.3 \text{ (article 7.4.3.1 de la norme RPA99v2003)}$$

Avec :

- Nd : représente la force de compression calculée qui agit sur une section spécifique de béton.
- Bc : correspond à la surface brute de cette section, c'est-à-dire sa superficie totale.
- fcj : désigne la résistance caractéristique du béton, qui est une mesure de sa capacité à résister à des contraintes.

Tableau 16: Vérification de l'effort normal réduit

| Niveaux | Nd (KN) | b (cm) | h (cm) | b (adopté) | h (adopté) | Section (b*h) | Vérification |
|-------------|-----------|------------|------------|------------|------------|---------------|--------------|
| SS, RDC, E1 | 1428,7185 | 43,6458245 | 43,6458245 | 45 | 45 | 2025 | Vérifiée |
| E2, E3 | 805,6338 | 32,7746609 | 32,7746609 | 35 | 35 | 1225 | Vérifiée |
| E4, E5 | 387,4663 | 22,7293144 | 22,7293144 | 30 | 30 | 900 | Vérifiée |

III.8.2 Vérification de la régularité en plan :

a- Notre bâtiment est caractérisé par une configuration relativement symétrique dans deux directions orthogonales, tant en ce qui concerne la répartition des rigidités que celle des masses.

b- L'excentricité :

Selon l'article 3.5.1 du RPA 99/V2003, il est nécessaire de vérifier l'excentricité à chaque niveau et pour chaque direction de calcul. Cette vérification consiste à s'assurer que la distance entre le centre des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée. Cette mesure vise à prévenir l'effet de torsion lors d'un séisme.

Les résultats de l'analyse automatique effectuée par le logiciel CSI ETABSv2017 sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 17: Vérification de l'excentricité

| Niveaux | Centre de Masse | | Centre de Rigidité | | Excentricité | | Dx | Dy | ex/Dx | ey/Dy | Observation selon X | Observation selon Y |
|----------|-----------------|--------|--------------------|--------|--------------|------|----|----|------------|------------|---------------------|---------------------|
| | XCM | YCM | XCR | YCR | ex | ey | | | | | | |
| Sous-Sol | 13,030 2 | 6,8956 | 13 | 7,2495 | 0,03 | 0,35 | 26 | 15 | 0,116 % | 2,359 % | Vérifiée | Vérifiée |
| RDC | 13,003 7 | 7,2053 | 13 | 7,2478 | 0,003 | 0,04 | 26 | 15 | 0,014 % | 0,283 % | Vérifiée | Vérifiée |
| Etage 1 | 13,003 8 | 7,2048 | 13 | 7,2462 | 0,003 | 0,04 | 26 | 15 | 0,015 % | 0,276 % | Vérifiée | Vérifiée |
| Etage2 | 13,003 8 | 7,2043 | 13 | 7,2458 | 0,003 | 0,04 | 26 | 15 | 0,015 % | 0,277 % | Vérifiée | Vérifiée |
| Etage3 | 13,003 9 | 7,204 | 13 | 7,2458 | 0,003 | 0,04 | 26 | 15 | 0,015 % | 0,279 % | Vérifiée | Vérifiée |
| Etage4 | 13,003 9 | 7,2038 | 13 | 7,2461 | 0,003 | 0,04 | 26 | 15 | 0,015 % | 0,282 % | Vérifiée | Vérifiée |
| Etage5 | 13 | 7,2091 | 12,999 9 | 7,2464 | 0,00 | 0,03 | 26 | 15 | 0,000 % | 0,249 % | Vérifiée | Vérifiée |

- c- Le bâtiment doit avoir une forme compacte, ce qui signifie que le rapport entre la longueur et la largeur du plancher ne doit pas dépasser 4.

Tableau 18: Vérification de la forme du bâtiment

| Longueur | Largeur | Longueur/Largeur | Vérification |
|----------|---------|------------------|--------------|
| 15 | 26 | 0,576923077 | Vérifiée |

- d- Les planchers doivent avoir une rigidité adéquate par rapport aux contreventements verticaux afin d'être considérés comme rigides dans leur propre plan. Dans ce contexte, la surface totale des ouvertures dans les planchers doit être inférieure à 15% de la surface totale du plancher lui-même.

Tableau 19: Vérification de la rigidité des planchers et des ouvertures

| S vide (m ²) | S totale (m ²) | Vérification |
|--------------------------|----------------------------|--------------|
| 2,72 | 406,66 | Vérifiée |

III.8.3 La résultante des forces sismiques de calcul :

Conformément à l'article (4.3.6) de l'RPA99v2003, la vérification concerne la résultante des forces sismiques à la base, notée V_{dyn} . Cette valeur est obtenue en combinant les valeurs modales et doit être supérieure ou égale à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente, notée V_{ST} .

Si V_t (résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente) est inférieur à $0,80 V$ (80% de la résultante des forces sismiques à la base), il est nécessaire

d'augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, etc.) dans un rapport de 0,8 V/Vt.

Tableau 20: Récap de la résultante des forces sismiques dans les deux directions

| Selon x | | | | | |
|---------|-----------|----------|-----------|------------|---------------------------|
| | Vdyn | Vstat | 0,8 Vstat | Vdyn/Vstat | Coefficient de majoration |
| | 1453,2485 | 2246,956 | 1797,5648 | 65% | 1,24 |
| Selon y | | | | | |
| | Vdyn | Vstat | 0,8 Vstat | Vdyn/Vstat | Coefficient de majoration |
| | 1630,431 | 2246,956 | 1797,5648 | 73% | 1,10 |

III.8.4 La vérification des déplacements latéraux inter-étages :

La vérification des déplacements latéraux inter-étages est réalisée conformément à l'article 5.10 du RPA99/Version2003. Selon cette norme, les déplacements relatifs latéraux entre un étage et les étages adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h), à moins qu'il puisse être démontré qu'un déplacement relatif plus important peut être toléré.

Le déplacement horizontal élastique au niveau "k" de la structure est calculé en utilisant l'équation suivante :

$$\delta K = R \times \delta_{ek}$$

Où δ_{ek} représente le déplacement dû aux forces sismiques F_i , y compris l'effet de torsion, et R est le coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement relatif plastique entre le niveau "k" et le niveau "k-1" est donné par l'équation suivante :

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1$$

La vérification vis-à-vis des déformations dans les différents étages est représentée dans le tableau Récapitulatif suivant :

❖ Selon le sens X-X :

Tableau 21: Vérification des déplacements suivant le sens X-X (R=3.5)

| Etages | δ_k | δ_{k-1} | δ_{kx} | R | ΔK | he | 1%he | Vérification |
|----------|------------|----------------|---------------|-----|------------|------|------|--------------|
| Sous-Sol | 2,497 | 0 | 2,497 | 3,5 | 8,7395 | 3400 | 34 | Vérifiée |
| RDC | 6,597 | 2,497 | 4,1 | 3,5 | 14,35 | 3060 | 30,6 | Vérifiée |
| Etage 1 | 7,273 | 6,597 | 0,676 | 3,5 | 2,366 | 3060 | 30,6 | Vérifiée |
| Etage 2 | 10,382 | 7,273 | 3,109 | 3,5 | 10,8815 | 3060 | 30,6 | Vérifiée |
| Etage 3 | 13,212 | 10,382 | 2,83 | 3,5 | 9,905 | 3060 | 30,6 | Vérifiée |
| Etage 4 | 15,654 | 13,212 | 2,442 | 3,5 | 8,547 | 3060 | 30,6 | Vérifiée |
| Etage 5 | 17,609 | 15,654 | 1,955 | 3,5 | 6,8425 | 3060 | 30,6 | Vérifiée |

✚ Déplacement Max :

Tableau 22: déplacement max selon X-X

| δ_x | R | Δ | Htotal | Δ/H | Vérification |
|------------|-----|-----------|--------|------------|--------------|
| 27,004136 | 3,5 | 94,514476 | 21,76 | 0,04343496 | Vérifiée |

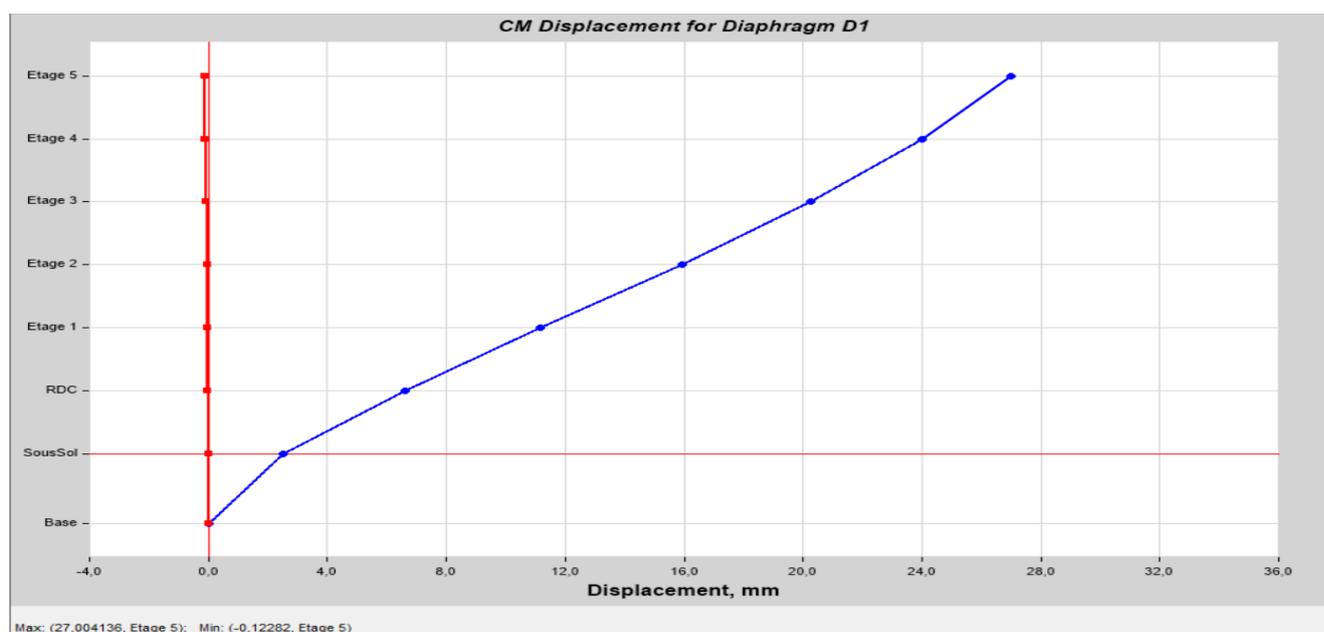


Figure 33: Déplacement latéral du contreventement D1 (diaphragme) du CM selon X-X

Selon le sens Y-Y :

Tableau 23: Vérification des déplacements suivant le sens Y-Y (R=3.5)

| Etages | δ_k | δ_{k-1} | δ_{ky} | R | ΔK | he | 1%he | Vérification |
|----------|------------|----------------|---------------|-----|------------|------|------|--------------|
| Sous-Sol | 0,971 | 0 | 0,971 | 3,5 | 3,3985 | 3400 | 34 | Vérifiée |
| RDC | 2,852 | 0,971 | 1,881 | 3,5 | 6,5835 | 3060 | 30,6 | Vérifiée |
| Etage 1 | 5,377 | 2,852 | 2,525 | 3,5 | 8,8375 | 3060 | 30,6 | Vérifiée |
| Etage 2 | 8,337 | 5,377 | 2,96 | 3,5 | 10,36 | 3060 | 30,6 | Vérifiée |
| Etage 3 | 11,502 | 8,337 | 3,165 | 3,5 | 11,0775 | 3060 | 30,6 | Vérifiée |
| Etage 4 | 14,739 | 11,502 | 3,237 | 3,5 | 11,3295 | 3060 | 30,6 | Vérifiée |
| Etage 5 | 17,924 | 14,739 | 3,185 | 3,5 | 11,1475 | 3060 | 30,6 | Vérifiée |

✚ Déplacement Max :

Tableau 24: déplacement max selon Y-Y

| δ_y | R | Δ | Htotal | Δ/H | Vérification |
|------------|-----|------------|--------|------------|--------------|
| 17,923973 | 3,5 | 62,7339055 | 21,76 | 0,02882992 | Vérifiée |

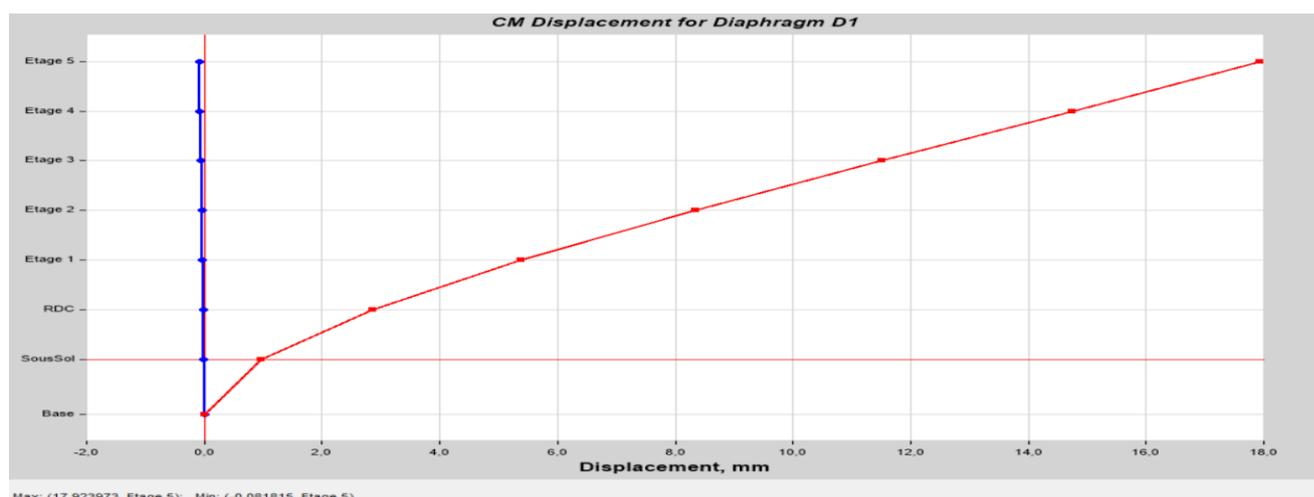


Figure 34: Déplacement latéral du contreventement D1 (diaphragme) du CM selon Y-Y

III.8.5 Vérification de l'effet P-delta :

L'effet P-Delta, ou effet secondaire P-Delta, se réfère à la redistribution des charges horizontales dans une structure due à l'interaction entre la flexion axiale (P) et la déformation latérale (delta) provoquée par des charges verticales. Il est essentiel de le prendre en compte

lors de la conception des structures, car il peut affecter leur stabilité et leur comportement global. L'analyse P-Delta, réalisée à l'aide de méthodes numériques, permet d'évaluer ces effets de redistribution et d'ajuster la conception pour garantir la sécurité et la performance souhaitées.

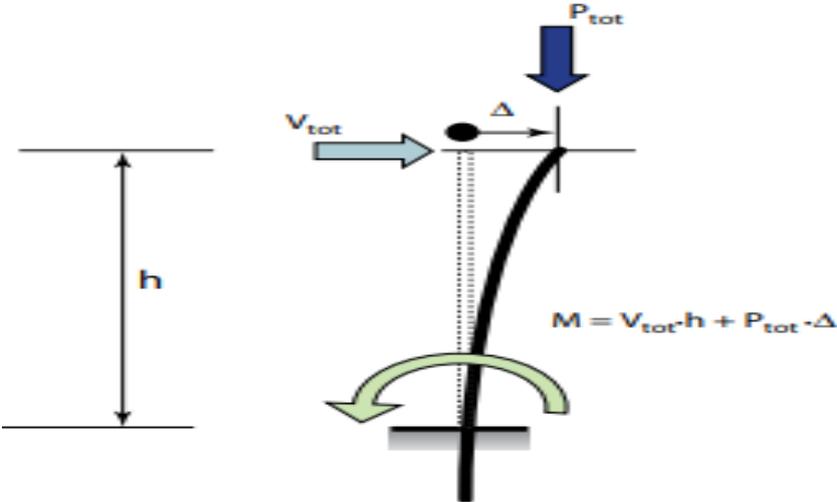


Figure 35: Effet du second ordre

L'effet du second ordre dans une structure se traduit par l'équivalent de deux forces opposées et de même intensité appliquées aux extrémités de chaque barre, perpendiculairement à son axe initial. Ces forces sont orientées de manière à entraîner une augmentation de la rotation globale de la barre. Lorsque ces forces sont déterminées pour chaque barre de la structure et sommées aux nœuds, on obtient un système de charges $V\phi$, représentant les effets du second ordre dans l'ensemble de la structure.

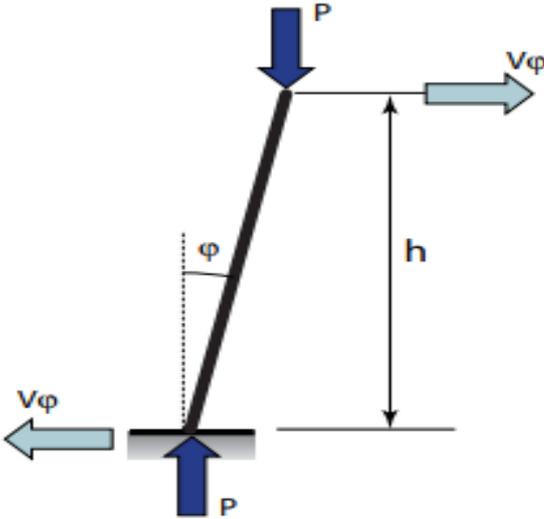


Figure 36: Forces équivalentes aux effets P-Δ

Les effets de P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times hk} \leq 0,10$$

Avec :

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau k

- Δ_k : Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1)

- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k) avec $V_k = \sum nF_i$

- h_k : Hauteur de L'étage k

- ✓ Si $0,10 \leq \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$
- ✓ Si $\theta_k > 0,20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau 25: Vérification de l'effet P- Δ suivant :

| Etages | G (KN) | Q (KN) | P_k | Δ_k | V_x (KN) | H_k | Φ_k | Vérification |
|----------|------------|----------|------------|------------|------------|-------|------------|--------------|
| Sous-Sol | 26823,5467 | 4318,895 | 27687,3257 | 8,7395 | 1427,1567 | 3400 | 0,04986743 | Vérifié |
| RDC | 23011,3421 | 3753,395 | 23762,0211 | 14,35 | 1254,6311 | 3060 | 0,08881735 | Vérifié |
| Etage 1 | 18978,5022 | 3084,05 | 19595,3122 | 2,366 | 1038,6086 | 3060 | 0,01458793 | Vérifié |
| Etage 2 | 15043,5534 | 2414,705 | 15526,4944 | 10,8815 | 767,6287 | 3060 | 0,0719266 | Vérifié |
| Etage 3 | 11100,3945 | 1745,36 | 11449,4665 | 9,905 | 420,2633 | 3060 | 0,08818543 | Vérifié |
| Etage 4 | 7197,0039 | 1076,015 | 7412,2069 | 8,547 | 1554,5067 | 3060 | 0,01331825 | Vérifié |
| Etage 5 | 3289,5082 | 406,67 | 3370,8422 | 6,8425 | 1621,2862 | 3060 | 0,00464913 | Vérifié |

Tableau 26: Vérification de l'effet P-Δ suivant Y

| Etages | G (KN) | Q (KN) | Pk | Δk | Vx (KN) | Hk | Φk | Vérification |
|----------|------------|----------|------------|---------|-----------|------|------------|--------------|
| Sous-Sol | 26823,5467 | 4318,895 | 27687,3257 | 3,3985 | 1479,7529 | 3400 | 0,01870252 | Vérifié |
| RDC | 23011,3421 | 3753,395 | 23762,0211 | 6,5835 | 1315,9101 | 3060 | 0,03885014 | Vérifié |
| Etage 1 | 18978,5022 | 3084,05 | 19595,3122 | 8,8375 | 1105,1547 | 3060 | 0,05120792 | Vérifié |
| Etage 2 | 15043,5534 | 2414,705 | 15526,4944 | 10,36 | 839,0959 | 3060 | 0,06264698 | Vérifié |
| Etage 3 | 11100,3945 | 1745,36 | 11449,4665 | 11,0775 | 482,962 | 3060 | 0,08582081 | Vérifié |
| Etage 4 | 7197,0039 | 1076,015 | 7412,2069 | 11,3295 | 1604,5949 | 3060 | 0,01710297 | Vérifié |
| Etage 5 | 3289,5082 | 406,67 | 3370,8422 | 11,1475 | 1680,7978 | 3060 | 0,00730599 | Vérifié |

III.8.6 Vérification au renversement :

Pour assurer la stabilité d'un bâtiment contre le renversement, il est nécessaire que le moment stabilisateur généré par le poids propre de la structure soit supérieur au moment de renversement induit par un séisme. Selon les normes RPA99v2003, une réduction de 20% de la charge gravitationnelle est favorable dans la combinaison sismique. Par conséquent, la relation suivante doit être respectée :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,25$$

Avec :

- **Ms** : Moment stabilisant $M_s = \sum W_i \times X_i$
- **Mr** : Moment renversant $M_r = \sum F_i \times H_i$
- **Wi** : Poids de chaque étage $W_i = w_{ig} + 0.2 \times w_{iq}$
- **wig** : Poids du aux charges permanentes.
- **wiq** : Poids du aux charges d'exploitation.
- **Xi** : coordonne de centre de masse de chaque étage dans le sens XX
- **Yi** : coordonne de centre de masse de chaque étage dans le sens YY
- **Fi** : Force sismique de chaque niveau.
- **Hi** : Hauteur d'étage.

Les résultats sont regroupés dans les tableau suivants :

Selon X-X :

Tableau 27: Vérification au renversement (Sens X-X)

| Msx | Mrx | Msx/Mrx | Vérification |
|-------------|----------|------------|--------------|
| 356138,7479 | 21796,67 | 16,3391357 | Vérifiée |

Selon Y-Y**Tableau 28: Vérification au renversement (Sens Y-Y)**

| Msy | Mry | Msy/Mry | Vérification |
|-------------|------------|------------|--------------|
| 196254,4726 | 24553,0995 | 7,99306306 | Vérifiée |

III.9 Calcul de joint sismique (joint de dilatation).

Pour garantir la sécurité, la largeur du joint sismique entre deux blocs adjacents est déterminée selon l'article 5.8 de la norme RPA 99/v03. La valeur minimale du joint (d_{min}) est calculée comme suit :

$$d_{min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm.}$$

Les déplacements maximaux des deux blocs (δ_1 et δ_2) sont calculés selon l'article 4.43 dans le RPA99V2003, au niveau du sommet du bloc le moins élevé, en incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations

$(\delta K = R \cdot \delta_{ek})$. Avec :

- δ_{ek} représente le déplacement causé par les forces sismiques F_i , y compris l'effet de torsion
- R est le coefficient de comportement de la structure
 - ❖ Le déplacement max de bloc A : $\delta_A = 31.79 \times 3.5 = 111.265 \text{ mm}$
 - ❖ Le déplacement max de bloc B (bloc étudié) : $\delta_B = 27 \times 3.5 = 94.5 \text{ mm}$
 - ❖ Le déplacement max de bloc C : $\delta_C = 26.64 \times 4 = 106.56 \text{ mm}$

$$D_{ABmin} = 15 + 112.265 + 94.5 = 221.765 \text{ mm} > 40 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ On adopte un joint sismique entre le bloc A et B de 22.17cm

$$D_{BCmin} = 15 + 94.5 + 106.56 = 216.06 \text{ mm} > 40 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ On adopte un joint sismique entre le bloc B et C de 21.6cm

III.10 Conclusion :

Les résultats obtenus démontrent que toutes les exigences de sécurité spécifiées par le RPA99v2003 ont été satisfaites. Par conséquent, nous sommes en mesure de procéder au ferrailage des éléments de la structure en toute confiance.

IV 4^{ème} chapitre’ ‘Ferrailage des éléments structuraux’’

IV.1 Introduction :

Nous consacrerons cette partie de notre travail à l'analyse des sollicitations (moments fléchissant, efforts normaux, efforts tranchants) dans les trois éléments porteurs de notre structure : les poteaux, les poutres et les voiles. Les calculs de ces sollicitations seront effectués en utilisant les différentes combinaisons recommandées par les normes CBA/93 et RPA/2003.

Pour déterminer l'armature nécessaire, nous considérerons le cas le plus défavorable. Nous utiliserons un outil informatique, le logiciel d'analyse des structures CSI ETABS v2017, qui permet de calculer les différentes contraintes internes pour chaque section des éléments, en prenant en compte les différentes combinaisons de charges.

- ❖ Les poteaux seront dimensionnés pour résister à la flexion composée déviée.
- ❖ Les poutres seront dimensionnées pour résister à la flexion simple.
- ❖ Les voiles seront dimensionnés pour résister à la flexion composée.

Dans la suite, nous désignerons sous le nom d'"éléments principaux" les éléments qui contribuent à la résistance globale de la structure aux actions sismiques, ainsi qu'à la répartition de ces actions à travers l'ouvrage. Les éléments structuraux qui ne contribuent pas de manière significative à la résistance globale aux actions sismiques ou à leur répartition peuvent être considérés comme des "éléments secondaires", à condition que leur résistance à ces actions soit négligeable et qu'ils ne subissent, en raison des déformations imposées, que des sollicitations négligeables par rapport à d'autres sources de sollicitation.

IV.2 Etude de ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs du système plancher- poutre, leurs rôles consistent à supporter les charges verticales et les transmettre aux fondations. Ils ont pour rôles de :

- Supporté les charges verticales
- participé à la stabilité transversale par le système poteaux-poutres pour combattre les efforts horizontaux notamment :
 - les effets du séisme.
 - les effets du vent.
 - les effets de la température.
 - les effets de la dissymétrie des charges.

Dans les zones sismiques, les poteaux doivent être conçus pour résister à la flexion composée déviée, qui est causée par un effort normal résultant des charges verticales supportées par le poteau et un moment résultant de la force horizontale due au séisme ou au vent. Une fois que les sollicitations (moment, effort normal, effort tranchant) ont été déterminées, les armatures longitudinales et transversales sont calculées conformément aux codes de calcul des structures en béton armé. Enfin, un certain nombre de conditions imposées par les règles BAEL/91, CBA/93 et RPA99/v2003 doivent être vérifiées en retenant à chaque fois la valeur la plus défavorable. Il est important de noter que ces étapes sont nécessaires pour garantir la sécurité des structures en zone sismique et éviter tout risque d'effondrement.

IV.2.1 Combinaisons spécifiques de calcul :

- Combinaisons fondamentales : (BAEL 91)
 - $1,35 \times G + 1,5 \times Q$ (ELU)
 - $G + Q$ (ELS)
- Combinaisons accidentelles : (RPA99v2003)
 - $G + Q + EX$
 - $G + Q + 1.31 EY$
 - $0,8 \times G \pm EX$
 - $0,8 \times G \pm 1.32 E$

IV.2.2 Plans de repérage des poteaux :

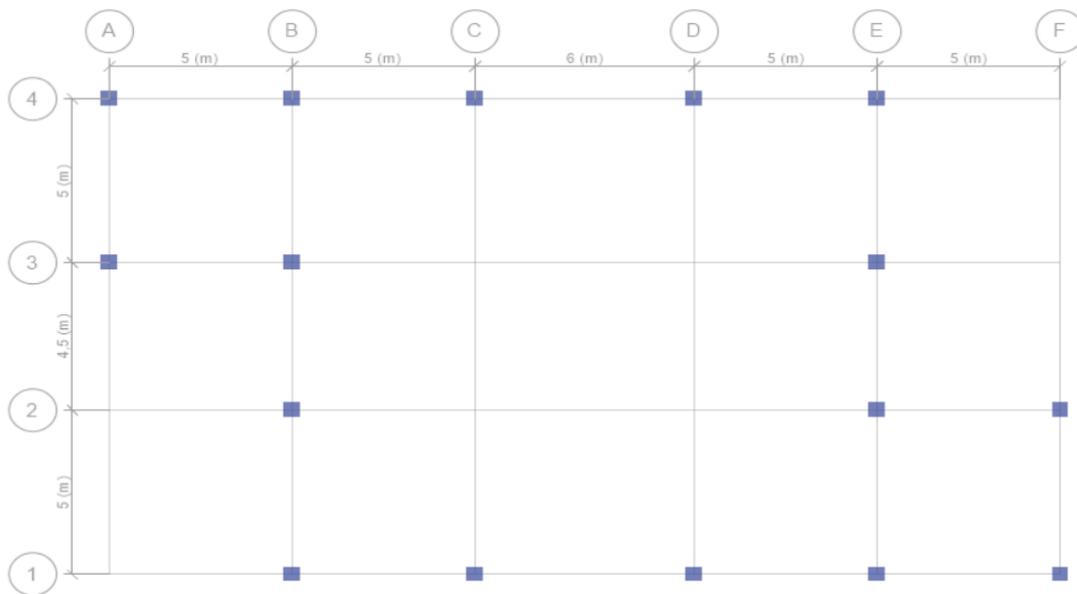


Figure 37: Plan de repérage des poteaux du sous sol jusqu'au 6ème étage

IV.2.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentés :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

- τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique avec :

$$\tau_u = \frac{V}{bd}$$

V : l'effort tranchant

- $\tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$ (art 7.4.3.2 ; RPA 99V2003)

Avec :

- $\rho_d = 0.075$ si $\lambda_g \geq 5$

• $\rho d = 0.04$ si $\lambda g < 5$

λg : est l'élançement géométrique du poteau qui égale à : (art7.4.2.2-RPA99)

$$\lambda g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

Le poteau appartient à un bâtiment contreventé par des refends, c'est à dire sans mouvement en tête des nœuds.

$$l_{\text{poteau}} = \frac{bh^3}{12} = \frac{45^4}{12} = 341.7 \times 10^3 \text{ cm}^4 > l_{\text{poutre}} = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 45^3}{12} = 228 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

Alors : $L_f = l_0$

$L_0 = H$ entre sol = 3.4 $\Rightarrow L_f$ (sous-sol) = 3.4m

$L_0 = H$ étage = 3.06 $\Rightarrow L_f$ (étage) = 3.06m

Tableau 29: vérification spécifique aux sollicitations tangentés

| Poteau | Enrobage | V _{max} (KN) | τ _u (MPa) | λg | ρd | τ _{bu} | Observation |
|--------------|----------|--------------------------|----------------------|------|-------|-----------------|-------------|
| RDC 45X45 | 3 | 53,87 | 0,3 | 7,56 | 0,075 | 1,875 | Vérifié |
| e1 45x45 | 3 | 90,29 | 0,5 | 6,8 | 0,075 | 1,875 | Vérifié |
| E2+45x45 | 3 | 107,94 | 0,59 | 6,8 | 0,075 | 1,875 | Vérifié |
| E3 35x35 | 3 | 59,67 | 0,54 | 8,74 | 0,075 | 1,875 | Vérifié |
| E4 35x35 | 3 | 64,51 | 0,59 | 8,74 | 0,075 | 1,875 | Vérifié |
| E5 30X30 | 3 | 34,2 | 0,42 | 10,2 | 0,075 | 1,875 | Vérifié |
| E6 30X30 | 3 | 39,04 | 0,48 | 10,2 | 0,075 | 1,875 | Vérifié |

IV.2.4 Calcul de ferrailage des poteaux :

IV.2.4.1 Les armatures longitudinales :

Selon l'article 7.4.2.1 dans le RPA 99 :

❖ **Recommandations du RPA 99/version 2003 :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de 0.8%(zone IIa).
- Le pourcentage maximal des armatures longitudinales sera de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa).

- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- $h' = \text{Max} \left(\frac{he}{6}; b1 ; h1 ; 60 \text{ cm} \right)$.

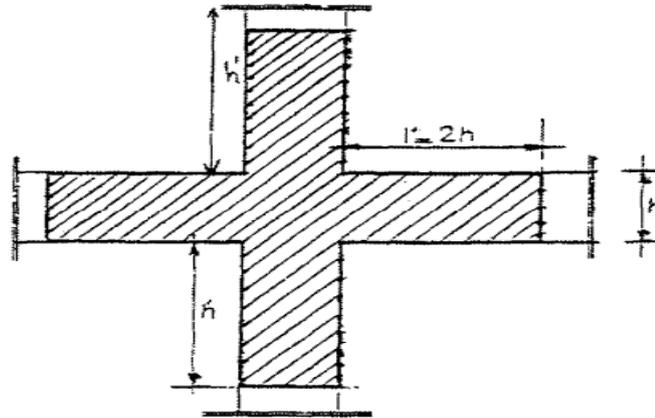


Figure 38: Zone nodale

Le logiciel EXEPERT ROBOT 2010 sera utilisé pour effectuer le calcul du ferrailage, et nous le comparerons ensuite au minimum spécifié par le RPA99 (Amin).

IV.2.4.1.1 Exemple calcule :

❖ Poteau (45*45) cm²

Les efforts (N et T) et les moments fléchissant (M) ci-dessous sont obtenait par le logiciel ETABS.

AL'ELU : N =1983.7 KN ; M =7.66 KN.m

a. Excentricité du 1er ordre : (BAEL A.4.3, 5)

$$e_1 = e_0 + e_a$$

Avec : $e_0 = \frac{Mu}{Nu}$ excentricité initial ; $e_a = \max \left(2cm, \frac{l}{250} \right)$ excentricité accidentelle

$$e_1 = \frac{7.66}{1983.7} + 0.02 = 0.023m = 2.3cm$$

b. Sollicitation ultime corrigé par le flambement :

le poteau est encastre dans le sol :

$$I_{poteau} = \frac{bh^3}{12} = \frac{45^4}{12} = 341.7 \times 10^3 cm^4 > I_{poutre} = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 45^3}{12} = 228 \times 10^3 cm^4$$

Donc : Lf = 10

$$e_2 = \frac{3x lf^3}{hx10^4} x(2 + \alpha\emptyset)$$

$$e_2 = \frac{3x 3.4^3}{450x10^4} x(2 + 0.8x2) = 2.9\text{cm}$$

Alors : $e=e_1+e_2=2.3+2.9=5.2 \rightarrow e=0.052\text{m}$

$$Mu = Nu(e_0 + e_a + e_2) = 1983.7x0.052 = 103.15 \text{ Kn.m}$$

D'après le logiciel ETABS2017 et ROBOT EXPERT2010 on obtient :

Tableau 30: sollicitations et ferraillage des poteaux

| Etages | Combinaisons | b(cm) | h(cm) | Section(cm2) | N | M2.2 | M3.3 | As1 | As2 |
|------------|--------------|-------|-------|--------------|----------|-------|--------|-----|-----|
| ES1/RDC/E1 | ELU | 45 | 45 | 2025 | -2041,85 | -52,5 | -57,78 | 3,6 | 3,6 |
| | ELS | | | | -873,71 | 38,27 | 41,87 | | |
| | ELA | | | | -1161,4 | 61,7 | 138,64 | | |

- ✓ Remarque : on utilise a chaque fois le cas le plus défavorable
- ❖ ELU(Nmax Mcorespondent/Mmax Ncorespondent/Nmin Mcorespondent)
- ❖ ELS(Nmax Mcorespondent/Mmax Ncorespondent/Nmin Mcorespondent)
- ❖ ELA(Nmax Mcorespondent/Mmax Ncorespondent/Nmin Mcorespondent)

Puis on prend M max/N correspondant et on calcule As1 et As2

❖ **Résultats :**

Tableau 31: ferraillage adopté pour les poteaux

| Etages | Sections | Amin(cm2) | A max | A max | Ferraillage |
|-----------|----------|-----------|---------------------|-----------------|-------------|
| | | | (Zone recouvrement) | (Zone courante) | |
| SS/RDC/E1 | 45x45 | 16,2 | 121,5 | 81 | 8HA16 |
| E2/E3 | 35x35 | 9,8 | 73,5 | 49 | 8HA14 |
| E4/E5 | 30x30 | 7,2 | 54 | 36 | 8HA12 |

$$A_{max} \text{ (zone courante)} = 4\% \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2.$$

$$A_{max} \text{ (zone de recouvrement)} = 6\% \times 45 \times 45 = 121,5\text{cm}^2.$$

Vérification de condition non fragilité :

$$A_{min} = \frac{ft28}{fb} \times b \times h = \frac{2.1}{400} \times 45 \times 45 = 10.63$$

$A_s = 16.2 \text{ cm}^2 > A_{min} = 10.63 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Vérifié}$

IV.2.4.2 Calcul de ferrailage transversal :

On fixe A_t et on calcule t donc on adopte 2CAdHA8

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot 1. f_e}$$

- V_u : effort tranchant de calcul

- h : hauteur total de la section brute.

- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

- ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode de la rupture par effort tranchant. Il est pris égal à :

2.5 si $\lambda_g \geq 5$

3.75 si $\lambda_g < 5$

Avec : λ_g L'élancement géométrique.

- t : espacement des armatures transversales {

$t = \min(10\Phi; 15\text{cm}) \Rightarrow \text{en zone nodale}$

$t' = 15\Phi \Rightarrow \text{en zone courante}$

Avec : Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité des armatures transversales minimales est donnée comme suit :

$$A_t = 0.3\% \times t \times b \text{ si } \lambda_g \geq 5 \dots \dots (1)$$

$$0.8\% \times t \times b \text{ si } \lambda_g \leq 3 \dots \dots (2)$$

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau qui égale à $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$

art 7.4.2.2- RPA99

a et b : les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

l_f : longueur de flambement du poteau.

❖ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ minimum.

IV.2.4.2.1 Espacement des cadres :

(exemple de poteaux 45*45)

✓ Dans la zone nodale :

▪ $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15\text{cm}) = (10 \times 1.6\text{cm}, 15\text{ cm}) = 16\text{ cm}$. on adopte $t=16\text{cm}$

✓ Dans la zone courante :

▪ $t' = 15 \phi_l = 15 \times 1.6 = 24\text{ cm}$. on adopte $t'=24\text{cm}$

Le Calcul de λ_g : (déjà calculer) $\lambda_g = 5.75 > 5 \Rightarrow \lambda_a = 2.5$

$V_u = 94.74\text{ kN}$

$$\text{Alors : } t = \frac{A t_x h x f_e}{\rho_a V_u} = \frac{2.01 \times 45 \times 400}{2.5 \times 94.74} = 0.15\text{cm}$$

Longueur de la zone nodale :

$h' = \text{Max}(h_e / 6; b_l; h_l; 60)\text{ cm} = (56.66 ; 45 ; 45 ; 60) = 60\text{ cm}$

IV.2.5 Schéma de ferrailage :

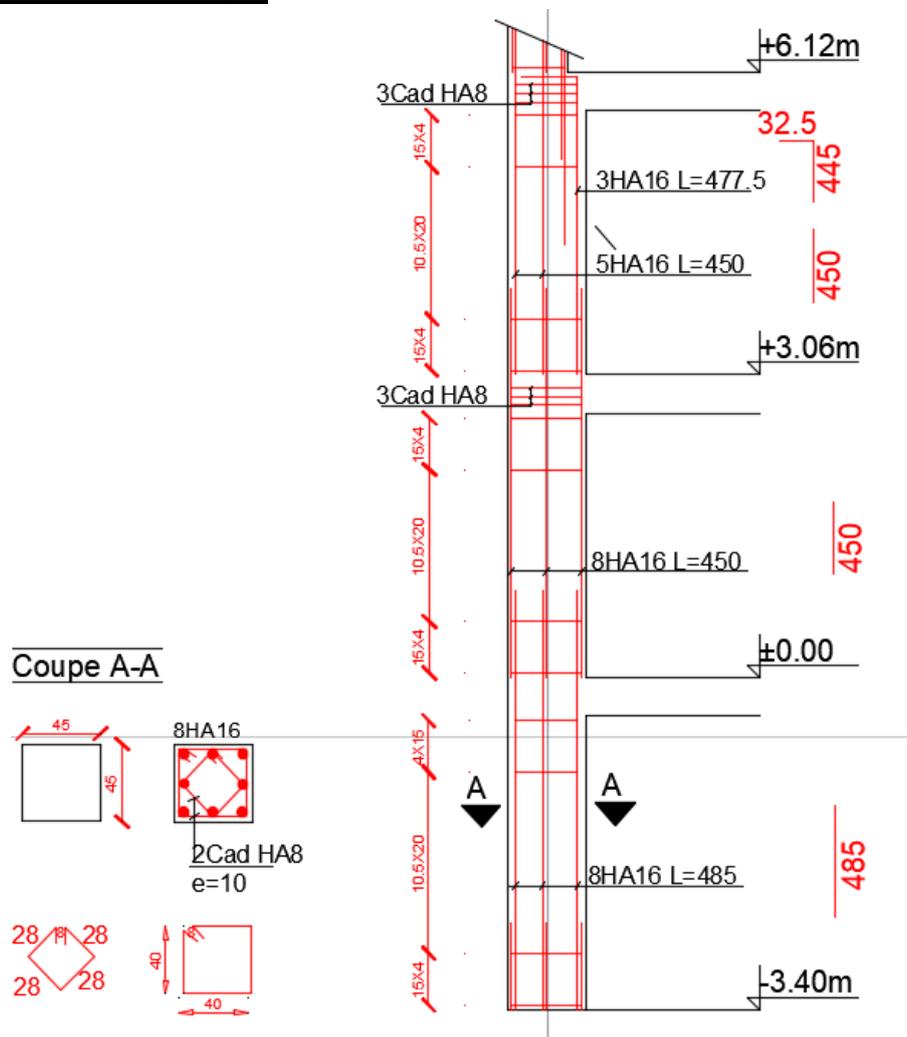


Figure 39: Schéma de ferrailage du Poteau 45*45 du SS, RDC, E1

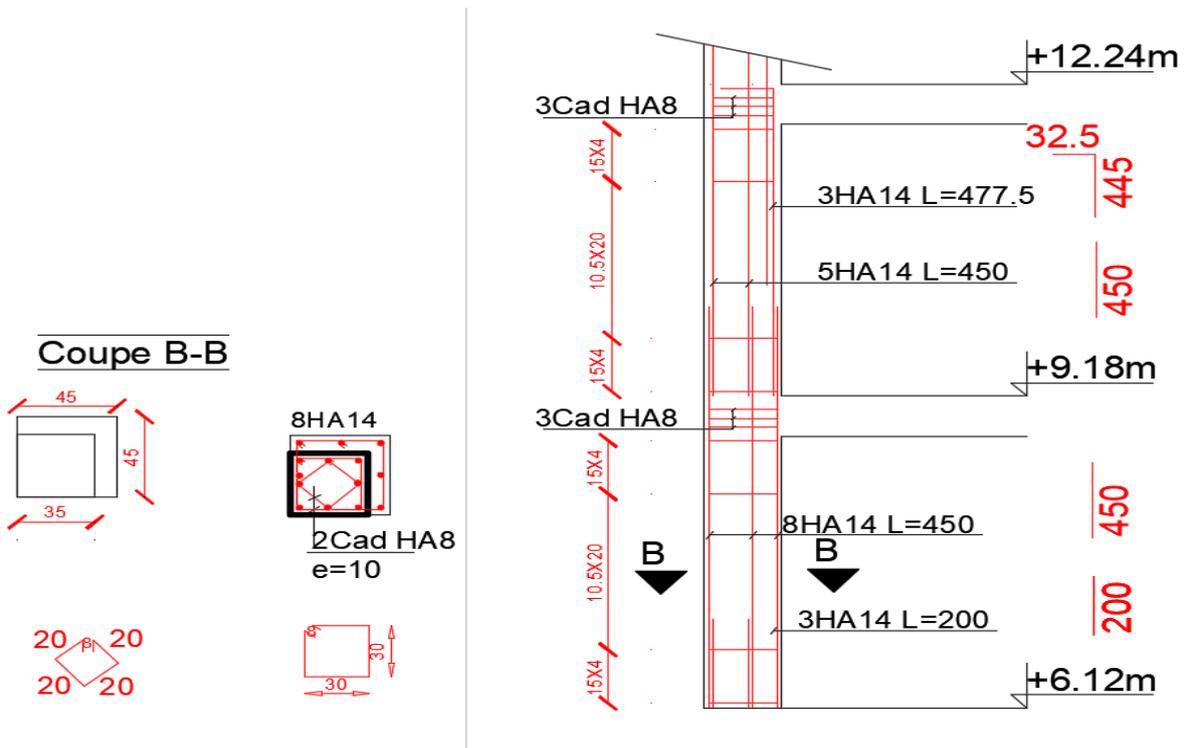


Figure 40: schéma de ferrailage du Poteau 35cm*35cm du E2, E3

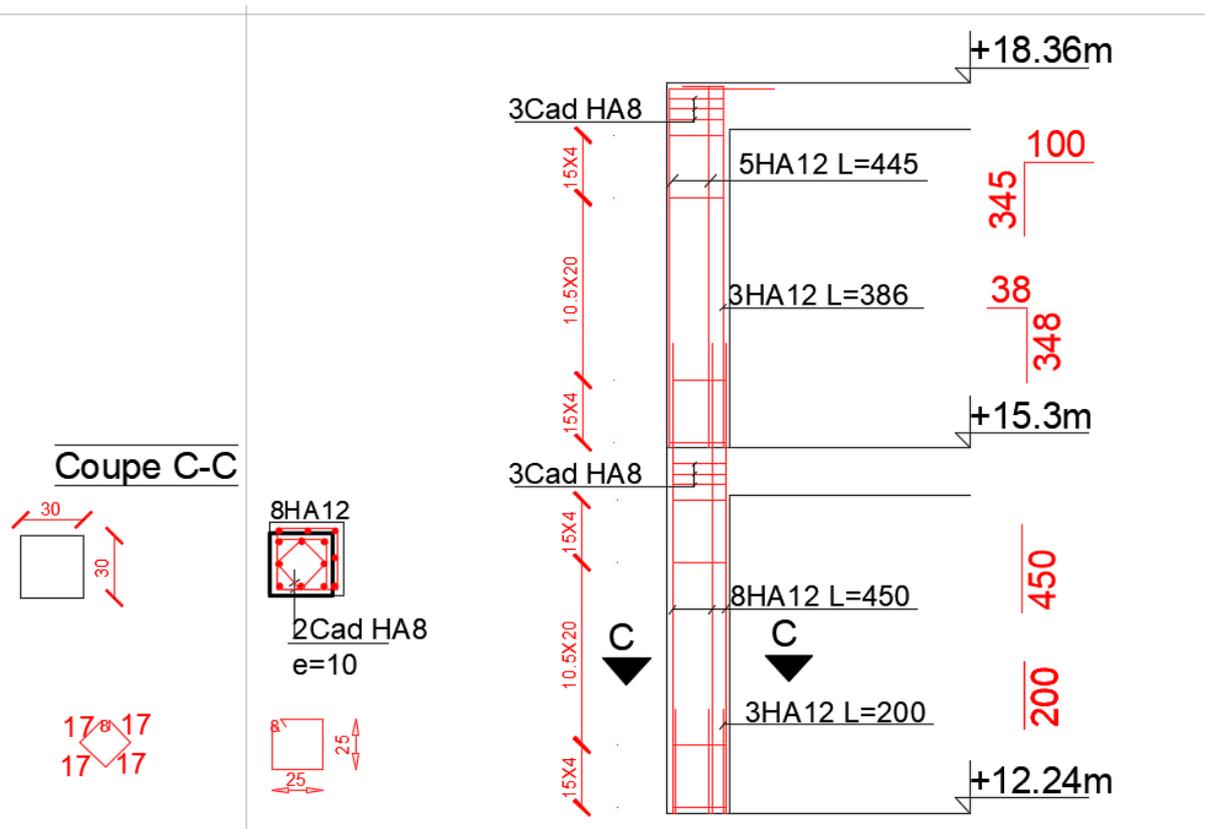


Figure 41: schéma de ferrailage du Poteau 35cm*35cm du E4, E5

IV.3 L'étude de ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le calcul se fera en flexion simple à partir du règlement B.A.E.L 91, puis on se rapportera au règlement RPA99 V 2003 pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Dans notre cas on a trois types à étudier :

- Poutres principales (30×40) cm² : Sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux.
- Poutres secondaires (30×30) cm² : Relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

IV.3.1 COMBINAISONS DES CHARGES :

Il existe deux types de combinaisons :

- Combinaisons fondamentales :

Selon B.A.E.L91

ELU : $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G + Q$

Où : G c'est la charge permanente, et Q c'est la charge d'exploitation.

- Combinaisons accidentelles :

Selon R.P.A99 V 2003

$0,8 G \pm E (x ; y)$

$G + Q \pm E (x ; y)$

Où : E (x ; y) c'est l'action du séisme

IV.3.2 Dimensionnement et caractéristique des matériaux :

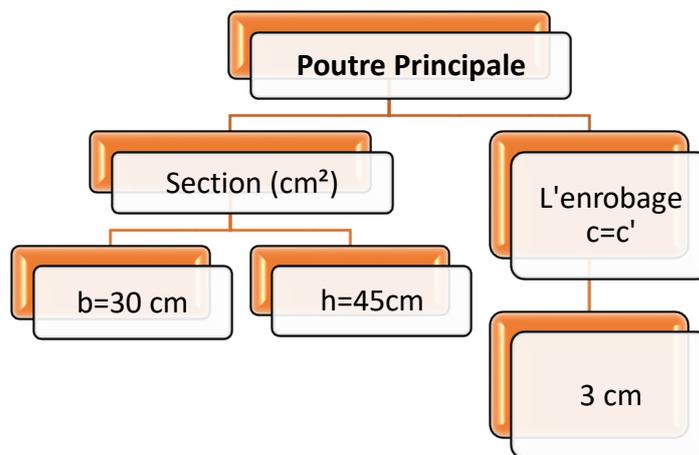


Figure 42: Dimensionnement de la poutre principale

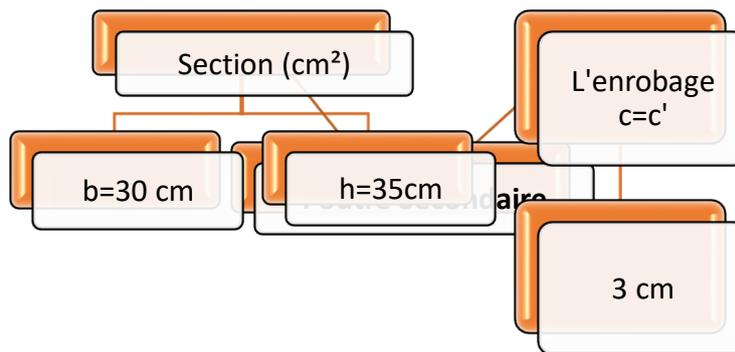


Figure 43: Dimensionnement de la poutre secondaire

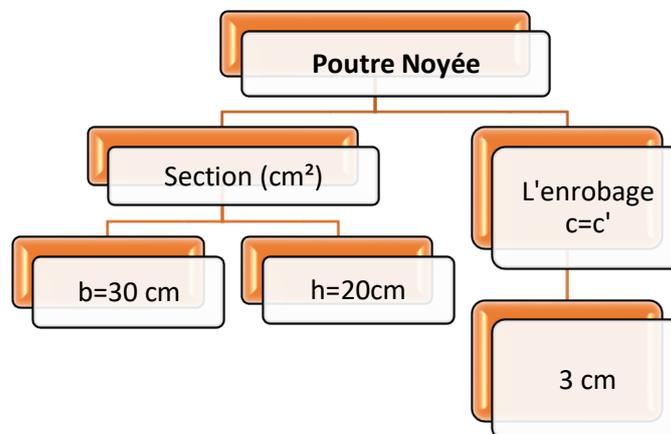


Figure 44: Dimensionnement de la poutre noyée

❖ **L'enrobage :**

L'enrobage est défini comme la distance de l'axe d'une armature à la paroi la plus voisine diminuée du rayon nominal de cette armature.

La protection des armatures L'enrobage de toute armature est au moins égal à :

- 3 cm pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide. (Chapitre 1.7 BAEL99)

IV.3.3 Caractéristiques des matériaux et les situations su projet :

Tableau 32: Donnés de calcul de ferrailage des poutres

| | Section (cm ²) | | L'enrobage c= c' | fc28 (Mpa) | fe (Mpa) | Durable | | | | Accidentelle | | | |
|----|----------------------------|----|------------------|------------|----------|---------|------|-----------|----------|--------------|----|-----------|----------|
| | | | | | | □bc | □s | 6bc (Mpa) | 6s (Mpa) | □bc | □s | 6bc (Mpa) | 6s (Mpa) |
| | b | h | | | | | | | | | | | |
| PP | 30 | 45 | 3 | 25 | 400 | 1,5 | 1,15 | 14,17 | 348 | 1,15 | 1 | 18,84 | 400 |
| PS | 30 | 35 | 3 | | | | | | | | | | |
| PN | 30 | 20 | 3 | | | | | | | | | | |

F_{c28} : Résistance caractéristique à la compression.

FeE400 : La nuance d'acier

Les situations de projet sont classées en :

- Situations durables ; conditions d'utilisation normale ;
- Situations accidentelles ; conditions exceptionnelles : incendie, choc, défaillance localisée.

IV.3.4 Les sollicitations dans les poutres:

Les sollicitations sont tirées à partir du logiciel ETABS :

1- SOLLICITATIONS DANS LES POUTRE PRINCIPALE :

Les résultats des sollicitations maximales des poutres principales sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 33: Sollicitations maximales dans les Poutres Principale

| | | | ELU | | ELS | | ELA | | Tu (KN) |
|----------|-----|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|---------|
| | | | Mt (KN,m) | Ma (KN,m) | Mt (KN,m) | Ma (KN,m) | Mt (KN,m) | Ma (KN,m) | |
| File 1-4 | PP1 | Travé 5m | 47,62 | -58,85 | 34,8 | -43 | 36,7 | -78,225 | 70,1 |
| | | Travé 6m | 75,43 | -65,73 | 55,27 | -48 | 55,3 | -77,6 | 90,7 |
| File 2-3 | PP2 | Travé 5m | 77,33 | -79,123 | 56,04 | -57 | 62,04 | -94,37 | 91,47 |
| | | Travé 6m | 121,89 | -79,8 | 88,87 | -58 | 93,5 | -94,76 | 151,8 |

Exemple des sollicitations dans l'ETABS 2017 :

File 1-4 (PP2)

❖ **Travée de 5m**

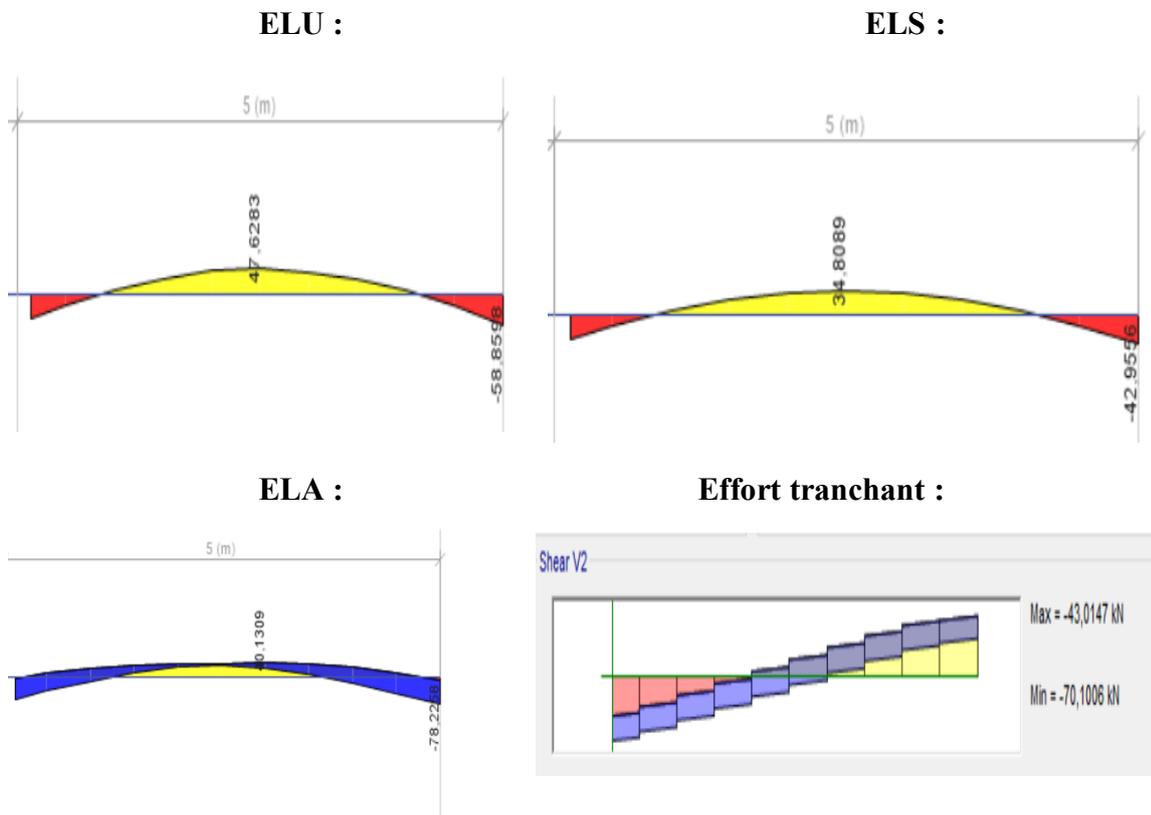
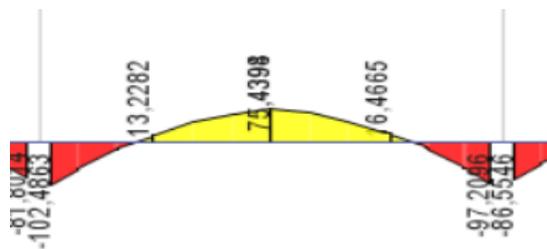


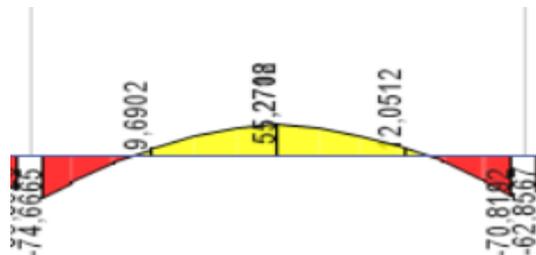
Figure 45: ELU, ELS, ELA, Effort Tanchant pour travée de 5m

❖ Travée de 6m :

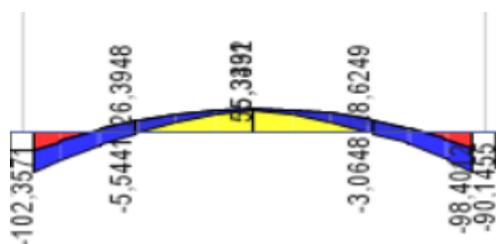
ELU :



ELS :



ELA :



Effort tranchant :

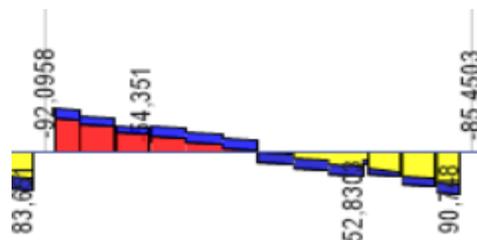


Figure 46: ELU, ELS, ELA, Effort Tranchant pour travée de 6m

2- SOLLICITATIONS DANS LES POUTRES SECONDAIRE :

Les résultats des sollicitations maximales des poutres Secondaires et noyées sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 34: Sollicitations maximales dans les Poutres secondaires

| | ELU | | ELS | | ELA | | Tu (KN) |
|----|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|---------|
| | Mt (KN,m) | Ma (KN,m) | Mt (KN,m) | Ma (KN,m) | Mt (KN,m) | Ma (KN,m) | |
| PS | 31,7 | -31,49 | 23,46 | -23 | 23,9 | -42,8 | 35,25 |
| PN | 7,16 | -11,41 | 5,19 | -8 | 6,09 | -12,33 | 11,34 |

IV.3.5 Ferrailage Longitudinale :

❖ Recommandation de BAEL91 :

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivante :

$$A_{min} \geq A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

❖ RECOMMANDATIONS DU RPA99, VERSION 2003 :

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est De 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximal des aciers longitudinaux est de :
4% en zone courante
6% en zone de recouvrement
- Le diamètre des armatures longitudinales minimal est de 12 mm ($\emptyset_{min} = 12\text{mm}$).
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \emptyset$ en zone IIa.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

IV.3.6 Calcul de ferrailage longitudinale:

Le ferrailage sera calculé à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT

Tableau 35: Ferrailage longitudinale des poutres

| Poutres | As calculé (cm ²) | | Ferrailage adopté | | Section adoptée (cm ²) | |
|--------------------|-------------------------------|-------|-------------------|-------|------------------------------------|-------|
| | Travé | Appui | Travé | Appui | Travé | Appui |
| PP1 (30X45) (L=5m) | 4,52 | 5,6 | 5HA14 | 6HA12 | 7,7 | 6,97 |
| PP1 (30X45) (L=6m) | 7,2 | 6,2 | 5HA14 | 6HA12 | 7,7 | 6,97 |
| PP2 (30X45) (L=5m) | 7,3 | 7,5 | 5HA14 | 5HA14 | 7,7 | 7,7 |
| PP2 (30X45) (L=6m) | 11,8 | 7,5 | 6HA16 | 6HA14 | 12,06 | 9,24 |
| PS (30X35) | 4 | 3,5 | 5HA14 | 3HA14 | 7,7 | 4,62 |
| PN (30X20) | 1,7 | 2,7 | 3HA12 | 3HA12 | 3,39 | 3,39 |

IV.3.7 Vérification de ferrailage longitudinale :

Tableau 36: vérification de ferrailage longitudinale des poutres

| Poutres | Vérification | | | | | | | |
|-----------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------|-------------------------|--------------|----------|
| | As min BAEL (cm ²) | Vérification de non fragilité | As min RPA99(cm ²) | Vérification de Asmin RPA99 | As max RPA99 (cm ²) | | | |
| | | | | | Zone courante | Zone de recouvrement | Vérification | |
| PP1 (30X45) (L=5m) | 1,746 | Vérifié | 6,75 | Vérifiée | 54 | 81 | Vérifié | Vérifiée |
| PP1 (30X45) (L=6m) | 1,7465 | Vérifié | 6,75 | Vérifiée | 54 | 81 | Vérifiée | Vérifiée |
| PP2 (30X45) (L=5m) | 1,7465 | Vérifié | 6,75 | Vérifiée | 54 | 81 | Vérifiée | Vérifiée |
| PP2 (30X45) (L=6m) | 1,7465 | Vérifié | 6,75 | Vérifiée | 54 | 81 | Vérifiée | Vérifiée |
| PS (30X35) | 1,3584 | Vérifié | 5,25 | Vérifiée | 42 | 63 | Vérifiée | Vérifiée |
| PN (30X20) | 0,7762 | Vérifié | 3 | Vérifiée | 24 | 36 | Vérifiée | Vérifiée |

IV.3.8 Vérification de la flèche dans les poutres :

- La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par :

$$\Delta f_{adm} = L/500$$

- La flèche admissible pour une poutre supérieur à 5 mètres est définie par

$$\Delta f_{adm} = 0.5\text{cm} + L/1000$$

Pour la vérification de la flèche on a utilisé le logiciel ROBOT EXPERT :

Tableau 37: vérification de la flèche dans les poutres

| Poutres | L (cm) | Mg | Mq | As travée (cm ²) | As appuis (cm ²) | Δf_t (mm) | Δf_{adm} (mm) | Vérification |
|--------------------|--------|-------|-------|------------------------------|------------------------------|-------------------|-----------------------|--------------|
| PP1 (30X45) (L=5m) | 500 | 30,5 | 34,8 | 7,7 | 6,97 | 2,5 | 10 | Vérifiée |
| PP1 (30X45) (L=6m) | 600 | 49,77 | 55,27 | 7,7 | 6,97 | 6,9 | 11 | Vérifiée |
| PP2 (30X45) (L=5m) | 500 | 44,86 | 56,04 | 7,7 | 7,7 | 4,5 | 10 | Vérifiée |
| PP2 (30X45) (L=6m) | 600 | 76,11 | 88,87 | 12,06 | 9,24 | 9,2 | 11 | Vérifiée |
| PS (30X35) | 450 | 22,6 | 23,46 | 7,7 | 4,62 | 3 | 9 | Vérifiée |
| PN (30X20) | 500 | 4,1 | 5,19 | 3,39 | 3,39 | 0,6 | 10 | Vérifiée |

❖ **Recouvrement :**

Le recouvrement dans une poutre est une mesure essentielle de la qualité de la construction en génie civil. Il s'agit de la distance minimale requise entre l'armature et la surface de la poutre en béton, afin de garantir que l'armature est correctement protégée contre la corrosion, les effets environnementaux et les charges mécaniques, afin de garantir la résistance et la durabilité de la structure en cas de séisme.

La longueur minimale des recouvrements est de :

- 40ϕ en zone II

(RPA99 V2003)

Tableau 38: longueur de recouvrement

| Barres | longueur de recouvrement (cm) |
|--------|-------------------------------|
| 12 | 48 |
| 14 | 56 |
| 16 | 64 |

IV.3.9 Ferrailage transversale :

Les armatures transversales dans une poutre en béton armé renforcent la structure contre les forces de cisaillement qui tentent de la couper en deux parties, en améliorant sa capacité à supporter les charges de service et les charges sismiques.

Les armatures transversales, également appelées étriers ou cadres, sont disposées perpendiculairement à l'axe longitudinal de la poutre.

❖ Recommandation de BAEL91 :

- $\overline{\tau}_u \leq \overline{\tau}$ avec $\overline{\tau}_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$ (BAEL99 article A5.1.1)

$\overline{\tau}_u$: contrainte de cisaillement

V_u : V_u la valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

B_0 : largeur de l'âme

D : hauteur utile de la poutre ($d=0.9*h$)

❖ Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; b_0/10 ; \phi_l) \text{ (BAEL99 article A7.2.2)}$$

h : hauteur totale de la poutre.

b_0 : largeur de l'âme.

Ces aciers font avec l'axe longitudinal de la poutre un angle α compris entre 45° et 90° , leur inclinaison étant de même sens que celle de la contrainte principale de traction au niveau du centre de gravité de la section de la poutre supposée non fissurée. (BAEL article A5.1.22)

L'espacement s_t des cours successifs d'armatures transversales d'âme est :

- $s_t \leq \min (0.9d \text{ et } 40)$

- $St \leq \frac{0.9 \cdot Atx_{fe} \cdot (\cos\alpha + \sin\alpha)}{\gamma_s \cdot b_0 \cdot (\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k)}$; $\alpha = 90^\circ$

Coefficient $k = 0 \dots$ dans le cas reprise de bétonnage, ou lorsque la fissuration est jugée très préjudiciable.

Donc :

$$St \leq \frac{0.9 \cdot Atx_{fe}}{\gamma_s \cdot b_0 \cdot \tau_u}$$

- $St \leq \frac{Atx_{fe}}{0.9 \cdot b_0}$

• Recommandation du RPA 99/version 2003 :

La quantité des armatures transversales est De : $At = 0.003 \times B$;

L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le

RPA exige un minimum de « $h/4 ; 12\Phi$ »

- En dehors de la zone nodale l'espacement doit être de « $S \leq h/2$ »

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Calcul et vérification de ferrailage transversal

Selon BAEL91 :

Tableau 39: calcul et vérification de ferrailage transversal des poutres selon BAEL91

| Poutres | Section (cm) | | Enrobage | Φ_t max (mm) | Φ_t adopté | At adopté | At (mm ²) | V(KN) | St | St max |
|------------|--------------|----|----------|-------------------|-----------------|-----------|-----------------------|-------|------|--------|
| | B | h | | | | | | | | |
| PP1 (L=5m) | 30 | 45 | 3 | 12,8 | 8 | 4Φ8 | 201 | 70,1 | 37,8 | 37,8 |
| PP1 (L=6m) | 30 | 45 | 3 | 12,8 | 8 | 4Φ8 | 201 | 90,7 | 37,8 | 37,8 |
| PP2 (L=5m) | 30 | 45 | 3 | 12,8 | 8 | 4Φ8 | 201 | 91,47 | 37,8 | 37,8 |
| PP2 (L=6m) | 30 | 45 | 3 | 12,8 | 8 | 4Φ8 | 201 | 151,8 | 36,5 | 37,8 |
| PS | 30 | 35 | 3 | 10 | 8 | 4Φ8 | 201 | 35,25 | 28,8 | 28,8 |
| PN | 30 | 20 | 3 | 5,7 | 8 | 4Φ8 | 201 | 11,34 | 15,3 | 15,3 |

Selon RPA99 V2003 :

Tableau 40: calcul et vérification de ferrailage transversal des poutres selon RPA99

| Poutres | Section (cm) | | enrobage | St max | | St adopté | |
|-------------------|--------------|----|----------|-------------|---------------|-------------|---------------|
| | b | h | | Zone nodale | Zone courante | Zone nodale | Zone courante |
| PP1 (L=5m) | 30 | 45 | 3 | 11,25 | 22,5 | 11 | 22 |
| PP1 (L=6m) | 30 | 45 | 3 | 11,25 | 22,5 | 11 | 22 |
| PP2 (L=5m) | 30 | 45 | 3 | 11,25 | 22,5 | 11 | 22 |
| PP2 (L=6m) | 30 | 45 | 3 | 11,25 | 22,5 | 11 | 22 |
| PS | 30 | 35 | 3 | 8,75 | 17,5 | 8 | 17 |
| PN | 30 | 20 | 3 | 5 | 10 | 5 | 10 |

| Poutres | Section (cm) | | enrobage | St max | | St adopté | |
|------------|--------------|----|----------|-------------|---------------|-------------|---------------|
| | b | h | | Zone nodale | Zone courante | Zone nodale | Zone courante |
| PP1 (L=5m) | 30 | 45 | 3 | 11,25 | 22,5 | 11 | 22 |
| PP1 (L=6m) | 30 | 45 | 3 | 11,25 | 22,5 | 11 | 22 |
| PP2 (L=5m) | 30 | 45 | 3 | 11,25 | 22,5 | 11 | 22 |
| PP2 (L=6m) | 30 | 45 | 3 | 11,25 | 22,5 | 11 | 22 |
| PS | 30 | 35 | 3 | 8,75 | 17,5 | 8 | 17 |
| PN | 30 | 20 | 3 | 5 | 10 | 5 | 10 |

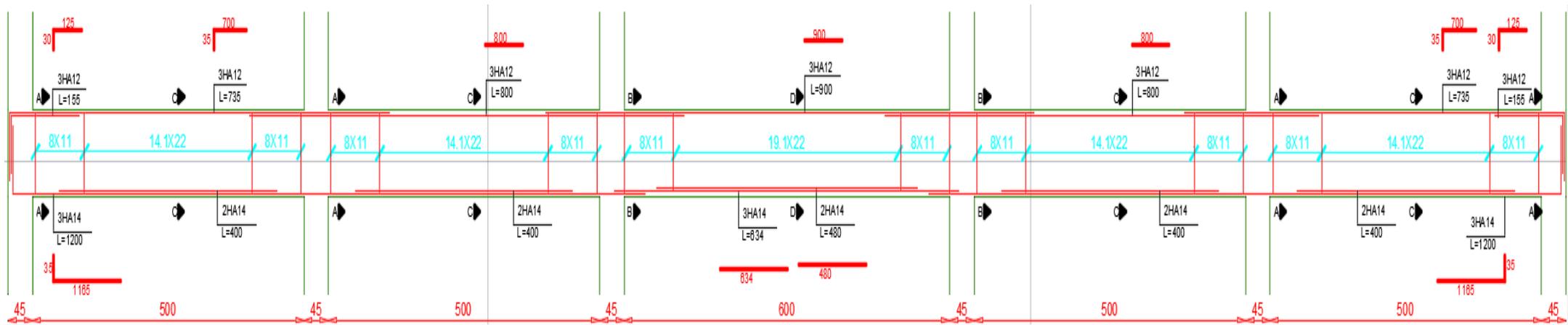
IV.3.10 La quantité d'armatures transversales minimales (RPA99 V2003)

Tableau 41 : La quantité d'armatures transversales minimales dans les poutres poutres selon RPA99

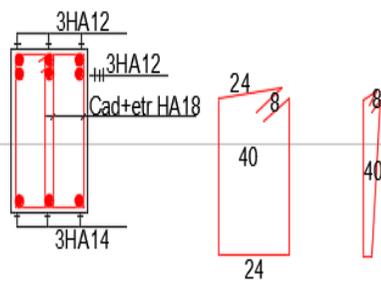
| Poutres | Section (cm) | | At min(mm ²) | | Vérification | |
|-------------------|--------------|----|--------------------------|---------------|--------------|---------------|
| | b | h | Zone nodale | Zone courante | Zone nodale | Zone courante |
| PP1 (L=5m) | 30 | 45 | 99 | 198 | Vérifiée | Vérifiée |
| PP1 (L=6m) | 30 | 45 | 99 | 198 | Vérifiée | Vérifiée |
| PP2 (L=5m) | 30 | 45 | 99 | 198 | Vérifiée | Vérifiée |
| PP2 (L=6m) | 30 | 45 | 99 | 198 | Vérifiée | Vérifiée |
| PS | 30 | 35 | 72 | 153 | Vérifiée | Vérifiée |
| PN | 30 | 20 | 45 | 90 | Vérifiée | Vérifiée |

IV.3.11 Schéma de ferrailag

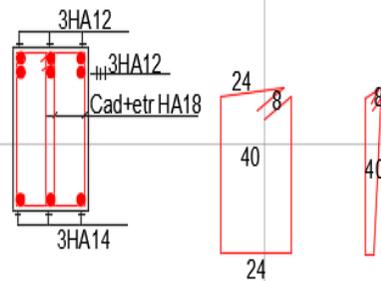
❖ Poutres principales : PP1



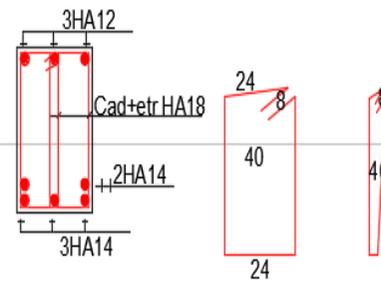
Coupe A-A



Coupe B-B



Coupe C-C



Coupe D-D

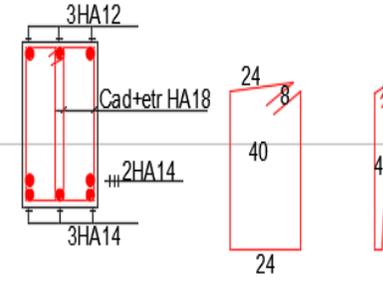


Figure 47: ferrailage de la poutre principale PP1

❖ Poutre principale PP2 :

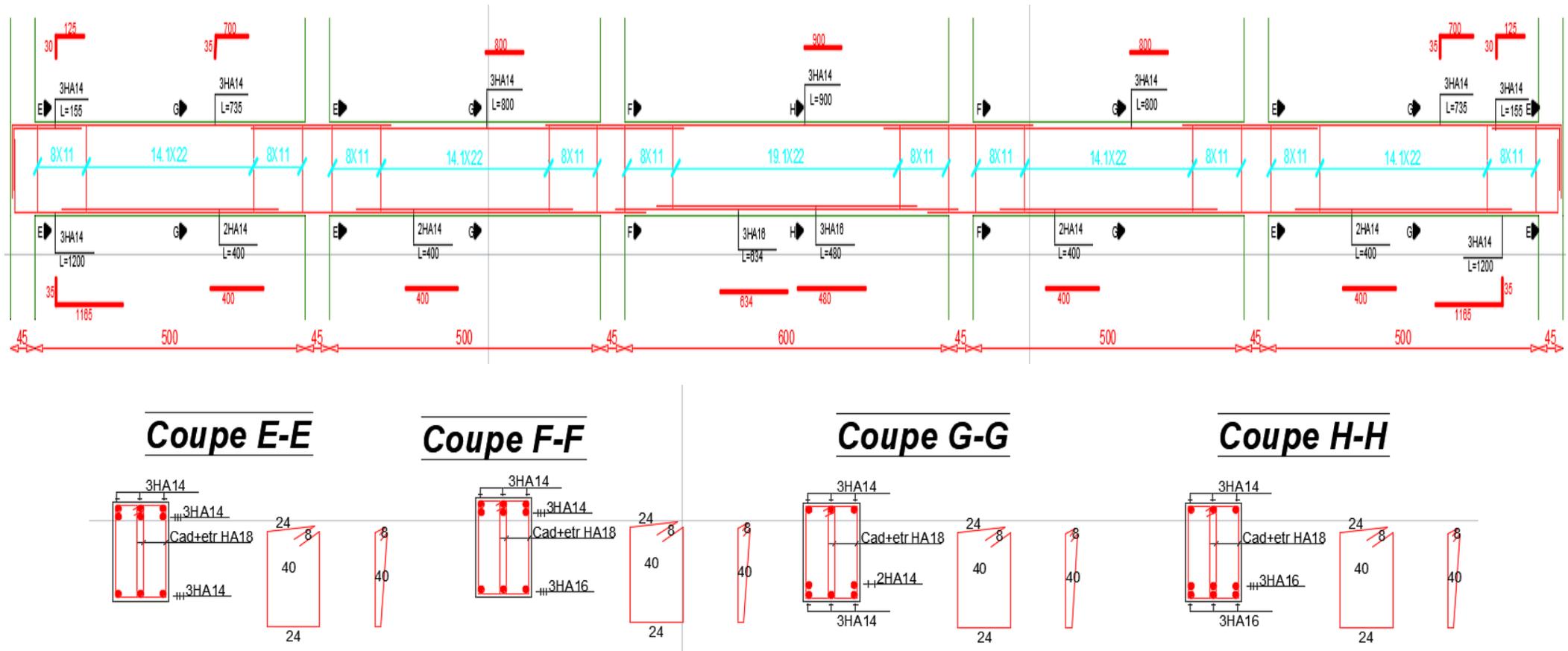
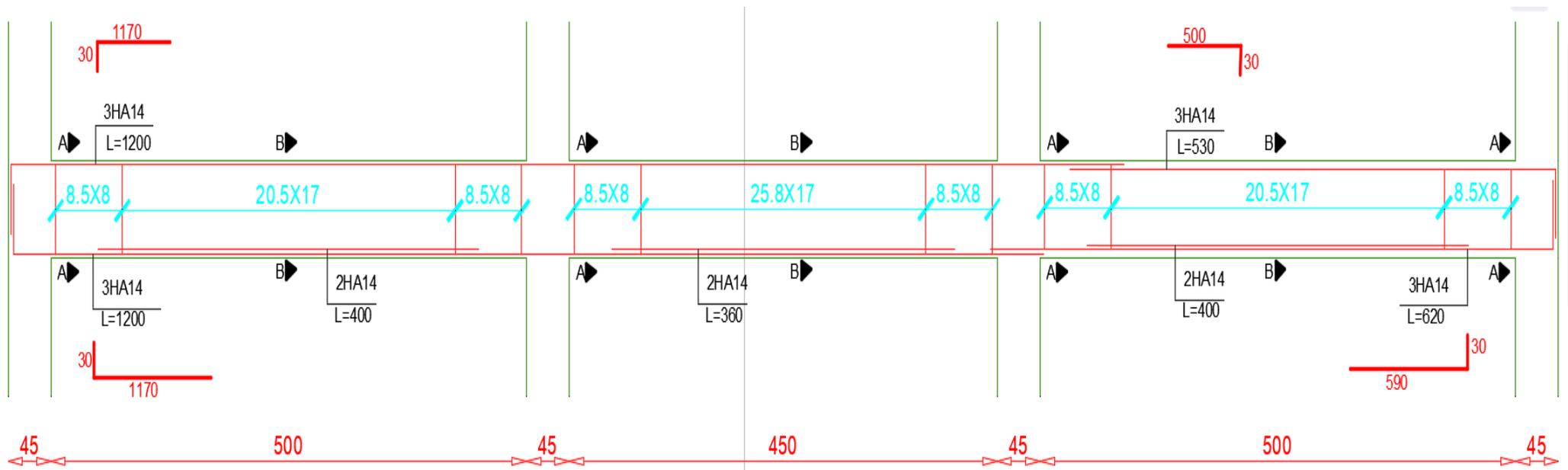


Figure 48: ferrailage de la poutre principale PP2

❖ Poutre secondaire :



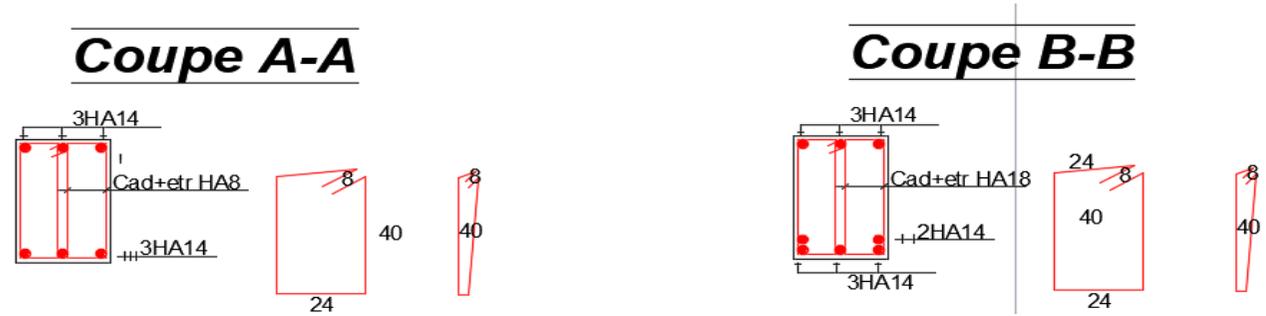


Figure 49: ferraillage de la poutre secondaire

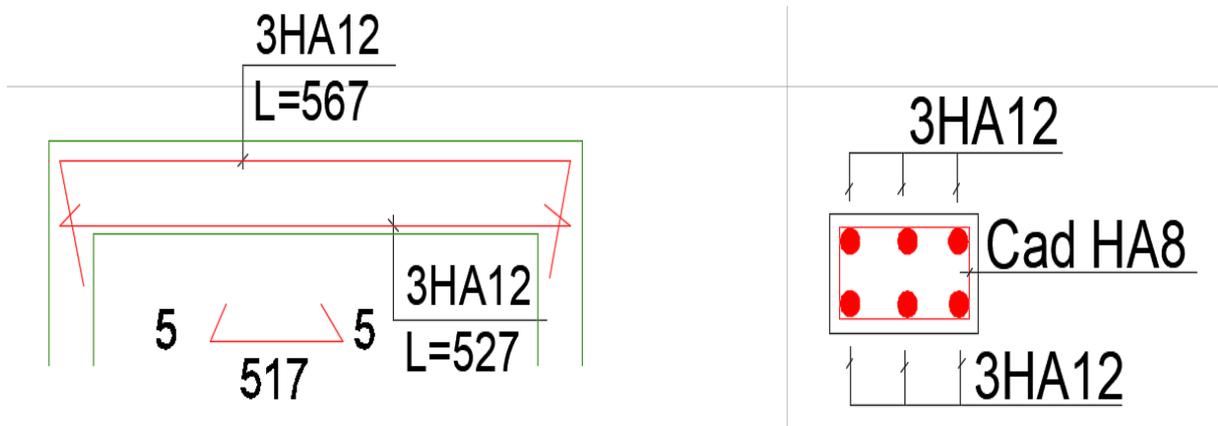
❖ Poutre noyée :

Figure 50: ferrailage de la poutre noyée

IV.4 Ferrailage voile :

Les voiles sont des éléments verticaux qui ont pour rôle principal d'assurer la transmission des charges et des surcharges aux fondations. Ils peuvent également contribuer à la stabilité globale de la structure en réduisant les déformations et en améliorant la résistance de l'ensemble de la structure, notamment lors d'événements sismiques ou de charges verticales importantes.

En termes de rigidité, les voiles jouent un rôle important en augmentant la résistance de la structure aux déformations horizontales. Ils sont également chargés de supporter la plupart des efforts horizontaux, notamment ceux causés par les séismes.

Les voiles présentent deux plans, l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie, ce qui nécessite une disposition des armatures dans les deux directions. Ils doivent être calculés dans les deux directions, c'est-à-dire horizontalement pour résister à l'effort tranchant V et verticalement pour résister à la flexion composée sous un effort normal de compression N et un moment de flexion M .

Pour ce faire, les combinaisons d'actions suivantes seront utilisées à partir du logiciel ETABS.

IV.4.1 COMBINAISONS DES CHARGES :❖ Selon BAEL99 :

Les combinaisons fondamentales :

$$1,35G + 1,5Q \rightarrow \text{ELU}$$

$$G + Q \rightarrow \text{ELS}$$

❖ **SELON RPA99/VERSION 2003 :**

Les combinaisons accidentelles :

$$G + Q \pm Ex$$

$$G + Q \pm Ey$$

$$0,8G \pm Ex$$

$$0,8G \pm Ey$$

IV.4.2 Les vérifications :

IV.4.2.1 Vérification de l'Etat limite de stabilité de forme :

Il convient de souligner que tout élément soumis à une compression peut flamber, même avant d'atteindre l'état limite ultime de résistance. Ce phénomène, bien qu'il puisse sembler négligeable, doit être pris au sérieux et faire l'objet d'une attention particulière.

❖ **Longueur de flambement :**

La longueur de flambement correspond à la distance entre deux points d'inflexion de la déformation de l'élément. Elle est ainsi définie comme la distance séparant les deux points où la courbe de déformation change de concavité.

D'après le BAEL : Si $I_{voile} \leq I_{poutre}$ alors $L_f = 0.7 L_0$, Sinon : $L_f = L_0$

L_0 : longueur libre appartenant à un bâtiment à étages multiples est comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

Dans notre cas : $L_f = L_0 = 3.06m$

❖ **Méthode simplifiée de calcul à la stabilité de forme :**

Le flambement est un problème complexe, mais pour faciliter son calcul, des méthodes simplifiées ont été développées. Ces méthodes permettent de déterminer la charge maximale que peut supporter un élément sans flamber, en utilisant des approximations et des hypothèses simplificatrices.

$$\overline{N}_{ultime} \leq \alpha \left[\frac{Br \times fc28}{0.9\gamma_b} + A \frac{fe}{\gamma_s} \right]$$

N : L'effort normal ultime

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul ; A=

Br : est la section réduite du voile obtenue en déduisant de sa section réelle un

Centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie :

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

α : est un coefficient, fonction de l'élanement mécanique λ

- $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} = \frac{3.06 \sqrt{12}}{0.2} = 53$ avec : i : rayon de giration ; $i^2 = I/S$
- $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.58$
- $A = \frac{1}{f_e} \cdot \left[\frac{Nu}{\alpha} - Br \cdot \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right]$
- $Br = (20-2) \cdot (180-2) = 3204 \text{ cm}^2$
- Contrainte limite : $6\lim = \frac{Nu \text{ limite}}{S}$ donc $Nu = \frac{61+62}{S} \times S$

$$61 = \frac{N}{S} + \frac{Mv}{I} = \frac{2494.78}{0.36} + \frac{879.64}{0.1} = 15726.34 \text{ KN/m}^2$$

$$62 = \frac{N}{S} - \frac{Mv}{I} = \frac{2494.78}{0.36} - \frac{879.64}{0.1} = -1866.45 \text{ KN/m}^2$$

$$Nu = \frac{15726.34 + 1866.45}{2} \times 0.2 \times 1.8 = 3166.70 \text{ KN}$$
- $Nu \leq \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{1.35} \right] = 0.58 \left[\frac{3204 \cdot 2.5}{1.35} \right] = 3441.33 \text{ KN}$
- $2973.8 \leq 3441.33$
 $Nu \leq \overline{Nu} \Rightarrow \text{Vérifié}$

IV.4.2.2 Vérification à l'Etat limite de service :

Une seule condition est requise, c'est la limite de compression du béton sous les contraintes de compression qui provoquent la chute de la contrainte à la rupture par fatigue du matériau.

D'après le BAEL cette limite est égale à : $\overline{6c} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (RPA99 V2003 Article 7.7.2)

$$6c = \frac{Ns}{S} + \frac{Msv}{I} = \frac{2167.95 \cdot 10^3}{0.36 \cdot 10^6} + \frac{64.97 \cdot 10^3}{0.1 \cdot 10^9} = 6.02 \text{ MPa}$$

$$6.026 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \Leftrightarrow \quad \overline{6c} \leq 6c \quad \Leftrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

IV.4.2.3 Vérification de la contrainte limite de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\overline{\tau_b} \leq \tau_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Où : $\tau_b = \frac{\overline{Vu}}{b_0 \cdot d}$ avec $\overline{Vu} = 1.4 Vu$ calculé (selon l'article 7.7.2 RPA99V2003)

Avec :

- V : effort tranchant
- b_0 : épaisseur du voile

- **d** : hauteur utile = 0.9h
- **h** : hauteur totale de la section brute

Vu calculé= 201.68 KN

$$\overline{Vu} = 1.4 \times 201.68 = 282.352$$

$$\tau_b = \frac{282.352 \times 10^3}{0.2 \times 10^3 \times 0.9 \times 5.375 \times 10^3} = 0.3 \text{ MPa}$$

0.3 MPa ≤ 5 MPa ⇒ Condition Vérifiée.

IV.4.3 LES SOLLICITATIONS DES VOILES "trumeaux" :

Les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS :

- ❖ **Selon X** : On Prend le trumeau 3 : (PEAR3)

Tableau 42: Sollicitations du trumeau selon X

| Etages | ELU | | | ELS | | | 0,8G+Edx | | |
|----------|---------|---------|---------|--------|---------|---------|----------|---------|---------|
| | N (KN) | M(KN,m) | T (KN) | N (KN) | M(KN,m) | T (KN) | N (KN) | M(KN,m) | T (KN) |
| Sous Sol | -2972 | 89,15 | 28,601 | -2167 | 64,97 | 20,84 | -1327 | 1586,27 | 455,40 |
| RDC | -2530,8 | 247,85 | 120,94 | -1846 | 180,66 | 88,17 | -1134 | 469,64 | 203,28 |
| Etage 1 | -2081,0 | -198,64 | 112,25 | -1517 | -144,88 | 81,88 | -971,4 | 351,9 | 165,2 |
| Etage 2 | -1664,5 | -135,06 | 61,79 | -1214 | -98,51 | 45,07 | -800,3 | 366,18 | 226,87 |
| Etage 3 | -1237,6 | -118,09 | 69,569 | -903,0 | -86,15 | 50,75 | -593 | 257,14 | 155,90 |
| Etage 4 | -839,06 | 99,95 | 63,77 | -612,8 | 72,89 | 46,48 | -396 | 298,00 | 152,13 |
| Etage 5 | -365,74 | -174,90 | 93,823 | -267,3 | -128,07 | 68,62 | -205 | 189,85 | 91,553 |

- ✓ Remarque : on a pris 10 cm pour espacement dans la zone nodale et 20 cm dans la zone courante.

IV.4.4 Calcul de Ferrailage longitudinale selon X :

En utilisant le logiciel ROBOT EXPERT

Tableau 43: ferrailage longitudinale du trumeau selon X

| Etages | As calculée | Ferrailage adopté | As adoptée |
|----------|-------------|-------------------|------------|
| Sous-Sol | 14,8 | 4HA14+8HA12 | 15,21 |
| RDC | 8 | 4HA12+8HA8 | 8,55 |
| Etage 1 | 8 | 4HA12+8HA8 | 8,55 |
| Etage 2 | 8 | 4HA12+8HA8 | 8,55 |
| Etage 3 | 8 | 4HA12+8HA8 | 8,55 |
| Etage 4 | 8 | 4HA12+8HA8 | 8,55 |
| Etage 5 | 8 | 4HA12+8HA8 | 8,55 |

❖ **Selon Y:** On Prend le trumeau 1 : (PEAR1)

Tableau 44: Sollicitations du trumeau selon Y

| Etages | ELU | | | ELS | | | 0,8G+Edy | | |
|----------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|----------|---------|---------|
| | N (KN) | M(KN,m) | T (KN) | N (KN) | M(KN,m) | T (KN) | N (KN) | M(KN,m) | T (KN) |
| Sous-Sol | -2494,8 | 879,6 | 4,2 | -1829,2 | 640,7 | 3,1 | -1165,8 | 10002,7 | 890,8 |
| RDC | -2043,9 | 738,7 | -14,1 | -1497,9 | 538,5 | -10,3 | -993,7 | 7152,6 | 728,6 |
| Etage 1 | -1696,1 | 598,6 | -19,6 | -1242,9 | 436,4 | -14,2 | -831,2 | 5165,0 | 584,9 |
| Etage 2 | -1342,6 | 508,7 | -37,1 | -983,8 | 370,9 | -27,0 | -669,7 | 3644,6 | 539,0 |
| Etage 3 | -979,6 | 420,8 | -42,4 | -717,7 | 306,9 | -30,9 | -504,5 | 2228,1 | 393,5 |
| Etage 4 | -611,3 | 300,7 | -34,7 | -447,9 | 219,4 | -25,2 | -336,8 | 1182,6 | 316,1 |
| Etage 5 | -236,8 | 201,7 | -45,4 | -173,4 | 147,5 | -33,1 | -164,5 | 369,2 | 105,4 |

✓ **Remarque :** on a pris 12.5 cm pour espacement dans la zone nodale et 25 cm dans la zone courante.

IV.4.5 Calcul de ferrailage longitudinale selon Y :

Tableau 45: ferrailage longitudinale du trumeau selon y

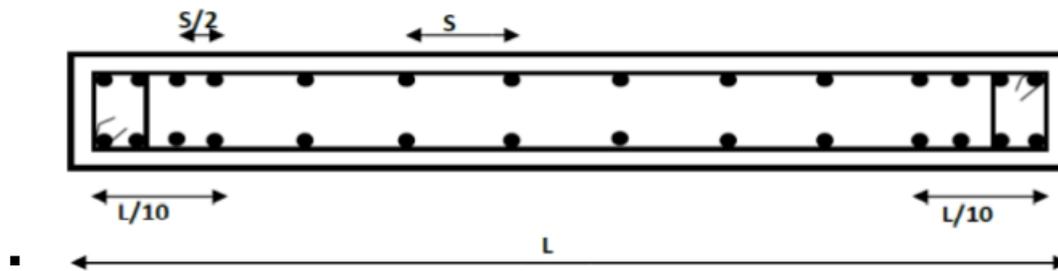
| Etages | As calculée | Ferrailage adopté | As adoptée |
|----------|-------------|-------------------|------------|
| Sous-Sol | 53,8 | 6HA16+18HA16 | 54,29 |
| RDC | 33,2 | 6HA14+18HA14 | 36,95 |
| Etage 1 | 20,8 | 6HA12+18HA12 | 27,14 |
| Etage 2 | 20,8 | 6HA12+18HA12 | 27,14 |
| Etage 3 | 20,8 | 6HA12+18HA12 | 27,14 |
| Etage 4 | 20,8 | 6HA12+18HA12 | 27,14 |
| Etage 5 | 20,8 | 6HA12+18HA12 | 27,14 |

IV.4.6 Condition de ferrailage des trumeaux :

❖ ARMATURES VERTICALES : (RPA99 V2003 Article 7.7.4.1)

Selon l'article 7.7.4.1 du RPA99 V2003, les armatures verticales sont utilisées pour reprendre les effets de flexion et sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Pour respecter les normes, ces armatures doivent être conformes aux directives suivantes :

- Le pourcentage minimum des armatures sur toute la zone tendue doit être de 20%.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- L'espacement des barres verticales doit être réduit de moitié sur une longueur de 1/10 dans les zones extrêmes, sans dépasser 15 cm.
- Les barres du dernier niveau doivent être équipées de crochets à leur partie supérieure, tandis que toutes les autres cadres n'en ont pas.
- À chaque extrémité, l'espacement des barres verticales doit être réduit de moitié sur une distance de 1/10 de la largeur du voile, sans dépasser 15 cm.



Disposition des armatures verticales dans les voiles.

❖ Aciers horizontaux :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

- ✓ Remarque : Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) est donné comme suit : $A_{\min} = 0.15 \% (e \times l)$: Dans la section globale de voile.

$A_{\min} = 0.10 \% (e \times l)$: Dans la zone courante.

❖ 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 / m^2 .

❖ Règles communes RPA99 V2003 ART.7.7.4.3

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - ✓ Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - ✓ En zone courante 0,10 %
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :
 - ✓ $S \leq 1,5 a$
 - ✓ $S \leq 30\text{cm}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $l/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - ✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts

est possible.)

✓ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les

Combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \text{ Avec } V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

IV.4.7 Plan de repérage des trumeaux :

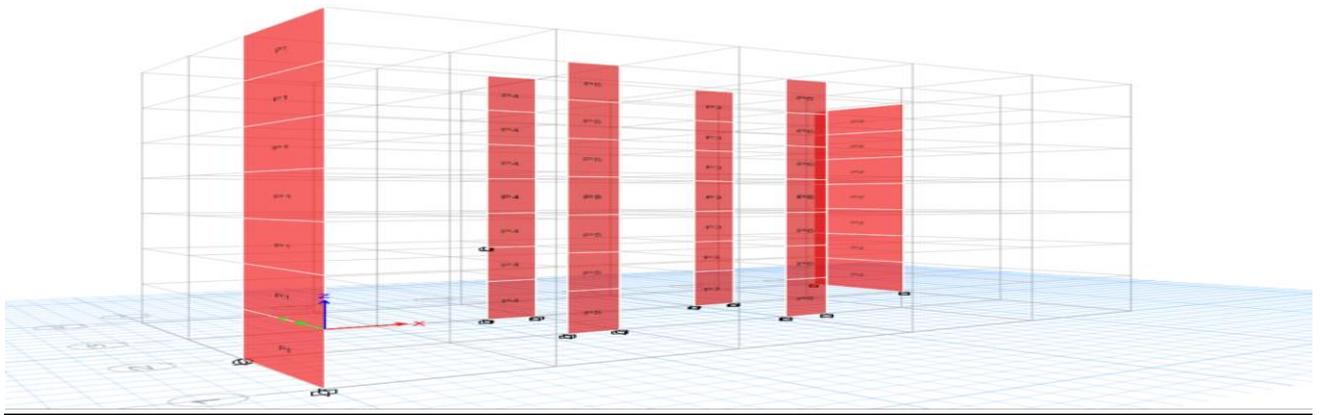


Figure 51: Repérage des trumeaux en 3D

IV.4.8 Calcul de Ferrailage horizontale :

❖ L'espacement :

$$St \leq \min (1.5a ; 30\text{cm}) = \min (1.5 \times 20 ; 30) = 30\text{cm} \Rightarrow St = 30 \text{ cm}$$

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

❖ On calcul à présent la section d'armatures transversale :

• **Selon le BAEL 91 (Ritter-Marsch) :** $\frac{At}{b0*St} \geq \frac{\bar{C}_u}{0.9*f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$

$$\bar{C}_u : \text{contrainte de cisaillement ; } \bar{C}_u = \frac{Vu}{b0*d} = \frac{890.783}{0.20*0.9*5.375} = 920.7 \text{ KN/m}^2$$

St : Espacement d'armatures.

f_e : la limite d'élasticité.

α : Angle d'inclinaison des armatures transversales ($\alpha = 90^\circ$)

Donc :

$$At \geq 15 \cdot 20 \cdot \frac{1405.55 \cdot 10^{-4}}{0.9 \cdot 40 \cdot 1} = 0.767 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage horizontal de 2HA8 esp 15cm.

IV.4.9 La quantité des armatures minimales :

- Selon BAEL 99 article A.5.1.22

$$\frac{At \cdot fe}{b_0 \cdot St} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } At_{\min} \geq \frac{0.4 \cdot b_0 \cdot St}{fe} = \frac{0.4 \cdot 100 \cdot 20 \cdot 30}{400 \cdot 100} = 0.6 \text{ cm}$$

- Selon RPA99 V2003 : $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$

IV.4.10 Vérification des armatures minimales :

- ❖ Pear 3 (selon X) :

Tableau 46: vérification des armatures minimales selon X

| Etages | As adoptée | Amin (BAEL) | Vérifications | Amin (RPA) | Vérifications |
|----------|------------|-------------|---------------|------------|---------------|
| Sous-Sol | 15,21 | 0,6 | Vérifiée | 5,4 | Vérifiée |
| RDC | 8,55 | 0,6 | Vérifiée | 5,4 | Vérifiée |
| Etage 1 | 8,55 | 0,6 | Vérifiée | 5,4 | Vérifiée |
| Etage 2 | 8,55 | 0,6 | Vérifiée | 5,4 | Vérifiée |
| Etage 3 | 8,55 | 0,6 | Vérifiée | 5,4 | Vérifiée |
| Etage 4 | 8,55 | 0,6 | Vérifiée | 5,4 | Vérifiée |
| Etage 5 | 8,55 | 0,6 | Vérifiée | 5,4 | Vérifiée |

- ❖ Pear 1 (selon Y) :

Tableau 47: vérification des armatures minimales selon Y

| Etages | As adoptée | Amin (BAEL) | Vérifications | Amin (RPA) | Vérifications |
|----------|------------|-------------|---------------|------------|---------------|
| Sous Sol | 54,29 | 0,6 | Vérifiée | 15 | Vérifiée |
| RDC | 36,95 | 0,6 | Vérifiée | 15 | Vérifiée |
| Etage 1 | 27,14 | 0,6 | Vérifiée | 15 | Vérifiée |
| Etage 2 | 27,14 | 0,6 | Vérifiée | 15 | Vérifiée |
| Etage 3 | 27,14 | 0,6 | Vérifiée | 15 | Vérifiée |
| Etage 4 | 27,14 | 0,6 | Vérifiée | 15 | Vérifiée |
| Etage 5 | 27,14 | 0,6 | Vérifiée | 15 | Vérifiée |

IV.4.11 Schéma de ferrailage des voiles :

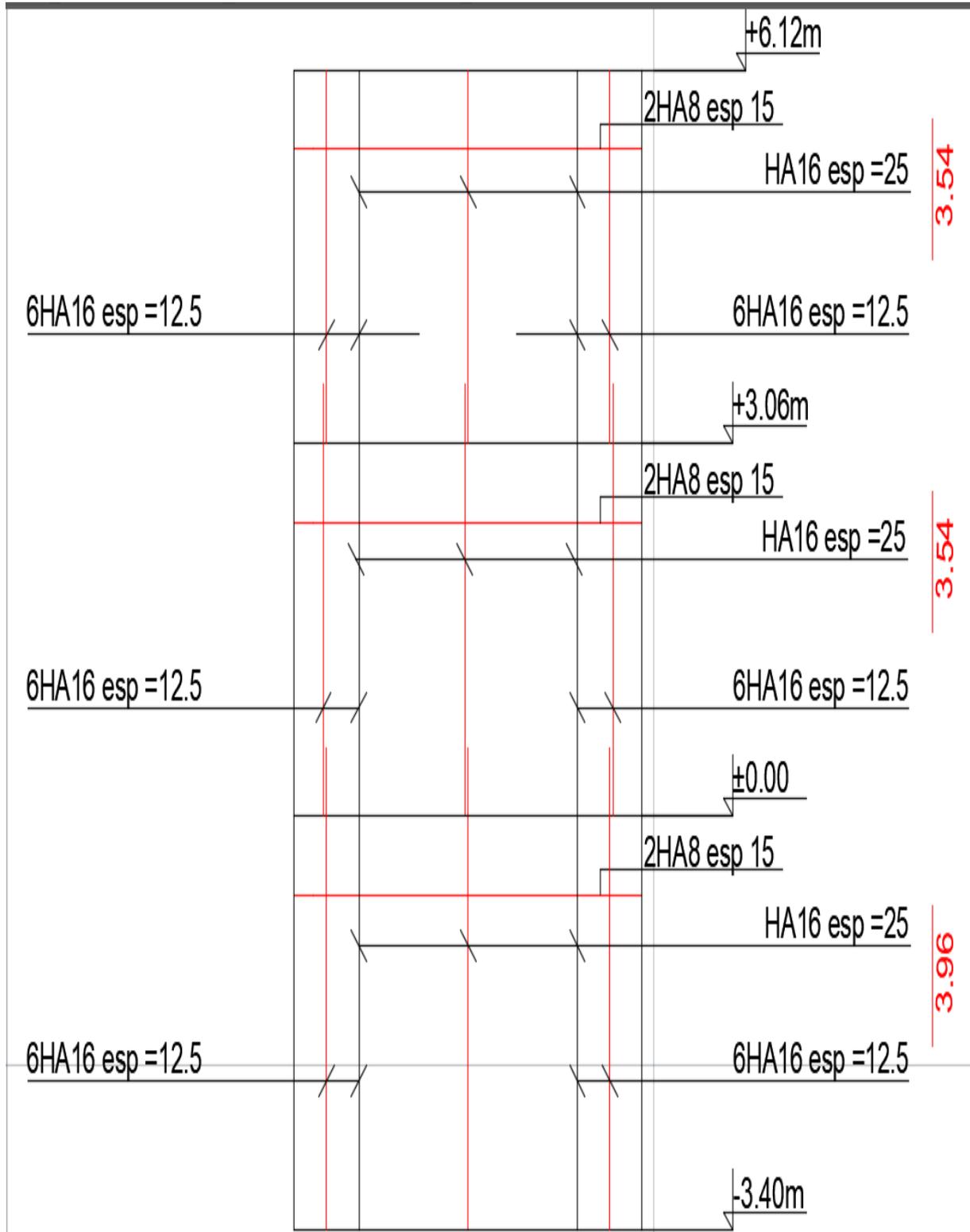


Figure 52: Schéma de ferrailage du voile de : Niv-3.40m , Niv0.00, Niv+6.12m

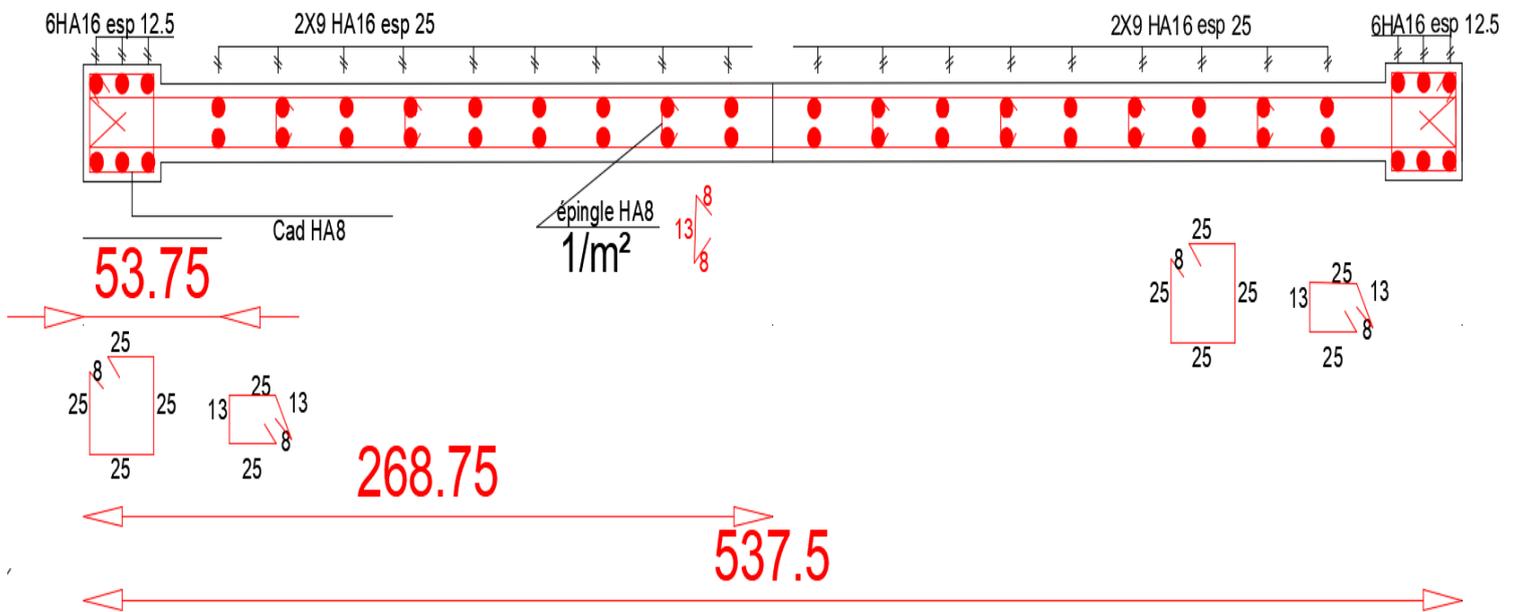


Figure 53: coupe du voile

**V 5^{ème} chapitre ‘’Ferrailage des
éléments non structuraux’’ :**

VI Introduction :

Cette partie de notre travail concerne les éléments non structurels tels que les poutrelles, les escaliers, les balcons et les acrotères. Bien qu'ils ne contribuent pas directement à la résistance globale de la structure aux actions sismiques, ils jouent un rôle essentiel dans la fonctionnalité et l'esthétique de l'ouvrage. Dans cette étude, nous aborderons la conception, le dimensionnement et la résistance de ces éléments, en veillant à ce qu'ils répondent aux charges appliquées, assurent la sécurité des occupants et respectent les normes réglementaires en vigueur. Leur intégration harmonieuse dans la conception globale de l'ouvrage est cruciale pour garantir un projet complet et réussi.

VI.1 Elude de plancher à corps creux :

Pour l'analyse du plancher à corps creux, le calcul est effectué pour les poutrelles et la dalle de compression.

VI.1.1 Etude des poutrelles :

- ❖ Les poutrelles sont des sections en T en béton armé qui servent à transmettre les charges aux poutres principales.
- ❖ Chaque poutrelle reçoit la moitié du corps creux de chaque côté. Au total, elles supportent la charge complète du corps creux.

Par conséquent, les poutrelles sont soumises à une charge uniforme linéaire de $0,65 \cdot q$ (où q représente la charge totale sur le plancher à corps creux).

Le travail consiste à analyser une section en T en béton armé selon les spécifications suivantes :

VI.1.1.1 Calcul des sollicitations :

On prend pour exemple le plancher terrasse :

$$G = 6.45 \times \left(\frac{0.65}{2} + \frac{0.65}{2} \right) = 4.19 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0.65 \times 1 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

Le tableau suivant résume les résultats obtenus :

Tableau 48: sollicitations des poutrelles

| | Mu (KN.m) | Ms (KN.m) | V (KN) |
|------------------|-----------|-----------|--------|
| En appuis rive | 2,22 | 1,61 | 18,36 |
| En appuis interm | 11,14 | 8,09 | |
| En travée | 14,28 | 10,45 | |

VI.1.2 Ferrailage longitudinale :

En utilisant le logiciel Robot expert pour calculer le ferrailage, on a trouvé :

Tableau 49: le ferrailage adopté pour les poutrelles

| | As cal (cm ²) | As adoptée (cm ²) |
|-------------------------|---------------------------|-------------------------------|
| En Appuis rive | 0,9 | 1,13 (1HA12) |
| En Appuis intermédiaire | 2,2 | 2,26(2HA12) |
| En Travée | 2,5 | 2,7(2HA10+1HA12) |

❖ **Vérification de la flèche :**

Les poutrelles calculées comme une poutre simplement appuyée. La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par $\Delta f_{adm} = L/500$ On utilise le logiciel robot expert pour faire la vérification de la flèche est présentée dans le tableau suivant :

Tableau 50: vérification de la flèche dans les poutrelles

| l (Cm) | Mg | M(g+q) | As travée (Cm ²) | As sup (Cm ²) | Δf (mm) | Δf_{adm} (mm) | Vérification |
|--------|------|--------|---------------------------------|------------------------------|-----------------|-----------------------|--------------|
| 470 | 9,84 | 11,36 | 2,7 | 1,13 | 7,4 | 9,4 | Vérifie |

VI.1.3 Ferrailage transversale :❖ **Vérification des efforts tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = 18.36 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_c 28}{\gamma b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{18.36}{0.12 \times 0.17} = 0.9 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.9 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{f}$$

❖ **Choix des armatures transversales :** (Selon B.A.E.L)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_i\right) = \min(5.71; 12; 8)$$

$$\phi_t \leq 5.71 \text{ mm}$$

On adopte $A_t=2HA8$

❖ **L'espacement** : D'après B.A.E.L

$$St_{max} \leq \min(0.9d; 40cm) \gg St_{max} \leq \min(17.5cm; 40cm) \gg St_{max} \leq 16.2cm$$

$$St_1 \leq \frac{0.9 \times At \times fe}{\gamma_s \times b_0 \times \tau_u} = \frac{0.9 \times 100 \times 400}{1.15 \times 120 \times 0.9} = 29 \text{ cm}$$

$$St_2 \leq \frac{At \times fe}{0.4 \times b_0} = \frac{1 \times 400}{0.4 \times 120} = 83 \text{ cm} \gg St_2 \leq 100cm$$

$$St \leq \min(St_1; St_2; S_{tmax}) \Rightarrow St \leq \min(29; 100; 16.2) \Rightarrow St \leq 16.2cm$$

En adopte : $St= 15 \text{ cm}$

VI.1.4 Les armatures de la dalle de compression :

Le calcul est réalisé en utilisant un intervalle de 1 mètre pour le plancher à corps creux de type 16+4. L'hourdis de dimensions $(16 \times 50 \times 20) \text{ cm}$ $B=100 \text{ cm}$ $e= 4 \text{ cm}$ et $l_x = 0.5m$ (entre nu) et on a Fe500 (pour les trilles soudées) donc $\rho_0=0.0006$ (art B.7.4d'ares tableau de BAEL 91).

$$A_y \geq \rho_y \cdot b \cdot e = 0.0006 \cdot 100 \cdot 4$$

$$A_y \geq 24 \text{ mm}^2 / ml$$

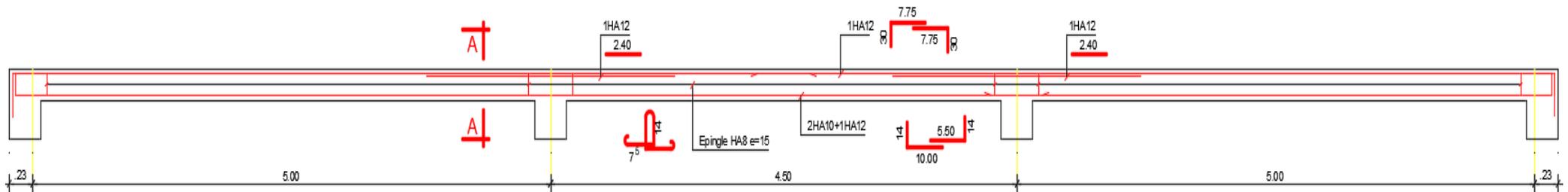
Quand $\rho_x \geq \rho_0 \times 3 - l_x / l_y \geq 2$ Alors $\rho_x=0.0009$

$$A_x \geq \rho_x \cdot b \cdot e \geq 0.0009 \cdot 100 \cdot 4 \geq 36 \text{ mm}^2 / ml$$

On adopte T.S D 5/5. 150/150 (après le tableau de TS disponible en Algérie)

VI.1.5 Schéma de ferrailage :

NERVURE (16+4)



— COUPE A-A —

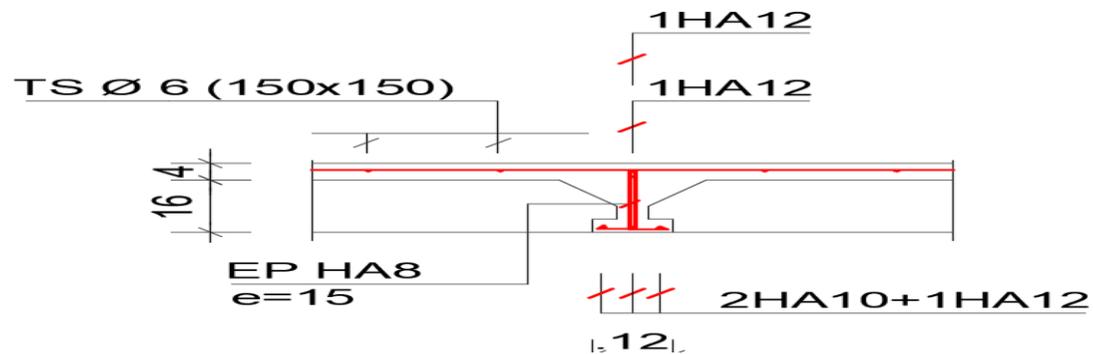


Figure 54: Schéma de ferrailage du CC16+4

VI.2 Ferrailage de la dalle pleine du balcon :

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon : dalle sur trois appuis, assimilée à

Deux consoles de portée de 0.8m

Le balcon se calcul comme une console soumise à :

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.

Le calcul se fera pour une bande de 1m à la flexion simple.

| | |
|---------------------|------|
| Epaisseur du balcon | 15cm |
| Enrobage | 3cm |

VI.2.1 Sollicitations dans le balcon :

D'après le logiciel ETABS on a trouvé :

Tableau 51: sollicitation du balcon selon le sens x

| Sens | ELU | | ELS | | Tu |
|--------|------|------|-------|----|----|
| | Mapp | Mt | Mapp | Mt | |
| Sens x | -17 | 4,75 | -12,6 | 3 | 25 |

VI.2.2 Calcul de ferrailage :

D'après le logiciel ROBOT EXPERT on a trouvé :

Tableau 52: sollicitation du balcon selon le sens Y

| | As calculée | Ferrailage adoptée | As adoptée (cm ²) |
|--------|-------------|--------------------|-------------------------------|
| Travée | 1,8 | 6HA8 | 3,02 |
| Appuis | 5,8 | 6HA12 | 6,79 |

❖ L'espacement :

$$St = 100/6 = 16.66 \text{ cm}$$

On prend $St = 17 \text{ cm}$

❖ Vérification de l'espacement :

$$St \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \underline{\text{Vérifiée}}$$

❖ Vérification des diamètres des barres :

$$\Phi = 8\text{mm} \leq \frac{h}{10} = 15 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \underline{\text{Vérifiée}}$$

$$\Phi = 8\text{mm} \leq \frac{h}{10} = 15 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \underline{\text{Vérifiée}}$$

❖ Condition non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 0,9 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$3,02 \text{ cm}^2 \leq 1,63 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \underline{\text{Vérifiée}}$$

❖ Vérification des contraintes au cisaillement :

La fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa} \quad (\text{CBA 93 article A.5.2.2})$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{25}{1 \times 0,9 \times 0,15} \times 10^{-3} = 0,185 \text{ MPa} \leq 1,17 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \underline{\text{Vérifiée}}$$

❖ Vérification de la flèche :

La flèche des balcons calculée comme une poutre porte à faux :

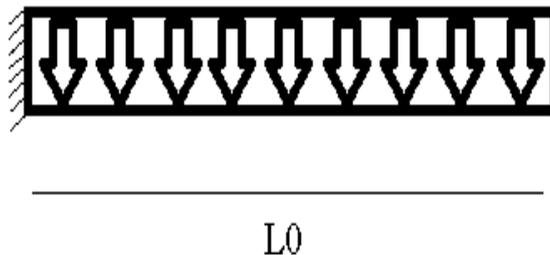


Figure 55: Poutre porte à faux (console).

La flèche admissible pour une poutre supérieur à 5 mètres est définie par le **CBA93** comme suit : $\Delta_{fadm} = \frac{L}{500} = 0.5 + \frac{530}{1000} = 10.3 \text{ mm}$

D'après le logiciel Etabs et Robot expert :

Tableau 53: la vérification de la flèche admissible du balcon

| $M_g(\text{KN.m})$ | $M_p(\text{KN.m})$ | $\Delta_{ft}(\text{cm})$ | $\Delta_{fadm}(\text{mm})$ | Vérification |
|--------------------|--------------------|--------------------------|----------------------------|--------------|
| 2.5 | 3 | 0 | 10.3 | Vérifiée |

VI.2.3 Schéma de ferrailage :

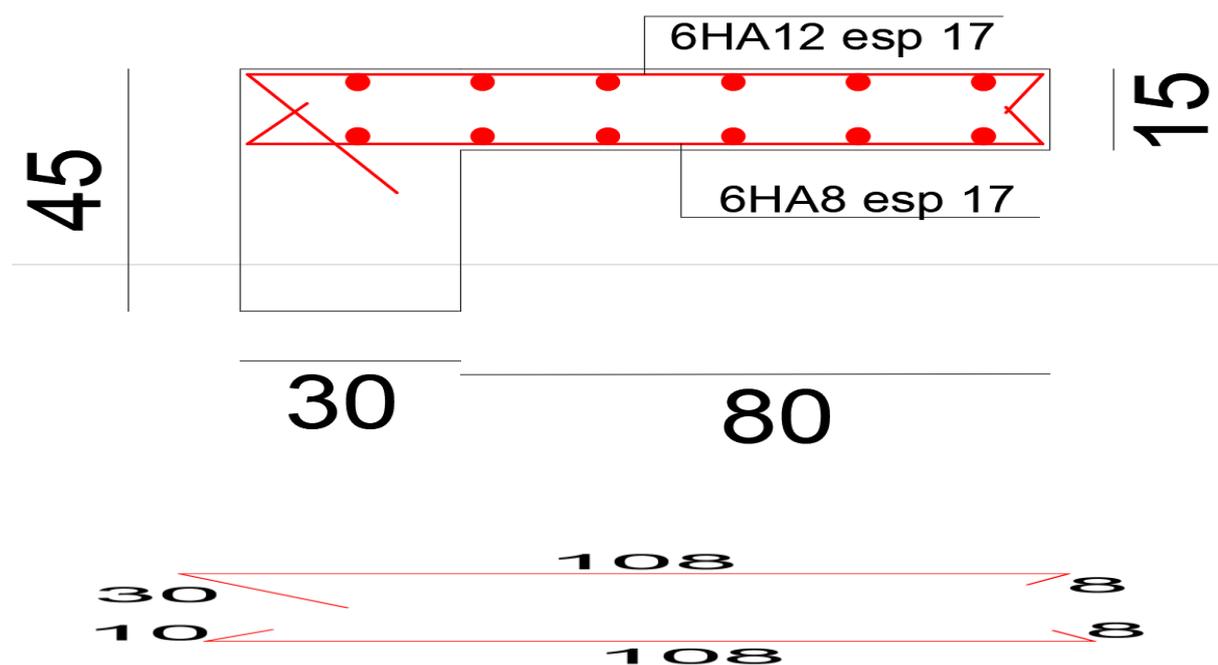


Figure 56: ferrailage du balcon

VI.3 Ferrailage de l'Acrotère :

Notre ouvrage est consacré à un type spécifique d'acrotère, un élément de sécurité conçu pour les terrasses. Cet acrotère sert de barrière de protection contre les chutes et assure la sécurité des personnes qui se trouvent sur la terrasse. Il est conçu pour résister aux charges horizontales ainsi qu'à son propre poids, et est fixé à la base comme une console encastree. En plus de sa fonction de sécurité.

❖ Selon BAEL91 article B.5.3.1 :

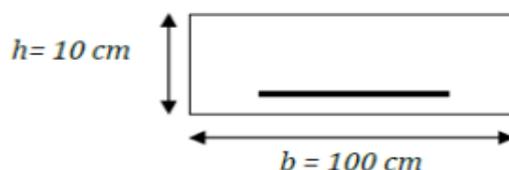
- Si $f_{t28} \geq 2.4 \text{ MPa}$: la section des armatures longitudinales est au moins égale à : 0,002 de la section de béton
- Si $f_{t28} \leq 2.4 \text{ MPa}$: la section des armatures longitudinales est au moins égale à 0,002 de la section de béton

On a $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \leq 2.4 \text{ MPa}$ donc :

$A_s \text{ min} = 0.0025 S$

VI.3.1 Armatures longitudinales :

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.



$S = 10 \times 100 = 1000 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Donc :

$A_s \text{ min} = 0.0025 \times 1000 = 2.5 \text{ cm}^2$

Tableau 54: Ferraillage de l'acrotère

| Asmin (cm²) | Ferraillage adopté | Section adopté (cm²) | Vérification |
|-------------|--------------------|----------------------|--------------|
| 2.5 | 5HA8 | 2.51 | Vérifiée |

❖ **L'espacement :**

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

❖ **Vérification d'espacement :**

$St = 20 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$
 Condition vérifiée

VI.3.2 Calcul d'armature de répartition

$A_{rep} = A_s / 4 = 2.51 / 4 = 0.627 \text{ cm}^2$ Repartie sur 100 cm de hauteur, avec un espacement :

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

On adopte : 5HA 8 \rightarrow 2.51 cm²

VI.3.3 Schéma de ferrailage :

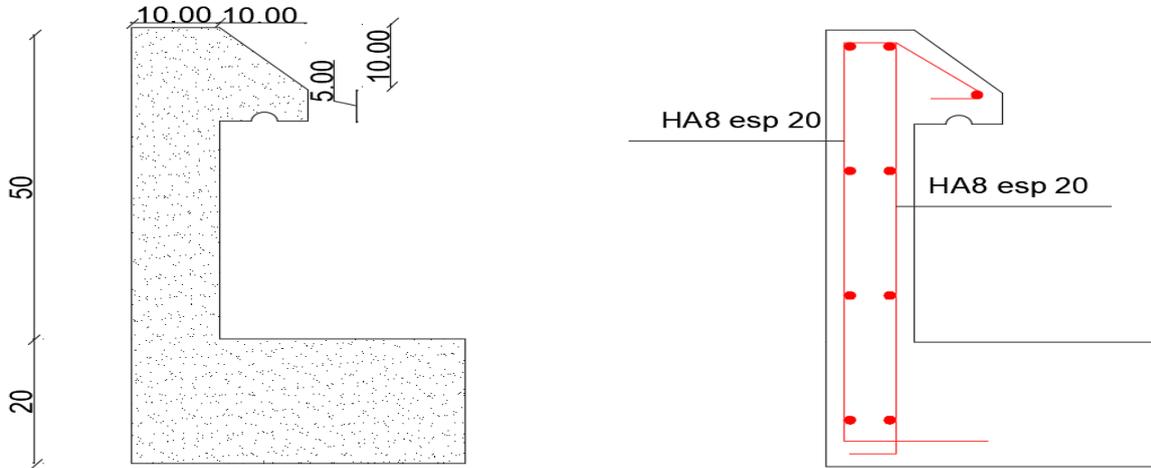


Figure 57: plan de coffrage et ferrailage de l'acrotère

VI.4 Etude des escaliers :

La discipline de l'étude des escaliers se focalise sur la conception, la construction et l'optimisation de la sécurité et de la praticité des escaliers pour les individus. Cela nécessite une compréhension approfondie de l'utilisation des escaliers par les personnes et vise à créer des escaliers à la fois esthétiques et fonctionnels.

❖ Escalier 2 Volées :

L'objet de l'étude est un escalier composé de deux volées symétriques. Ainsi, nous étudierons l'une des deux volées, et les résultats obtenus seront ensuite appliqués à l'autre volée.

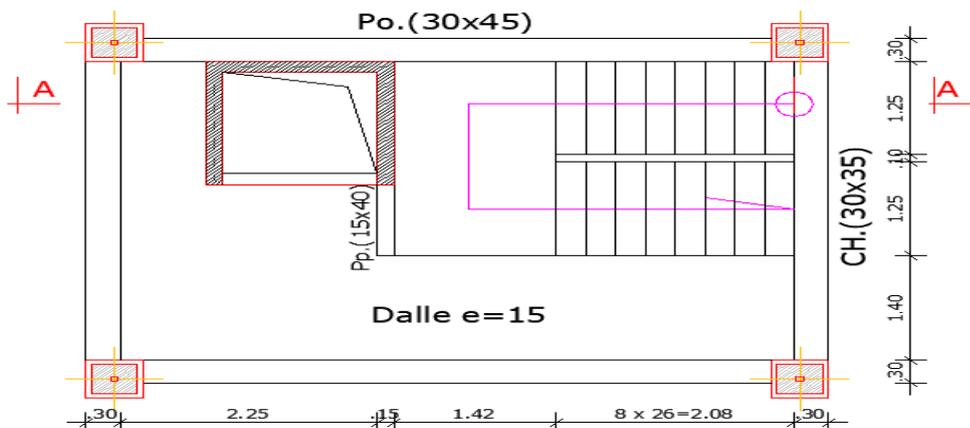


Figure 58: Vue en plan escalier

VI.4.1 Chargements et combinaisons :

Pour les chargements et les combinaisons, une méthode approximative est utilisée où l'on prend la valeur maximale de la charge (q max) et on applique cette charge à la volée.

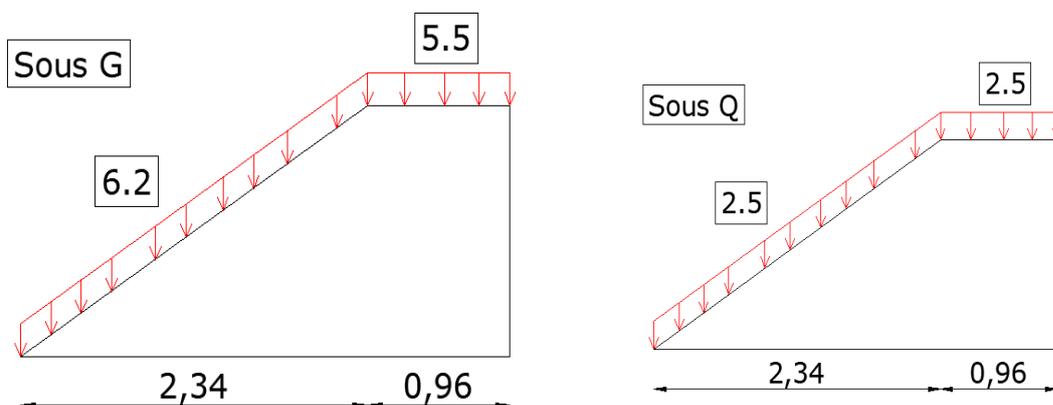
$G = 6.7 \text{ KN/ml}$ $Q = 2.5 \text{ KN/ml}$

$q_{ZLU} = 1.35G + 1.5Q$

$q_{ZLU} = 1.35(6.7) + 1.5(2.5) = 12.80 \text{ KN/ml}$

$q_{ZLS} = G + Q$

$q_{ZLS} = (6.7) + (2.5) = 9.20 \text{ KN/ml}$



VI.4.2 Les Sollicitations dans l'escalier :

Tableau 55: sollicitation d'escalier

| Combinaison | Moment isostatique | M travée | M appuis | $T = \frac{q.l}{2}$ |
|-------------|-----------------------------|-------------------|------------------|---------------------|
| | (KN/ml) $(\frac{q.l^2}{8})$ | (KN/ml) (0,85xMo) | (KN/ml) (0,3xMo) | |
| ELU | 23,1 | 19,64 | 6,93 | 24,32 |
| ELS | 16,61 | 14,12 | 4,98 | / |

VI.4.3 Calcul du ferrillage :

Le ferrillage se fait à la flexion simple pour une bonde de largeur b=100cm et de hauteur h=15cm (épaisseur du palier) avec un enrobage de 3 cm dans les 2 cotée et la fissuration est considérée comme préjudiciable.

Le calcul de la section d'armature se fait par le Robot EXPERT BA, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 56: Ferrailage longitudinale d'escalier

| | M(ELU) | M(ELS) | b | h | L'enrobage | As calculé | As adopté |
|---------|---------|---------|------|------|------------|------------|-----------|
| | (KN/ml) | (KN/ml) | (Cm) | (Cm) | C=C' (Cm) | Cm2 | Cm2 |
| Travées | 19,64 | 14,12 | 100 | 15 | 3 | 4 | 5HA12 |
| Appuis | 6,93 | 4,98 | 100 | 15 | 3 | 1,5 | 5HA10 |

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} = Cm^2 < A_s \text{ adopté } \quad \text{vérifié}$$

❖ **L'espacement**

En travée

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ Cm} < (3h; 33 \text{ Cm}) = \min(45; 33 \text{ Cm}) = 33 \text{ Cm}$$

En appuis

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ Cm} < (3h; 33 \text{ Cm}) = \min(45; 33 \text{ Cm}) = 33 \text{ Cm}$$

❖ **Les armatures des répartitions**

En travée

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ Cm}^2$$

Donc on adopte 5HA8 = 2.5 Cm²

En appuis

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.5}{4} = 0.375 \text{ Cm}^2$$

Donc on adopte 5HA8 = 2.5 Cm²

L'espacement

En travée

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ Cm} < (3h; 33 \text{ Cm}) = \min(45; 33 \text{ Cm}) = 33 \text{ Cm}$$

En appuis

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ Cm} < (3h; 33 \text{ Cm}) = \min(45; 33 \text{ Cm}) = 33 \text{ Cm}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$V_u \text{ max} = 24.32 \text{ KN}$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_c 28}{\gamma b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{24320}{1000 \times 120} = 0.2 \text{ MPa}$$

$0.2 < 2.5 \quad \longrightarrow \quad \text{Conditions vérifie}$

❖ **Vérification de la flèche**

Les escaliers sont calculés comme une poutre simplement appuyés. La flèche admissible pour un escalier inférieure à 5 mètres est définie par $\Delta f_{adm} = L/400$ On utilise le logiciel robot expert pour faire la vérification de la flèche est présentée dans le tableau suivant :

Tableau 57: vérification de la flèche dans l'escalier

| l (Cm) | Mg | M(g+q) | As travee (Cm ²) | As sup (Cm ²) | Δf (mm) | Δf_{adm} (mm) | Vérification |
|--------|-------|--------|---------------------------------|------------------------------|-----------------|-----------------------|--------------|
| 330 | 10,28 | 14,12 | 5,65 | 0 | 3,9 | 6,6 | Vérifie |

VI.4.4 Schéma de ferrailage

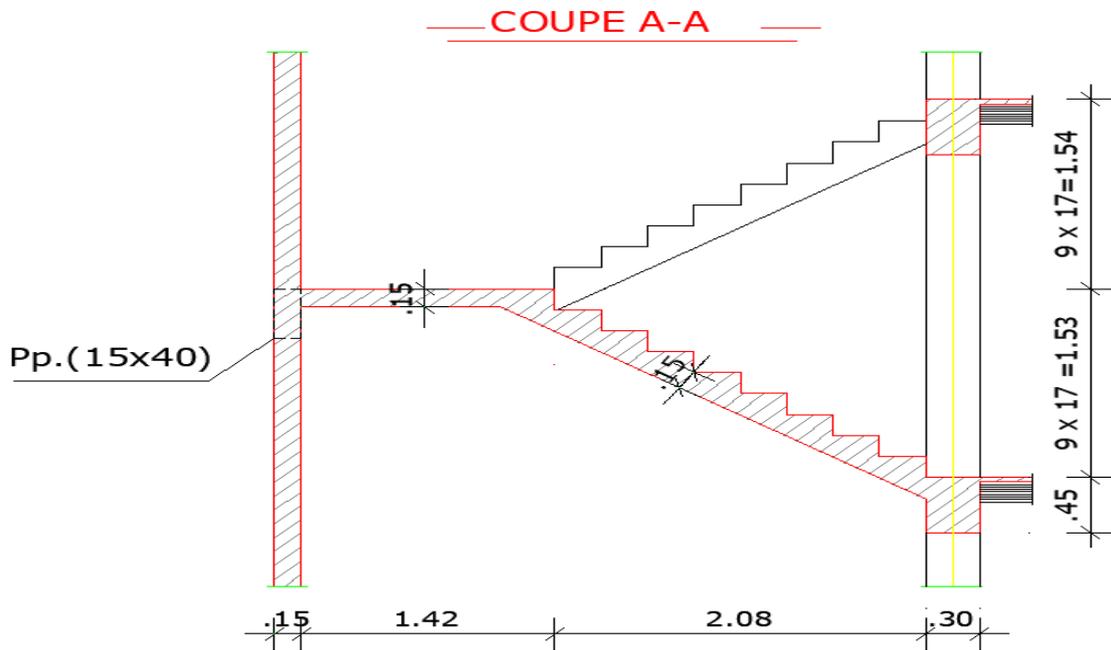


Figure 59: Coupe escalier

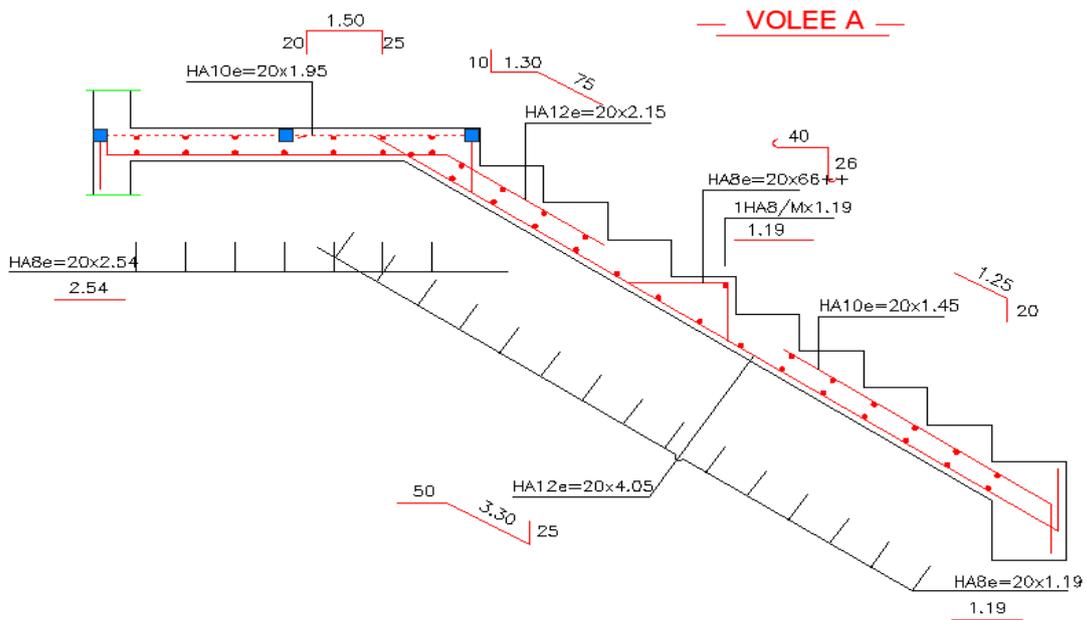


Figure 60: Ferrailage volée

**VII 6ème Chapitre : Etude de
l'infrastructure**

VII.1 Introduction

Les fondations sont les composants souterrains d'une structure, situés en dessous du niveau de base où elles assurent la liaison entre la structure et le sol. Elles sont responsables de la transmission des charges et des surcharges de la structure vers le sol, et jouent un rôle essentiel dans la solidité de l'ensemble.

Une fondation agit comme un moyen de transfert des charges provenant de la partie supérieure de la structure vers le sol. Son calcul dépend à la fois de la nature de la superstructure et des charges qu'elle supporte, ainsi que des caractéristiques géotechniques du sol.

Les fondations doivent accomplir deux fonctions principales :

- Supporter efficacement les charges et les surcharges de la structure.
- Assurer une transmission adéquate des charges et des surcharges vers le sol, garantissant ainsi la stabilité de l'ouvrage.

VII.2 Types des fondations :

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Fondations semi-profonds (les puits).
- Fondations profonds (les pieux).

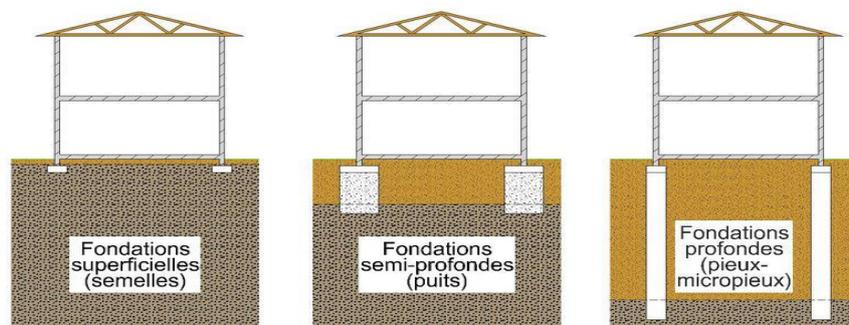


Figure 61: types des fondations

VII.3 Caractéristiques du sol :

L'étude géotechnique du site choisi pour implanter notre bâtiment fournit des informations sur les caractéristiques des différentes couches du sol. Le rapport géotechnique indique ce qui suit :

- Le sol présent est un sol argilo-marneux renfermant des blocs de roches isolés.
- La profondeur d'ancrage recommandée pour les fondations est de 2 mètres.
- La contrainte admissible du sol est de 2 bars.
- Le tassement admissible est de 1.2 cm.
- Aucune agressivité du sol envers le béton n'est signalée.
- Le sol présente une cohésion moyenne avec une valeur de C égale à 0.5 bars.

- L'angle de frottement du sol est estimé à environ 25°.
- Le site est considéré comme ayant une classification S3, ce qui indique un sol de caractère meuble.

Par ailleurs, l'analyse chimique du sol révèle les informations suivantes :

- Le pourcentage de sulfate indique que le sol ne présente aucune agressivité.
- Le pH du sol est proche de la neutralité.

VII.4 Choix du type de fondations :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

✓ **Remarque**

Dans un premier temps, nous proposons d'utiliser des semelles isolées pour les poteaux et des semelles filantes pour les murs. Pour ce faire, nous devons effectuer une vérification préliminaire, à savoir : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} < 50\%$$

VII.5 Vérification du pourcentage de la fondation :

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{semelle} \leq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$$

La somme des réactions des poteaux et voiles sont :

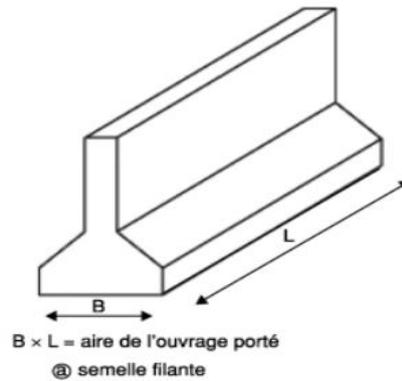
A l'ELS : Selon l'etabs2017 on a :

$$N_{ELS} = 31699 \text{ KN}$$

$$S_{semelle} \leq \frac{31699}{200} = 158.5 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{158.5}{397.5} = 40\%$$

Alors on déduit que le radier général n'est pas nécessaire dans notre cas, car la surface totale des semelles ne dépasse pas 50 % de la surface d'emprise du bâtiment. Ceci nous amène à envisager des semelles filantes.



VII.6 Choix de la disposition de la semelle

Deux possibilités nous sont offertes de disposition dans le sens x et le sens y :

Sens y : nous avons des fondations jumelles avec un risque de dépassement du terrain.

Sens x : meilleure disposition chaque bloc a un sa propre fondation filante.

VII.7 Dimensionnement de la fondation

D'après le logiciel ETABSV2017 on obtient :

| | fz (KN) | l (m) | σ_{sol} (Kg/m ²) | B (m) |
|--------|------------|-------|-------------------------------------|-------|
| file 1 | 6874,16415 | 26,5 | 200 | 1,5 |
| file2 | 9637,10528 | 26,5 | 200 | 2 |

VII.8 Vérification de la contrainte :

$$N = 31699.87 * 1.05 = 33285$$

$$Sf = 26.5(1.5 + 2 + 2 + 1.5) = 185.5$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N}{Sf} = \frac{33285}{185.5} = 179.43 \text{ KN/m}^2$$

$$179.43 \text{ KN/m}^2 < 200 \text{ KN/m}^2 \quad \text{vérifie}$$

VII.9 Calcul de la hauteur semelle (méthode des bielles)

| | b(Cm) | B(Cm) | $h = \frac{B-b}{4}$ | h(Cm) |
|--------|-------|-------|---------------------|-------|
| file 1 | 45 | 150 | | 30 |
| file 2 | 45 | 200 | | 40 |

VII.10 Calcul hauteur nervure :

$$\frac{l}{9} \leq hr \leq \frac{l}{6}$$

$$\frac{6}{9} \leq hr \leq \frac{6}{6}$$

$$0.66 \leq hr \leq 1$$

On prend : $hr = 0.9 \text{ m}$

VII.11 Modélisation de semelle filante**❖ Calcul de coef de raideur K**

Sachant que d'après le rapport de sol 1 bar $\rightarrow x = 1 \text{ cm}$

$$Ks = \frac{F}{x} = \frac{100}{0.01} = 10000 \text{ KN/m}^2$$

Après introduction des et définition des dimensions de la semelle dans le logiciel ETABSv2017 On obtient le model suivant :

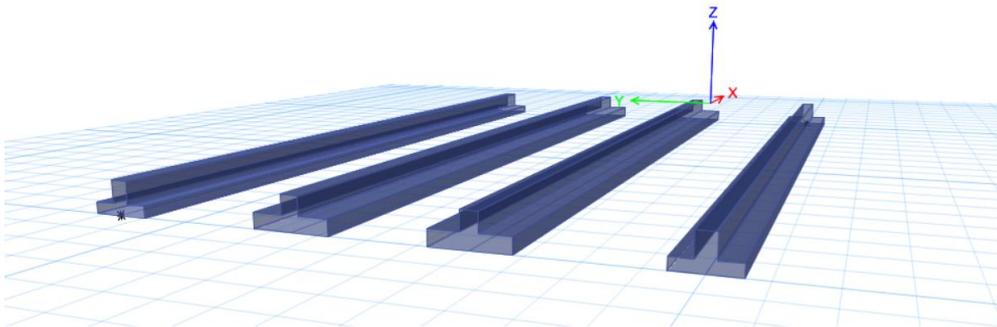


Figure 62: La modélisation des semelles filantes dans l'ETABS2017

VII.12 Vérification du Poinçonnement semelle :

$$Q_u \leq Q_{u\text{Limite}} = 0,045 * u_c * hr * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$u_c = 2(a + b + 2hr) = 2(0.45 + 0.45 + 2(0.9)) = 5.4 \text{ m}$$

$$1838.49 \leq N_{\text{Limite}} = 0,045 * 5.4 * 0.9 * 16666.66 = 3644.98 \text{ KN} \quad \text{vérifie}$$

VII.13 Calcul ferrailage de la fondation**VII.13.1 Ferrailage de la semelle filante**

Comme exemple on prend la file 1

❖ Armature principale (ELU)

$$A_s = \frac{Nu(B - b)}{8 * d * \bar{\sigma}_s}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$Nu = 9417.6 \text{ KN}$$

$$As = \frac{9714.6(150 - 45)}{8 * 27 * 34.782}$$

$$As = 131.6 \text{ Cm}^2$$

$$As = \frac{131.6}{26.5} = 4.96 \text{ Cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Armature principale (vérification ELS)**

$$As = \frac{Ns(B - b)}{B * d * \bar{\sigma}_s}$$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \cdot ft28} \right\} \text{ MPa}$ $ft28 = 2.1$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{266.66; 201.62\} \text{ MPa} = 201.62 \text{ MPa}$$

$$As = \frac{6874.16(150 - 45)}{8 * (30 - 3) * 20.162}$$

$$As = 165.7 \text{ Cm}^2$$

$$As = 6.25 \text{ Cm}^2/\text{ml}$$

On adopte HA12 e=20 → $As = 6.72 \text{ Cm}^2/\text{ml}$

❖ **Espacement :**

$$e = \min(20 \text{ Cm} ; 15\phi l) = \min(20 \text{ Cm} ; 15 * 1.4) = 20 \text{ CM}$$

On adopte e = 20 Cm/ml.

❖ **Armature de répartition**

$$Ar = \frac{As}{4} = \frac{6.72}{4} = 1.68 \text{ Cm}^2$$

On adopte HA8 e=20 → $As = 3.02 \text{ Cm}^2$

VII.13.2 **Ferraillage de la poutre de rigidité**

Les résultats obtenus par le logiciel ETABSv2017 :

File 1 :

En travée

| file 1 | ELU | ELS |
|--------|-------|-------|
| M(max) | 972,4 | 712,7 |

En appuis :

| | | |
|--------|-------|-------|
| file 1 | ELU | ELS |
| M(max) | 863.7 | 628.4 |
| T(max) | 890,2 | / |

File 2**En travée**

| | | |
|--------|---------|-------|
| file2 | ELU | ELS |
| M(max) | 1343.07 | 983.5 |

En appuis

| | | |
|--------|--------|-----|
| file2 | ELU | ELS |
| M(max) | 1015,4 | 740 |
| T(max) | 1226 | / |

Après l'introduction des moments dans ROBOT EXPERT on obtient :

Ferraillage important on augmente la hauteur de 0.9 m à 1 m pour le diminuer

Tableau 58: ferraillage de la poutre de rigidité de la File 1

| file 1 | b(Cm) | hr(Cm) | B(Cm) | hs(Cm) | d(Cm) | As(Cm ²) | Armature | As adopté (Cm ²) |
|--------|-------|--------|-------|--------|-------|----------------------|--------------|------------------------------|
| Traves | 45 | 100 | 150 | 30 | 3 | 29,6 | 10HA16+3HA20 | 29,5 |
| Appuis | | | | | | 26,2 | 10HA16+2HA20 | 26,39 |

Tableau 59: ferraillage de la poutre de rigidité de la File 2

| file 2 | b(Cm) | hr(Cm) | B(Cm) | hs(Cm) | d(Cm) | As(Cm ²) | Armature | As adopté(Cm ²) |
|--------|-------|--------|-------|--------|-------|----------------------|--------------|-----------------------------|
| Traves | 45 | 100 | 200 | 40 | 3 | 40,9 | 10HA20+5HA16 | 41,47 |
| Appuis | | | | | | 30,8 | 10HA16+4HA20 | 32 |

❖ Vérification de l'effort tranchant (file 1)

T=890.2 KN

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 * f_{c28}}{\gamma b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = \frac{890.2 \times 10^{-3}}{45 \times 97} = 2.04 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 * 25}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.04 \leq \bar{\tau}_u = 4 \quad \textbf{Vérifiée}$$

VII.14 Diamètre des armatures transversale :

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right\} = \min\{28.57; 45; 16\} = \mathbf{16 \text{ mm}}$$

On adopte

$$\phi_l = \mathbf{8 \text{ mm}} \quad (\text{HA 8})$$

L'espacement max à ne pas dépasser :

$$St \leq \min(0.9d : 40 \text{ Cm})$$

$$St \leq \min(81 \text{ Cm} : 40 \text{ Cm})$$

$$St \text{ max} = 40 \text{ Cm}$$

$$St \leq \frac{At * \frac{fe}{\gamma_s}}{\tau_u * b_0} = \frac{4.02 * 347.81}{2.04 * 45} = 19 \text{ Cm}$$

On adopte St = 20 Cm

✓ Remarque

Pour la nervure on doit disposer des armatures de peau car $h > 0.9 \text{ m}$ ($h = 1 \text{ m}$)

Selon règlement BAEL 91 ces dernières doivent être d'au moins 3 Cm^2 pose parallèlement a la fibre moyenne de la poutre de rigidité.

$$h = 1 \text{ m} \rightarrow 1 * 3 \text{ Cm}^2 = 3 \text{ Cm}^2$$

On adopte 4HA12 $\rightarrow A_s = 4.52 \text{ Cm}^2$.

VII.15 Schéma de ferrailage de la fondation

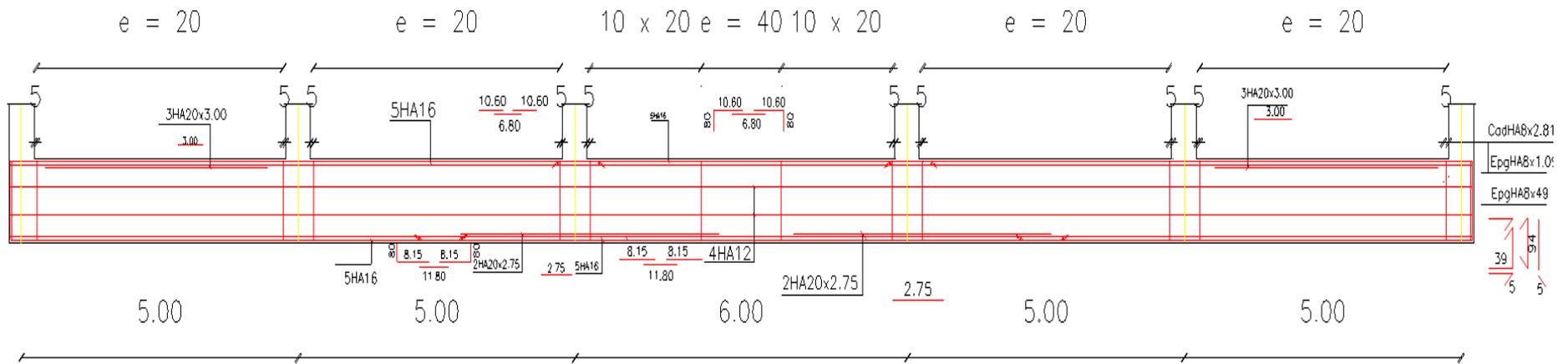


Figure 63: Ferrailage de la poutre de rigidité

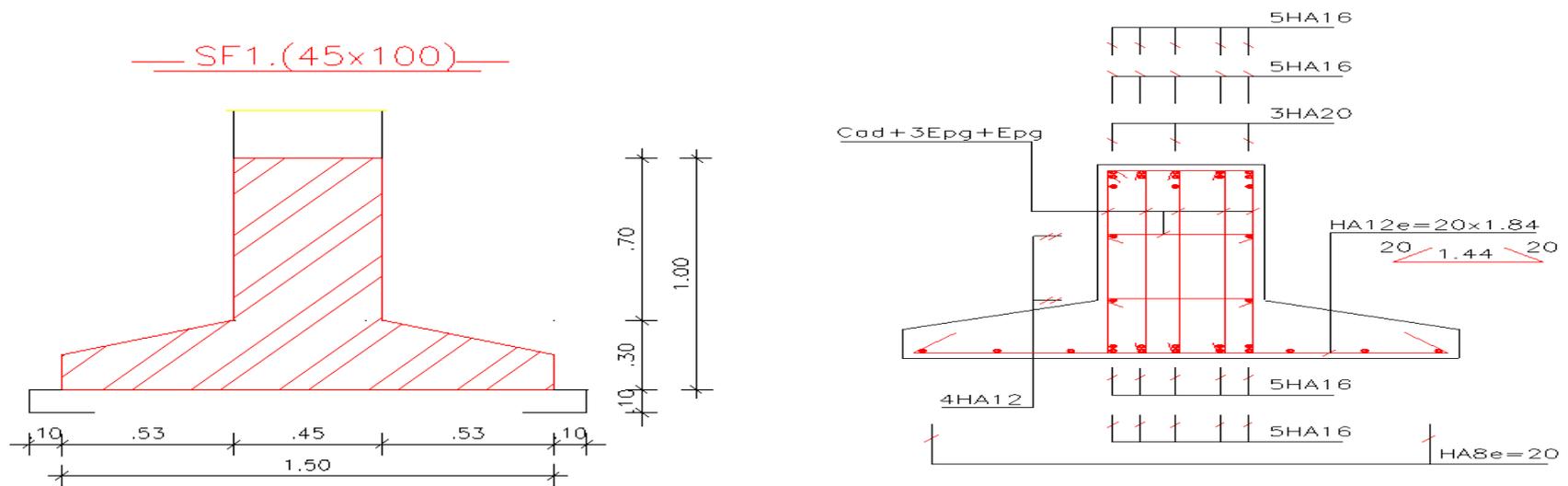


Figure 64: coupe de la poutre de rigidité

VII.15.1 Les longrines :

RPA 99 (art 10-1-1 page 79) :

VII.15.1.1 Généralité

Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

VII.15.1.2 Dimensionnement des longrines :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- 25 cm×30 cm : sites de catégorie S2 et S3
- 30 cm×30 cm : site de catégorie S4

On prend une section de 30×35 cm²

VII.15.1.3 Ferraillage des longrines :

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{Nu}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considérée.

Donc : $\alpha = 12$ (S3, zone IIa).

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15 \emptyset).

❖ **Les armatures longitudinales**- **Condition de résistance**

$$F = \frac{1838.49}{12} \geq 20 \text{ KN}$$

$$F = 153.2 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{153.2 * 10}{347.82} = 4.4 \text{ Cm}^2$$

- **Condition de non-fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 25 * 30 * 2.1}{400}$$

$$A_{min} = 0.9 \text{ Cm}^2$$

❖ Condition de RPA

$$A_{RPA} = 0.6 * b * h = 0.6 * 25 * 30$$

$$A_{RPA} = 4.5 \text{ Cm}^2$$

As = max (ARPA ; Amin ; As cal) = 4.5 cm2 On prend : As = **6HA14** = 9,24 cm2.

❖ Armature transversale et espacement des cadres :

$$\phi t \geq \frac{3}{10} \phi l = 20 \text{ mm}$$

On adopte des cadres de diamètres $\phi 8$ avec un espacement

$$St = (20\text{Cm}; 15\phi) = 15 \text{ Cm}$$

VII.15.1.4 Schéma de ferrailage des longrines :

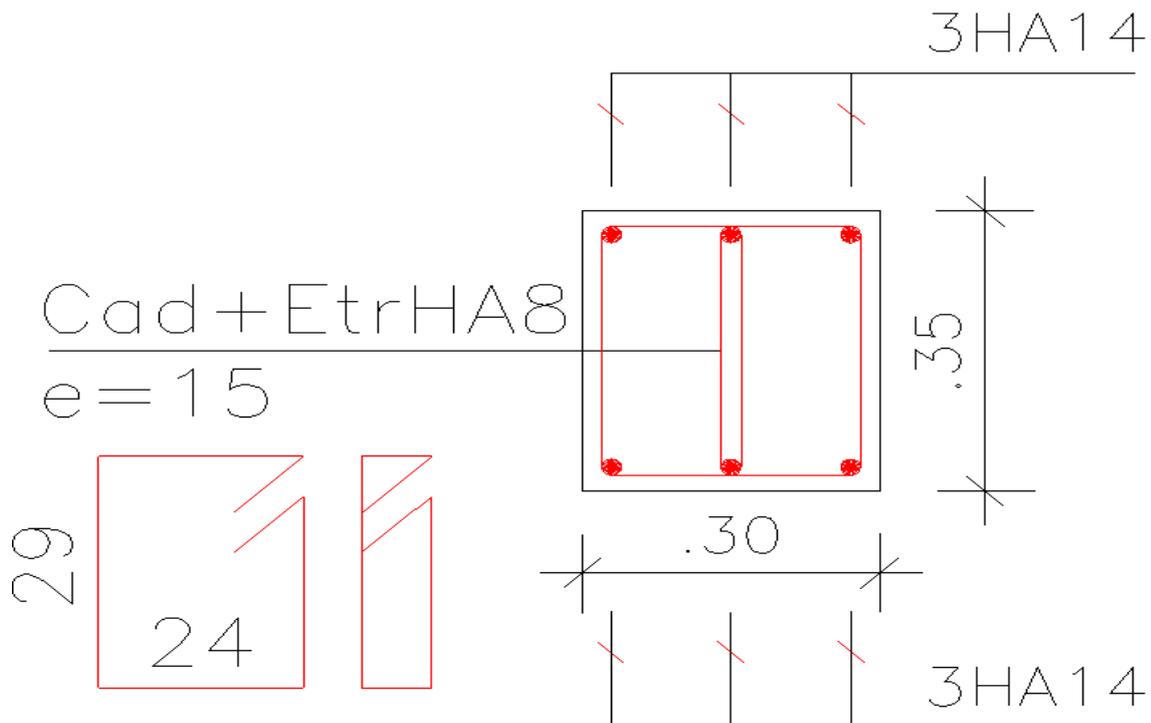


Figure 65: ferrailage des longrines

VIII Les Plans de coffrage

Les plans de coffrage

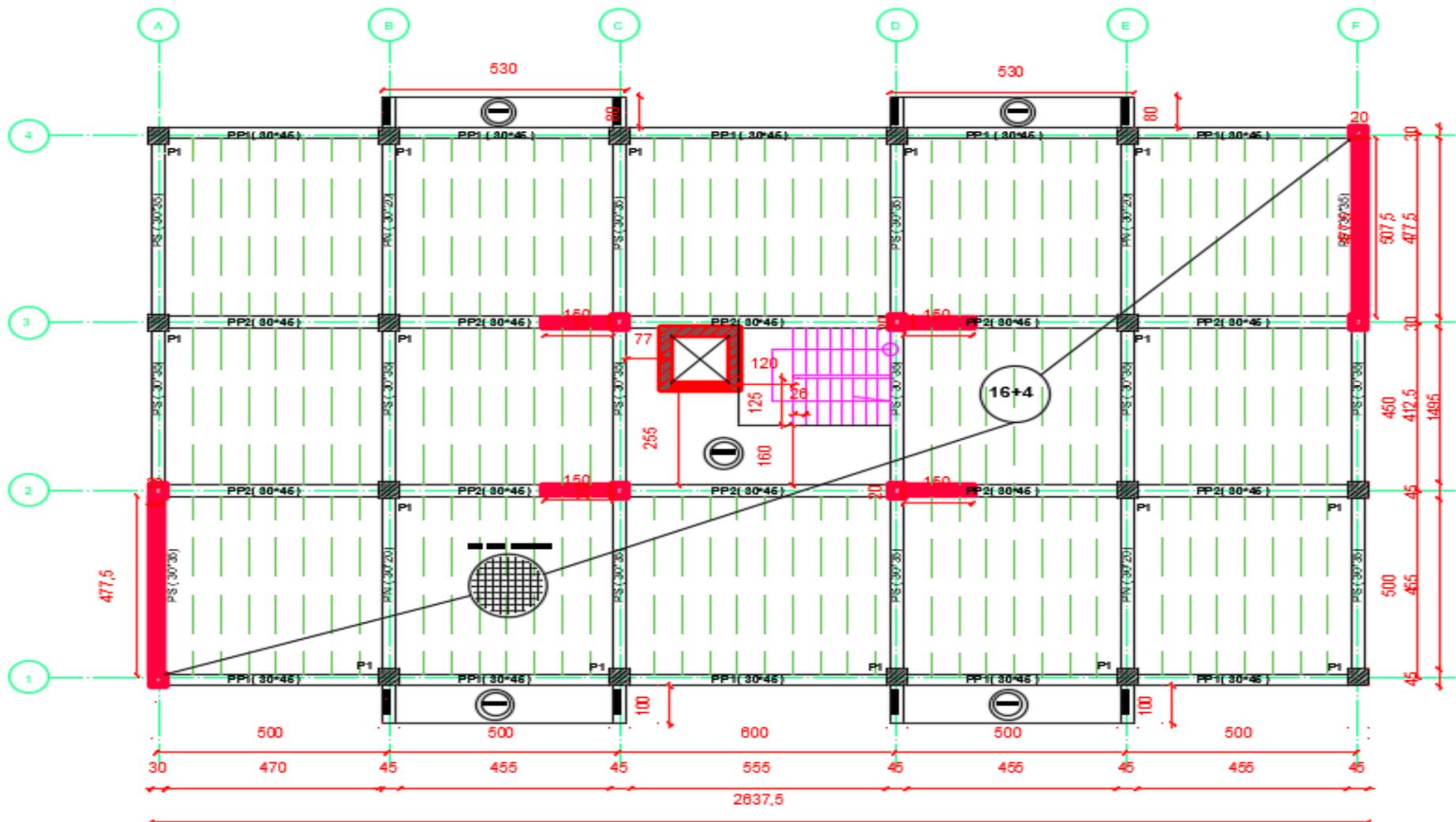


Figure 66: Vue en plan du Sous-sol, RDC , Etage1

Les plans de coffrage

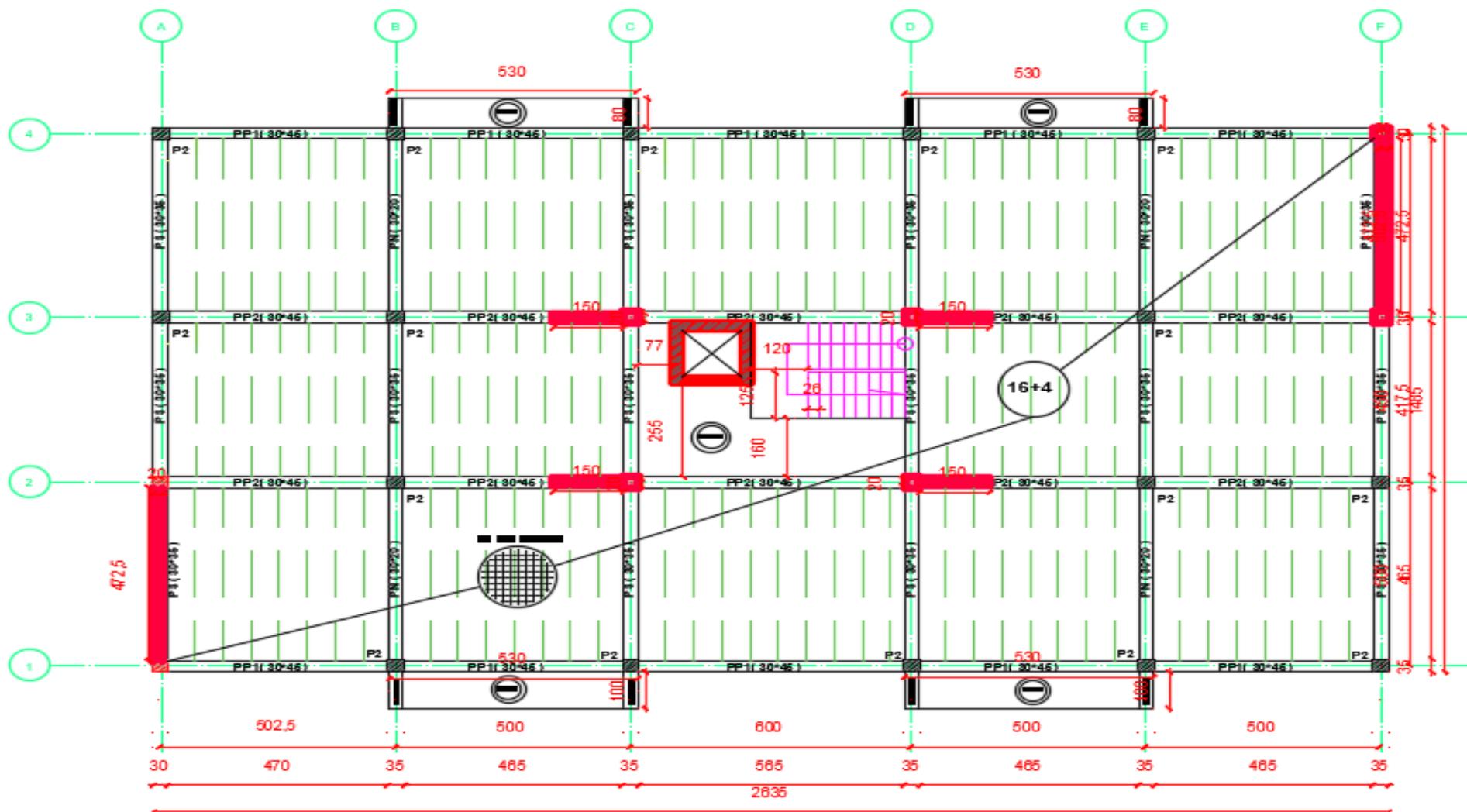


Figure 67: Vue en plan du 2ème et 3ème étage

Les plans de coffrage

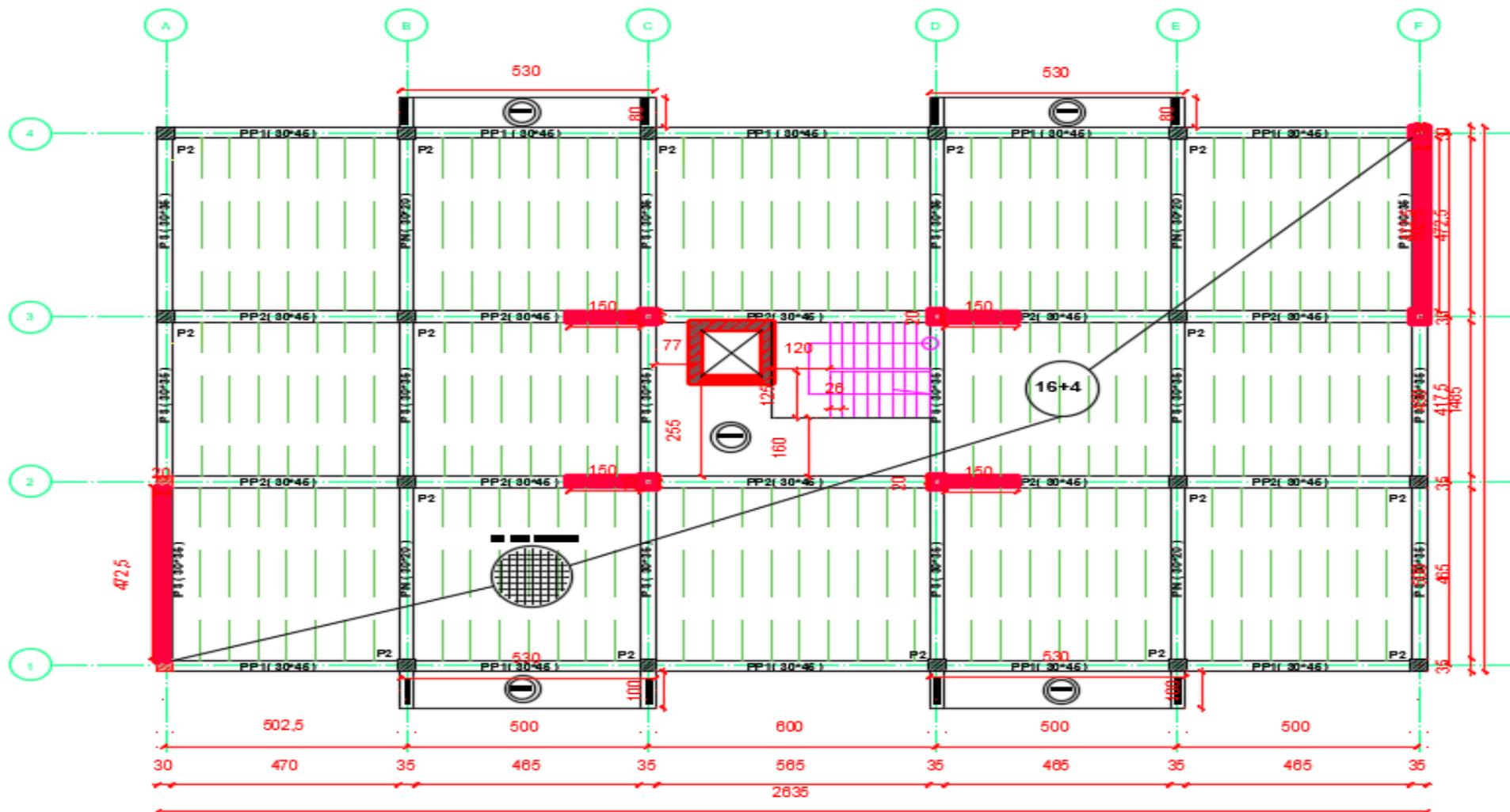


Figure 68: Vue en plan du 4ème et 5ème étage

IX Recherche : L'analyse Push over

IX.1 Définition de l'analyse push-over :

L'analyse push over, également connue sous le nom d'analyse de poussée latérale, est une méthode d'évaluation de la performance sismique des structures. Elle consiste à appliquer progressivement des charges latérales croissantes sur la structure pour simuler les effets d'un séisme. La réponse de la structure à une accélération donnée permet de déterminer ses performances, notamment en termes de déformations, déplacements et capacités de résistance à différents niveaux de chargement.

IX.2 Hypothèse de l'analyse statique non-linéaire "Push-over" :

L'analyse statique non linéaire "Push-over" est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure MDOF (multi-degree of freedom) qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent SDOF (single degree of freedom), (figure I.27) et ce dernier fondamentalement contrôlé par un seul mode de vibration et la forme de ce mode reste constante pendant la durée du séisme.

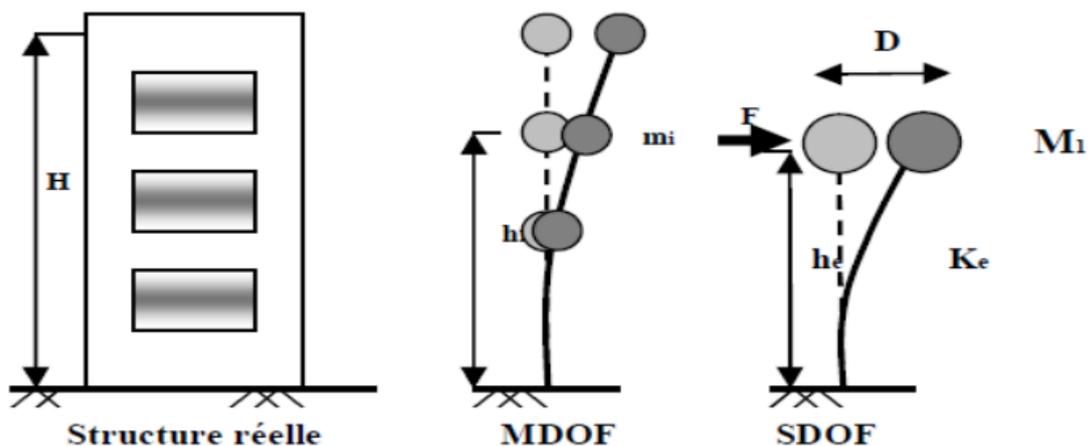


Figure 69: Hypothèse de l'analyse push-over

IX.3 Les différentes étapes d'une analyse Push over :

IX.3.1 Fixation de déplacement :

Un déplacement cible est fixé dépassant la limite de ruine afin que le calcul soit en delà de la limite de la structure.

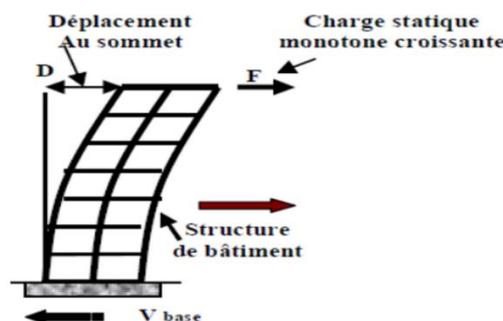


Figure 70: limite de ruine dépassée par déplacement cible

IX.3.2 La courbe de capacité :

La courbe de capacité d'une structure est une représentation graphique qui montre la relation entre l'effort horizontal appliqué à la base du bâtiment et le déplacement correspondant de la structure. Cette courbe met en évidence le comportement de la structure lors d'un séisme, en montrant une phase initiale élastique linéaire, où la structure se comporte de manière prévisible et élastique, suivie d'une phase non linéaire où des rotules de flexion et de cisaillement se forment, entraînant des déformations plastiques et une dissipation d'énergie. La courbe de capacité permet de visualiser les limites de résistance et de déformation de la structure, ainsi que son comportement global lors d'un événement sismique.

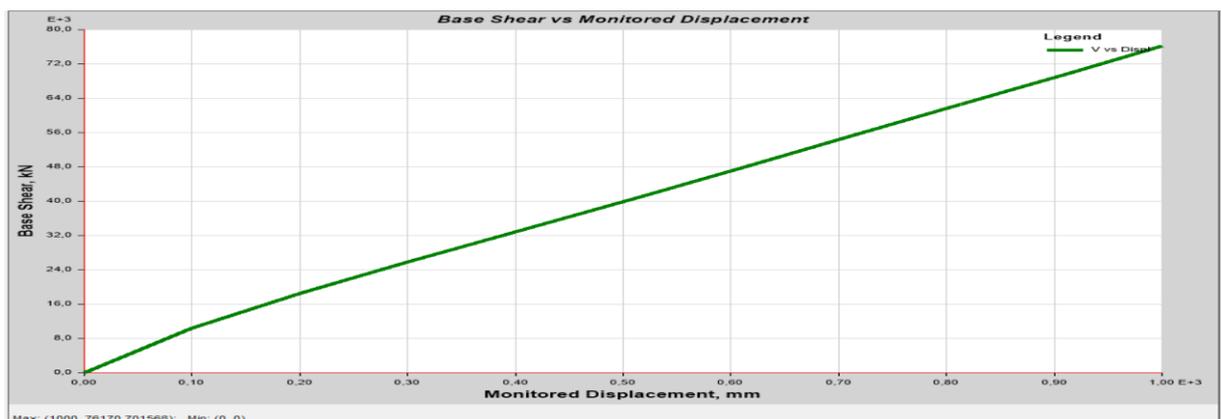


Figure 71: Courbe de capacité $V=f(D)$

IX.3.3 Transformation de la courbe (effort tranchant-déplacement au sommet) au spectre de capacité, format (Sa- Sd) :

La force latérale appliquée (F) est transformée en accélération spectrale S_a , et le déplacement réel au sommet (D) est transformé en déplacement spectral, S_d .

Cette transformation nous permet de comparer la courbe de capacité avec la demande sismique.

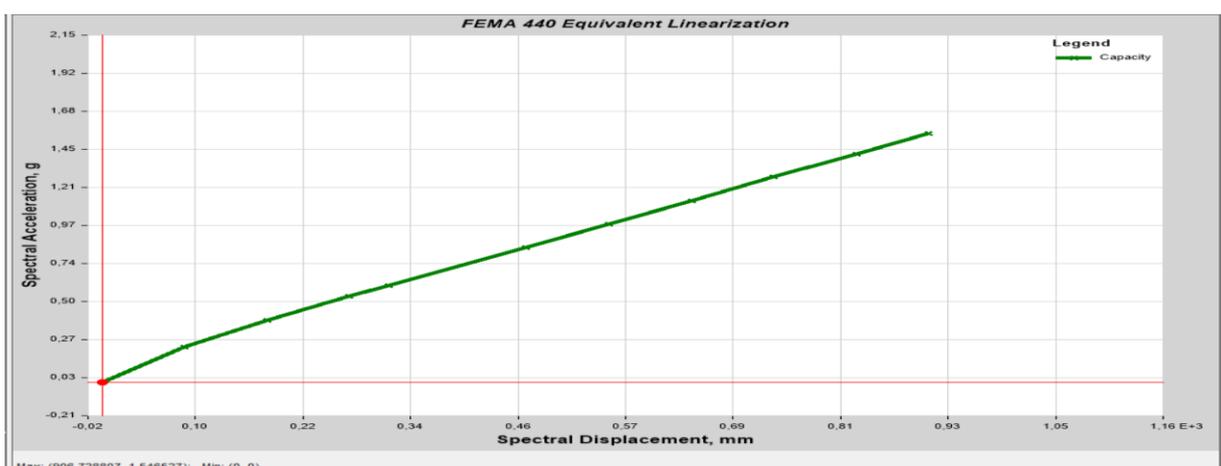


Figure 72: Courbe de capacité $S_a=f(D)$

IX.3.4 La courbe bilinéaire :

Le diagramme résultant est idéalisé en forme bilinéaire pour simplifier le calcul, figure ci-dessous :

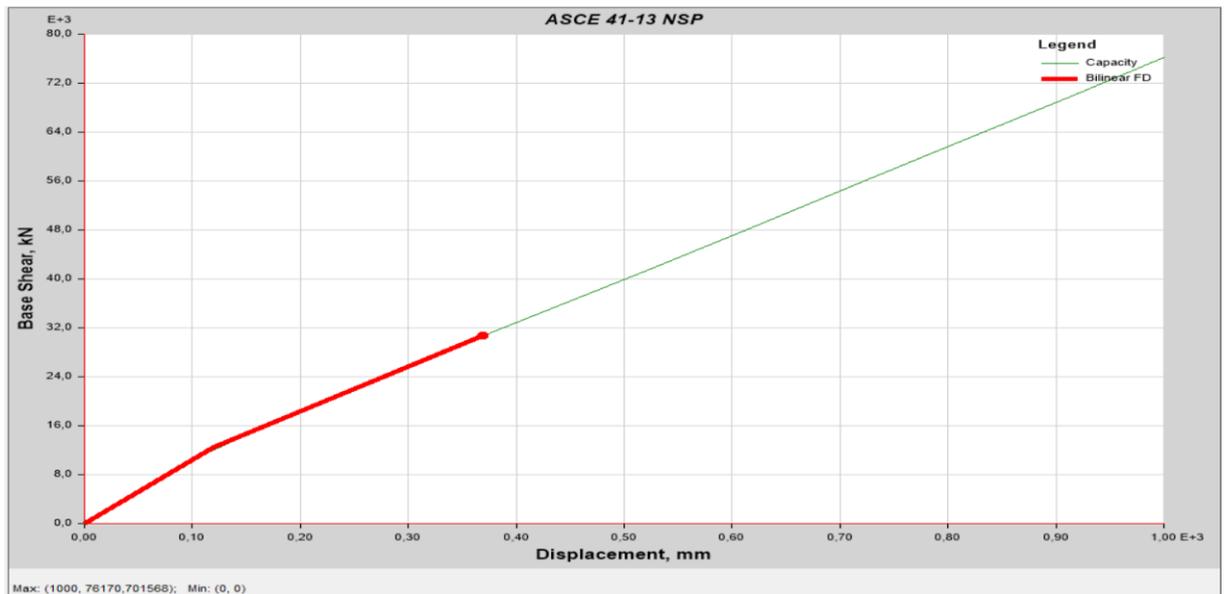


Figure 73: Courbe bilinéaire

IX.3.5 Spectre de demande :

Les spectres de demande sismiques sont des spectres de réponse élastiques présentés au format spectre d'accélération déplacement (A-D). D'après ASCE :

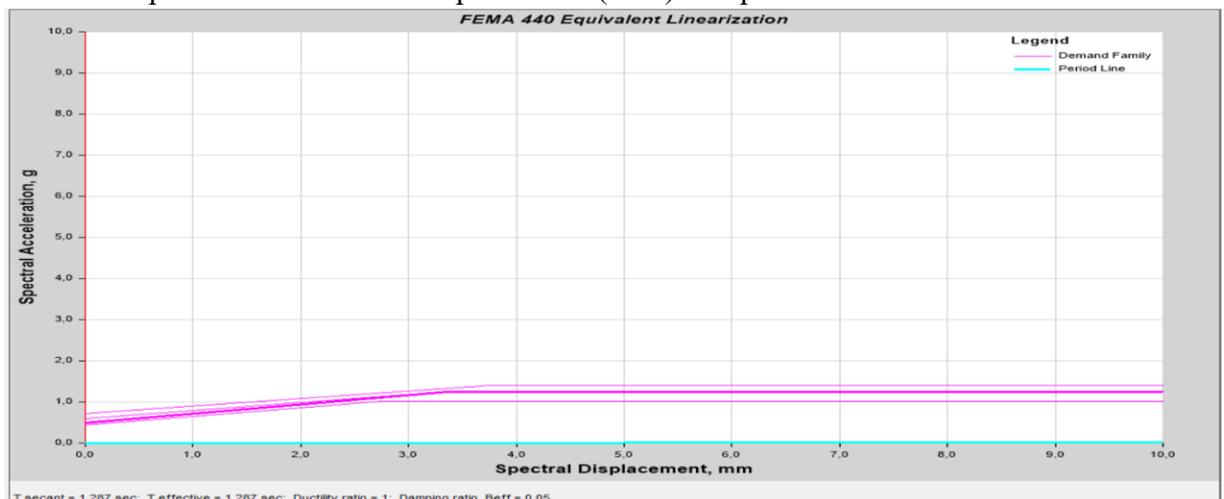


Figure 74: Spectre de demande

IX.3.6 La superposition de la courbe de capacité et de la courbe de demande :

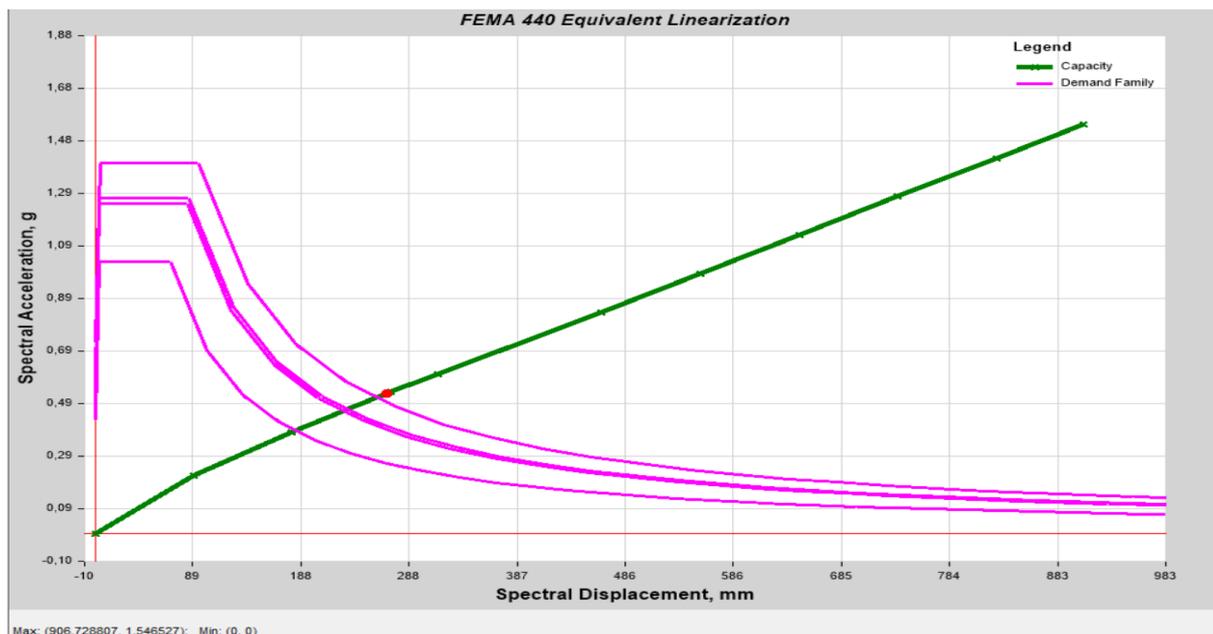


Figure 75: Superposition de la courbe de capacité et de demande

- ❖ Dans ce cas, la courbe de demande se situe en dessous de la courbe de capacité, cela indique que la structure est suffisamment solide pour résister aux charges.

IX.3.7 Le point de performance :

Il représente le point où ces deux courbes se croisent ou se rapprochent le plus. C'est le point où la structure va travailler à son optimum.

Ce point de performance est important car il indique le niveau de charge ou de force auquel la structure fonctionne à sa limite ou au-delà de sa limite de capacité. Il fournit une mesure essentielle pour évaluer la sécurité et la performance de la structure.

IX.3.7.1 Les niveaux de performance :

Comme première étape de conception en performance, il faut définir un niveau d'endommagement acceptable dû à un séisme, ce qui est le but des codes de conception. Il n'y a pas un cadre général de ce niveau de dommage, mais il y'a quelques critères généraux acceptables pour la détermination des performances.

IX.3.7.1.1 IO (Immédiate Occupancy) :

Les dommages sont relativement limités, et la structure conserve une grande partie de sa rigidité initiale, permettant une utilisation immédiate et sécurisée du bâtiment.

IX.3.7.1.2 LS (Life Safety) :

Les dommages sont plus importants, ce qui peut entraîner une diminution significative de la rigidité de la structure, mais elle reste capable d'assurer la sécurité des occupants et de permettre une évacuation sûre en cas de séisme.

IX.3.7.1.3 CP (Collapse Prevention) :

La structure subit des déformations importantes au-delà desquelles elle est susceptible de s'effondrer. Ce niveau indique que des mesures de renforcement sont nécessaires pour garantir la stabilité et prévenir un effondrement potentiel.

Alors, la conception de plus qu'un niveau d'intensité d'attaque sismique doit être adopté comme une philosophie de base de la conception sismique.

En termes de déplacement, la réponse structurale peut être reliée à un état limite de déformation, qui est à son tour supposé être lié à un certain niveau d'endommagement.

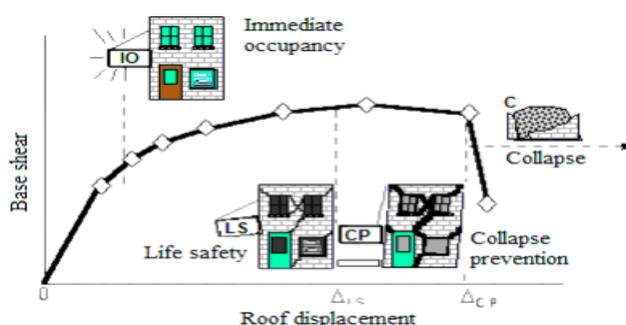


Figure 76: Loi force-déplacement idéalisée pour les éléments béton armé

IX.4 Routines d'évaluation sismique :

IX.4.1 Méthode statique équivalente de FEMA (Federal Emergency Management):

Présente une variété d'objectifs de performance associés à des séismes probabilistes. Les méthodes d'analyse et de dimensionnement pour une performance à niveaux multiples vont de l'élastique linéaire à l'analyse inélastique temporelle. Le document définit les niveaux de performance pour les éléments non structuraux, et recommande des déplacements d'étage limites concordants à différents niveaux de performance, et ce, pour différents systèmes structurels auto-stables.

IX.5 Analyse comparative de l'efficacité des contreventements par voiles constants et variables dans deux structures :

Cette étude compare l'efficacité des contreventements par voiles constants et variables dans deux structures distinctes. En utilisant l'analyse push over selon les recommandations du FEMA, nous évaluons leurs performances et résistance face à des charges latérales progressives. L'objectif est de déterminer la configuration de contreventement offrant une meilleure stabilité et résistance, en tenant compte des conditions sismiques spécifiques avec des accélérations :

$$S_s = 1.25 \text{ et } S_1 = 0.5$$

Ainsi que la catégorie de site "C".

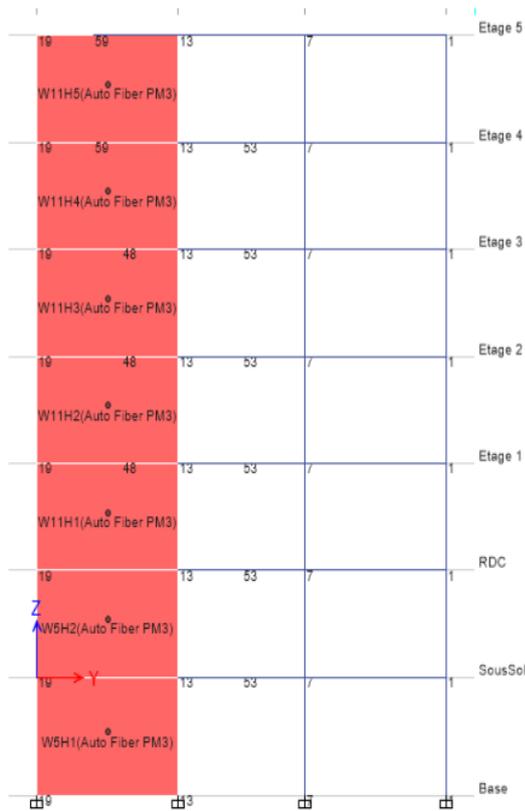


Figure 77: Structure à voile constant

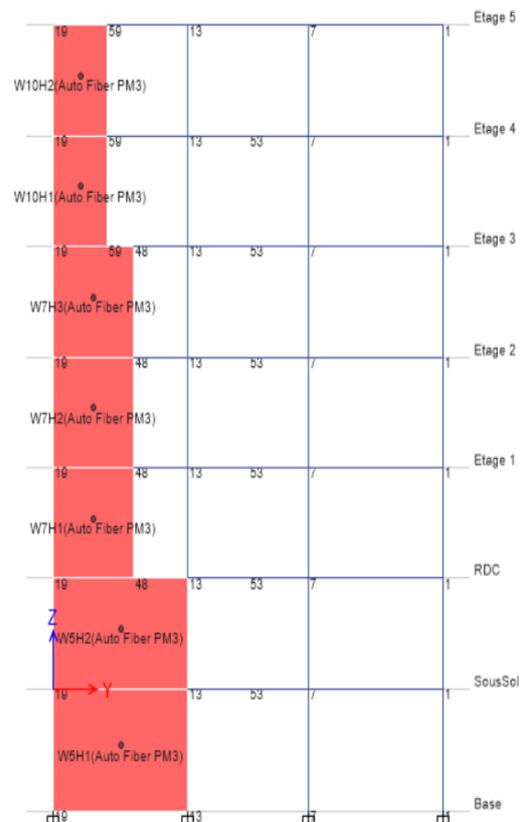


Figure 78: Structure à voile constant

IX.5.1 Introduction des rotules plastiques :

Nous avons introduit les rotules plastiques par fibre dans les voiles, les poutres et les poteaux de notre structure en utilisant le logiciel ETABS 2017, basé sur les réglementations américaines FEMA et ASCE. Cette technique de modélisation avancée nous permet de représenter de manière précise le comportement non linéaire des éléments structuraux lors de charges sismiques. **Les rotules plastiques par fibre** sont utilisées pour définir les zones où des déformations plastiques significatives se produisent, permettant ainsi d'absorber l'énergie sismique et de dissiper les forces engendrées par les mouvements du sol. Grâce à l'intégration des rotules plastiques par fibre, nous sommes en mesure d'évaluer de manière plus précise la performance sismique de notre structure

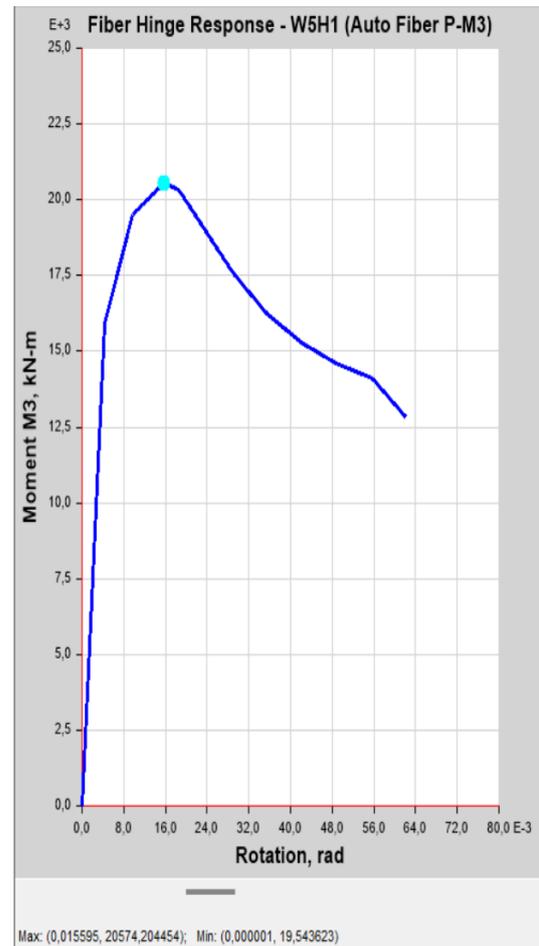
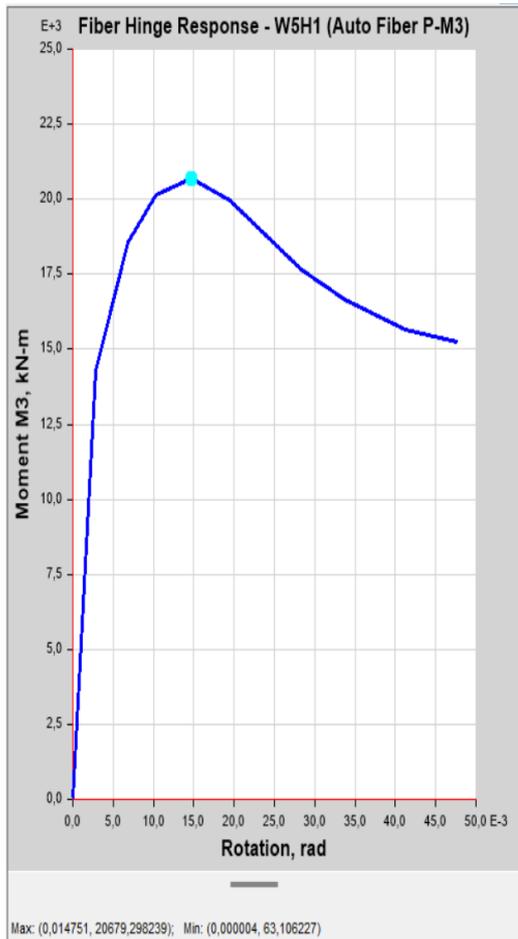


Figure 79: rotule fibre (voile constant) Figure 80: rotule fibre (voile constant)

- ❖ À partir de ce point, la structure atteint un moment maximal et devient irréparable. Ensuite, survient la plastification et les dommages dans la structure.

IX.5.2 Analyse des Résultats :

IX.5.2.1 Les courbes de capacités des deux structures :

En utilisant le logiciel ETABS 2017, nous obtenons les deux courbes de capacité suivantes pour les deux structures analysées :

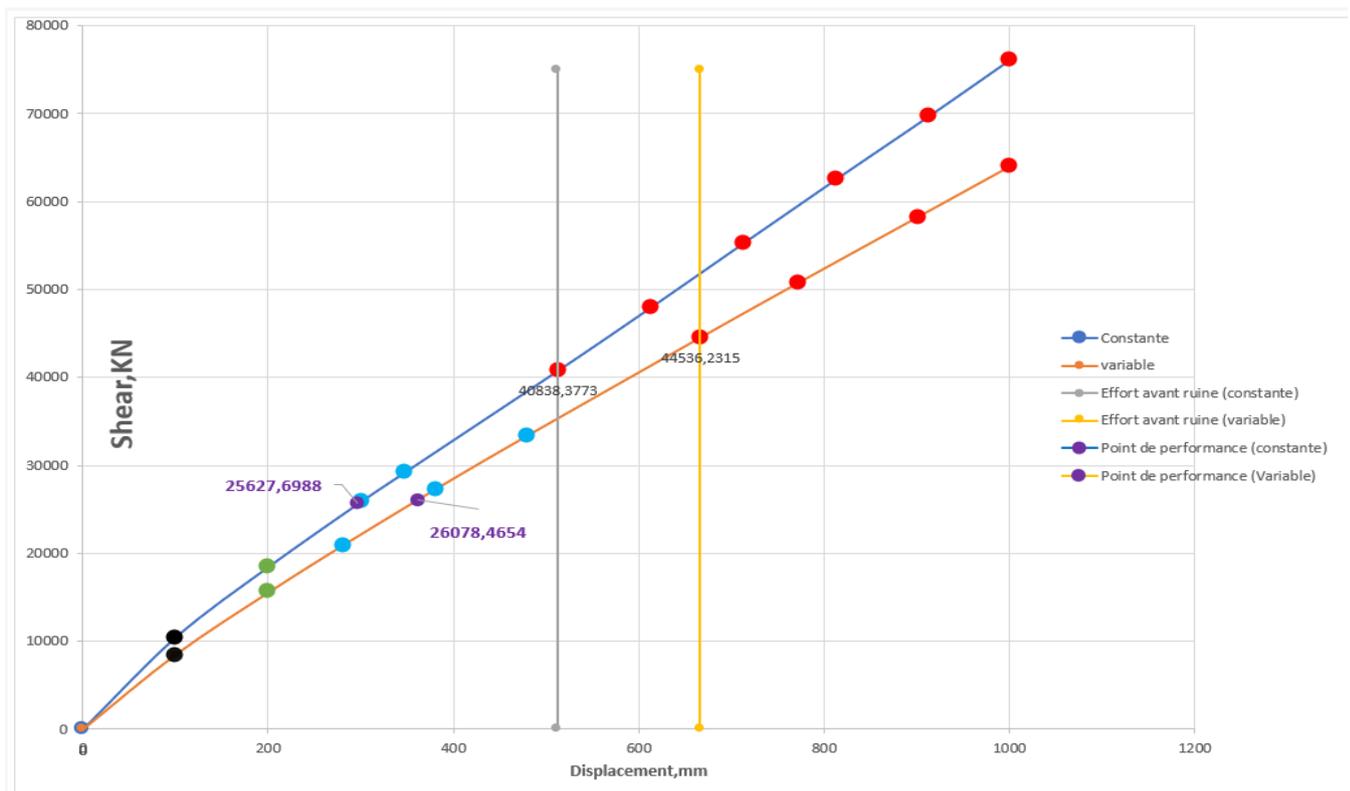


Figure 81: Comparaison des courbes de capacité

- ❖ D'après les résultats, la courbe de capacité de la structure avec un voile constant est supérieure à celle du voile variable. Cela signifie que la structure avec un voile constant a une capacité de résistance plus élevée par rapport à la structure avec un voile variable lorsqu'elle est soumise à une demande sismique.

IX.5.2.2 L'analyse Non linéaire selon FEMA 440 EL des deux structures :

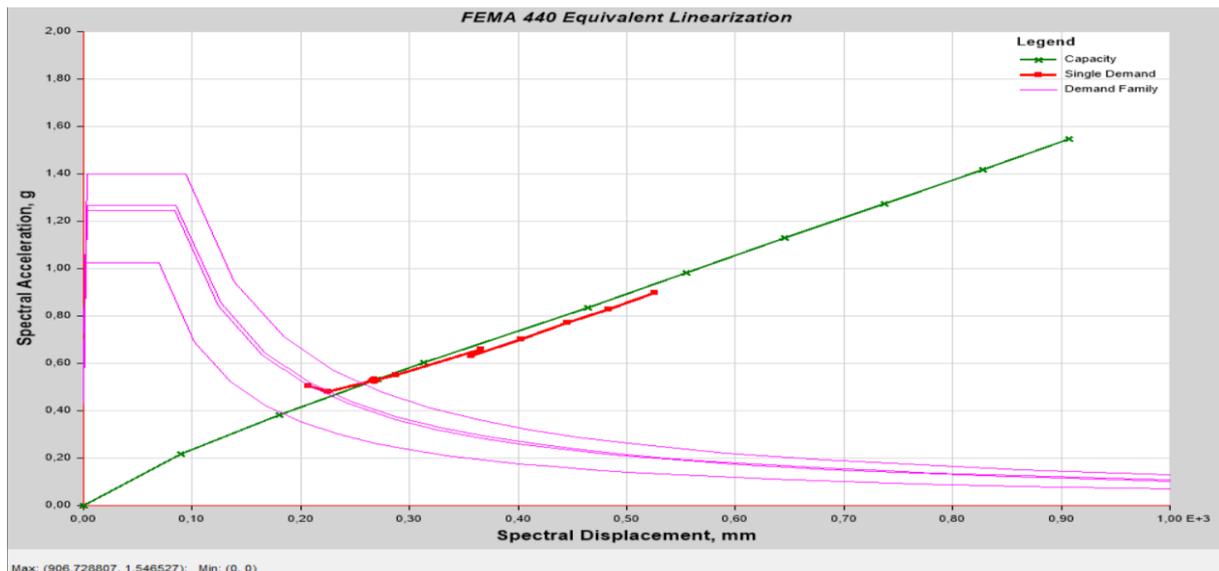


Figure 82: analyse non linéaire selon FEMA (voile constant)

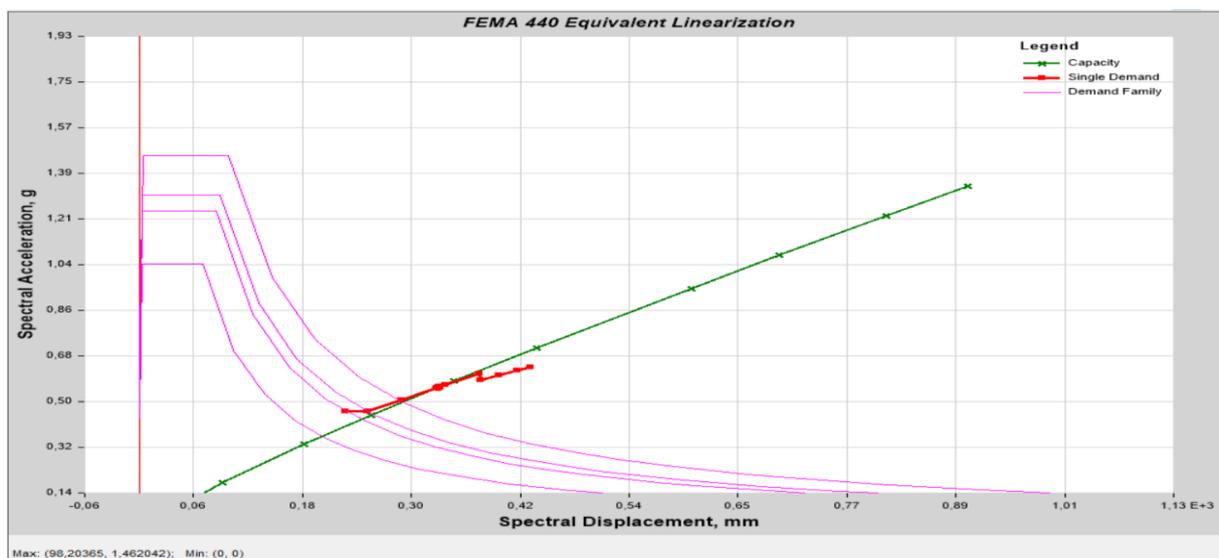
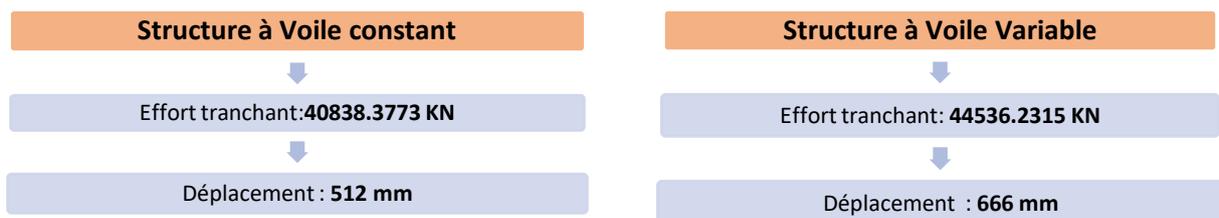


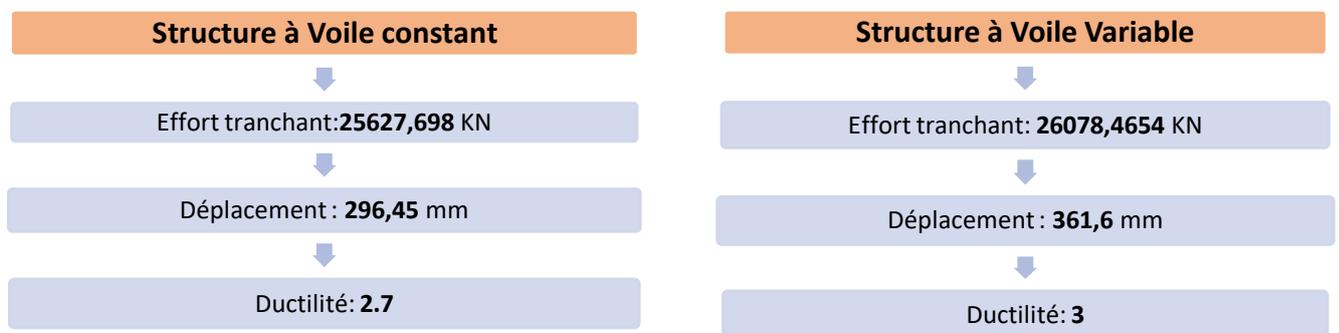
Figure 83: analyse non linéaire selon FEMA (voile variable)

IX.5.2.2.1 Effort tranchant et déplacement juste avant ruine :



- ❖ La structure avec un voile constant présente des avantages significatifs par rapport à celle avec un voile variable lorsqu'elle se rapproche de l'état de ruine. Elle affiche des déplacements et un effort tranchant plus faibles, ce qui indique une plus grande résistance et stabilité. De plus, elle atteint une limite de résistance plus élevée avant la ruine, témoignant de sa capacité supérieure à résister aux charges latérales extrêmes tout en maintenant son intégrité structurelle.
- ❖ Ces résultats soulignent l'importance du voile constant pour retarder les déformations excessives et les défaillances, et garantir une performance structurelle optimale.

IX.5.2.2.2 Résultat point de performance des deux structures :



Déplacement :

- Le voile constant présente des déplacements réduits par rapport au voile variable.
- Des déplacements réduits indiquent une meilleure stabilité de la structure face aux charges latérales progressives, telles que les séismes.
- Des déplacements réduits peuvent également réduire les dommages aux éléments structuraux et améliorer la sécurité des occupants.

Effort tranchant :

- Le voile constant montre un effort tranchant inférieur par rapport au voile variable.
- Un effort tranchant inférieur indique que le voile constant est plus résistant aux forces de cisaillement générées par les séismes.
- Cela contribue à une meilleure résistance globale de la structure face aux charges latérales.

Ductilité :

Le voile variable atteint la plasticité avant le voile constant, cela indiquerait une moindre performance sismique du voile variable, car il perdrait sa capacité de résistance plus tôt, ce qui pourrait entraîner des dommages plus importants à la structure lors d'un séisme.

IX.5.2.3 Les composantes d'énergie cumulée des deux structures :

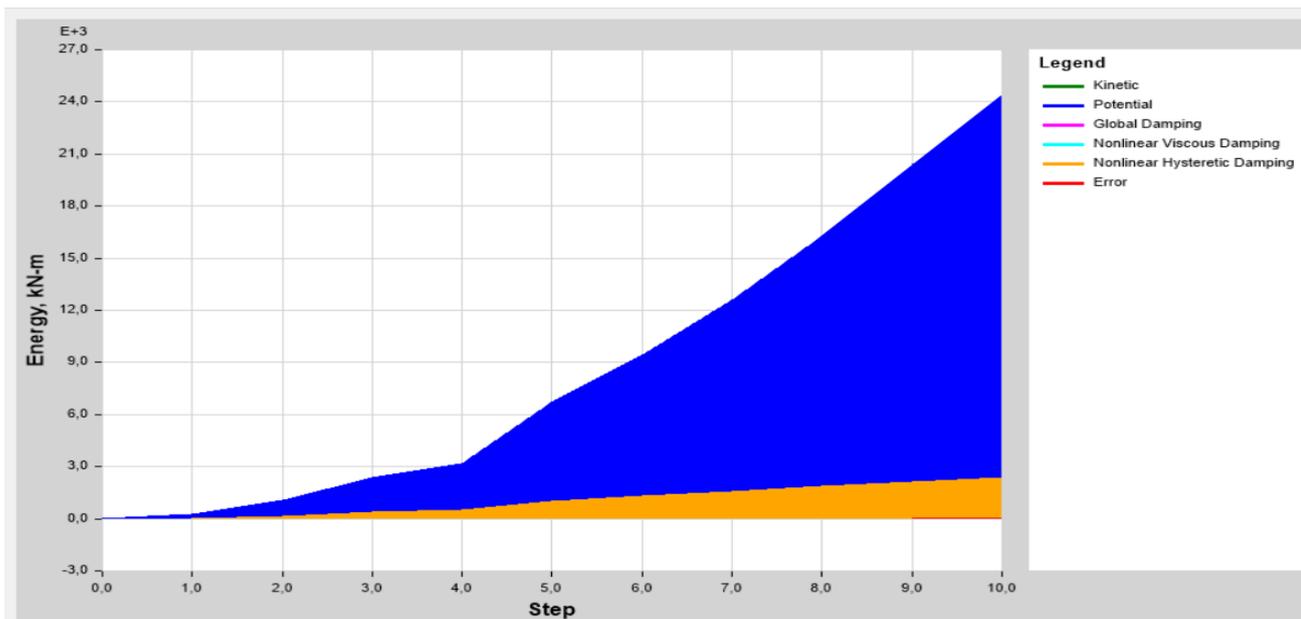


Figure 84: les composantes d'énergie cumulée dans structure à voile constant

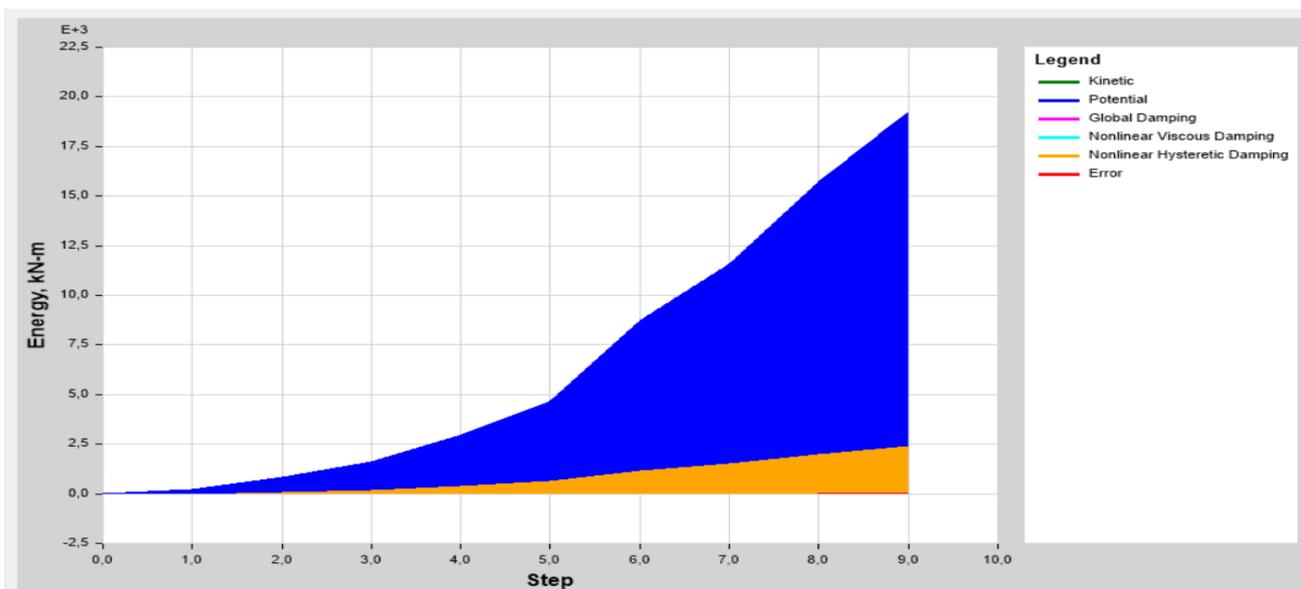
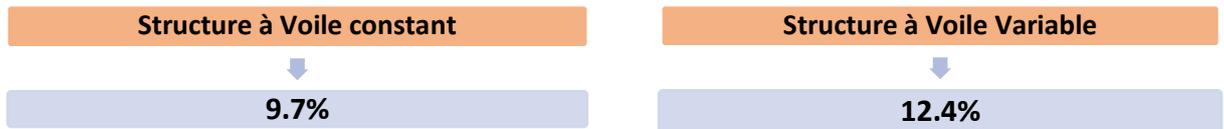


Figure 85: les composantes d'énergie cumulée dans structure à voile variable

L'énergie dissipée dans la dernière étape :



- ❖ Le voile constant dissipe moins d'énergie que le voile variable. Cela suggère une meilleure performance sismique pour le voile constant, indiquant qu'il est plus efficace pour résister aux forces sismiques et minimiser les dommages potentiels.
 - ❖ Une dissipation d'énergie plus faible indique que le voile constant conserve sa rigidité et sa résistance plus longtemps avant d'atteindre ses limites de déformation, ce qui contribue à une meilleure stabilité et résistance globale de la structure en cas de séisme.
 - ❖ le voile variable dissipe plus d'énergie, cela peut indiquer qu'il atteint plus rapidement sa limite de ductilité, ce qui peut entraîner des dommages structuraux plus importants.
- Par conséquent, dans le contexte de l'analyse sismique, une dissipation d'énergie moins élevée du voile constant est généralement considérée comme préférable.

IX.6 Conclusion :

La comparaison des résultats suggère que la structure avec un voile constant présente une performance supérieure. Ces résultats sont pertinents pour orienter le choix de la configuration de voile lors de la conception de structures similaires, afin d'assurer une stabilité et une résistance accrues en cas de sollicitations sismiques. Il est donc recommandé de privilégier la configuration de voile constant pour améliorer la performance globale et renforcer la sécurité des structures soumises à des charges latérales importantes.

Ce qui est préconisé par toutes les règles parasismiques pénalisant le changement de rigidité en élévation.

X Conclusion Générale :

Ce projet de fin d'études nous a permis d'appliquer concrètement les connaissances que nous avons acquises tout au long de notre formation d'ingénieur. Nous avons approfondi notre compréhension des techniques et des réglementations (RPA99/V03 ; CBA 93 ; BAEL 91, etc.) et mis en pratique des méthodes de calcul récentes. De plus, nous avons pu mettre en évidence les principes fondamentaux qui doivent être pris en compte lors de la conception de structures de bâtiments.

En effet, ce mémoire nous a permis de comprendre et de maîtriser le dimensionnement, la modélisation, le dessin et le calcul des structures à l'aide des logiciels "ETABS, Robot expert 2010, AutoCAD".

Par ailleurs, cette étude nous a conduit à plusieurs conclusions, notamment :

- ✓ La simplicité de la structure doit être privilégiée par le concepteur, car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et sa mise en œuvre permettent de prévoir facilement son comportement en cas de séisme.
- ✓ Pour assurer une stabilité totale de la structure face aux déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet $P\Delta$).
- ✓ L'analyse des résultats nous a permis de vérifier la stabilité de la structure et de déterminer l'armature des éléments structuraux et non structuraux.
- ✓ Dans l'étude des éléments porteurs, nous avons constaté que les poteaux sont dimensionnés avec un minimum conforme au RPA99, ce qui est dû à un surdimensionnement, car le RPA99 accorde une grande importance à la sécurité.
- ✓ Pour les fondations, la semelle filante s'est révélée être la plus appropriée pour notre structure.
- ✓ Il est également essentiel de souligner l'importance d'assurer une meilleure qualité des matériaux, ce qui garantit la résistance de la structure, en mettant en place des procédures de contrôle adéquates.
- ✓ La nécessité de l'analyse non linéaire pour les structures sujettes au séisme qui peuvent subir de grandes déformations.
- ✓ La méthode Push-over est une méthode d'analyse non linéaire simple et efficace qui peut remplacer les méthodes exactes complexes sous réserve d'être améliorée.
- ✓ L'introduction de voiles dans notre étude va dans ce sens puisque la plupart des études antérieures ont été menées sur des structures en portiques.
- ✓ Elle a l'avantage de tracer le comportement de la structure étape par étape en suivant l'évolution de la formation des rotules jusqu'à la rupture.
- ✓ Elle est à la base de la nouvelle conception parasismique dite "conception en Performance".
- ✓ La détermination du point de performance par cette méthode est très utile car il donne une idée claire sur le degré de dommage de la structure.

- ✓ Des logiciels tels que ETABS permettent l'utilisation de cette méthode. Ce qui la rend plus populaire.
- ✓ Pour notre part, nous avons choisi de l'appliquer manuellement afin de mieux comprendre le processus et l'introduire de façon compréhensible pour les débutants non-initiés.
- ✓ Cela ne nous a pas empêché quand même de traiter un exemple simple avec le logiciel ETABS2017.

Bibliographies :**REGLEMENT :**

- ✓ Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- ✓ Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93.
- ✓ Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- ✓ Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC 2.2.
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie

civil (Fascicule 62).

Livre :

- ✓ Le béton armé aux états limites (Mr KEBAILI).

Les logicielles :

- ✓ Logiciel d'analyse des structures "CSI ETABS2017" (modélisation ; analyses et calcul).
- ✓ Excel 2013 (calcul).
- ✓ Logiciel ROBOT EXPERT 2010 (calcul de ferrailage et vérification)
- ✓ Word 2013 (traitement des textes).
- ✓ Logiciel AUTOCAD 2017 (dessin).