République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغال العموميـة

فرنسـيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Voie ferrée

Par : Hamidi Samah Kenza

Thème

Conception et calcul parasismique d'une tour administrative R+17+4SSOL à Alger : Evaluation de la performance par la méthode dynamique non linéaire NLTHA.

Réalisé par :

Hamidi Samah Kenza

Encadré par :

Mr. Tafraout Salim

Mr. Hadjoutti Ahmed

Promotion 2025 / 2026

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

DÉDICACE

Avec une profonde gratitude, un immense respect et une affection sincère, je dédie ce travail :

A la petite Kenza

À la petite fille que j'étais autrefois, qui regardait la fin de ses études comme une destination lointaine, presque inaccessible.

Aujourd'hui, ce jour est enfin arrivé. Je lui dédie ce travail avec fierté et émotion. J'espère qu'elle serait fière d'elle-même en choisissant suivre les pas de son père cette réussite prouve que les plus longs chemins finissent toujours par mener à leur destination.

A mon très cher père Hamidi Reda

À celui avec qui j'ai découvert l'amour la tendresse et la gâterie, celui qui m'a élevée et qui m'a toujours accordé la plus belle place dans son cœur qui m'a accompagné en étant sa sœur sa fille et son amie.

Je t'offre aujourd'hui le fruit de 22 années d'attente, de patience El Hamdouli'Allah de m'avoir permis d'atteindre ce jour en te voyant à mes côtés, vivant et fier de moi, partageant avec moi cette réussite si précieuse.

A ma très chère mère Hamidi Souhila

À ma source de joie et de paix celle qui priait en cachette lorsque mes échecs faisaient couler mes larmes et qui transformait mes silences en prières ainsi que mes chagrins en espoir.

À celle qui m'a accompagnée dès mon premier jour d'école, tenant ma main avec une force rassurante. A celle qui m'a portée dans ses bras lorsque je n'avais pas la force de me porter moi-même.

Tu m'as appris que l'amour véritable ne se dit pas seulement, il se vit dans les gestes, dans la présence, dans les sacrifices silencieux et dans les prières murmurées dans l'ombre.

Et si aujourd'hui je suis là, c'est aussi grâce à toi.

A ma chère sœur Wissem

À ma confidente, mon refuge Celle avec qui j'ai grandi, partagé mes joies, mes doutes et mes silences, sans jamais me sentir seule.

Tu as toujours été présente, dans mes rires comme dans mes épreuves, avec une tendresse et une force qui m'ont portée bien plus souvent que tu ne l'imagine.

A mon petit chou Adem

À mon petit frère, qui a su être présent à sa manière, avec une innocence il priait pour moi, convaincu que seul Dieu pouvait me guider et me protéger son amour restera l'un des plus beaux soutiens de ma vie.

A mes deux grands frères Mustapha et Mahdi

Merci à vous deux d'avoir été des frères exceptionnels, des protecteurs et des modèles.

Votre amour, vos encouragements Je vous dédie ce travail avec toute, ma gratitude et ma fierté.

A ma famille

À tous les membres de ma grande famille :ma grande mère et mon grand-père, Zouzou, mes oncles, mes tantes pour leur affection et leur soutien constants.

A mes chères cousines Wassila, Anfel, Sarah, Hadil, Fatma el Zahra

A celle avec qui j'ai grandis et partage les plus beaux moments de mon enfance.

Je vous dédie ce travail avec toute mon affection et mon amour attendant vos réussites

« It's always better with you »

A Loulou

Merci pour ta présence, et ta patience dans les moments de doute comme dans ceux de fatigue. Ce travail porte aussi ton empreinte, celle de quelqu'un qui était là.

A mes amis

A Hadjer, Anissa, Ikram, Lydia, Aya, Lyna, Imad Eddine, Noufel, Khalil et Rafik.

Avec qui j'ai partagé des moments qui resteront gravés à jamais dans mon cœur, des instants simples mais précieux qui ont allégé ce parcours et l'ont transformé en une véritable aventure humaine.

À tous ceux qui me sont chers, à celles et ceux qui m'ont aidée et encouragée, de près ou de loin, qui ont été présents à mes côtés et m'ont accompagnée tout au long de mon parcours d'études

KENZA SAMAH

Remerciements

Toute réussite trouve sa source dans la volonté d'Allah. Je débute donc ce mémoire en exprimant ma profonde gratitude à Allah, Le Tout-Puissant pour m'avoir accordé la santé, la force, la patience afin de mener à bien ce travail et d'achever cette étape importante de mon parcours.

Je tiens ensuite à adresser mes plus sincères remerciements à mes parents, dont l'amour, les sacrifices et le soutien indéfectible m'ont accompagnée tout au long de mes études aucun mot ne saurait exprimer pleinement ma reconnaissance envers eux.

J'adresse également une pensée reconnaissante à toute ma famille, votre présence et votre soutien inconditionnel ont été pour moi une source inépuisable de force et de réconfort pour surmonter les difficultés et poursuivre mes objectifs avec détermination.

Mes remerciements les plus respectueux s'adressent à Monsieur Tafraout Salim, mon encadrant, pour son accompagnement précieux, sa disponibilité, son expertise ses conseils avisés ainsi que la qualité de son encadrement ont largement contribué à l'aboutissement de ce mémoire.

Je souhaite également exprimer ma profonde gratitude à Monsieur Hadjouti Ahmed, mon Co-encadrant, pour son implication, ses orientations pertinentes et l'intérêt constant qu'il a porté à ce travail.

Mes sincères remerciements vont également à Monsieur Hamidi Mohamed Lamine, qu'à Monsieur Chakal Mebarek Younes ainsi Larabi Kheireddine, pour leurs conseils, leurs remarques constructives et leurs disponibilités, qui ont enrichi ce projet et contribué à son amélioration.

J'adresse également ma reconnaissance à Monsieur Amara Ibrahim pour m'avoir accueillie au sein de son équipe et pour avoir mis à ma disposition un environnement propice à l'apprentissage, à l'échange et au développement de mes compétences professionnelles.

Je tiens aussi à remercier les membres du jury qui ont bien voulu consacrer de leur temps à l'évaluation de ce mémoire. Je leur suis reconnaissante pour l'honneur qu'ils me font en examinant ce travail.

Enfin, je remercie chaleureusement l'école et le staff pédagogique ainsi que toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire.

Ce mémoire marque l'aboutissement de plusieurs années d'apprentissage, et d'efforts c'est plus qu'un simple travail académique, Il est le fruit de toutes les expériences, des connaissances acquises et du soutien des personnes qui m'ont accompagnée tout au long de ce chemin.

À toutes celles et ceux qui ont cru en moi et m'ont aidée à avancer, j'adresse ma plus profonde gratitude.

العنوان

لتصميم والحساب المقاوم للزلازل لبرج إداري R+17+4 طوابق سفلية في الجزائر العاصمة: تقييم الأداء بالتحليل الديناميكي غير الخطيTime-History .

لا يزال التصميم الزلزالي للمباني الشاهقة من الخرسانة المسلحة في المناطق ذات الخطورة الزلزالية العالية أحد أصعب المهام في الهندسة الإنشائية. تتناول هذه الأطروحة هذا التحدي من خلال تقييم زلزالي شامل لمبنى من سبعة عشر طابقاً من الخرسانة المسلحة، مشيَّدٍ في منطقة ذات خطورة زلزالية عالية بالجزائر، مستعينةً بأساليب تحليل خطية ولاخطية متقدمة

تتبع الدراسة منهجاً مقارناً منظَّماً. جرى تطوير ثلاثة أنظمة إنشائية بديلة ونمذجتها وتقييمها من خلال منظومة متكاملة من التحققات التنظيمية وفق أحكام RPA 2024 وCBA 93 وBAEL 91. وعلى أساس التقييم المقارن، أظهر نظام الجدران والبلاطات أفضل توازن بين المقاومة والصلابة والاستقرار والأداء الزلزالي.

تحقيقاً لتقييم واقعي للنظام الإنشائي المختار، أُجريت تحليلات لاخطية تكميلية، إذ أتاح التحليل الديناميكي اللاخطي بطريقة التاريخ الزمني التقاطَ الاستجابة الفعلية للمنشأة تحت الإثارة الزلزالية.

نُفِّذ تحليل التاريخ الزمني باستخدام ثمانية تسجيلات زلزالية تمثيلية مختارة بعناية، تشمل زلزال بومرداس المدمِّر عام 2003. وكشفت النتائج عن تجاوزات موضعية تضخيمات مبرَّرة فيزيائياً ومعترَف بها كلياً في معايير التصميم الزلزالي الدولية القائمة على الأداء كـ ASCE/SEI 41 وFEMA P-58. وتؤكد الدراسة بذلك أن التحليل الديناميكي اللاخطي يُوفِّر تمثيلاً أكثر واقعيةً بكثير للسلوك الزلزالي مقارنةً بالإجراءات الخطية التقليدية.

فضلاً عن التحقق من صحة الحل الإنشائي المعتمد، يُسهم هذا العمل في تطوير التصميم الزلزالي القائم على الأداء بالجزائر، ويُقدِّم إطاراً منهجياً عملياً لتصميم وتقييم المباني الشاهقة من الخرسانة المسلحة في المناطق ذات الخطورة الزلزالية العالية.

الكلمات المفتاحية نظام الجدران والبلاطات — التحليل الديناميكي اللاخطي — طريقة التاريخ الزمني — التصميم القائم على الأداء RPA 2024 —

Titre

« Conception et calcul parasismique d'une tour administrative R+17+4 sous-sols à Alger. Evaluation de la performance par analyse dynamique non linéaire NLTHA. »

Résumé

La conception parasismique des tours en béton armé dans les régions de forte sismicité demeure l'une des tâches les plus exigeantes du génie structural. Ce mémoire aborde ce défi à travers une évaluation sismique complète d'un bâtiment de dix-sept étages en béton armé, implanté en zone de forte sismicité en Algérie, en recourant à des méthodes d'analyse linéaires et non linéaires avancées.

L'étude suit une démarche comparative structurée. Trois systèmes structuraux alternatifs ont été développés, modélisés et évalués à travers un ensemble complet de vérifications réglementaires conformément aux dispositions du RPA 2024, du CBA 93 et du BAEL 91. Sur la base de l'évaluation comparative, le système structural voile-dalle a présenté le meilleur équilibre entre résistance, rigidité, stabilité et performance sismique.

Afin d'aboutir à une évaluation réaliste du système structural retenu, des analyses non linéaires complémentaires ont été réalisées. L'analyse dynamique non linéaire Time-History a permis de capturer la réponse réelle de la structure sous excitation sismique.

L'analyse Time-History a été conduite sur une suite de huit enregistrements sismiques représentatifs soigneusement sélectionnés, incluant le dévastateur séisme de Boumerdes de 2003. Les résultats ont révélé des dépassements localisés — amplifications physiquement justifiées et pleinement reconnues par les normes internationales de conception parasismique basée sur la performance telles que l'ASCE/SEI 41 et le FEMA P-58. L'étude confirme ainsi que l'analyse dynamique non linéaire fournit une représentation substantiellement plus réaliste du comportement sismique que les procédures linéaires conventionnelles.

Au-delà de la validation de la solution structurale adoptée, ce travail contribue au développement de la Conception Parasismique Basée sur la Performance en Algérie et fournit un cadre méthodologique pratique pour la conception et l'évaluation sismique des bâtiments de grande hauteur en béton armé dans les régions à forte aléa sismique.

Mots-clés : Système voile-dalle — Analyse dynamique non linéaire — NLTHA-FNA — Conception Basée sur la Performance — RPA 2024

Title

« Seismic design and calculation of an R+17 adminstrative tour with 4 basements in Algiers.Performance evaluation using Non Linear Time History Analysis (NLTHA) »

Abstract

Seismic design of tours of reinforced concrete in high-seismicity regions remains one of the most challenging tasks in structural engineering. This thesis addresses this challenge through a comprehensive seismic assessment of a seventeen-story reinforced concrete building located in a high-seismicity zone of Algeria, using both advanced linear and nonlinear analysis methods.

The study follows a structured comparative approach. Three alternative structural systems were developed, modeled, and evaluated through a complete set of regulatory verifications in accordance with the provisions of RPA 2024, CBA 93, and BAEL 91. Based on the comparative assessment, the wall–slab structural system presented the best balance between strength, stiffness, stability, and seismic performance.

To achieve a realistic evaluation of the selected structural system, complementary nonlinear analyses were performed. Nonlinear dynamic Time-History analysis (NLTHA) captured its actual response under earthquake excitation.

The Time-History analysis was carried out using a carefully selected suite of eight representative ground-motion records, including the devastating 2003 Boumerdes earthquake. The results revealed localized exceedances these amplifications are physically fully recognized by international performance-based seismic design standards such as ASCE/SEI 41 and FEMA P-58. The study therefore confirms that nonlinear dynamic analysis provides a substantially more realistic representation of seismic behavior than conventional linear procedures.

Beyond validating the adopted structural solution, this work contributes to the development of Performance-Based Earthquake Engineering in Algeria and provides a practical methodological framework for the seismic design and evaluation of high-rise reinforced concrete buildings in regions of high seismic hazard.

Keywords : Shear Wall-flat slab ; Non linear Dynamic analysis ; NLTHA-FNA ; Performance-Based Design — RPA 2024

SOMMAIRE

INTRODCUTION GENERALE..... 1
CHAPITRE I :.....
RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE.....
I.1. INTRODUCTION 3
I.2. COMPORTEMENTS DES BÂTIMENTS EN ZONE SISMIQUE :..... 3
I.3. OBJECTIFS D'UNE CONCEPTION PARASISMIQUE :..... 3
I.4. PRINCIPES GÉNÉRAUX D'UNE CONCEPTION PARASISIMQUE :..... 4
I.5. NOTIONS SUR LA PERFORMANCE SISMIQUE ET SES NIVEAUX :..... 7
I.5.1. Les niveaux de performances:..... 7
I.5.2. Critères essentiels de dimensionnement pour les niveaux de performance:..... 7
I.6. LA NOTION DE DUCTILITÉ :..... 8
I.6.1. Définition de la ductilité:..... 8
I.6.2. Différence entre ductilité, fragilité et déformabilité:..... 8
I.6.3. Différence entre la ductilité locale et globale:..... 9
I.6.4. Types de ductilité :..... 9
I.6.5. Classe de ductilité:..... 9
I.7. COEFFICIENT DE COMPORTEMENT :..... 10
I.7.1. Définition du coefficient de comportment:..... 11
I.8. MÉTHODES DE CALCUL DE LA RÉPONSE SISMIQUE :..... 11
I.8.1. Méthodes élastiques linéaires:..... 11
I.8.2. Méthodes inélastiques non-linéaires:..... 12
I.9. TYPES DE CONCEPTIONS PARASISMIQUE :..... 13
CHAPITRE II : CONCEPTION GENERAL.....
II.1. INTRODUCTION :..... 16
II.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE..... 16
II.2.1. Description générale:..... 16
II.2.2. Localisation d'implantation:..... 17
II.2.3. Classification selon RPA2024:..... 18
II.3. CARACTÉRISTIQUES DE L'OUVRAGE..... 18
II.3.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:..... 18
II.3.2. Système de contreventement:..... 19
II.4. ÉLÉMENTS STRUCTURAUX PRINCIPAUX..... 19
II.4.1. Éléments Structuraux Principaux et Complémentaires:..... 19
II.5. CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX..... 20

II.5.1. Le béton: 20
II.6. RÉGLEMENTATIONS UTILISÉES : 23
II.7. ACTIONS ET SOLLICITATIONS : 23
CHAPITRE III : .....
CONCEPTION STRUCTURALE ET PREDIMENSIONNEMNT .....
III.1. INTRODUCTION :..... 25
III.2. DESCRIPTION DES VARIANTES PROPOSÉES : 25
III.2.1. La variante préliminaire: 25
III.2.2. Variante 01: (système mixte): 26
III.2.3. Variante 02: Système voile dalle..... 26
III.3. ÉVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES : 27
III.4. PRÉ-DIMENDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX : 30
III.4.1. Prédimensionnement des planchers 30
III.4.2. Prédimensionnement et vérification du plancher pour les étages courants:..... 31
III.4.3. Prédimensionnement et vérification des voiles et noyau central: 33
III.4.4. Prédimensionnement des poteaux: 34
III.5. VÉRIFICATION :..... 39
III.5.1. Vérification de la contrainte du béton à la compression du poteau du RDC: 39
III.6. VÉRIFICATION DU FLAMBMENT : 40
CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE .....
IV.1. INTRODUCTION 42
IV.2. PRÉSENTATION DES MODÈLES STRUCTURELS : 43
IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL : 46
IV.3.1. La méthode statique équivalente:..... 46
IV.3.2. La méthode d’analyse modale spectrale: 46
IV.4. CLASSIFICATION DU BATIMENT :..... 47
IV.4.1. Régularité :..... 47
IV.5. COEFFICIENT DE COMPORTEMENT :..... 49
IV.6. FACTEUR DE QUALITÉ :..... 51
IV.7. PARAMÈTRES DU SPECTRE DE RÉPONSE SELON LE RPA2024 :..... 52
IV.8. SPECTRES DE CALCUL :..... 54
IV.9. ESTIMATION DE LA PÉRIODE FONDAMENTALE..... 55
IV.10. ESTIMATION DE LA MASSE 56
IV.11. JUSTIFICATION VIS-À-VIS DU DÉPLACEMENT INTER-ÉTAGE :..... 62
IV.11.1 Justification de non-effondrement :..... 62

IV.11.2 Justification de limitation des dommages 62
IV.12. JUSTIFICATION VIS-VIS L'EFFET P-Δ : 64
IV.13. VÉRIFICATION DE L'EFFORT NORMAL RÉDUIT DES ÉLÉMENTS VERTICAUX : 67
IV.14. ANALYSE COMPARATIVE DES PERFORMANCES DE RÉSISTANCE DES VARIANTES 72
IV.14.1. Périodes et facteurs de participations modale: 72
IV.14.2. Vis à vis les déplacements horizontaux : 73
IV.14.3. Vis-à-vis l'effet P-Δ : 75
IV.14.4. Vis-à-vis l'effort tranchant: 75
IV.15. POIDS DE LA STRUCTURE : 76
IV.16. VOLUME DE BÉTON NÉCESSAIRE 76
IV.17. CHOIX DE LA VARIANTE : 77
IV.18. CONCLUSION : 78
CHAPITRE V : .....
FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX .....
V.1. INTRODUCTION 79
V.2. ÉTUDE DES DALLES 79
V.2.1. Ferraillage longitudinal de la dalle : 80
V.2.2. Ferraillage transversal de la dalle: 81
V.3. ÉTUDE DES POUTRES : 83
V.3.1. Exigences de ductilité pour la zone critique 83
V.3.2. Calcul du ferraillage longitudinal 84
V.3.3. Recouvrement des armatures longitudinales: 86
V.3.4. Calcul du ferraillage transversal : 89
V.4. ETUDES DES VOILES : 91
V.4.1. Vérification la condition de l'effort normal réduit : 93
V.4.2. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes : 94
V.4.3. Vérification de la condition d'élancement: 94
V.4.4. Enveloppe de calcul des moments fléchissant: 95
V.4.5. Exigences de ductilité pour la zone critique: 97
V.5. CONCLUSION 110
CHAPITRE VI : .....
ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE « NLTHA » .....
.....
VI.1. INTRODUCTION : 111

VI.2. OBJECTIF 111
VI.3. FONDEMENTS THÉORIQUES DE L'ANALYSE NON LINÉAIRE : 111
VI.3.1. Distinction entre analyse linéaire et non linéaire 111
VI.3.2. Sources de non-linéarité 111
VI.4. APPROCHES D'ANALYSE ADOPTÉES : 112
VI.4.1. Analyse statique non linéaire "Méthode push-over" : 112
VI.5. APPROCHES FONDAMENTALE DE MODELISATION : 113
VI.5.1. Choix de méthode d'analyse temporelle: 113
VI.5.2. Types et choix de modélisation non linéaire: 114
VI.5.3. Lois de comportement des matériaux « L'Hystérésis » : 115
VI.5.4. La courbe de comportement "Backbone" (A-B-C-D-E) : 116
VI.5.5. La Conception Basée sur la Performance (PBD) 117
VI.6. VÉRIFICATION DES OBJECTIFS DE PERFORMANCE SISMIQUE : 117
VI.6.1. Niveaux d'intensité sismique : 118
VI.6.2. Critères d'acceptation IO, LS, CP : 118
VI.7. ACTIONS SISMIQUES : 119
VI.7.1. Fréquence Naturelle et Période Propre des Structures 120
VI.7.2. Application au Choix des accélérogrammes: 120
VI.8. SÉLECTION DES ACCÉLÉROGRAMMES : 120
VI.8.1. Types d'accélérogrammes utilisés 121
VI.8.2. Critères de sélection des enregistrements réels: 121
VI.8.3. Accélérogrammes retenus 122
VI.9. RÉSULTATS DE L'ANALYSE « FNA » : 125
VI.9.1. Déplacements totaux: 125
VI.9.2. Déplacements inter-étages: 127
VI.9.3. Effort tranchant: 128
VI.10. VERIFICATION DE LA PERFORMANCE DE LA STRUCTURE 133
VI.10.1. Sources des dépassements: 134
VI.10.2. Justification physique des dépassements 134
VI.10.3. Justification réglementaire et normative : 135
VI.11. CONCLUSION GÉNÉRALE : 135
CHAPITRE VII : .....
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE .....
VII.1 INTRODUCTION 137
VII.1. CHOIX DU TYPDE DE FONDATIONS : 138

VII.1.1. Radier général: 138
VII.2. CARACTÉRISTIQUES DU SITE D'ASSISE : 138
VII.3. MODELISATION DE RADIER : 138
VII.3.1. Paramètres de modélisation 139
VII.4. VÉRIFICATION : 139
VII.4.1. Condition de cisaillement: 139
VII.4.2. Vérification de poinçonnement sous voile: 140
VII.5 FERRAILLAGE DE RADIER 142
I.5.1 Vérification des contraintes : 145
VII.6. CONCLUSION 146
CONCLUSION GENERALE
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES
ANNEXE

LISTE DES FIGURES

CHAPITRECHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure I.1 Comportement des structures et leurs capacités de dissipation d'énergie sismique.. 4
Figure I.2 Régularité en élévation. 5
Figure I.3 Classes de ductilité selon l'Eurocode 8. 10
Figure I.4 courbe capacitaire. 13

CHAPITRE II : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

FigureII.1 Présentation de l'ouvrage. 16
FigureII.2 Façade principale de l'ouvrage. 17
Figure II.3 Façade latérale gauche. 17
Figure II.4 Façade latérale droite. 17
FigureII.5 Localisation du projet « 36°43'53.92"N 3°03'14.40"E ». 18

CHAPITRE III : CONCEPTION STRUCTURALE ET PRÉ DIMENSIONNEMENT

FigureIII.1 Disposition des voiles de la variante préliminaire. 25
Figure III.3 Plan de la conception de la variante mixte. 26
Figure III.2 Positionnement des voiles éliminés. 26
Figure III.4 Plan de la conception de la variante02. 27
Figure III.5 L'acrotère. 30

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Figure IV.1 Vue en plan d'un étage courant de la variante de référence. 43
Figure IV.2 Vue en plan de la terrasse de la variante de référence. 43
Figure IV.3 Vue en 3D la variante de référence 43
Figure IV.4 Vue en plan d'un étage courant de la variante mixte 44
Figure IV.5 Vue en plan de la terrasse de la variante mixte 44
Figure IV.6 Vue en 3D la variante mixte. 44
Figure IV.7 Vue en plan d'un étage courant de la variante voile dalle. 45
Figure IV.8 Vue en plan de la terrasse de la variante voile dalle. 45
Figure IV.9 Vue en 3D la variante voile dalle 45
Figure IV.10 Spectre de réponse horizontal de calcul Modèle de référence 54
Figure IV.11 Spectre de réponse horizontal de calcul Variante mixte. 54

Figure IV.12 Spectre de réponse horizontal de calcul Variante 02 55
FigureIV.13 Déformée des trois premiers modes de vibrations modèle de référence. 58
FigureIV.14 Déformée des trois premiers modes de vibrations système mixte 59
FigureIV.15 Déformée des trois premiers modes de vibrations système voile dalle 61
FigureIV.16 Déplacement inter-étage des trois variantes suivant X-X. 63
FigureIV.17 Déplacement inter-étage des trois variantes suivant Y-Y 64
FigureIV.18 Vérification de l'effet P-Δ des trois variantes suivant X-X. 66
FigureIV.19 Vérification de l'effet P-Δ des trois variantes suivant Y-Y 66
FigureIV.20 Déformée de la variante 01. 72
FigureIV.21 Déformée de la variante 02. 72
FigureIV.22 Déplacements horizontaux des deux variantes conceptuelles en(mm) suivant X-X. 73
FigureIV.23 Déplacements horizontaux des deux variantes conceptuelles en(mm) suivant Y-Y. 74
Figure IV .24 Comparaison des déplacements inter-étages. 74
Figure IV.25 L'effet P-Δ suivant les deux directions. 75

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Figure V.1 dimensions du panneau étudié. 79
Figure V.2 Diagramme des moments a l'ELS. 82
Figure V.3 Diagramme des moments sous G. 82
FigureV.4 Plan de configuration des voiles. 92
Figure V.5 Vue en élévation du voile $V16$ 93
Figure V.6 Vue en élévation du voile $V17$ 93
Figure V.8 Zone critique à la base du voile. 95
Figure V.9 Courbe enveloppe voile 16 selon la combinaison $G + 0{,}3Q \pm E1$ 96
Figure V.10 Courbe enveloppe voile 17 selon la combinaison $G + 0{,}3Q \pm \boldsymbol{E2}$ 96
Figure V.11 Élément de rive pour les voiles 97
Figure V.12 Schéma de feraillage longitudinal du voile 16. 107
Figure V.13 Schéma de ferraillage du voile 17. 107
Figure V.14 Courbe d'interaction voile 16 108
Figure V.15Courbe d'interaction voile 17. 108

CHAPITRE VI ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE

Figures VI.1 Classification des méthodes de calcul sismique..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figures VI.2 Exemple de Courbe type de capacité de l'analyse statique non linéaire Pushover ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figures VI.3 Principe de simulation de la force sismique par analyse temporelle 113

Figure VI.4 Loi de comportement non linéaire d'acier modèle Park. 116

FigureVI.5Loi de comportement non linéaire du béton modèle Mander. 116

Figure VI.6 Courbe de comportement "Backbone". 117

Figures VI.7 Accélérogramme du séisme de Boumerdes 2003 Station Dar El Beida (PGA = 0,50 g)..... 123

Figures VI.8 Accélérogramme artificiel ART1 généré par SeismoArtif (PGA = 0,57 g). 123

Figures VI.9 Accélérogramme artificiel ART2 (PGA = 0,46 g). 123

Figures VI.9 Accélérogramme artificiel ART2 (PGA = 0,46 g). 123

Figures VI.10 Accélérogramme RSN1013 (PGA = 0,65 g). 123

Figures VI.11 Accélérogramme RSN1080 Station Simi Valley Katherine Rd (PGA = 0,58 g). 124

Figures VI.12 Accélérogramme RSN143 Station Tabas (PGA = 0,49 g)..... 124

Figures VI.13 Accélérogramme RSN4864 Station Yoitamachi (PGA = 0,46g). 124

Figures VI.14 Accélérogramme RSN5618 Station IWT010 (PGA = 0,44 g)..... 124

Figures VI.15 Déplacement totaux suivant X-X pour les 8 accélérogrammes. 125

FigureVI.16 Déplacement totaux suivant Y-Y pour les 8 accélérogrammes. 126

Figures VI.17 Profils de dérive inter-étages suivant X-X des 8 accélérogrammes..... 127

Figures VI.17 Profils de dérive inter-étages suivant Y-Y des 8 accélérogrammes..... 128

Figures VI.20 Profils d'effort tranchant suivant X-X des 8 accélérogrammes..... 129

Figures VI.21 Profils d'effort tranchant suivant Y-Y des 8 accélérogrammes..... 130

Figures VI.22 Profils d'effort tranchant suivant Y-Y des 8 accélérogrammes..... 130

Figures VI.23 Profils de moment fléchissant suivant X-X des 8 accélérogrammes. 131

Figures VI.25 Profils de moment fléchissant suivant Y-Y des 8 accélérogrammes. 132

FigureVI.26 Résultat de la performance check du modèle. 133

CHAPITRES VII : ÉTUDE D'INFRASTRUCTURE

Figure VII.1 Vue 3D du modèle structural intégrant les niveaux de sous-sol et le radier général. 137
Figures VII.2 Diagramme des efforts tranchants l'ELU suivant X-X. 140
Figures VII.3Diagramme des efforts tranchants l'ELU suivant Y-Y. 140
Figures VII.4 Diagrammes des moments pour la combinaison$1.35G + 1.5Q$. 142
Figures VII.5Diagrammes des moments pour la combinaison $1.35G + 1.5Q$. 142
Figures VII.6 Diagrammes des moments pour la combinaison$\boldsymbol{G + \psi Q \pm 1,4E1}$. 142
Figures VII.7 Diagrammes des moments pour la combinaison $\boldsymbol{G + \psi Q \pm 1,4E2}$ 142
Figure VII.8 Plan de ferraillage longitudinal du radier suivant X-X. 143
Figure VII.9 Plan de ferraillage longitudinal du radier suivant Y-Y. 144
Figure VII.10 Résultats du ferraillage par Check Design. 146

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Tableau I.1 Synthèse des classes de ductilité selon l'Eurocode 8. 10
Tableau I.2 Les différents systèmes structuraux parasismiques 15

CHAPITRE II : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Tableau II.1 Combinaison d'actions considérées. 23
Tableau II.2 Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ 24

CHAPITRE III : CONCEPTION STRUCTURALE ET PRÉ DIMENSIONNEMENT

Tableau III.1 Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible. 28
Tableau III.2 Évaluation des charges du plancher d'un étage courant. 28
Tableau III.3 Inventaire des charges et épaisseurs pour les murs extérieurs. 29
Tableau III.3 Inventaire des charges et épaisseurs pour les murs interieur 29
Tableau III.5 Évaluation des charges sur le palier de l'escalier. 29
Tableau III.6 Évaluation du poids propre et des surcharges sur la paillasse. 29
Tableau III.7 Détermination des épaisseurs de dalles variante01. 31
Tableau III.8 Détermination des épaisseurs de dalles variante02. 31
Tableau III.9 Prédimensionnement géométrique des voiles 33
Tableau III.10 Chargement gravitaire du poteau. 37
Tableau III.11 Descente de charges sur le poteau le plus sollicité. 37
TableauIII.12 Prédimensionnement des poteaux. 38
Tableau III.13 Vérification de l'effort normal réduit de compression. 39
Tableau III.14 Vérification du flambement. 41

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Tableau IV.1 Vérification des critères de régularité en élévation des trois variantes structurales selon le RPA2024. 48
Tableau IV.2 Vérification de l'effet noyau Modèle de référence. 49
Tableau IV.3 Vérification de l'effet noyau variante 01. 50
Tableau IV.4 Vérification de l'effet noyau variante 02. 50
Tableau IV.5 Évaluation du facteur de qualité $\boldsymbol{QF}$ du Modèle de référence 52
Tableau IV.6 Évaluation du facteur de qualité $\boldsymbol{QF}$ de la variante 01 52
Tableau IV.7 Évaluation du facteur de qualité $\boldsymbol{QF}$ de la variante 02 52
Tableau IV.8 Pourcentages d'amortissement selon RPA2024. 53

Tableau IV.9 Paramètres du spectre de Type 1 selon la catégorie de site (RPA2024) 53
Tableau IV.10 Valeurs du coefficient $\boldsymbol{CT}$ selon le système de contreventement. 55
Tableau IV.11 Poids totaux des trois variantes structurales. 56
Tableau IV.12 Choix de la période fondamentale $\boldsymbol{T0}$. 57
Tableau IV.13 Participation massique modale "Modèle de référence" 57
Tableau IV.14 Vérification de l'effort tranchant à la base " Modèle de référence.". 60
Tableau IV.15Participation massique modale système mixte. 59
Tableau IV.16 Vérification de l'effort tranchant à la base "Variante 01". 60
Tableau IV.17 Participation massique modale "Variante 02". 60
Tableau IV .18 Vérification de l'effort tranchant à la base "Variante 02". 61
Tableau IV.19 Limites admissibles du déplacement inter-étage selon le type de structure. 62
Tableau IV.20 Vérification de l'effet P-Δ. 65
Tableau IV.21 Variation des épaisseurs des voiles et sections des poteaux "Variante 01". 68
Tableau IV.23 Vérification des contraintes de compression dans les poteaux du premier étage sous combinaisons sismiques "variante 01". 69
Tableau IV.24 Vérification des contraintes de compression dans les poteaux du deuxieme étage sous combinaisons sismiques "variante 01". 69
Tableau IV.25 Variation des épaisseurs des voiles "Variante 02". 70
Tableau IV.26 Vérification des contraintes de compression dans les voiles sous combinaisons sismiques "variante 02". 70
Tableau IV.27 Décomposition du poids de la structure par type d'élément "Variante 01". 76
Tableau IV.28 Décomposition du poids de la structure par type d'élément "Variante 02". 76
Tableau IV.29 Volume de béton nécessaire par type d'élément "Variante 01" 77

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Tableau V.1 Ferraillage longitudinal de la dalle suivant X-X. 80
Tableau V.2 Ferraillage longitudinal de la dalle suivant Y-Y. 80
Tableau V.3 Espacement admissible des armatures de dalle selon CBA 93. 81
Tableau V.4 Ferraillage longitudinal de la poutre combinaison ELU $\boldsymbol{1,35G + 1,5Q}$ 84
Tableau V.5 Ferraillage longitudinal de la poutre combinaison sismique $\boldsymbol{G + 0,3Q \pm E1}$ 84
Tableau V.6 Ferraillage longitudinal de la poutre combinaison sismique ($\boldsymbol{G + 0,3Q \pm E2}$). 84
Tableau V.7 Ferraillage longitudinal de la poutre combinaison ELU $\boldsymbol{1,35G + 1,5Q}$ 85
Tableau V.8 Ferraillage longitudinal de la poutre combinaison sismique $\boldsymbol{G + 0,3Q \pm E1}$ 85
Tableau V.9 Ferraillage longitudinal de la poutre combinaison sismique $\boldsymbol{G + 0,3Q \pm E2}$ 85

Tableau V.10 Ferraillage maximale et minimale pour les poutres..... 85
Tableau V.11 Choix des armatures longitudinales..... 86
Tableau V.12 Recouvrement des armatures longitudinales..... 86
Tableau V.12 Vérification de la contrainte du cisaillement dans le béton..... 89
Tableau V.13 Choix du diamètre utilisé pour le ferraillage transversal d'une poutre 90
Tableau V.16 Vérification de l'effort normal réduit RDC V16. 94
Tableau V.17 Vérification de l'effort normal réduit RDC V17 94
Tableau V.18 Vérification de la contrainte tangentielle voile19..... 94
Tableau V.19 Vérification de la contrainte tangentielle voile19..... 94
Tableau V.20 Données de la courbe enveloppe V16. 96
Tableau V.21 Données de la courbe enveloppe V17. 96
Tableau V.22 Les armatures longitudinales dans les éléments de rive V19 98
Tableau V.24 Les armatures transversales dans les éléments de rive V19 99
Tableau V.25 Les armatures transversales dans les éléments de rive V20 99
Tableau V.26 Aciers verticaux de l'âme du voile 16 100
Tableau V.27 Aciers verticaux de l'âme du voile 17 100
Tableau V.28 Armatures transversales de l'âme du voile V19. 101
Tableau V.29 Armatures transversales de l'âme du voile V20. 101
Tableau V.30 Efforts au-dessus de la zone critique V16 102
Tableau V.31 Efforts au-dessus de la zone critique V17 102
Tableau V.32 Ferraillage longitudinal aux extrémités V16. 103
Tableau V.33 Ferraillage longitudinal aux extrémités V17. 103
Tableau V.34 Ferraillage horizontal de l'âme de voile 16 au-dessus de la zone critique..... 104
Tableau V.35 Ferraillage horizontal de l'âme du voile 17 au-dessus de la zone critique..... 104
TableauV.36 Vérification de la ductilité locale V16..... 106
TableauV.37 Vérification de la ductilité locale V17……106
TableauV.38 Ferraillage des éléments de rives pour les voiles dans la zone critique. 109
TableauV.39 Ferraillage des éléments de rives pour les voiles hors la zone critique…….110

CHAPITRE VI : ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE « NLTHA »

Tableau VI.1Niveaux d'intensité sismique et probabilités de dépassement selon la PBD..... 118
Tableau VI.2 Critères d'acceptation IO, LS, CP pour les poutres selon ASCE/SEI 41. 119
Tableau VI.3 Critères d'acceptation IO, LS, CP pour les voiles élancés selon ASCE/SEI41. 119

Tableau VI.4 Récapitulatif des critères d'acceptation par type d'élément structural..... 119
Tableau VI.5 Types d'accélérogrammes utilisés dans l'analyse Time-History. 121
Tableau VI.6 Caractéristiques des accélérogrammes retenus pour l'analyse Time-History. . 122

CHAPITRES VII : ÉTUDE D'INFRASTRUCTURE

Tableau VII.1 Paramètres de modélisation du radier sous ETABS. 139
Tableau VII.2 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes. 140
Tableau VII.3Vérification au poinçonnement du radier sous voile selon CBA 93..... 141
Tableau VII.6 Sollicitation du radier..... 143
Tableau VII.7 Ferraillage adopté selon l'axe X-X. 143
Tableau VII.8 Vérification du ferraillage selon l'axe X-X par le CSI-COL. 143
Tableau VII.9 Ferraillage adopté selon l'axe Y-Y. 144
Tableau VII.10 Vérification du ferraillage selon l'axe Y-Y par le CSI-COL. 144
Tableau VII.11 Espacements admissibles des armatures du radier selon CBA 93. 144
Tableau VII.10 Vérification des contraintes selon l'axe X-X. 145
Tableau VII.11 Vérification des contraintes selon l'axe Y-Y…… 145

LISTE DES ABREVIATION

RPA2024 : Règlement Parasismique Algérien

CBA 93 : Code du Béton Armé algérien (1993)

BAEL 91 mod. 99 : Béton Armé aux États Limites (modifié 1999)

EC8 : Eurocode 8

ACI American Concrete Institute

ASCE American Society of Civil Engineers

ETABS : Extended Design Building Software (CSI)

SDOF : Single Degree Of Freedom

MDOF : Multi Degree Of Freedom

PSD : Power Spectral Density

PGA : Peak Ground Acceleration

ETABS : Logiciel de calcul et modélisation

BAEL : Beton Arme aux États Limites

DTR : Document Technique Réglementaire

ELU : État Limite Ultime

ELS : Etat Limite de Service

HA : Haute Adhérence

NLTHA : Non Linear Time History Analysis

FNA : Fast Non linear Analysis

IO : Immediate Occupancy (Immédiate Occupation)

LS : Life Safety (Sécurité des Personnes)

CP : Collapse Prevention (Prévention du Collapse)

PBD : Performance-Based Seismic Design

FEMA : Finite Element Method Analysis

LISTE DES SYMBOLES

A : Coefficient d'accélération de zone au rocher

A_t : La section des armatures de confinement dans des éléments de rive de voile

A_{sv} : Section de ferraillage correspondant à la section de l'âme du voile

b : La largeur de la poutre

b_0 : la largeur du noyau confinée de l'élément de rive de voile

B_r : Section réduite du poteau

b_w : L'épaisseur de voile

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

E : Module d'élasticité longitudinale (module de Young)

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_{ij} **:** Module de déformation longitudinale instantané

E_{vj} **:** Module de déformation longitudinale différé

e_{0x} : est la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité suivant x

e_{0y} : est la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité suivant y

f_{cj} : Résistance à la compression du béton

f_{C28} : Résistance à la compression du béton à 28j

f_{tj} : Résistance à la traction du béton

f_{t28} : Résistance à la traction du béton à 28j

f_e : Limite élastique de l'acier

f_{bu} : Contrainte limite ultime de béton

f_{adm} : La flèche admissible

f_{yd} : Valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier

f_{ed} : Valeur de calcul de la résistance du béton a la compression

G : Charge permanente

h : L'épaisseur de la poutre

h_e : Hauteur de l'étage

h_{cr} : Hauteur critique

I : Moment d'inertie

$i_x \; et \; i_y$: Rayon de giration

I : Coefficient d'importance

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis

L_x : La petite portée d'un panneau de dalle en béton armé mesurée entre nus d'appuis

L_y : La grande portée d'un panneau de dalle en béton armé mesurée entre nus d'appuis

L_c : Longueur de l'élément de rive de voile

L_f : longueur de flambement

L_w : La longueur de voile

L_s : Le rayon de giration massique en plan

M_{RD} : La résistance à la flexion de calcul

M_{ED} : Le moment fléchissant issu de l'analyse

N_u : Effort normal ultime

Q : Charge d'exploitation

Q_F : Facteur de qualité

R : Coefficient de comportement de la structure

r_x : Le rayon de torsion suivant x

r_y : Le rayon de torsion suivant y

S : Coefficient de site

T_{calcul} : Période fondamentale

$T_{\text{empirique}}$: Période définie par la méthode empirique

T_1 , T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

V : Effort tranchant de calcul

W : Poids sismique total du bâtiment

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : Charges d'exploitation

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite de service de béton

θ : coefficient dépend de la durée d'application du chargement

γ_b : Coefficient de sécurité du béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

$\bar{\sigma}s$: Contrainte limite de service de l'acier

η : Coefficient de fissuration

λ : Élancement mécanique, Coefficient de correction

ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

η : Coefficient de correction d'amortissement visqueux

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques

δ_{ek} : Déplacement horizontal au niveau « k »

Δ_k : Déplacement horizontal relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

υ_A : Coefficient réducteur

υ_d : Effort normal réduit

$\emptyset_l$: Diamètre des barres longitudinales

$\emptyset_t$: Diamètre des barres transversales

z : Distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées

μ_ϕ : Valeur requise du coefficient de ductilité en courbure

ε_{sy} : Valeur de la déformation a la limite élastique de l'acier

ω_v : Pourcentage normalise des armatures verticales d'âmes

α : Coefficient d'efficacité du confinement

χ_u : Position de l'axe neutre



INTRODUCTION GENERALGENERALE



INTRODCUTION GENERALE

L'Algérie se situe dans l'une des zones sismiques les plus actives du pourtour méditerranéen Sonson histoire récente est jalonnée de séismes dévastateurs dont les conséquences humaines et matérielles ont profondément marqué le pays tel que le séisme d'El Asnam en 1980 et celui de Boumerdes en 2003.Ces ces événements ont mis en évidence la vulnérabilité du parc bâti national et ont imposé une remise en question profonde des pratiques de conception et de dimensionnement des structures en zone sismique dont la version la plus récente le RPA 2024 traduit les avancées les plus significatives de ce processus.

Face à cette réalité, la conception parasismique est devenue une préoccupation centrale de l'ingénierie des structures. Elle ne se limite plus à garantir la résistance d'une structure sous les seules charges gravitaires, mais englobe désormais la capacité de l'ouvrage à absorber, dissiper et maîtriser l'énergie sismique, tout en assurant la sécurité des occupants et en limitant les dommages économiques.

Cette évolution de paradigme, amorcée à l'échelle internationale depuis les séismes de Northbridge en 1994 et de Kobe en 1995 a conduit au développement de méthodes d'analyse et de conception de plus en plus sophistiquées, parmi lesquelles l'analyse non linéaire qui occupe aujourd'hui une place prépondérante offrant un cadre rigoureux pour définir et vérifier des objectifs de performance explicites et quantifiés au-delà de la simple conformité aux exigences minimales du code. Cette évolution de paradigme, amorcée à l'échelle internationale depuis les séismes de Northbridge en 1994 et de Kobe en 1995 a conduit au développement de méthodes d'analyse et de conception de plus en plus sophistiquées, parmi lesquelles l'analyse non linéaire qui occupe aujourd'hui une place prépondérante offrant un cadre rigoureux pour définir et vérifier des objectifs de performance explicites et quantifiés au-delà de la simple conformité aux exigences minimales du code.

Cependant, même les structures bien dimensionnées selon les approches réglementaires classiques peuvent présenter des comportements imprévus sous l'effet de séismes intenses, notamment en raison de la contribution des modes supérieurs de vibration, des effets non linéaires de redistribution des efforts et de la variabilité naturelle du mouvement sismique.

C'est dans ce cadre que s'inscrit le présent mémoire de fin d'études, qui porte sur la conception, l’étude et l'analyse d'un bâtiment de grande hauteur en béton armé, situé en zone sismique de forte intensité.

L'objectif principal est de proposer des variantes structurales se supposant optimale tout en respectant les contraintes du projet ainsi que du règlement et d’évaluer les performances sismiques de la structure retenue. L’objectif principal est de proposer des variantes structurales se supposant optimale tout en respectant les contraintes du projet ainsi que du règlement et d’évaluer les performances sismiques de la structure retenue.

Objectifs du mémoire

Les objectifs poursuivis dans ce travail sont les suivants :

• Comparer plusieurs systèmes structuraux et identifier la variante offrant les meilleures performances sismiques conformément au RPA 2024

• Dimensionner les éléments structuraux de la variante retenue conformément aux règlements en vigueur

• Évaluer les performances sismiques de la structure à travers une analyse non linéaire avancée, en la situant par rapport aux niveaux de performance définis.

• Fournir une méthodologie de référence pour l'étude sismique des bâtiments de grande hauteur dans le contexte réglementaire algérien.

Organisation du mémoire :

Pour atteindre ces objectifs, notre travail sera structuré en sept chapitres distincts et complémentaires :

Chapitre I présente une synthèse bibliographique portant sur les fondements de la conception parasismique, le comportement des structures en zone sismique, les systèmes de contreventement et les méthodes d'analyse dynamique avancées.

Chapitre II : est consacré à la description détaillée de l'ouvrage étudié sa géométrie, sa destination, ses caractéristiques architecturales, les hypothèses de chargement et les données géotechniques du site.

Chapitre III : traite de la conception structurale et du prédimensionnement des éléments porteurs, en justifiant les choix structuraux adoptés conformément aux règlements en vigueur.

Chapitre IV : présente l'étude dynamique de la structure, comprenant la modélisation numérique par ETABS, l'analyse modale spectrale et l'ensemble des vérifications réglementaires imposées par le RPA 2024, ainsi que la sélection et la justification de la variante structurale retenue.

Chapitre V : est dédié au dimensionnement des éléments structuraux poutres, voiles et dalles conduit conformément aux prescriptions du CBA 93, du BAEL 91 modifié 99 et du RPA 2024, avec une attention particulière aux exigences de ductilité et de confinement en zone sismique.

Chapitre VI : constitue le cœur de ce mémoire. Il présente l'analyse dynamique non linéaire de la structure par la méthode Time-History, conduite sur une suite de huit accélérogrammes soigneusement sélectionnés, et interprétée dans le cadre de la Conception Basée sur la Performance conformément aux référentiels internationaux ASCE41.

Chapitre VII : traite de l'étude de l'infrastructure, incluant le dimensionnement et la vérification du système de fondation le plus adéquat à notre structure.

Le mémoire s'achève par une conclusion générale synthétisant les principaux résultats obtenus, les enseignements tirés de l'étude et les perspectives de recherche qu'elle ouvre pour la communauté scientifique et la pratique professionnelle de l'ingénierie parasismique en Algérie.



CHAPITRE I :

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE



I.1. INTRODUCTION

Les séismes comptent parmi les sollicitations les plus extrêmes et les plus complexes auxquelles un ouvrage peut être confronté. En générant des mouvements de sol brutaux, ils imposent aux structures des forces d'inertie considérables qui mettent à l'épreuve l'intégrité même des bâtiments et des infrastructures.

Pour un ingénieur civil, le défi est double : il s'agit non seulement de comprendre la réponse dynamique des structures face à ce type de sollicitations, mais aussi de concevoir des systèmes capables d'absorber et de dissiper cette énergie afin d'éviter toutes sortes d'effondrement.

L'analyse de l'impact des séismes sur les constructions est donc l'un des piliers de la conception parasismique moderne — surtout quand il s'agit des bâtiments élancés visant à garantir la résilience des structures et la sécurité des occupants.

Dans ce chapitre, nous allons décrire de manière générale les paramètres clés à considérer lors d'une conception parasismique afin d'obtenir une structure à la fois résiliente et conforme aux exigences réglementaires, notamment la ductilité et la résistance.

I.2. COMPORTEMENTS DES BÂTIMENTS EN ZONE SISMIQUE :

Lors d'un séisme, le bâtiment subit des forces dynamiques dues aux mouvements du sol. Ces forces peuvent être représentées, dans un modèle simple, par un système masse–ressort où la force est proportionnelle à la rigidité de la structure et au déplacement de la masse.

La réponse du bâtiment peut également être interprété selon une approche énergétique où la structure en mouvement possède une énergie cinétique et une énergie élastique, qui se transforment l'une en l'autre et sont en partie dissipées, d'où l'introduction de la notion de la ductilité des éléments et la formation de rotules plastiques au niveau des zones critiques.

Les déformations sont généralement différentes d'un élément à l'autre, en fonction de la masse, de la forme, de la nature matériaux et du type de liaison.

Pour ces raisons, l'intégration des principes du génie parasismique dans la phase conceptuelle est indispensable afin de garantir la sécurité de l'ouvrage, une dissipation contrôlée d'énergie et un comportement efficace en zone sismique.

I.3. OBJECTIFS D'UNE CONCEPTION PARASISMIQUE :

L'objectif principal d'une conception parasismique est d'avoir des structures capables de résister aux déformations induites par l'action sismique sans s'effondrer.

Cet objectif peut être atteint par la mise en œuvre de différentes configurations structurelles, où chaque système présente une capacité spécifique de dissipation d'énergie sismique à travers les déformations plastiques :

- Des ossatures où les déformations sont essentiellement élastiques (cas c- fig.1) ;
- Des ossatures qui forment une seule zone plastique significative (cas b - fig.1) ;
- Des ossatures où sont formées de nombreuses zones dissipatives (cas a - fig.1).

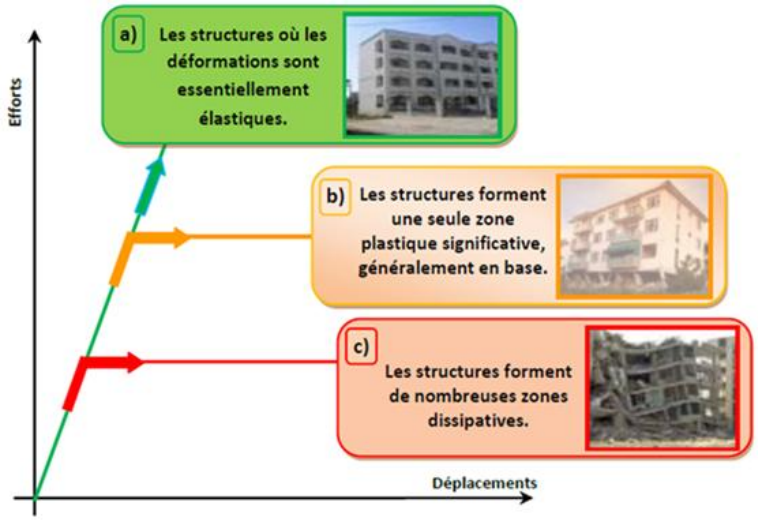


Figure I.1 Comportement des structures et leurs capacités de dissipation d'énergie sismique.

I.4. PRINCIPES GÉNÉRAUX D'UNE CONCEPTION PARASISIMQUE :

La conception et le choix des détails constructifs des éléments structuraux d'une structure comme les (murs, poteaux, poutres, dalles…) ainsi que les éléments non-structuraux (cloisons intérieures, éléments de façade…) revêtent un rôle déterminant dans la performance des bâtiments et leur vulnérabilité face aux séismes.

Les principes généraux de conception sont les suivant :

a) **La simplicité :** en phase de conception, il est privilégié de partir sur la simplicité - en termes de forme géométrique- lorsque cela est possible, car leur comportement est plus aisé à modéliser et à calculer que celui d'une structure ayant une géométrie complexe.

Cette approche réduit significativement les phénomènes imprévus, ce qui mène à une bonne maîtrise du comportement.

Cette approche réduit significativement les phénomènes imprévus ce qui mène à une bonne maîtrise du comportement,

L'implémentation des joints parasismiques permet de fragmenter les formes complexes en des blocs compacts et autonomes. Cette séparation permet de réduire les effets d'excentricités, de sorte à avoir une répartition équilibrée de la réponse sismique dans la structure.

La dimension de ces joints doit être suffisamment larges (avec une largeur minimale de 3-5 cm conformément à l'RPA2024 et à l'Eurocode 8), afin de prévenir toute collisions inter-blocs lors des déplacements de la structure.

b) **Continuité** : une structure est considérée comme discontinue lorsque les efforts ne sont pas transférés directement vers les fondations, ce qui est un paramètre défavorable car cela engendre une concentration de contraintes et une amplification des déformations localement ce qui peut provoquer une ruine (locale et/ou parfois globale).

c) **Régularité en plan** : Pour des raisons de simplification d'analyse, le séisme est généralement simulé comme étant une sollicitation bidirectionnelle horizontalement, où la structure doit être capable à résister à ces actions horizontales suivant ses deux directions principales

Selon l'Eurocode 8 les éléments structuraux doivent avoir des caractéristiques de résistance et de rigidité similaires dans les deux directions principales, ce qui se manifestent souvent par le choix de formes symétriques ou bien approximativement symétrique,

Pour éviter ainsi d'autre problèmes l'Eurocode 8 exige que la raideur en plan des planchers soit largement supérieure à la raideur latérale des éléments verticaux tel que les poteaux, les voiles, etc.…, afin que les déformations planaires n'influencent pas de manière notable la répartition des efforts entre ces élément (notion du diaphragme rigide).

d) **Régularité en élévation** : pour qu'un bâtiment soit classé comme régulier en élévation, ses éléments de contreventement doivent présenter une continuité verticale ininterrompue, depuis les fondations jusqu'au sommet ou jusqu'à un niveau spécifique défini par l'ingénieur en cas de retraits localisés.

En outre, la distribution de la masse et de la rigidité doit être constante ou à défaut, varier de manière progressive sans brusque transition, afin d'assurer une réponse structurelle équilibrée lors d'événements sismiques.

Un bâtiment est ainsi classé régulier uniquement s'il satisfait simultanément aux critères de régularité en plan et en élévation ; toute non-conformité à l'un d'eux le rend irrégulier, selon une démarche binaire exigeant le respect intégral de l'ensemble des critères.

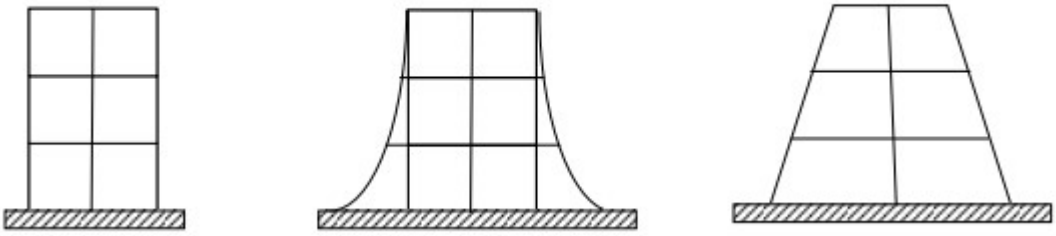


Figure I.2 Régularité en élévation.

e) **Diaphragmes efficaces :** Les diaphragmes d'un bâtiment, généralement constitués par les planchers et la toiture, ont comme rôle principal de transmettre les efforts horizontaux provenant du mouvement séismique vers les éléments verticaux de contreventement (voiles, poteaux).

Pour assurer une transmission efficace, ils doivent présenter une faible déformabilité dans leur plan, favorisant une répartition homogène des efforts proportionnelle à la rigidité des contreventements verticaux.

En cas de perte de rigidité d'un contreventement, le diaphragme redistribue automatiquement les efforts vers les autres éléments.

Idéalement, ils éliminent tout déplacement horizontal relatif entre les éléments verticaux à chaque niveau, permettant une répartition des actions horizontales selon la rigidité relative de chacun : les éléments les plus rigides supportent alors la plus grande part des charges.

La rigidité des diaphragmes dépend :

- De leur forme ;
- Des rigidités respectives du diaphragme et du contreventement vertical ;
- De leur matériau ;
- De l'efficacité de la solidarisation de leurs éléments constituants ;
- De l'importance des ouvertures dans les planchers (les trémies...).

f) **Fondations adéquates** : La conception parasismique d'un ouvrage s'étend nécessairement à ses fondations, qui doivent transmettre les efforts de la structure porteuse au sol portant sans plastification, en privilégiant un système homogène afin d'assurer une répartition équilibrée des sollicitations.

Les sollicitations sismiques imposent une solidarisation rigide des points d'appui via le système de fondation choisi (longrines, semelles filantes ou radier général) afin de contrer les déplacements relatifs horizontaux et d'éviter l'écartement des éléments verticaux ; sur des sols de faible capacité portante, une amélioration préalable est nécessaire pour optimiser la portance et prévenir une éventuelle liquéfaction.

Les fondations, classées en superficielles (semelles isolées, radier) ou profondes (pieux, barrettes), requièrent une connexion monolithique avec la superstructure, conforme à l'RPA2024 (chapitre X) et l'Eurocode 8 partie 5, guidée par une étude géotechnique adaptée au zonage sismique.

I.5. NOTIONS SUR LA PERFORMANCE SISMIQUE ET SES NIVEAUX :

Les niveaux de performance sont généralement définis comme des états de dommages ciblés, avec un compromis entre la fonctionnalité et un niveau de dommage comme les états limites ultimes (ELU).

La performance sismique s'évalue à travers des indicateurs tels que les déplacements, les dérives inter-étages, les efforts internes, mais aussi des indicateurs de dommages globaux ou de pertes économiques et d'interruption d'activité.

I.5.1. Les niveaux de performances:

L'objectif principal de la définition des niveaux de performance en conception parasismique est d'identifier et de classer les dommages structuraux et fonctionnels d'un bâtiment lors d'un séisme, afin d'établir une courbe de capacité via l'analyse push over, une méthode statique non linéaire (Par un control de force ou un control de déplacement) qui applique un chargement latéral croissant monotone jusqu'à un déplacement cible, permettant d'évaluer la vulnérabilité séismique de la structure et de la comparer sa à la demande sismique pour déterminer le point de performance.

Plusieurs niveaux de performance structurale et fonctionnelle, sont souvent formulés comme suit :

A. Niveau « Immediate Occupancy » (IO) : à ce niveau les dommages structuraux restent mineurs avec des dérives inter-étages inférieures à 1-2%, les éléments non structuraux sont peu affectés, permettant une réoccupation immédiate du bâtiment après l'événement sismique occasionnel (période de retour de 100 à 200 ans), moyennant des réparations mineures uniquement, sans plastification significative ni interruption prolongée de la fonctionnalité.

B. Niveau « Life Safety » (LS) : des dommages structuraux significatifs sont admissibles sans risque d'effondrement, la stabilité globale étant préservée pour permettre une évacuation sécurisée des occupants, bien que le bâtiment devienne temporairement inutilisable en attendant des réparations substantielles ; typiquement associé à des dommages modérés (dérive inter-étages 2-4%) lors d'un séisme moyen (probabilité 10% en 50 ans) ;

C. Niveau « Collapse Prevention » (CP) : Au niveau « prévention d'effondrement » (CP), les dommages sont très sévères avec une plastification étendue de la structure et de grandes dérives inter-étages (> 4-6%), mais l'effondrement généralisé est évité et une capacité portante verticale résiduelle minimale subsiste ; certains guides ajoutent un niveau « Collapse » (C) caractérisant la perte totale de stabilité, servant de référence ultime à ne pas dépasser en conception

I.5.2. Critères essentiels de dimensionnement pour les niveaux de performance:

a) La rigidité : la rigidité est l'un des concepts généraux lors du dimensionnement, elle contrôle les déformations globales et locales, limitant les dérives inter-étages, les fissurations et les endommagements des éléments non structuraux ;

b) La résistance :la résistance constitue le deuxième critère fondamental de dimensionnement parasismique, garantissant un comportement élastique initial face aux actions sismiques en dimensionnant les sections des éléments structuraux d'une manière à éviter la plastification fragile prématurée ; elle assure que la structure résiste aux efforts de calcul via les combinaisons ELA selon l'Eurocode 8 ou les directives du FEMA, en intégrant des facteurs de comportement q (ou R) qui tiennent compte de la réserve de ductilité et de la non-simultanéité des actions, permettant une économie de matériaux tout en maintenant la sécurité et limitant les dommages lors des séismes modérés pour préserver les niveaux de performance IO/L ;

c) La ductilité : la notion de la ductilité est détaillée en ce qui suit.

I.6. LA NOTION DE DUCTILITÉ :

Pour assurer un dimensionnement optimal, les ingénieurs doivent trouver un compromis entre les exigences structurales de résistance, de rigidité et de ductilité

I.6.1. Définition de la ductilité:

La ductilité est un paramètre essentiel dans les structures parasismiques, elle se définit par l'aptitude d'un matériau, d'un élément ou d'une structure à se déformer dans la phase post-élastique avec une diminution significative de sa rigidité sans s'effondrer.

Ce terme est employé pour estimer l'énergie dissipée via les déformations plastiques la structure (à travers ses éléments structuraux) doit avoir une ductilité suffisante pour pouvoir dissiper une grande partie de l'énergie induite par le mouvement sismique et conserver sa résistance face aux déformations imposées.

I.6.2. Différence entre ductilité, fragilité et déformabilité:

La déformabilité correspond à la capacité d'un élément ou d'une structure à subir des déformations avant rupture, indépendamment de leur nature. La ductilité se distingue par la capacité spécifique d'un élément ou d'une structure à endurer des déformations plastiques permanentes.

La fragilité résulte d'une rupture brusque, sans phase notable de déformation plastique, et s'évalue soit par la résilience, soit par l'énergie absorbée avant fracture ; un palier non linéaire court caractérise ce comportement, contrairement au palier élastique prolongé d'un matériau ductile.

En synthèse, la déformabilité intègre l'ensemble des déformations préalables à la rupture, la ductilité cible exclusivement les déformations plastiques, et la fragilité traduit une fracture immédiate sans plasticité significative

I.6.3. Différence entre la ductilité locale et globale:

• La ductilité globale : correspond à la capacité de la structure à développer un mécanisme de ruine ductile de type rotules plastiques multiples sous l'action sismique de calcul, avec un comportement compatible avec le facteur de comportement choisi.

• La ductilité locale : concerne la capacité de courbure ou de rotation plastique dans les zones critiques des éléments structuraux (tels que les extrémités de poutres, pieds et têtes de poteaux, zones de couplage de voiles), vérifiée par les conditions minimales de confinement, d'armatures transversales, de longueurs de zones critiques et, pour les structures ductiles, par une exigence minimale sur l'indice de ductilité en courbure.

I.6.4. Types de ductilité:

a) **Ductilité de déformation** : Représente la déformation élasto-plastique pour différents types de chargement, son facteur μ est exprimé par le rapport de la déformation de rupture u et la déformation à la fin de la phase élastique γ

b) **Ductilité en courbure** : dite la ductilité en courbure ou locale, elle renvoie à la déformation plastique de la section transversale, en considérant l'interaction entre les parties qui composent la section elle-même. Son facteur μ_{φ}est exprimé par le rapport de la courbure ultime φ_u (déformation inélastique maximal durant le temps total d'excitation) et la courbure à la fin de la phase élastique φ_y (déformation axiale lors de la rupture initiale)

c) **Ductilité en rotation** : C'est la ductilité d'un élément ; elle considère les propriétés des matériaux (types de sections, charges gravitationnelles et la dégradation de rigidité…) Elle est déterminée selon les sollicitations des éléments, par la ductilité axiale en courbure et en rotation. Le facteur de la ductilité en rotation μ_{θ} est exprimé par le rapport entre la rotation ultime θ_u et la rotation à la fin de la phase élastique θ_y.

d) **Ductilité globale :** dite la ductilité de structure, elle est employée dans l'évaluation des performances globale d'une structure entière

e) **Ductilité énergétique** : ou hystérétique se réfère à la capacité d'une structure à absorber et dissiper l'énergie sismique.

I.6.5. Classe de ductilité:

L'Eurocode 8 définit trois niveaux de ductilité pour les bâtiments classées selon un ordre croissant de dissipation d'énergie, qui sont liées au facteur de comportement, définis par :

- Niveau 1 : Ductilité faible (Ductility Class Low : DCL) ;
- Niveau 2 : Ductilité moyenne (Medium : DCM) ;
- Niveau 3 : Ductilité élevée (High : DCH).

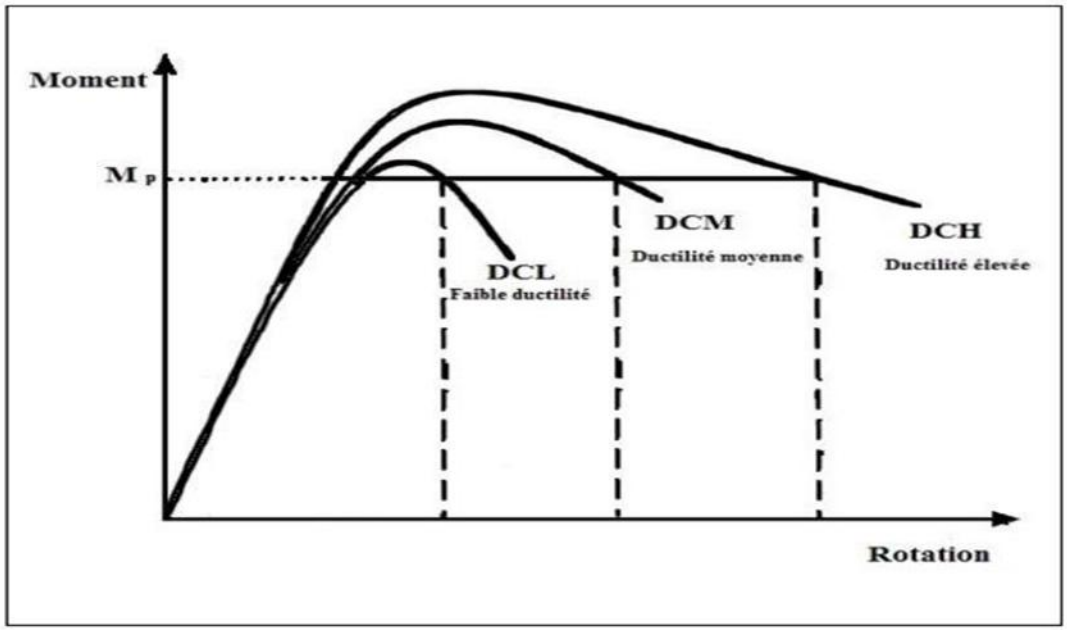


Figure I.3 Classes de ductilité selon l'Eurocode 8.

Tableau I.1 Synthèse des classes de ductilité selon l'Eurocode 8.

Élément à mentionner	DCL	DCM	DCH
Niveau de dissipation d'énergie	Faible, comportement quasi-élastique	Moyen, dissipation significative Également limité par type d'ossature	Élevé, forte dissipation inélastique Uniquement limité par type d'ossature
Domaine d'utilisation	Zones de faible sismicité, solutions peu dissipatives	Zones de sismicité moyenne à forte, conception courante	Zones de forte sismicité, ouvrages importants ou à performance élevée

I.7. COEFFICIENT DE COMPORTEMENT :

La ductilité permet aux structures de se déformer et de dissiper l'énergie séismique, tandis que le coefficient de comportement permet de prendre en compte cette capacité de déformation dans les calculs de conception.

L'utilisation judicieuse de ces concepts contribue à la conception de structures plus sûres, plus économiques et plus résistantes aux tremblements de terre.

I.7.1. Définition du coefficient de comportment:

Le coefficient de comportement « q ; R » est un paramètre réglementaire qui traduit la capacité globale d'une structure à dissiper l'énergie sismique par un comportement inélastique ductile et par ses réserves de résistance.

Il permet de ramener les actions sismiques élastiques théoriques à des actions de calcul réduites, en divisant le spectre de réponse élastique par « q ; R », sa valeur est en fonction du système structural et de la classe de ductilité retenus par la réglementation (Eurocode 8, RPA 2024), sous réserve du respect des règles de conception en capacité et des dispositions constructives assurant un mécanisme de ruine ductile et l'évitement des ruptures fragiles.

L'Eurocode 8 fait le lien entre la ductilité globale et la ductilité en courbure de chaque élément. Il tient ainsi compte de la capacité de dissipation d'énergie des structures et divise la ductilité des structures selon les trois classes énumérées précédemment. Dans ce dernier, la valeur du coefficient de comportement dépend : (du système structural, du matériau et de la méthode dimensionnement.).Dans ce dernier, la valeur du coefficient de comportement dépend : (du système structural, du matériau et de la méthode de dimensionnement.).

I.8. MÉTHODES DE CALCUL DE LA RÉPONSE SISMIQUE :

Selon le règlement parasismique Algérien, la détermination de la réponse sismique d'une structure et son dimensionnement peuvent être réalisés à l'aide de diverses méthodes de calcul.

Pour évaluer la charge sismique, plusieurs méthodes sont proposées et le choix de la méthode dépend à la fois du type de structure et de la nature de l'excitation dynamique.

I.8.1. Méthodes élastiques linéaires:

a) **Méthode statique équivalente** : C'est une méthode d'analyse fréquente, utilisée de part grâce son ancienneté et sa simplicité pour le dimensionnement des bâtiments.

Elle est basée sur l'hypothèse que le comportement structurel est dicté par le mode de vibration fondamental et que la distribution horizontale des charges statiquement appliquées qui est proche du premier mode, ce qui représente une grande simplification.

Cette méthode est utilisée pour les bâtiments réguliers faiblement et/ou moyennement élevés.

b) **Méthode d'analyse modale spectrale :** c'est une approche aussi considérée comme linéaire, elle se base sur les modes de vibration libre du système analysé, dont l'objectif est d'établir pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre dit « le spectre de dimensionnement ou de calcul ».

c) **Méthode d'analyse temporelle élastique** : Cette analyse repose sur l'intégration directe dans le temps des équations du mouvement, ce qui permet de conserver la valeur et le signe des réponses dynamiques.

Elle calcule la réponse élastique en combinant plusieurs déplacements modaux, obtenus à partir des modes propres et des déplacements généralisés. L'action sismique est modélisée selon la masse de la structure et l'accélération à la base, extraite d'enregistrements sismiques réels. Mais au final elle reste limitée pour évaluer le comportement inélastique sous de fortes actions séismiques.

I.8.2. Méthodes inélastiques non-linéaires:

L'analyse non linéaire offre des résultats plus précis que l'analyse linéaire en intégrant les deux principales sources de non-linéarité géométrique (cinématique) et matérielle.

• La non-linéarité géométrique provient des grandes déformations qui modifient la géométrie et la rigidité de la structure, générant des moments de second ordre (P-Δ) amplifiant les instabilités sous compression, avec les directions des charges constantes altérant les efforts internes, contrairement aux hypothèses linéaires.

• La non-linéarité matérielle découle du comportement inélastique des matériaux (béton armé), où la relation force-déplacement s'écarte de la tangente élastique initiale après épuisement de la résistance, évoluant vers un pic de capacité suivi d'un plateau ou d'une dégradation résiduelle via formation de rotules plastiques dissipatives

a) Méthode d'Analyse Dynamique par Accélérogramme : La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite des prérequis sur le choix des séismes, le calcul, les lois de comportement, ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Elle a le même principe que la méthode d'analyse spectrale, sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode s'applique aux structures stratégiques comme les Centrales nucléaires nécessitant un personnel qualifié. Le RPA2024 recommande l'utilisation de cette méthode d'analyse pour les structures ayant une hauteur qui dépasse les 70 m (art. 4.1.3).

b) Méthode Push-over : est une méthode recommandée par les réglementations parasismiques (RPA 2024 ; Eurocode 8 Partie 3), pour évaluer la performance sismique des structures existantes ou nouvelles, grâce à sa simplicité et sa capacité à tracer la séquence d'écoulement plastique, la localisation des rotules de ruine et le niveau de dommage progressif.

Elle génère la courbe de capacité globale (force latérale V_{base} vs déplacement au toitδ_{toit}) sous chargement monotone croissant selon une distribution triangulaire ou modale invariante appliqué sur charges gravitaires constantes, identifiant ainsi la déformation ultime avant effondrement et validant les drifts $\delta<0{,}02h$ ou états limites de différents niveaux de performance.

Cette approche approximative, est basée sur un système à un seul degré de liberté SDOF (single degree of Freedom) équivalent au premier mode optimise les interventions ciblées en visualisant les mécanismes ductiles (poutres > poteaux) et les points faibles structurels. Cette approche approximative, est basée sur un système à un seul degré de liberté SDOF (single

degree of Freedom) équivalent au premier mode et optimise les interventions ciblées en visualisant les mécanismes ductiles (poutres > poteaux) et les points faibles structurels.

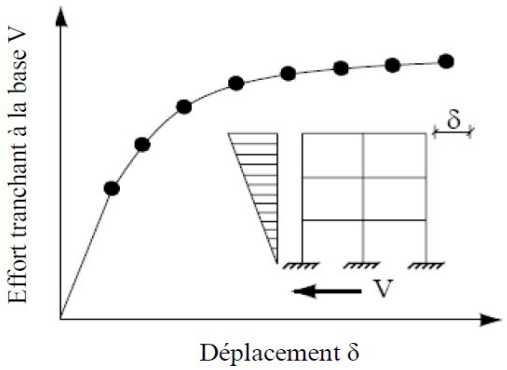


Figure I.4 courbe capacitaire.

c) Analyse temporelle par intégration directe : L'analyse temporelle par intégration directe connue sous le nom de « Direct Intégration Time History Analysis » est une méthode d'analyse dynamique non linéaire, pour laquelle l'équation d'équilibre du mouvement est totalement intégrée quand la structure est exposée à un chargement dynamique.

Cette analyse inclue l'intégration des propriétés et le comportement structurel avec des séries de pas de temps relativement courts relatif à la durée de chargement.

d) Méthode FNA : La méthode dite en anglais Fast Non linear Analysis (FNA) est une méthode d'analyse employée pour l'évaluation statique ou dynamique des systèmes structuraux linéaire ou non-linéaire.

Dû à l'efficacité de sa formulation, la FNA est appropriée pour l'analyse temporelle. Lors de son application, le modèle analytique doit premièrement être linéaire élastique, il doit comprendre un nombre prédéfini limité d'éléments non-linéaires et caractériser le comportement non-linéaire par des liens.

Outre la relation matérielle non-linéaire force-déformation, l'Objet « Link » permet de simuler les appareilles d'amortissement, les isolateurs et d'autres technologies de dissipation d'énergie.

I.9. TYPES DE CONCEPTIONS PARASISMIQUE :

Ils sont généralement catégorisés selon les systèmes structuraux suivants :

a) Système poteaux–poutres (portiques autostables) : un système poteaux–poutres est une ossature rigide composée de poteaux verticaux et de poutres horizontales, dans laquelle la continuité des nœuds fait que l'effort sismique est principalement repris par la flexion des éléments. Sous l'action horizontale, le déplacement latéral des étages induit des moments fléchissant dans les poutres, qui travaillent en flexion simple, tandis que les poteaux sont soumis à une flexion composée résultant de la combinaison de l'effort normal issu des charges verticales et du moment dû au séisme.

La conception parasismique de ce système repose sur le principe « poutres faibles poteaux forts », qui consiste à favoriser la formation de rotules plastiques ductiles en extrémité de poutres pour dissiper l'énergie sismique, tout en maintenant les poteaux en un état plus sûr afin de garantir la stabilité globale de l'ossature.

b) Système voiles : les systèmes à voiles utilisent des murs en béton armé qui assurent directement le contreventement du bâtiment. Les voiles sont continus de la fondation à la toiture, disposés de préférence autour des cages d'escaliers/ascenseurs ou en refends, et reprennent la totalité des efforts horizontaux par flexion et cisaillement, ce qui limite fortement les déplacements inter-étages.

Concrètement, les charges verticales sont reprises par les voiles, tandis que les planchers rigides transfèrent les forces sismiques vers ces voiles, d'où l'importance d'un bon chaînage (liaison voiles–planchers–fondations) et d'une répartition régulière des voiles en plan afin d'éviter les effets de torsion. Ce système peut intégrer des poteaux qui supportent principalement les charges gravitaires uniquement.

c) Système mixte portiques + voiles : appelé système hybride dans un système mixte poteaux–poutres + voiles ou avec noyau central, les forces gravitaires et horizontales conjointement.

Les planchers se comportent comme des diaphragmes rigides qui collectent les forces inertielles aux étages et les transmettent vers les voiles/noyau, ce qui réduit les sollicitations en flexion dans les poteaux et donne à la structure une grande rigidité latérale et des dérives limitées, particulièrement importantes pour les bâtiments moyens et hauts.

Ce schéma permet une bonne ductilité globale (dissipation d'énergie dans des zones plastiques contrôlées des voiles et des portiques) tout en offrant une disposition des poteaux compatible avec l'architecture, ce qui explique qu'il soit aujourd'hui l'une des solutions les plus utilisées pour les immeubles à plusieurs étages en zone sismique.

d) Systèmes particuliers :

L'isolation de base consiste à poser le bâtiment sur des appuis spéciaux souples (isolateurs) placés entre les fondations et la structure : lors du séisme, ce sont surtout ces appuis qui se déforment, ce qui réduit fortement les accélérations et les efforts dans les poteaux, poutres et voiles.

e) **Noyau central rigide :**

Des voiles fermés formant une « boîte » autour des circulations verticales classe selon RPA2024 sous le système 06.

Le tableau suivant synthétise les différents systèmes structuraux décrit en ci-dessus.

Tableau I.2 Les différents systèmes structuraux parasismiques

Système structural	Schéma conceptuel (description)	Rôle parasismique principal
Ossature poteaux–poutres	Portiques : poteaux verticaux reliés par des poutres horizontales formant des cadres fermés.	Reprise des efforts horizontaux par flexion dans les nœuds poutre–poteau.
Voiles en béton armé	Murs verticaux continus (cages escaliers, refends, façades rigides).	Contreventement rigide, travaillant par (cisaillement, flexion).
Noyau central rigide	Ensemble de voiles fermés formant une « boîte » autour des circulations verticales.	Élément principal de rigidité et de résistance latérale du bâtiment.
Système mixte portiques + voiles/noyau	Portiques périphériques + voiles ou noyau central reliés par des planchers rigides.	Partage des efforts : noyau/voiles pour les charges horizontales (séisme), portiques pour les charges gravitaires
Systèmes isolés à la base	Superstructure classique sur appuis isolateurs entre structure et fondations.	Réduction des accélérations transmises au bâtiment.
Systèmes avec dissipateurs	Structure classique + amortisseurs (viscoélastiques, hystérétiques, fluide, etc.).	Dissipation additionnelle d'énergie, réduction des dommages.

CHAPITRE II :
DESCIPION DE L’OUVRAGE

II.1. INTRODUCTION :

Ce chapitre présente les généralités de l'ouvrage étudié, en introduisant ses principales caractéristiques telles que la fonction, l'emplacement et les dimensions globales ainsi que sa conception préliminaire. Il décrit les différentes composantes de la structure, en distinguant la structure principale de la structure secondaire. L'infrastructure est également abordée, ainsi que les caractéristiques géométriques essentielles de l'ensemble.

Enfin, les matériaux utilisés, notamment le béton et l'acier, sont présentés à travers leurs propriétés mécaniques principales.

L'étude sera réalisée principalement selon les prescriptions du RPA 2024 et du BAEL 91/99, qui encadrent les choix de conception et de dimensionnement.

II.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

II.2.1. Description générale:

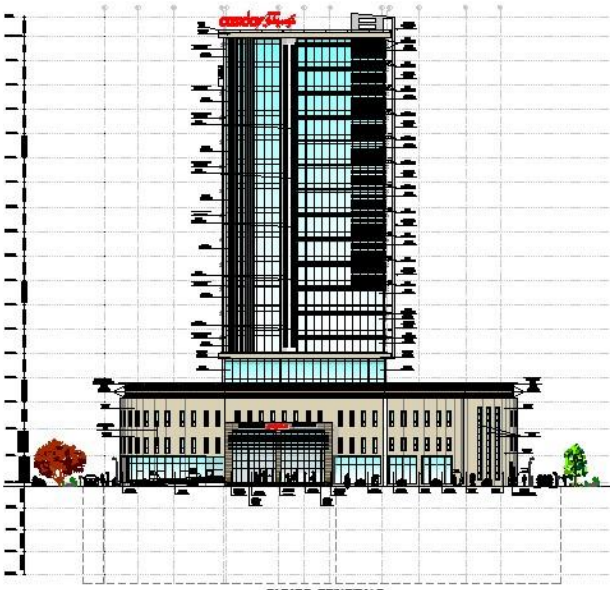
L'ouvrage étudié constitue une tour administrative R+17 implantée sur une parcelle de 3 600 m², présentant une composition architecturale mixte avec un socle bas de trois niveaux (R+2) surmonté d'une tour élancée de 15 étages atteignant environ 70 m de hauteur totale, complétée par 4 niveaux de sous-sol principalement dédiés au stationnement automobile.

La tour est destinée à accueillir des bureaux exécutifs, des espaces techniques et des équipements collectifs, cette construction doit respecter intégralement toutes les exigences du règlement parasismique algérien RPA 2024.



FigureII.1 Présentation de l'ouvrage.

+



FigureII.2 Façade principale de l'ouvrage.

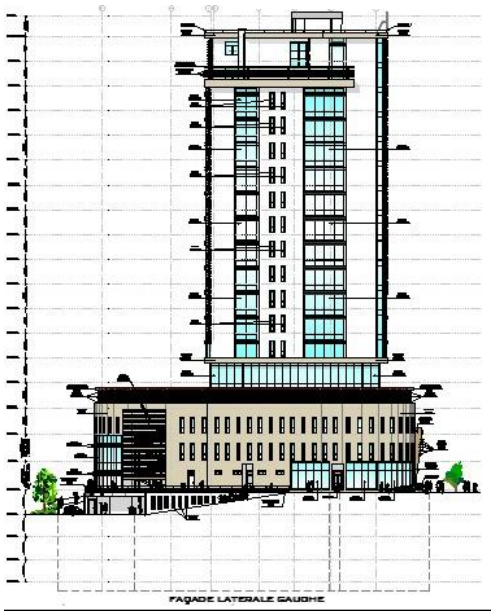


Figure II.3 Façade latérale gauche.

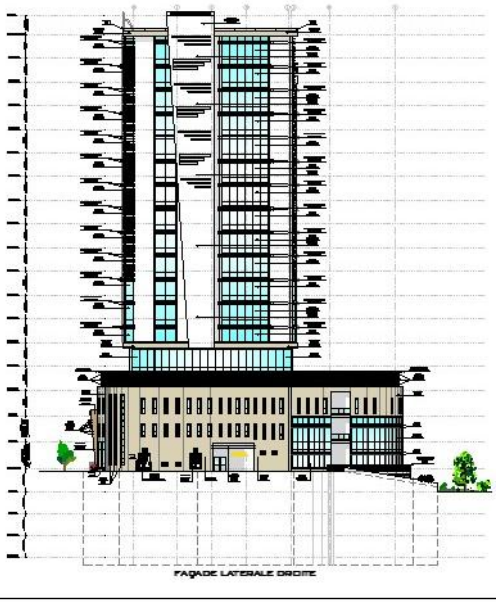


Figure II.4 Façade latérale droite.

II.2.2. Localisation d'implantation:

L'ouvrage est implanté aux Vergès, dans la commune de Bir Mourad Raïs, en proche banlieue sud d'Alger, le long de la RN5 et à proximité immédiate du rond-point DUAC.

Cette localisation stratégique, au sein d'un secteur urbain dense marqué par un trafic routier intense sur la voie de desserte principale, impose des contraintes spécifiques relatives à la gestion des accès, à la sécurité et à l'intégration paysagère.



FigureII.5 Localisation du projet « 36°43'53.92"N 3°03'14.40"E ».

II.2.3. Classification selon RPA2024:

Selon le règlement parasismique algérien RPA 2024, cet ouvrage est classé :

- **Groupe d'usage** : Groupe 1B Bâtiments de grande importance car c'est une tour administrative avec un coefficient d'importance I = 1, 20.
- **Zone sismique** : l'ouvrage est situé à Birr Mourad Rais dans la wilaya d'Alger qui est classée comme une zone de grande sismicité (zone VI) ag = 0,45g.
- **Classification du site :** il est préalablement considéré comme rocheux à ferme (S1 ou S2) selon la classification RPA 2024, caractérisé par des vitesses d'onde de cisaillement Vs > 760 m/s (S1) ou 360-760 m/s (S2), nécessitant une confirmation par rapport géotechnique.

II.3. CARACTÉRISTIQUES DE L'OUVRAGE

II.3.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

D'après les plans d'architecture fournis on a :

- Hauteur totale du bâtiment avec les sous-sols :82,45m
- Hauteur du bâtiment sans sous-sol :68,51m
- Hauteur totale des sous-sols : 13,94m
- Longueur totale du bâtiment :73,18m
- Largeur totale du bâtiment :55,61m

Pour le socle qui comporte les trois premier niveaux (R+2) :

- Hauteur du RDC :4,25m
- Hauteur premier étage : 4,08m
- Hauteur deuxième étage :4,08m

Pour les étages courants restant (15 étages) :

- Hauteur étage courant : 3,74m

Pour les sous-sols :

- Hauteur sous-sol 1 :3,74m
- Hauteur sous-sol 2 :3,4m
- Hauteur sous-sol 3 :3,4m
- Hauteur sous-sol 4 :3,4m

II.3.2. Système de contreventement:

Le système de contreventement adopté est constitué par des voiles structuraux verticaux en béton armé, dans lequel la résistance aux charges verticales et latérales est assurée principalement par ces éléments verticaux porteurs.

Conformément aux dispositions du RPA 2024, la résistance à l'effort tranchant à la base du bâtiment dépasse 65% de la résistance totale à l'effort tranchant du système structural global, qualifiant ainsi ce système comme voiles dominant (Article 3.5.5).

Ce choix technique, sans limitation de hauteur est convenable pour notre bâtiment, garantit une rigidité horizontale élevée et une dissipation d'énergie sismique optimale via déformation post-élastique contrôlée des voile s longitudinaux et transversaux, couplés aux dalles pleines fonctionnant comme diaphragmes rigides horizontaux. Ce choix technique, sans limitation de hauteur est convenable pour notre bâtiment, garantit une rigidité horizontale élevée et une dissipation d'énergie sismique optimale via une déformation post-élastique contrôlée des voile s longitudinaux et transversaux, couplés aux dalles pleines fonctionnant comme diaphragmes rigides horizontaux.

II.4. ÉLÉMENTS STRUCTURAUX PRINCIPAUX

II.4.1. Éléments Structuraux Principaux et Complémentaires:

II.4.1.1. Éléments structuraux principaux :

- **Fondations :** les fondations regroupent l'ensemble des ouvrages enterrés soutenant la construction. Elles assurent la stabilité du bâtiment en transmettant au sol les sollicitations issues des éléments porteurs (poteaux, murs porteurs, voiles, etc.).

Le choix du type de fondation est dicté par les contraintes de portance, de tassement admissible et les caractéristiques géotechniques du site. Leur dimensionnement observe rigoureusement les dispositions du RPA 2024 (Règlement Parasismique Algérien) pour une reprise efficace des charges axiales, flexionnelles et cisailleuses.

- **Planchers :** les planchers constituent une aire plane séparant les niveaux successifs d'un bâtiment. Ils assurent deux fonctions principales :
  - ✓ Résistance mécanique : supposés infiniment rigides dans leur plan horizontal, ils supportent et transmettent les charges permanentes et surcharges vers les éléments porteurs verticaux, tout en participant au contreventement global de l'ouvrage en tant que diaphragme.
  - ✓ Isolation : ils garantissent l'isolation thermique et acoustique entre étages.

Il y a deux types de planchers :

✓ Planchers à corps creux : constitués de poutrelles préfabriquées en béton armé (ou bétonnées sur place) espacées de 60 cm, hourdis en corps creux et table de compression en béton armé d'épaisseur 5 cm. Ce type est privilégié pour sa facilité de mise en œuvre, ses portées modérées, la réduction du poids propre (et donc de la force sismique résultante) et l'économie de coffrage (coffrage perdu via les hourdis).

✓ Planchers à dalle pleine : en béton armé coulé directement sur les poteaux, prévus pour les balcons et paliers d'escaliers.

- **Voiles :** ce sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, agissant comme murs porteurs ou refends. Ils reprennent une partie des charges verticales et assurent principalement la stabilité de l'ouvrage sous sollicitations horizontales, notamment sismiques. Ce choix est adapté à la hauteur et à l'importance de la structure.
- **Escaliers :** les escaliers, en béton armé coulé sur place, permettent le déplacement piétonnier entre niveaux. La structure intègre une cage d'escalier desservant l'ensemble des niveaux, de type deux volées avec paliers et paillasses monolithiques, dimensionnés pour l'évacuation des occupants et la reprise des charges dynamiques sismiques.

II.4.1.2. Éléments structuraux complémentaires

- **Toiture :** charpente traditionnelle composée de pannes, chevrons, liteaux et couverture en tuiles mécaniques à emboîtement, dimensionnée selon le RPA 2024 pour les charges climatiques et d'action du vent.
- **Remplissage et murs de façade :** Les façades adoptent des doubles cloisons en briques creuses séparées par une lame d'air de 5 cm (épaisseur totale : 25 cm), strictement non structuraux et assurant l'isolation thermique. Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- **Acrotère :** élément en béton armé coulé sur place agissant comme garde-corps.
- **Revêtements :** Les revêtements utilisés sont :
  - Mortier de ciment (1,5 cm) pour les murs de façades.
  - Plâtre pour cloisons et plafonds.
  - Céramique pour murs de salles d'eau et cuisine.
  - Carrelage pour planchers et escaliers, avec plinthes de recouvrement.

II.5. CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

Le choix approprié des matériaux de construction est une étape essentielle pour l'analyse adéquate des structures on a deux matériaux Principales.

II.5.1. Le béton:

Le béton est un matériau composite résultant en mélangeant des proportions convenables les agrégats (sable – gravillon), le liant (ciment) et l'eau.

Après durcissement et au bout de quelques jours on obtient une bonne résistance du béton à la compression .C'est la résistance désirée dès le début si elle est atteinte notre béton sera conforme.

Résistance caractéristique de béton on va opter pour un béton de 30Mpa pour les dalles et les poutres et un béton 35MPa pour les éléments verticaux

- Résistance à la traction : f_{t28} = 2.4 (MPa)
- Contrainte limite : $\sigma_{bc} = 0{,}6 \times 30 = 18Mpa$
- Module de déformation longitudinale instantané :E_{ij} = 11000 × $\sqrt[3]{f_{c28}} = 34179.6MPa$
- Module de déformation différée : $E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 11393.2MPa$
- Module de déformation transversale : G= $\frac{E}{2(1+\nu)}$

$$G = 17089.8\,MPa \quad ELU \quad \nu = 0$$
$$G = 5696.6MPa \quad ELS \quad \nu = 2$$

- Contrainte de Cisaillement :
  - ✓ Fissuration peu préjudiciable : $\tau_u = min\left(\frac{0.2\times fc28}{\gamma_b}; 5Mpa\right)$ =3.33MPa
  - ✓ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable : $\tau_u = min\left(\frac{0.15\times fc28}{\gamma_b}; 4Mpa\right)$=2.5MPa

$$FPP: \bar{\tau}u = 3.33\text{MPa}$$
$$FP\ /\ FTP: \bar{\tau}u = 2.5\ \text{MPa}$$

- Résistance caractéristique du béton comprimé à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b \times \theta} \times f_{c28}$$

Pour le béton 35MPa

$$SF \quad \gamma_b = 1.5 \quad fbu = 19{,}83MPa$$
$$SA \quad \gamma_b = 1.15 \quad fbu = 25{,}9\ MPa$$

Pour le béton 30MPa

$$SF \quad \gamma_b = 1.5 \quad fbu = 17MPa$$
$$SA \quad \gamma_b = 1.15 \quad fbu = 22{,}5Pa$$

Θ = 1 durée d'application des sollicitations supérieure à 24h.

Θ =0,9 durée d'application des sollicitations entre 1h et 24h.

Θ=0,85 durée d'application des sollicitations inférieure à 1h.

- Coefficient de poisson :

0,2 pour le calcul des déformations ELS (béton non fissuré).

0 pour le calcul des sollicitations ELU (béton fissuré).

Le diagramme parabole-rectangle c'est un diagramme contraint-déformations du béton qui peut être utilisé Dans le cas de E.L.U(en compression 2‰ et 3.5‰)

La constante 0,85, coefficient de sécurité, tient compte du fait que l'éprouvette de béton est écrasée sous une charge instantanée, tandis que l'ouvrage est soumis à des charges de longue durée d'application.

γ_b: Coefficient de sécurité du béton. :

$\gamma_b = 1{,}5$ Cas d'actions courantes.

$\gamma_b = 1{,}15$Cas d'actions accidentelles

Θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

$\theta = 1$ Durée d'application des sollicitations supérieur à 24h

$\theta = 0{,}9$ Durée d'application des sollicitations entre 1h et 24h.

$\theta = 0{,}85$ Durée d'application des sollicitations inférieure à 1h.

❖ **L'acier :**

- Contrainte de traction **:** Les contraintes de traction sont données par le B.A.E.L.91

ELU : Nuance acier d'armatures : Fe500.

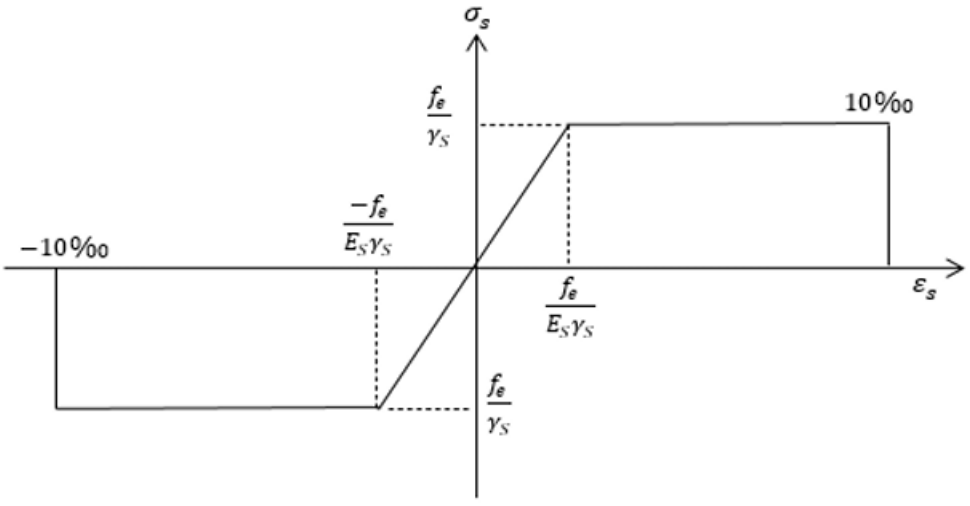
$$\varepsilon_s > \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 2.174\ ‰ \rightarrow \sigma s = \bar{\sigma} s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$
$$\varepsilon_s \leq 2.174\ ‰ \rightarrow \sigma s = Es.\varepsilon_s$$

Avec

$E = 2 \times 10^5 MPa$

$SF : \gamma s = 1.15$

$SA : \gamma s = 1$



FigureII.6 Diagramme de calcul des contraintes-déformations de l'acier à l'ELU

Dans cet état, la contrainte limite varie selon le type de fissuration :

• Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\sigma} s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435\ MPa$

• Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}s = min\left(\frac{2}{3} fe ; 110\sqrt{\eta . f_{t28}}\right) = 215.56MPa$

• Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}s = min\left(\frac{1}{2} fe ; 90\sqrt{\eta . f_{t28}}\right) = 176.36MPa$

Avec :

f_{t28} :La résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa.

ŋ : 1.6 Coefficient de fissuration pour les aciers à haute performance (HA).

❖ Enrobage (protection des armatures) : Dans le but de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, nous devons respecter les conditions d'enrobage suivantes

• C≥5cm …pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou au brouillard salin ;

• C≥3cm …pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations) ;

• C≥1cm …pour les parois situées dans les locales.

II.6. RÉGLEMENTATIONS UTILISÉES :

Les normes utilisées pour le calcul et le dimensionnement

- BAEL91 modifiées 99(Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- RPA2024 (Règles parasismiques algériennes).
- DTR-BC-22(Charges et surcharges d'exploitation).
- CBA93(conception et calcul des structure en béton armé).

II.7. ACTIONS ET SOLLICITATIONS :

Dans le cadre du dimensionnement de la structure, il est nécessaire de considérer les combinaisons de charges aux états limites ultimes et de service afin d'assurer la sécurité et le bon comportement de l'ouvrage. Le tableau ci-après présente les combinaisons retenues conformément aux prescriptions du RPA 2024.

Tableau II.1 Combinaison d'actions considérées.

	Type de combinaison	Expression RPA 2024
ELS	Etat limite ultime	$1.5G + 1.35Q$
ELU	État limite de service	$G + Q$
ELA1	Accidentelle $\pm X$	$G + 0{,}30\,Q \pm E_1$
ELA2	Accidentelle $\pm Y$	$G + 0{,}30\,Q \pm E_2$

Avec Coefficients d'accompagnement ψ:

Tableau II.2 Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ.

Cas	Type d'ouvrage	ψ
1	**Bâtiments habitation, bureaux**	**0.30**
2	Public temporaire (salles expo, sport, …)	0.40
3	Entrepôts, hangars…	0.50
4	Archives, bibliothèques, équipements médicaux critiques…	1.00
5	Autres locaux	0.60

CHAPITRE III :
CONCEPTION STRUCTURAL ET PREDIMENSIONNEMNT

III.1. INTRODUCTION :

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, l'objectif principal est de proposer une conception optimisée, distincte de la solution préliminaire initialement proposée, tout en respectant les contraintes économiques, techniques et réglementaires, notamment celles du nouveau Règlement Parasismique Algérien RPA 2024.

Ce chapitre est consacré à la proposition de deux conceptions supplémentaires, différentes de la conception initiale en « système voile dalle », avec une disposition spécifique de voiles. Pour chaque variante, nous procéderons à un prédimensionnement rigoureux des éléments structuraux, suivi de vérifications préliminaires essentielles.

Des analyses seront effectuées qui permettront d'évaluer la conformité aux dispositions du Règlement Parasismique Algérien 2024 (RPA 2024), notamment en matière de résistance sismique, de comportement et de réponse dynamique sous les charges sismiques.

Enfin, une comparaison avec la conception de référence permet d'identifier les avantages et inconvénients de chaque variante, afin de définir la conception finale que nous allons retenir pour notre étude.

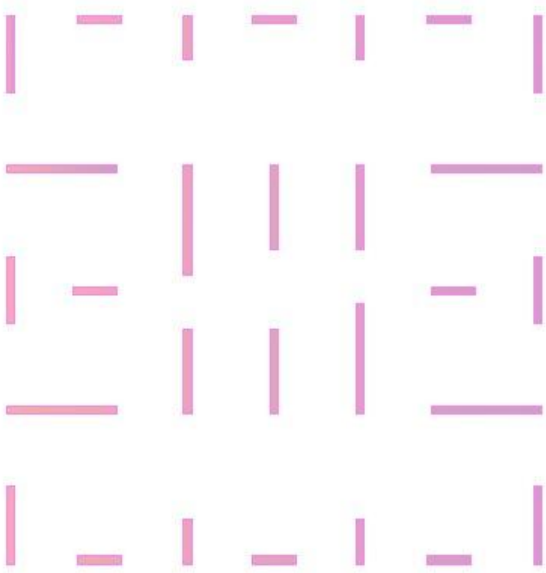
III.2. DESCRIPTION DES VARIANTES PROPOSÉES :

III.2.1. La variante préliminaire:

Pour la variante du projet proposée initialement, la stabilité verticale et horizontale du bâtiment est assurée exclusivement par des voiles, disposés de manière répartie sur toute l'emprise de la surface du bâtiment.

Cette distribution relativement homogène permet d'augmenter la rigidité globale du bâtiment, de réduire les déplacements latéraux et de limiter les effets de torsion grâce à une répartition homogène des centres de masse et de rigidité.

Les dalles pleines, agissant comme diaphragmes rigides, garantissent une transmission uniforme des efforts horizontaux vers l'ensemble des voiles résistants.



FigureⅢ.1 Disposition des voiles de la variante préliminaire.

III.2.2. Variante 01: (système mixte):

La première variante de conception alternative repose sur un système de contreventement mixte intégrant un cadre poteaux-poutres périphérique auto-stable, qui supporte l'essentiel des charges verticales tout en participant partiellement à la reprise des efforts horizontaux, complété par un noyau central fermé muni de voiles dans les deux directions.

Ce système mixte assure conjointement le transfert des charges verticales et horizontales via l'ossature spatiale et les voiles, les dalles pleines agissent comme diaphragmes rigides pour une répartition homogène des sollicitations.

Cette conception offre des portées libres importantes (8 à 12 m) grâce aux poteaux-poutres périphériques, favorisant une grande flexibilité d'aménagement intérieur, tandis que le noyau central assure le contreventement principal contre les forces horizontales sismiques et éoliennes via ses voiles.

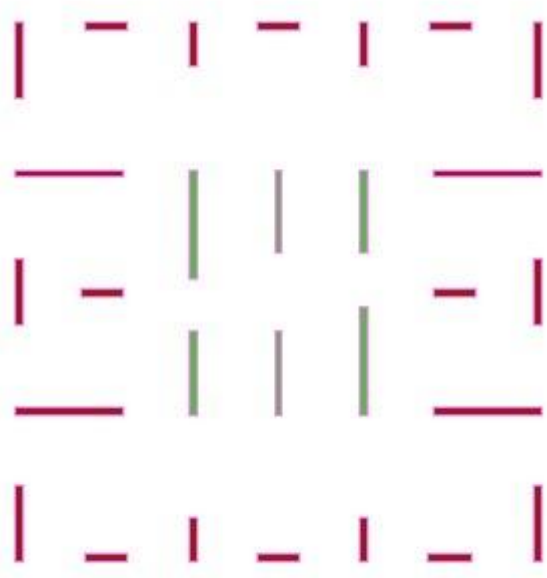


Figure III.2 Positionnement des voiles éliminés.

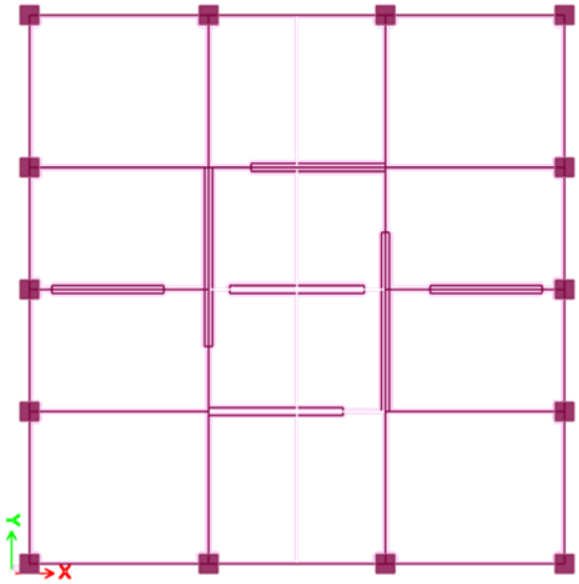


Figure III.3 Plan de la conception de la variante mixte.

Les voiles désignés en rouge c'est les voiles qu'on a éliminés.

III.2.3. Variante 02: Système voile dalle

La deuxième variante de conception optimisée repose sur une modification ciblée du système voile-dalle initial, impliquant la suppression sélective de certains voiles périphériques pour alléger la structure tout en adaptant les dimensions des voiles conservés et du noyau central fermé muni de voiles dans les deux directions.

Ce système permet le transfert efficace des charges verticales et horizontales via les voiles redimensionnés et le noyau central.

Les dalles pleines agissent comme diaphragmes rigides pour une répartition homogène des sollicitations vers les éléments verticaux résistants.

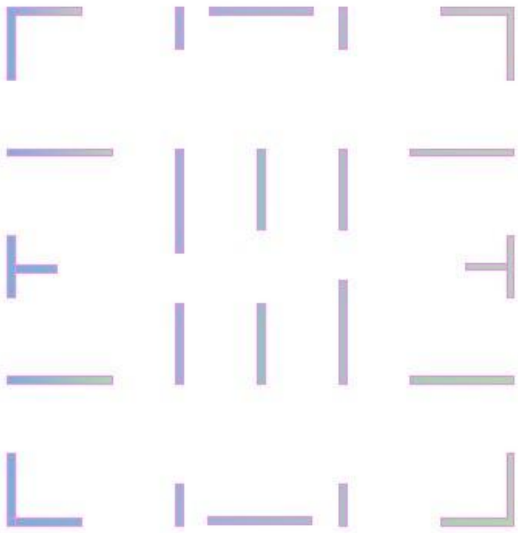


Figure III.4 Plan de la conception de la variante02.

III.3. ÉVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

L'évaluation des charges constituent une étape fondamentale préalable au prédimensionnement des éléments structuraux de l'ossature d'un bâtiment, où l'on distingue les charges permanentes G, calculées selon les valeurs indicatives de l'annexe de la DTR B.C 2.2, des charges d'exploitation Q, dues à l'usage normal des locaux comme le mobilier, le matériel, les personnes et les stocks ; pour un usage administratif tel que les bureaux, la valeur nominale minimale est de 2,5 kN/m².

La descente des charges évoluée progressivement, de la toiture ou de la terrasse vers les fondations, les charges totales cumulées sur chaque niveau via les surfaces tributaires, transmettant les efforts des planchers aux poutres, puis vers les poteaux et enfin vers les semelles en respectant les conditions de répartition et les coefficients de pondération définis par la DTR B.C 2.2, applicable à tout nouveau calcul de bâtiment.

❖ Plancher terrasse inaccessible :

Tableau III.1 Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

Désignation	Poids volumique KN/m^3	Epaisseur m	Poids KN/m^2
Protection en gravillons	17	0.05	0.85
Étanchéité multicouche	12	0.01	0.12
Forme de pente	22	0.12	2.64
Isolation thermique	0.4	0.04	0.016
Dalle en béton armé	25	0.2	5.00
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Charge permanente			**8.83 KN/m^2**
Charge d'exploitation			**1.00 KN/m^2**

❖ Plancher étage courant :

Tableau III.2 Évaluation des charges du plancher d'un étage courant.

Désignation	Poids volumique KN/m^3	Epaisseur m	Poids KN/m^2
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Lit de sable	18	0.02	0.36
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Dalle en béton armé	25	0.2	5.00
Cloisons en maçonnerie	-	-	1
Charge permanente			**7,4 KN/m^2**
Charge d'exploitation			**2.50 KN/m^2**

❖ Mur extérieur :

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m^3)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m^2)
Mortier de ciment	18	0,02	0.36
Briques creux	9	0,10	0,9
Lame d'air	0	0,08	0
Briques creux	9	0,10	0,9
Enduit de plâtre	10	0,02	0.2

Charge permanente	**2.36KN/m²**

Tableau III.3 Inventaire des charges et épaisseurs pour les murs extérieurs.

❖ Mur intérieur :

Tableau III.4 Évaluation des charges des cloisons intérieures de séparation.

Désignation des éléments	Poids volumique KN/m³	Epaisseur m	Poids KN/m²
Enduit plâtre	20	0,02	0.4
Briques creuses	9	0,10	0.9
Charge permanente			**1.3 KN/m²**

❖ Escalier **:**

- Palier

Tableau III.5 Évaluation des charges sur le palier de l'escalier.

Désignation des éléments	Poids volumique KN/m³	Epaisseur m	Poids (kN/m²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0,4
Couche de sable fin	18	0.02	0,36
Poids propre de palier	25	0.17	4,25
Enduit de ciment	20	0.20	0,4
Charge permanente			**5.85KN/m²**
Charge d'exploitation			**2,5 kN/ m²**

- Paillasse

Tableau III.6 Évaluation du poids propre et des surcharges sur la paillasse.

Matériaux	Poids volumique (KN/m3)	Epaisseur (m)	Poids (kN/m²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Marche	22	0.17	22×0,17/2=1.87
Paillasse	25	0.12	(25×0,12) /cos29,54 =3.44
Enduit ciment	20	0.02	0.40
Gardes corps	14	0.1	1.40
Charge permanente			**8.31 kg/m²**
Charge d'exploitation			**2.50kg/m²**

❖ Ascenseur :

Le charge permanente est de : G = 10KN/m²

La charge d'exploitation est de : Q = 8 KN/m²

❖ Acrotères :

Il est sollicité principalement par une flexion composée résultant de deux actions distinctes :

- Une force normale verticale, générée par son poids propre (noté G),
- Un moment de flexion, induit par la surcharge appliquée (notée Q).

Évaluation de la charge permanate de l'acrotère :

$S = (0{,}6 \times 0{,}15) + \left(\frac{0{,}04 \times 0{,}15}{2}\right) + (0{,}09 \times 0{,}15) = 0{,}1065\ m^2$

$$G = \rho \times S = 25 \times 0{,}1065 = 2{,}66 KN/ml$$

En tenant compte d'un revêtement en ciment de l'ordre de 2cm :

$$G = \rho \times e \times p$$

$$G = 18 \times 0{,}02(0{,}6 + 0{,}15 + 0{,}1552 + 0{,}09 + 0{,}15 + 0{,}47$$

$$G = 0{,}58 KN/ml$$

$$G_{tot} = 2{,}66 + 0{,}58 = 3{,}24 KN/ml$$

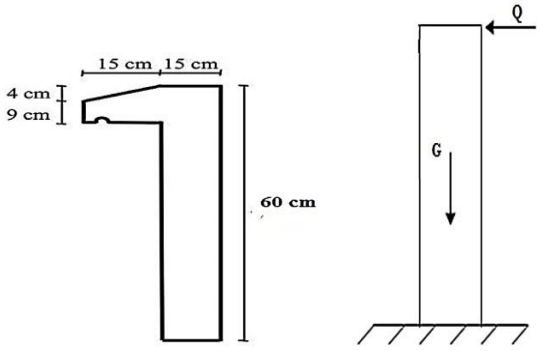


Figure III.5 L'acrotère.

S : surface de l'acrotère en m^2 ;

G : poids propre en KN/ml ;

P : périmètre en *m ;*

e : épaisseur du revêtement en *m.*

Donc

Le charge permanente est de : $G_{tot} = 3{,}24 KN/ml$;

La charge d'exploitation est de : $Q = 1 KN/m^2$.

III.4. PRÉ-DIMENDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX :

III.4.1. Prédimensionnement des planchers

Pour les trois variantes de conception les planchers adoptés pour les différentes variantes sont des dalles pleines.

III.4.2. Prédimensionnement et vérification du plancher pour les étages courants:

Le prédimensionnement d'une dalle pleine revient à déterminer son épaisseur e qui dépend du nombre et des conditions d'appui de la dalle.

L'épaisseur des dalles dépend des conditions :

❖ **Résistance à la flexion (rigidité)**

Le calcul se fait en considérant la dalle la plus défavorable :

- Si la dalle est continue avec $0.40 \leq \rho \leq 1$ on dit que la dalle porte dans deux sens.

L'épaisseur moyenne est : $e_{dalle} = \frac{L_x}{40}$

- Variante01 :

Tableau Ⅲ.7 Détermination des épaisseurs de dalles variante01.

Eléments	$L_x\,(m)$	$L_y(m)$	$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	Epaisseur (m)
1	6,45	7,7	0,837	0,16
2	6,45	7,7	0,837	0,16
3	6,45	7,7	0,837	0,16
4	6,45	7,7	0,837	0,16
5	7,7	11,3	0,68	0, 19
6	7,7	11,3	0,68	0, 19
7	8,2	11,3	0,725	0,205
8	6,45	8,2	0,786	0,16
9	6,45	8,2	0,786	0,16

Enfin pour la variante01 on va adopter une épaisseur de 20cm.

- Variante 02 :

Tableau Ⅲ.8 Détermination des épaisseurs de dalles variante02.

Eléments	$L_x(m)$	$L_y(m)$	$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	Epaisseur (m)
1	8,00	12,45	0,643	0,2
2	8,00	12,45	0,643	0,2
3	8,00	12,45	0,643	0,2
4	8,00	12,45	0,643	0,2
5	8,20	12,45	0,658	0, 205
6	8,20	12,45	0,658	0, 205

Enfin pour la variante02 on va adopter une épaisseur de 20cm.

❖ **Condition d'isolation acoustique :**

Selon les règles de calcul des structures en béton armé « **CBA93** » l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à **13 cm** pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Contre les bruits aériens :

$M_{Plancher} = 2500 \times e \geq 400 \frac{kg}{m^2}$ (Y compris le revêtement) Contre les bruits d'impact.

Variante01 : $M_{Plancher} = 2500 \times 0{,}2 = 500 \geq 400\ kg/m^2$

Variante02 : $M_{Plancher} = 2500 \times 0{,}2 = 500 \geq 400\ kg/m^2$

❖ **Conditions de sécurité contre l'incendie**

- Epaisseur de 7cm pour une heure de coupe-feu.
- Epaisseur de 11cm pour deux heures de coupe-feu.
- Epaisseur de 15cm pour trois heures de coupe-feu.
- Epaisseur de 17cm pour quatre heures de coupe-feu (sous-sol).

L'épaisseur adoptée de 20cm est généralisée pour les variantes 01 et 02 est optimale cette épaisseur couvre la condition de rigidité à la flexion a, surpasse isolation acoustique condition 13 cm et incendie 17 cm max pour les étages courants de l'étage 2 au 17éme.

III.4.2 Prédimensionnement et vérification des poutres :

Il existe deux types de poutres dans cette structure, les poutres principales et les poutres secondaires, dans notre cas on a que des poutres principales pour la variante01 mixte :

❖ **Calcul de la hauteur de la poutre :**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\frac{7{,}5}{15} \leq h \leq \frac{7{,}5}{10}$$

$$0{,}5 \leq h \leq 0{,}75$$

On va adopter une hauteur de poutre de 50cm

❖ **La largeur des poutres :**

$$0{,}3 \times h \leq b \leq 0{,}8 \times h$$

$$0{,}3 \times 0{,}5 \leq b \leq 0{,}8 \times 0{,}5$$

$$0{,}15 \leq b \leq 0{,}4$$

On va adopter une largeur de 35cm

- **Vérification des spécifications pour les poutres selon RPA2024 :**

Les dimensions obtenues sont : $b = 0{,}35m\ h = 0{,}5m$

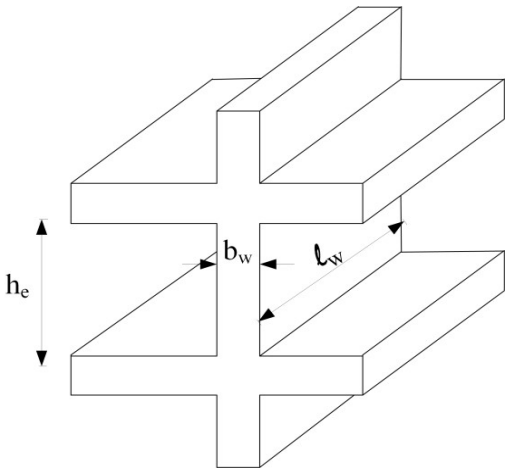
Coffrage :

- $b = 35cm \geq 25cm$: en zones IV, V et VI
- $h = 50cm \geq 30cm$
- $\frac{h}{b} = 1{,}43 \leq 4.0$

III.4.3. Prédimensionnement et vérification des voiles et noyau central:

Selon le RPA2024, les éléments de contreventement en voiles, doivent satisfaire la condition géométrique suivante :

$$L_w \geq max\ (\frac{h_e}{3}, 4b_w, 1m)$$



Où l_W représente la longueur du voile. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

L'épaisseur minimale b_W doit respecter la condition suivante :

$$b_W \geq max\ (15cm, \frac{h_e}{20})$$

Tableau Ⅲ.9 Prédimensionnement géométrique des voiles.

Niveau	$h_e(m)$	$l_W(m)$	$b_W(cm)$	$l_W(m)\ Choisi$	$b_W(m)$Choisi
Sous-sol 01	3,49	1,16	17,25	1,5	0,25
Sous-sol	3,15	1,05	15,75	1,5	0,25
RDC	3,78	1,26	18,9	1,5	0,25
1er et $2^{éme}$ étage	3,78	1,26	18,9	1,5	0,25
Étage courant	3 ,44	1,15	17,2	1,5	0,25

Pour l_W de tout voile dans toutes les conceptions (variante préliminaire, variante 01 et variante 02), les voiles dans tous les étages dépassent la valeur minimale choisie qui est de l'ordre de 1,5 m, et la valeur b_W minimale adoptée est de 0,25 m

Pour les voiles périphériques selon le RPA2024 on a une vérification spécifique où il faut que l'épaisseur du voile soit supérieure à 15 cm ce qui est le cas on calcule le b_W du voile périphérique.

$$b_W \geq max\ (15cm, \frac{h_e}{20})$$

$b_W \geq max\ (15cm, \frac{378}{20}) = 18{,}9cm$

Au final, l'épaisseur adoptée comme début de notre étude pour les trois variantes est de 25 cm, cette épaisseur sera vérifiée et validée par la suite, après modélisation et analyse des structures.

III.4.4. Prédimensionnement des poteaux:

Dans la variante 01, des poteaux sont disposés tout autour de la périphérie de notre bâtiment ; Les poteaux sont destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations et à participer au contreventement de la structure. Le prédimensionnement des poteaux se fait par la vérification vis-à-vis de la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures minimale de 1% de la section de béton (car on est dans la zone VI) sous l'action de l'effort normal maximal qui est déterminé par la descente de charges.

$$N_{max} \leq \alpha \times (\frac{B_r \times f_{c28}}{0{,}9\ \times \gamma_B} + \frac{A_s\ \times\ f_e}{\gamma_s})$$

Avec :

N_{max}: effort normal maximal à l'ELU calculé en utilisant la règle de dégression verticale ;

B_r: section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles du poteau réduites

γ_B: Coefficient de sécurité du béton situation fondamentale ;

γ_s: Coefficient de sécurité de l'acier situation fondamentale ;

f_{c28}: Résistances caractéristiques du béton ;

f_e:Résistance caractéristique de l'acier ;

A_s: section d'armatures dans le poteau prise égale à 1% de la section totale du poteau en zone VI d'après le RPA2024. Pour simplifier les calculs nous considérons 1% de la section réduite Br.

α: coefficient fonction de l'élancement du poteau donné par le CBA 93 comme suit :

$$\alpha = \frac{0{,}85}{1 + 0{,}2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}\ pour\ \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0{,}6 \times (\frac{50}{\lambda}) pour\ 50 \leq \lambda \leq 70$$

En simplifiant cette formule, on retrouve l'équation pour calculer la section réduite :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0{,}9} + 0{,}85(\frac{f_e}{\gamma_s} \times \frac{A_s}{B_r})}$$

β: Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend la valeur :

$$\beta = 1 + 0{,}2(\frac{\lambda}{35})^2$$

On se fixe un élancement mécanique λ = 35 pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où :

$$\beta = 1{,}2 \quad \alpha = 0{,}708$$

Avec :

$$f_{c28} = 30MPa \qquad f_{bc} = 21{,}25MPa \qquad f_e = 500MPa$$

D'après RPA2024 : $\frac{A_s}{B_r} = 1\%$ (zone VI)

$$\gamma_B = 1{,}2 \quad \gamma_s = 1{,}00$$

D'autre part, l'Article 7.4.3.1 du RPA 2024, outre les vérifications prescrites par le CBA93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme.

L'effort normal réduit de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_c} < 0.35$$

N_d:Effort normal de compression de calcul s'exerçant sur une section de béton, issu des combinaisons séismiques. Nous allons considérer dans un premier temps l'effort à l'ELU ;

B_c: Aire de la section du béton ;

f_c: Résistance caractéristique du béton à j jours.

III.4.4.1. Descente des charges :

Le prédimensionnement des poteaux se fait sous l'effet de l'effort normal ultime de compression, pour cela, on utilisera un calcul basé sur la descente de charges (G et Q), ce dernier nécessite les étapes suivantes :

- Choix du poteau le plus sollicité ;
- Calcul de la surface requise par ce poteau, en affectant les charges à la surface revenant à ce poteau ;

- Calcul de la combinaison de charges ainsi que le calcul de l'effort normal appliqué à la section du béton ;
- Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas du bâtiment comportant au moins trois travées.

La méthode de calcul est basée sur la descente des charges ; le poteau supporte les charges suivantes :

- Son poids propre.
- Le poids propre des poutres principales et secondaires.
- Les charges des planchers.
- Le poids des murs supportés par le poteau.

❖ **Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages :** la loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

D'après le règlement DTR des charges et surcharges, on a adopté pour le calcul des points d'appuis, les charges d'exploitation suivantes :

Sous toiture Q_0

Sous dernier étage $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement :

- Etage (2) $Q_0 + 0{,}95\ (Q_1 + Q_2)$
- Etage (3) $Q_0 + 0{,}9\ (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Etage (4) $Q_0 + 0{,}9\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- Etage $Q_n = Q_0 + 3 + n2n(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \cdots + Q_n)$

Avec :

$$Q_0 : charge\ d'exploitationsur\ la\ terasse$$

$$Q_1\ , Q_2\ ,\ Q_3\ ,\ : charge\ d'exploitationsur\ la\ terasse$$

Le poteau plus sollicité c'est celui de rive

Avec une surface d'impact :

$$S = 8 \times 3{,}57 = 28{,}56\ m^2$$

$$N_{Gterasse} = G_t \times S = 8{,}83 \times 28{,}56 = 252{,}185KN$$

$$N_{Getage\ courant} = G_e \times S = 7{,}4 \times 28{,}56 = 211{,}344\ KN$$

$$N_{G\ poutre\ principale} = \rho \times b \times h \times l = 25 \times 0{,}35 \times 0{,}5 \times 6{,}3 = 27{,}56KN$$

Pour un poteau $35 \times 35\ cm^2$ $N_{G\ poteaux} = \rho \times a \times a \times H$

Tableau Ⅲ.10 Chargement gravitaire du poteau.

Niveau	$H(m)$	$N_{G\ poteaux}(KN)$
Sous-sol 01	3,49	10,688
Sous-sol	3,15	9,65
RDC	3,78	11,57
1er et $2^{éme}$ étage	3,78	11,57
Étage courant	3 ,44	10,54

Tableau Ⅲ.11 Descente de charges sur le poteau le plus sollicité.

Etage	NG	NQ	Ns
Terrasse	252,185	28,56	280,745
17	474,069	99,96	574,029
16	695,953	171,36	867,313
15	917,837	242,76	1160,597
14	1139,721	314,16	1453,881
13	1361,605	385,56	1747,165
12	1583,489	456,96	2040,449
11	1805,373	528,36	2333,733
10	2027,257	599,76	2627,017
9	2249,141	671,16	2920,301
8	2471,025	742,56	3213,585
7	2692,909	813,96	3506,869
6	2914,793	885,36	3800,153
5	3136,677	956,76	4093,437
4	3358,561	1028,16	4386,721
3	3580,445	1099,56	4680,005
2	3802,359	1170,96	4973,319
1	4025,273	1242,36	5267,633
RDC	4248,187	1313,76	5561,947
Sous-Sol 1	4471,101	1385,16	5856,261
Sous-Sol 2	4693,133	1456,56	6149,693
Sous-Sol 3	4913,927	1527,96	6441,887

Sous-Sol 4	5134,721	1599,36	6734,081

Tableau Ⅲ.12 Prédimensionnement des poteaux.

Etage	N_G	C_q	N_Q	N_U	Br (cm²)	$a'(cm)$	$a\ (cm)$	Section (cm²)
Terrasse	252,185	1	28,56	383,29	145,65	12,07	15,48	45 × 45
17	474,069	1	99,96	789,93	339,67	18,43	22,47	45 × 45
16	695,953	0.95	171,36	1196,57	514,53	22,68	27,15	50 × 50
15	917,837	0.9	242,76	1603,22	689,38	26,26	31,08	50 × 50
14	1139,721	0.85	314,16	2009,86	864,24	29,40	34,54	55 × 55
13	1361,605	0.8	385,56	2416,50	1039,10	32,24	37,66	55 × 55
12	1583,489	0.75	456,96	2823,15	1213,95	34,84	40,53	60 × 60
11	1805,373	0.714	528,36	3229,79	1388,81	37,27	43,19	60 × 60
10	2027,257	0.687	599,76	3636,44	1563,67	39,54	45,70	65 × 65
9	2249,141	0.667	671,16	4043,08	1738,52	41,70	48,07	65 × 65
8	2471,025	0.65	742,56	4449,73	1913,38	43,74	50,32	70 × 70
7	2692,909	0.636	813,96	4856,36	2088,24	45,70	52,47	70 × 70
6	2914,793	0.625	885,36	5263,01	2263,09	47,57	54,53	75 × 75
5	3136,677	0.615	956,76	5669,65	2437,95	49,38	56,51	75 × 75
4	3358,561	0.607	1028,16	6076,29	2612,81	51,12	58,43	75 × 75
3	3580,445	0.600	1099,56	6482,94	2787,66	52,80	60,28	80 × 80
2	3802,359	0.594	1170,96	6889,62	2962,54	54,43	62,07	80 × 80
1	4025,273	0.588	1242,36	7297,65	3137,99	56,02	63,82	80 × 80
RDC	4248,187	0.583	1313,76	7705,69	3313,45	57,56	65,52	85 × 85
Sous-Sol 1	4471,101	0.579	1385,16	8113,72	3488,90	59,07	67,17	85 × 85
Sous-Sol 2	4693,133	0.575	1456,56	8520,56	3663,84	60,53	68,78	90 × 90
Sous-Sol 3	4913,927	0.571	1527,96	8925,74	3838,07	61,95	70,35	90 × 90
Sous-Sol 4	5134,721	0.568	1599,36	9330,91	4012,29	63,34	71,88	90 × 90

III.5. VÉRIFICATION :

III.5.1. Vérification de la contrainte du béton à la compression du poteau du RDC:

Selon le tableau L'effort normal ultime : $N_u = 7705{,}6924KN$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime

Nu de 10 % tel que : $N_u = 1.10 \times (1.35G + 1.5Q)$.

Donc $N_u = 1.10 \times 7705{,}6924 = 8476{,}2616KN$

On doit vérifier la condition suivante :

$$B \geq \frac{N_u}{0{,}6 \times f_{c28}}$$

$$B \geq \frac{8476{,}2616 \times 10^{-3}}{0{,}6 \times f_{c28}}$$

$$B \geq 0{,}471\ m^2$$

Avec la section du poteau du RDC choisi est de l'ordre $B = 0{,}49\ m^2$

$0{,}49m^2 \geq 0{,}471\ m^2$ ……. La condition est donc vérifiée

Tableau Ⅲ.13 Vérification de l'effort normal réduit de compression.

Etage	$Nu(KN)$	$B_c\ (m)$	ν_u
Terrasse	383,289	0,2025	0.054
17	789,933	0,2025	0.111
16	1196,576	0,25	0.137
15	1603,219	0,25	0.183
14	2009,863	0,3025	0.190
13	2416,506	0,3025	0.228
12	2823,150	0,36	0.224
11	3229,793	0,36	0.256
10	3636,436	0,4225	0.246
9	4043,080	0,4225	0.273
8	4449,723	0,49	0.259
7	4856,367	0,49	0.283
6	5263,010	0,5625	0.267

5	5669,654	0,5625	0.288
4	6076,297	0,5625	0.309
3	6482,940	0,64	0.289
2	6889,624	0,64	0.308
1	7297,658	0,64	0.326
RDC	7705,692	0,7225	0.305
Sous-Sol 1	8113,726	0,7225	0.321
Sous-Sol 2	8520,569	0,81	0.301
Sous-Sol 3	8925,741	0,81	0.315
Sous-Sol 4	9330,913	0,81	0.329

III.6. VÉRIFICATION DU FLAMBMENT :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentrée ou non) des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement λ qui doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

Avec :

λ : élancement du poteau.

Lf : longueur de flambement $L_f = 0.7\ L_0$;

L: distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs ;

i : rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$;

I: Moment d'inertie :$I = \frac{a^4}{12}$.

Tableau Ⅲ.14 Vérification du flambement.

Etage	$B(m)$	$I\ (m^4)$	$i(m)$	$L_f(m)$	$L_0(m)$	λ	Observation
Terrasse	0,2025	0,00341719	0,12990381	2,408	3 ,44	18,53679272	Vérifiée
17	0,2025	0,00341719	0,12990381	2,408	3 ,44	18,53679272	Vérifiée
16	0,25	0,00520833	0,14433757	2,408	3 ,44	16,68311307	Vérifiée
15	0,25	0,00520833	0,14433757	2,408	3 ,44	16,68311307	Vérifiée
14	0,3025	0,00762552	0,15877132	2,408	3 ,44	15,16646709	Vérifiée
13	0,3025	0,00762552	0,15877132	2,408	3 ,44	15,16646709	Vérifiée
12	0,36	0,0108	0,17320508	2,408	3 ,44	13,90259454	Vérifiée
11	0,36	0,0108	0,17320508	2,408	3 ,44	13,90259454	Vérifiée
10	0,4225	0,01487552	0,18763884	2,408	3 ,44	12,83316397	Vérifiée
9	0,4225	0,01487552	0,18763884	2,408	3 ,44	12,83316397	Vérifiée
8	0,49	0,02000833	0,20207259	2,408	3 ,44	11,9165098	Vérifiée
7	0,49	0,02000833	0,20207259	2,408	3 ,44	11,9165098	Vérifiée
6	0,5625	0,02636719	0,21651	2,408	3 ,44	11,12188813	Vérifiée
5	0,5625	0,02636719	0,21651	2,408	3 ,44	11,12188813	Vérifiée
4	0,5625	0,02636719	0,21651	2,408	3 ,44	11,12188813	Vérifiée
3	0,64	0,0341333	0,230939	2,408	3 ,44	10,42699587	Vérifiée
2	0,64	0,0341333	0,230939	2,408	3 ,44	10,42699587	Vérifiée
1	0,64	0,0341333	0,230939	2,408	3 ,44	10,42699587	Vérifiée
RDC	0,7225	0,0435005	0,245373	2,408	3 ,44	9,813630677	Vérifiée
Sous-Sol 1	0,7225	0,0435005	0,245373	2,408	3 ,44	9,813630677	Vérifiée
Sous-Sol 2	0,81	0,054675	0,259807	2,646	3,78	10,1844831	Vérifiée
Sous-Sol 3	0,81	0,054675	0,259807	2,646	3,78	10,1844831	Vérifiée
Sous-Sol 4	0,81	0,054675	0,259807	2,646	3,78	10,1844831	Vérifiée

II.6 CONCLUSION

Ce chapitre a présenté la conception préliminaire et le prédimensionnement des éléments structuraux pour les trois variantes structurales de notre bâtiment, respectant intégralement les dispositions du Règlement Parasismique Algérien RPA 2024 et les exigences de la DTR B.C 2.2 relatives aux charges et surcharges.

L'évaluation méthodique des charges permanentes et d'exploitation, combinée aux vérifications aux efforts normaux, et flambement, confirme la conformité réglementaire de l'ensemble des solutions proposées et leur aptitude aux sollicitations sismiques et verticales.

Ces dimensions pré-dimensionnées constituent une base solide qui sera affinée et validée au travers de l'analyse numérique détaillée et de la modélisation dynamique au chapitre suivant.

CHAPITRE IV :

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION

L'étude dynamique constitue une étape incontournable dans la conception structurale des ouvrages, notamment lorsqu'ils sont implantés dans des zones à forte sismicité.

La réponse d'une structure à un tremblement de terre demeure un phénomène complexe, dépendant de plusieurs paramètres, notamment l'intensité, la durée et les caractéristiques des mouvements du sol. L'analyse dynamique s'impose comme un outil indispensable, permettant d'identifier les réponses critiques de la structure et de les intégrer dans le processus de dimensionnement.

Par ailleurs, la réglementation parasismique encadre rigoureusement ces différentes étapes de la conception initiale aux dossiers d'exécution. Fondée sur des principes visant à améliorer le comportement global des structures, en favorisant leur stabilité, leur ductilité ainsi que leur capacité à dissiper l'énergie sismique.

Cette étude a pour objectif principal d'extraire les paramètres intrinsèques de la structure, tels que : ses périodes fondamentales, ses fréquences naturelles et ses déformées modales.

PARTIE I : ETUDE DYNAMIQUE DES DIFFERENTES VARIANTES

IV.2. PRÉSENTATION DES MODÈLES STRUCTURELS :

La méthodologie consiste à évaluer trois variantes structurelles distinctes afin de choisir la solution la plus performante offrant le meilleur compromis entre les exigences économiques, l'esthétique et la conformité aux règlements parasismiques en vigueur.

- **Modèle de référence :**

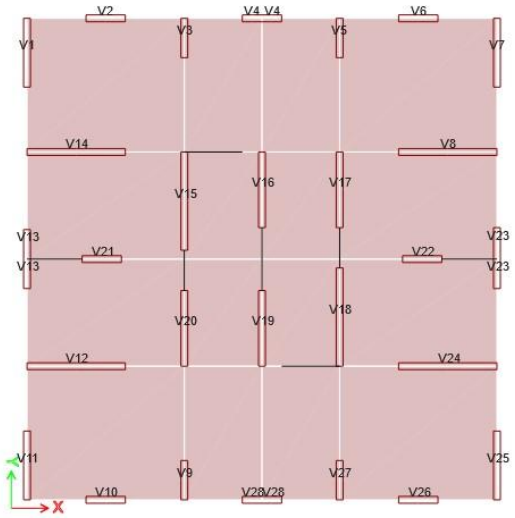


Figure IV.1 Vue en plan d'un étage courant de la variante de référence.

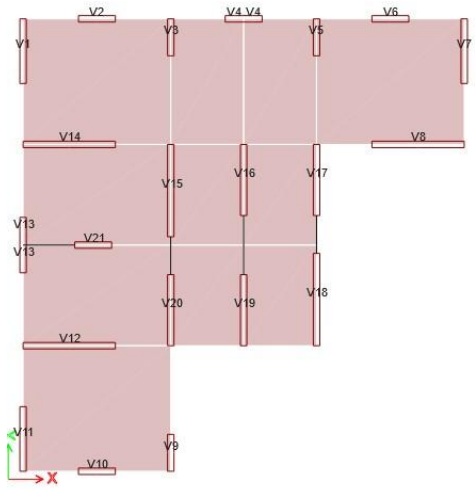


Figure IV.2 Vue en plan de la terrasse de la variante de référence.

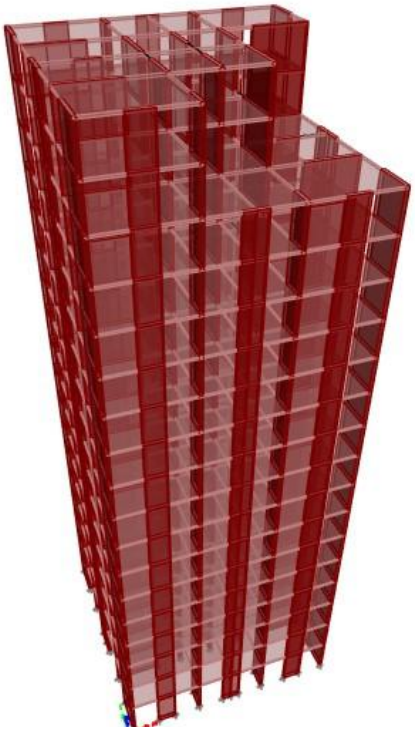


Figure IV.3 Vue en 3D la variante de référence

❖ **Modèle 02 : système mixte a noyau centrale :**

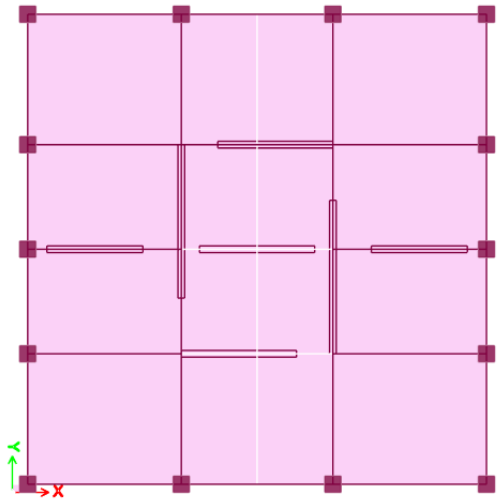


Figure IV.4 Vue en plan d'un étage courant de la variante mixte

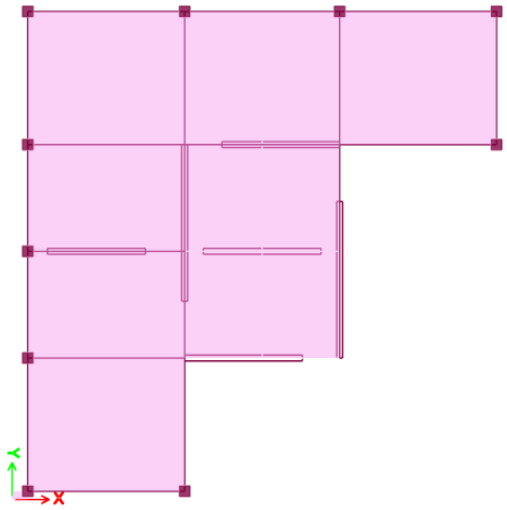


Figure IV.5 Vue en plan de la terrasse de la variante mixte



Figure IV.6 Vue en 3D la variante mixte.

❖ Modèle 03 : Système voile dalle

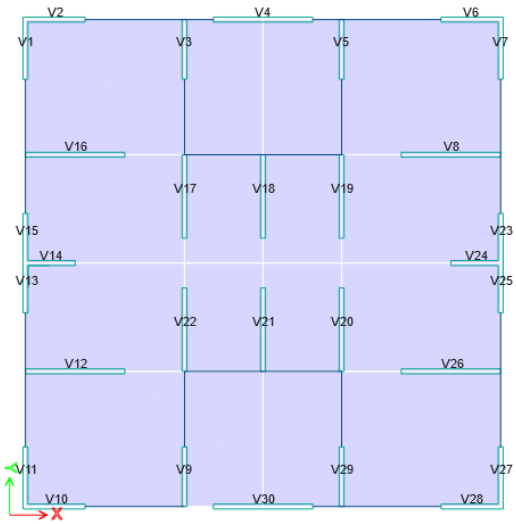


Figure IV.7 Vue en plan d'un étage courant de la variante voile dalle.

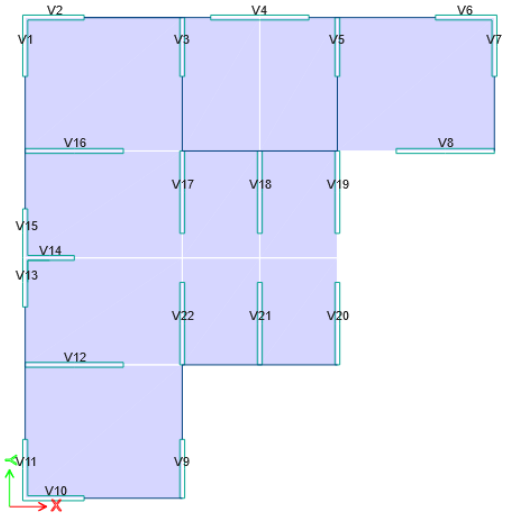


Figure IV.8 Vue en plan de la terrasse de la variante voile dalle.

2

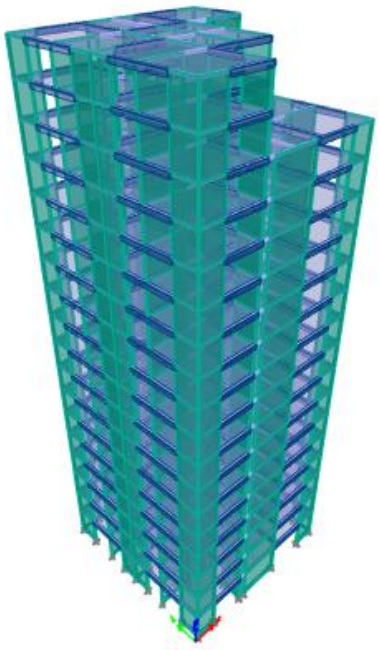


Figure IV.9 Vue en 3D la variante voile dalle

IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA2024 ».

Ce calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

IV.3.1. La méthode statique équivalente:

Le principe de la méthode consiste à remplacer les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure lors d'un séisme par un système de forces statiques fictives dont les effets sont jugés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol pouvant se produire dans n'importe quelle direction du plan horizontal, les forces sismiques horizontales équivalentes sont appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques, généralement confondues avec les axes principaux de la structure.

Cette méthode est généralement limitée aux structures régulières avec des hauteurs limitées.

IV.3.2. La méthode d'analyse modale spectrale:

La méthode dynamique modale spectrale constitue une approche d'analyse linéaire visant à évaluer la réponse sismique d'une structure en superposant les réponses obtenues pour chaque mode propre de vibration à partir d'un spectre de réponse de calcul.

Conformément aux prescriptions du RPA2024 l'action sismique est appliquée à travers un spectre de réponse d'accélération de calcul.

Cette méthodologie présente l'avantage majeur d'intégrer plusieurs modes de vibration, ce qui la rend particulièrement adaptée aux structures régulières ou irrégulières dont la complexité ne peut être résumée à un seul mode fondamental.

Le règlement exige la prise en compte d'un nombre de modes suffisant pour mobiliser l'essentiel de la masse participante, en imposant un minimum de trois modes dans chaque direction d'excitation.

L'exploitation des résultats doit impérativement s'inscrire dans le respect des dispositions constructives réglementaires pour garantir une ductilité optimale et une dissipation efficace de l'énergie sismique.

IV.4. CLASSIFICATION DU BATIMENT :

IV.4.1. Régularité :

Conformément aux prescriptions du RPA2024, tout bâtiment doit être classé selon sa configuration en plan et en élévation comme régulier ou irrégulier, sur la base des critères définis ci-après.

IV.4.1.1. Régularité en plan :

a) Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

b) A chaque niveau et pour chaque direction de calcul x et y, les excentricités structurales e_{0X} et e_{0Y} doivent vérifier les deux conditions suivantes :

$$\boldsymbol{e_{0X} \leq 0,3r_X}$$

$$\boldsymbol{r_X \geq l_s}$$

$$\boldsymbol{e_{0Y} \leq 0,3r_Y}$$

Et

$$\boldsymbol{r_Y \geq l_s}$$

$r_X et\ r_Y$ Représentent respectivement les rayons de torsion suivant x et y.

$\boldsymbol{e_{0X}}$ **:** Est la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité, mesurée suivant la direction x perpendiculaire à la direction de calcul considérée ;

$\boldsymbol{e_{0Y}}$: Est la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité, mesurée suivant la direction y perpendiculaire a la direction de calcul considérée ;

$\boldsymbol{l_s}$: Etant le rayon de giration massique du plancher en plan.

$$\boldsymbol{e_{0X} = X_{Cm} - X_{Cr}}$$

$$\boldsymbol{e_{0Y} = Y_{Cm} - Y_{Cr}}$$

$$\boldsymbol{l_s = \sqrt{\frac{mass\ of\ moment\ of\ inertia \times 1000}{mass\ Kg}}}$$

c) La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du Plancher inférieur ou égal à 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

d) Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considères comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre, la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inferieure a 15% de celle de ce dernier.

Les conceptions présentées ne possèdent aucune ouverture donc c'est une condition vérifiée.

L'analyse des trois variantes au regard des critères précités révèle une irrégularité en plan pour l'ensemble des configurations étudiées. En effet, la condition de symétrie (a) n'est pas satisfaite aux niveaux 17 et 18 en raison de la présence de terrasses, induisant une rupture de régularité géométrique et massique.

De surcroît, les variantes 01 et 02 présentent une disposition dissymétrique des voiles de contreventement, ce qui accentue davantage l'irrégularité en plan.

En conséquence, les trois variantes sont classées comme irrégulières en plan au sens du RPA2024.

IV.4.1.2. Régularité en élévation :

Tableau IV.1 Vérification des critères de régularité en élévation des trois variantes structurales selon le RPA2024.

Conditions	Modèle de référence	Variante 01	Variante 02
Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation.	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
La raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Le rapport de masse sur rigidité de deux niveaux successifs, ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul.	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions, en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs, ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur.	Il n'y a pas de décrochements Vérifiée	Il n'y a pas de décrochements Vérifiée	Il n'y a pas de décrochements Vérifiée

L'analyse des trois variantes vis-à-vis des critères de régularité en élévation définis par la réglementation met en évidence la conformité de l'ensemble des conditions exigées.

Par conséquent, les trois configurations étudiées peuvent être considérées comme régulières en élévation conformément aux dispositions du RPA2024.

IV.5. COEFFICIENT DE COMPORTEMENT :

La détermination du coefficient de comportement nécessite au préalable l'identification du système de contreventement de chaque variante.

Conformément au RPA2024, la classification en système noyau "Système 6" est conditionnée par la vérification de la condition suivante à chaque niveau :

$$r_X \leq l_s$$

Et

$$r_Y \leq l_s$$

Où r_X *et* $r_Y$désignent les rayons de giration du plan en plan selon les directions X et Y, et le rayon de giration de la surface en plan du bâtiment.

❖ Modèle de référence :

Tableau IV.2 Vérification de l'effet noyau Modèle de référence.

Etage	$r_X\ (m)$	$r_Y\ (m)$	$l_s\ (m)$	**Observation**
RDC	11,717	10,788	9,330	Vérifiée
1	11,712	10,663	9,273	Vérifiée
2	11,670	10,628	9,262	Vérifiée
3	11,622	10,622	9,260	Vérifiée
4	11,623	10,623	9,259	Vérifiée
5	11,623	10,629	9,261	Vérifiée
6	11,623	10,639	9,264	Vérifiée
7	11,623	10,651	9,266	Vérifiée
8	11,623	10,664	9,270	Vérifiée
9	11,581	10,678	9,271	Vérifiée
10	11,531	10,694	9,273	Vérifiée
11	11,531	10,711	9,272	Vérifiée
12	11,531	10,729	9,272	Vérifiée
13	11,531	10,747	9,274	Vérifiée
14	11,531	10,765	9,275	Vérifiée
15	11,295	10,826	9,255	Vérifiée
16	10,805	10,953	9,202	Vérifiée
17	10,599	10,965	9,203	Vérifiée

La condition d'effet noyau étant satisfaite à tous les niveaux**,** le modèle de référence est classé en Système 6 (système noyau).

Le coefficient de comportement retenu est $3^{(b)}$.

❖ **Variante 01 : système mixte :**

Tableau IV.3 Vérification de l'effet noyau variante 01.

Etage	$l_s\,(m)$	$r_X\,(m)$	$r_y\,(m$	**Observation**
RDC	12,183	6,681	7,474	Vérifiée
1	12,127	6,816	7,534	Vérifiée
2	12,068	6,934	7,658	Vérifiée
3	12,007	7,033	7,786	Vérifiée
4	11,951	7,121	7,909	Vérifiée
5	11,893	7,206	8,031	Vérifiée
6	11,835	7,285	8,147	Vérifiée
7	11,774	7,364	8,262	Vérifiée
8	11,713	7,439	8,372	Vérifiée
9	11,651	7,515	8,482	Vérifiée
10	11,588	7,590	8,589	Vérifiée
11	11,524	7,667	8,698	Vérifiée
12	11,460	7,743	8,806	Vérifiée
13	11,394	7,822	8,917	Vérifiée
14	11,330	7,901	9,028	Vérifiée
15	11,159	8,006	9,129	Vérifiée
16	10,320	8,245	9,175	Vérifiée
17	10,500	8,356	9,271	Vérifiée

La condition d'effet noyau étant satisfaite à tous les niveaux**,** la variante est classée en Système 6 "système noyau".

Le coefficient de comportement retenu est $3^{(b)}$.

❖ **Variante 02 : système voile dalle**

Tableau IV.4 Vérification de l'effet noyau variante 02.

Etage	$l_s\,(m)$	$r_X\,(m)$	$r_Y\,(m)$	**Observation**
RDC	9,904	14,317	12,359	Non Vérifiée
1	9,904	14,875	12,684	Non Vérifiée
2	9,901	15,4267	13,130	Non Vérifiée
3	9,897	15,9184	13,578	Non Vérifiée
4	9,897	16,437	14,067	Non Vérifiée

5	9,897	16,961	14,569	Non Vérifiée
6	9,897	17,481	15,073	Non Vérifiée
7	9,897	17,992	15,573	Non Vérifiée
8	9,897	18,492	16,066	Non Vérifiée
9	9,897	18,978	16,549	Non Vérifiée
10	9,894	19,448	17,019	Non Vérifiée
11	9,891	19,896	17,473	Non Vérifiée
12	9,891	20,345	17,930	Non Vérifiée
13	9,891	20,798	18,392	Non Vérifiée
14	9,891	21,259	18,862	Non Vérifiée
15	9,627	21,745	19,324	Non Vérifiée
16	9,179	22,260	19,808	Non Vérifiée
17	9,187	22,784	20,321	Non Vérifiée

La condition d'effet noyau n'étant satisfaite à aucun niveau, la variante 02 est classée en Système 5 "contreventement par voiles".

Le coefficient de comportement retenu est $4{,}5^{(b)}$.

IV.6. FACTEUR DE QUALITÉ :

Le facteur de qualité, Q_F, t un paramètre correctif qui rend compte de deux aspects fondamentaux de la conception structurale

- La redondance et la géométrie des éléments constitutifs de la structure ;
- La régularité en plan et en élévation.

Sa valeur est déterminée par la relation suivante

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

Où P_q représente les pénalités associées aux critères non observés, dont les valeurs sont fixées par le RPA2024.

❖ Modèle de référence :

Tableau IV.5 Évaluation du facteur de qualité Q_F du Modèle de référence

Catégorie	Critère	Observé	Non observé
(b)	Régularité en plan	0	0.05
	Régularité en élévation	0	0.20
	Redondance en plan	0	0.05

$$\boldsymbol{Q_{F1} = 1 + 0,05 = 1,05}$$

❖ Variante 01 système mixte :

Tableau IV.6 Évaluation du facteur de qualité Q_F de la variante 01

Catégorie	Critère	Observé	Non observé
(b)	Régularité en plan	0	**0.05**
	Régularité en élévation	**0**	0.20
	Redondance en plan	**0**	0.05

$$\boldsymbol{Q_{F2} = 1 + 0,05 = 1,05}$$

❖ Variante 02 système voile dalle :

Tableau IV.7 Évaluation du facteur de qualité Q_F de la variante 02

Catégorie	Critère	Observé	Non observé
(b)	Régularité en plan	0	**0.05**
	Régularité en élévation	**0**	0.20
	Redondance en plan	**0**	0.05

$$\boldsymbol{Q_{F3} = 1 + 0,05 = 1,05}$$

IV.7. PARAMÈTRES DU SPECTRE DE RÉPONSE SELON LE RPA2024 :

La tour étudiée est implantée dans une zone de sismicité élevée "Zone VI" et est classée comme ouvrage de grande importance "Groupe 1B", sur un site de catégorie **"S2"**.

Ces données constituent la base de la détermination des paramètres spectraux. D'après ces données, nous pouvons déduire la valeur des coefficients suivants :

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique = 10% dans le cas de présence de voile ou de noyaux en béton armé.

Tableau IV.8 Pourcentages d'amortissement selon RPA2024.

Ossature (*)			Voile (**)
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Leger	6	4	10
Dense	7	5	10
(*) : Sans présence de voiles ou de noyaux en béton armé			
(**) : Valeurs valables même si les voiles sont associées à des portiques			

Donc :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0{,}76$$

T_1 , T_2: Périodes caractéristiques :

Deux types de formes de spectres sont utilisés : le Type 1 et le Type 2

Le spectre, selon la zone sismique, est de :

- Type 1 : applique aux zones sismiques IV, V et VI ;
- Type 2 : applique aux zones sismiques I, II et III.

Dans notre cas on est dans la zone VI ce qui fait on est dans le type01 donc ;

Tableau IV.9 Paramètres du spectre de Type 1 selon la catégorie de site (RPA2024)

Spectre Type 1 (Zones IV, V et VI)	S	$T_1\,(s)$	$T_2(s)$	$T_3(s)$
Site S1	1.00	0.10	0.40	2.0
Site S2	**1.20**	**0.10**	**0.50**	**2.0**
Site S3	1. 30	0.15	0.60	2.0
Site S4	1.35	0.15	0.70	2.0

Les valeurs retenues pour le site **S2** sont donc :

$$S = 1{,}2 \;\; T_1\,(s) = 0{,}1\,s \;\; T_2(s) = 0{,}5s \;\; T_3(s) = 2{,}0s.$$

IV.8. SPECTRES DE CALCUL :

❖ Modèle de référence :

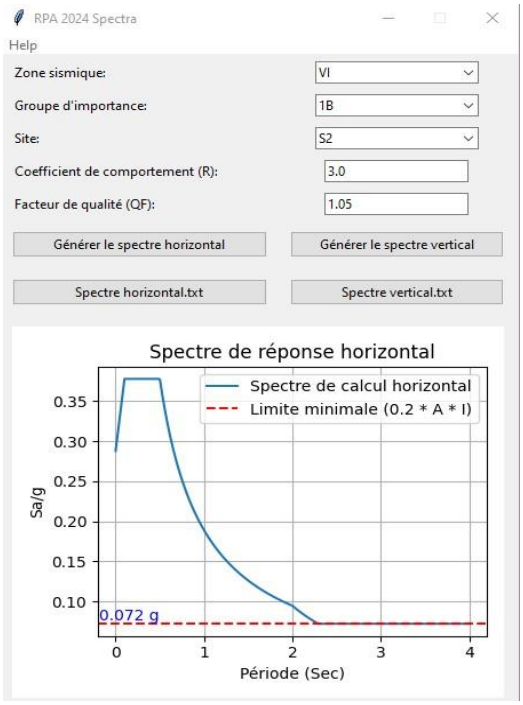


Figure IV.10 Spectre de réponse horizontal de calcul Modèle de référence

❖ Variante01 : système mixte

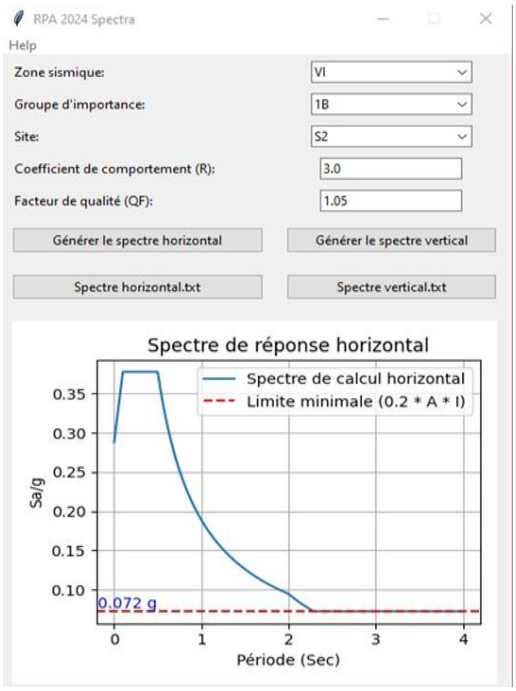


Figure IV.11 Spectre de réponse horizontal de calcul Variante mixte.

❖ **Variante 02 : système voile dalle**

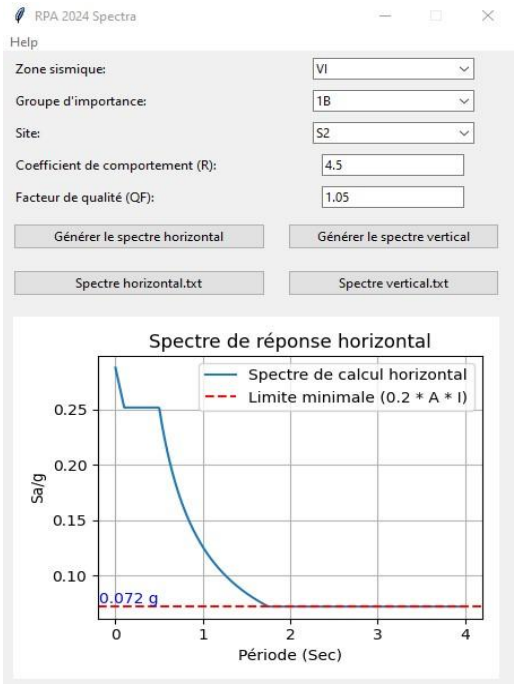


Figure IV.12 Spectre de réponse horizontal de calcul Variante 02

IV.9. ESTIMATION DE LA PÉRIODE FONDAMENTALE

La période fondamentale de la structure T_0 peut être estimée à partir de formules empiriques appelle $T_{empirique}$, conformément aux prescriptions du RPA2024.

Le coefficient C_T est déterminé en fonction du système de contreventement adopté, selon le tableau suivant **:**

Tableau IV.10 Valeurs du coefficientC_T selon le système de contreventement.

Cas	Système de contreventement C_T	C_T
1	Ossatures spatiales en béton arme sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Ossatures en portique en acier, sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton arme ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	**Autre type de structure**	**0.050**

Les trois variantes relevant de la catégorie " Autre type de structure "**,** le coefficient retenu est $C_T = 0{,}05$.

La hauteur totale du bâtiment étant $H_N = 82{,}45m$

La période empirique est calculée comme suit :

Donc

$$T_{empirique} = C_T \times (H_N)^{3/4}$$

$$T_{empirique} = 0{,}05 \times (82{,}45)^{3/4}$$

$$T_{empirique} = 1,368s$$

IV.10. ESTIMATION DE LA MASSE

La masse de chaque niveau est calculée conformément à la formule prescrite par le RPA2024 :

$$W_i = W_{Gi} + \psi W_{Qi}$$

Pour tout niveau i de la structure.

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

Ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est égal à 0,3 car la structure s'agit d'un bâtiment administratif.

La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les dalles est prise égale à celle du béton à savoir 25kN/m^3.

Tableau IV.11 Poids totaux des trois variantes structurales.

Variantes	Poids total $W = G + 0,3Q$
Variante de référence	186936,8333KN
Variante01	191423,665KN
Variante 02	199741,2425KN

IV.12 VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT À LA BASE

Conformément aux dispositions de l'article 4.3.6 du RPA 2024, la résultante des forces sismiques à la base, notée Vt, obtenue par la combinaison des effets modaux issus de l'analyse modale spectrale, ne doit pas être inférieure à 80 % de la force sismique totale V déterminée selon la méthode statique équivalente, pour une période fondamentale donnée. Le cas contraire, la force séismique doit être majorée par le rapport 0.8V/Vt, avec :

$$V = \lambda \times \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \times W$$

Avec :

λ : Coefficient de correction qui est égale à 1 car : $T_0 \geq (2.T2)$

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0

W : Poids sismique total du bâtiment.

II est égal à la somme des poids W; calculé à chaque niveau « i »

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée.

Le Tableau ci-dessous donne les valeurs de la période, (T_0), à utiliser dans la formule de calcul de l'effort tranchant à la base V

Le Tableau suivant donne les valeurs de la période, T_0, à utiliser dans la formule de calcul de I' effort tranchant a la base V.

Tableau IV.12 Choix de la période fondamentale T_0.

Cas	Période à utiliser
$T_{calcul} < 1{,}3 \times T_{empirique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{calcul} \geq 1{,}3 \times T_{empirique}$	$T_0 = 1{,}3\, T_{empirique}$

On a

$$T_{empirique} = 1{,}368s$$

Dans le cas où $0{,}8Vst \geq Vdyn$ l'ensemble des paramètres de la réponse doit être majoré par le facteur correctif

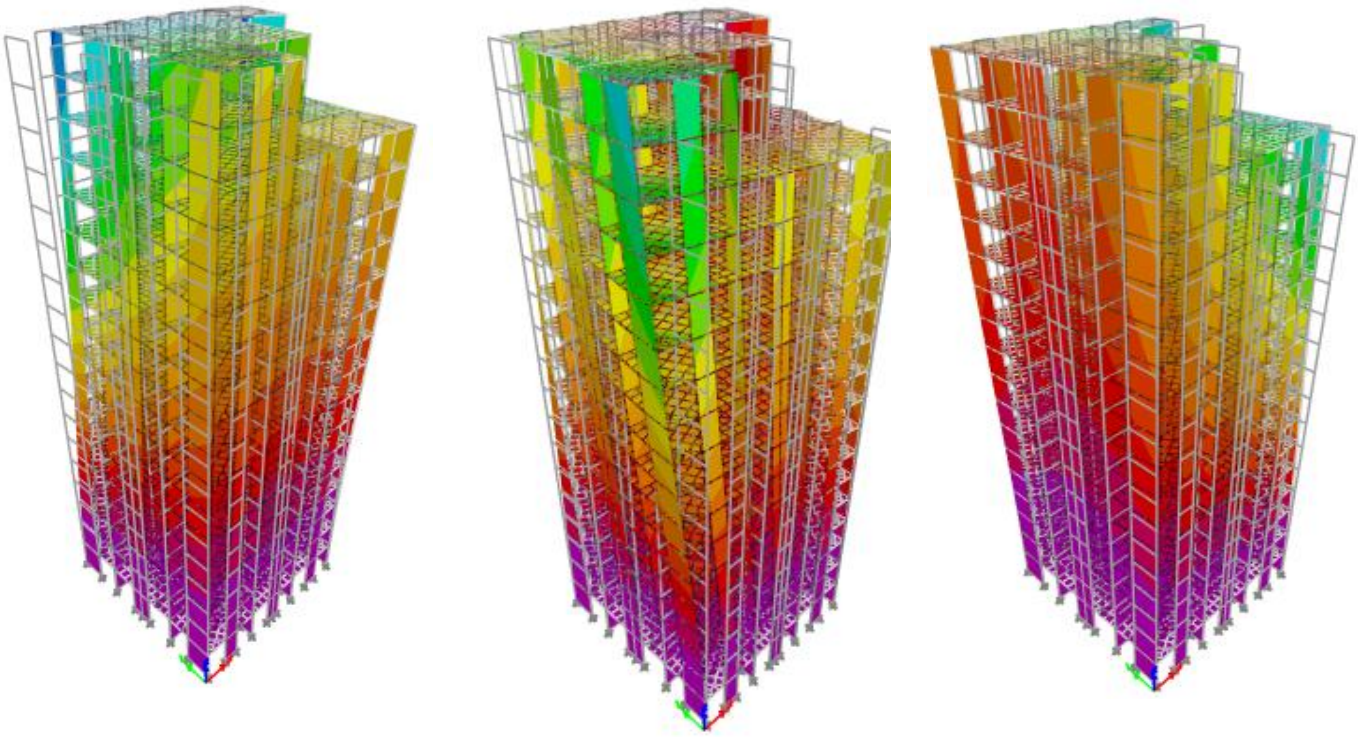
$$\alpha = \frac{0{,}8Vst}{Vdyn}$$

- **Modèle de référence :**

Tableau IV.13 Participation massique modale "Modèle de référence.

Mode	Période(s)	U_X	U_Y	R_Z	$\sum U_X$	$\sum U_Y$
1	**2,501**	**0,6561**	0,0019	0,0527	0,6561	0,0019
2	2,342	0,0498	0,1311	**0,5317**	0,7059	0,133
3	2,186	0,0037	**0,5748**	0,1292	0,7096	0,7078
4	0,695	0,121	0,0002	0,0118	0,8306	0,708
5	0,657	0,0123	0,0157	0,1012	0,8428	0,7237
6	0,604	0,0006	0,1188	0,0148	0,8435	0,8426
7	0,32	0,0513	0,00003403	0,0047	0,8947	0,8426
8	0,304	0,0045	0,004	0,0471	0,8992	0,8467
9	0,276	0,0002	0,052	0,0039	0,8994	0,8987
10	0,183	0,0299	0,000003534	0,0005	**0,9293**	0,8987
11	0,174	0,0004	0,0011	0,0287	0,9297	0,8998
12	0,157	0,00002512	0,0294	0,001	0,9297	**0,9292**

Le seuil de 90 % de participation massique est atteint à partir du 10ème mode selon X, et du 12ème mode selon Y.



FigureIV.13 Déformée des trois premiers modes de vibrations modèle de référence.

La période fondamentale calculée $T_{calcul} = 2{,}501s$ étant supérieure à1,3 $T_{empirique}$, la période retenue est :

$$T_0 = 1{,}3T_{empirique} = 1{,}778s$$

L'accélération spectrale élastique est obtenue par lecture sur le graphe du spectre de l'ordonné de chaque T_0 :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0{,}10626$$

λ On a un bâtiment qui dépasse deux niveaux $T_0 = 1{,}7784s \geq 2T_2 = 2 \times 0{,}5 = 1s$

Tableau IV.14 Vérification de l'effort tranchant à la base "Modèle de référence".

Sens	λ	$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$	$W(KN)$	$V_{st}(KN)$	$0.8V_{st}(KN)$	$V_{dyn}(KN)$	Observation
X-X	1	0,10626	186936,8333	19863,90791	15891,12633	12473,4929	Non vérifiée
Y-Y	1	0,10626	186936,8333	19863,90791	15891,12633	13229,0163	Non vérifiée

La condition $V_{dyn} \geq 0{,}8\, V_{st}$ n'étant pas satisfaite, les facteurs de majoration à appliquer sont :

$$\alpha_{X-X} = 1{,}274$$

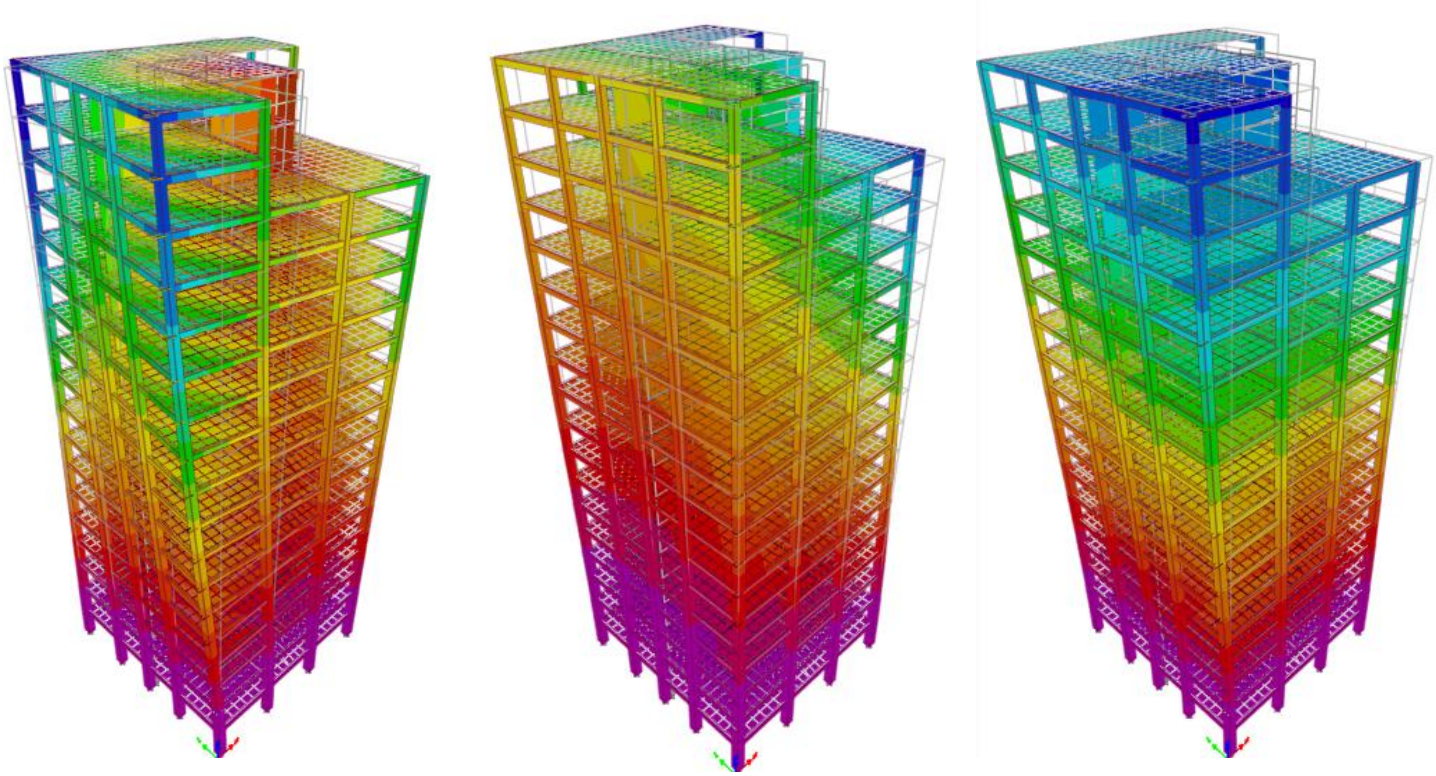
$$\alpha_{Y-Y} = 1{,}201$$

❖ **Variante 01 : système mixte :**

Tableau IV.15Participation massique modale système mixte.

Mode	Période(s)	U_X	U_Y	R_Z	$\sum U_X$	$\sum U_Y$
1	**2,191**	0,0094	0,0522	**0,6725**	0,0094	0,0522
2	1,965	0,0055	**0,6269**	0,0598	0,0148	0,6791
3	1,719	**0,684**	0,0094	0,0055	0,6989	0,6885
4	0,682	0,0013	0,0024	0,1121	0,7001	0,6908
5	0,53	0,0043	0,1472	0,0027	0,7044	0,838
6	0,48	0,1421	0,006	0,0008	0,8465	0,844
7	0,355	0,0008	0,0008	0,0494	0,8474	0,8448
8	0,243	0,0032	0,0531	0,0026	0,8506	0,8979
9	0,227	0,0425	0,0055	0,0043	0,8931	**0,9034**
10	0,218	0,0096	0,0008	0,0223	**0,9026**	0,9042

Le seuil de 90 % est atteint à partir du 9ème mode selon Y et du 10ème mode selon X.



FigureIV.14 Déformée des trois premiers modes de vibrations système mixte

La période du mode de translation selon X $T_{0x} = T_{calcul} = 1{,}719s$ étant inférieure à 1,77841 et celle selon Y étant supérieure, les périodes retenues sont

En comparant la période fondamentale obtenue avec la période empirique multiplié par 1,3 qui est égal $1{,}7784s$

$$T_0 = 1{,}3\, T_{empirique} = 1{,}7784$$

$$T_{0x} = T_{calcul} = 1{,}719s$$

$$T_{0y} = 1{,}3\, T_{empirique} = 1{,}7784$$

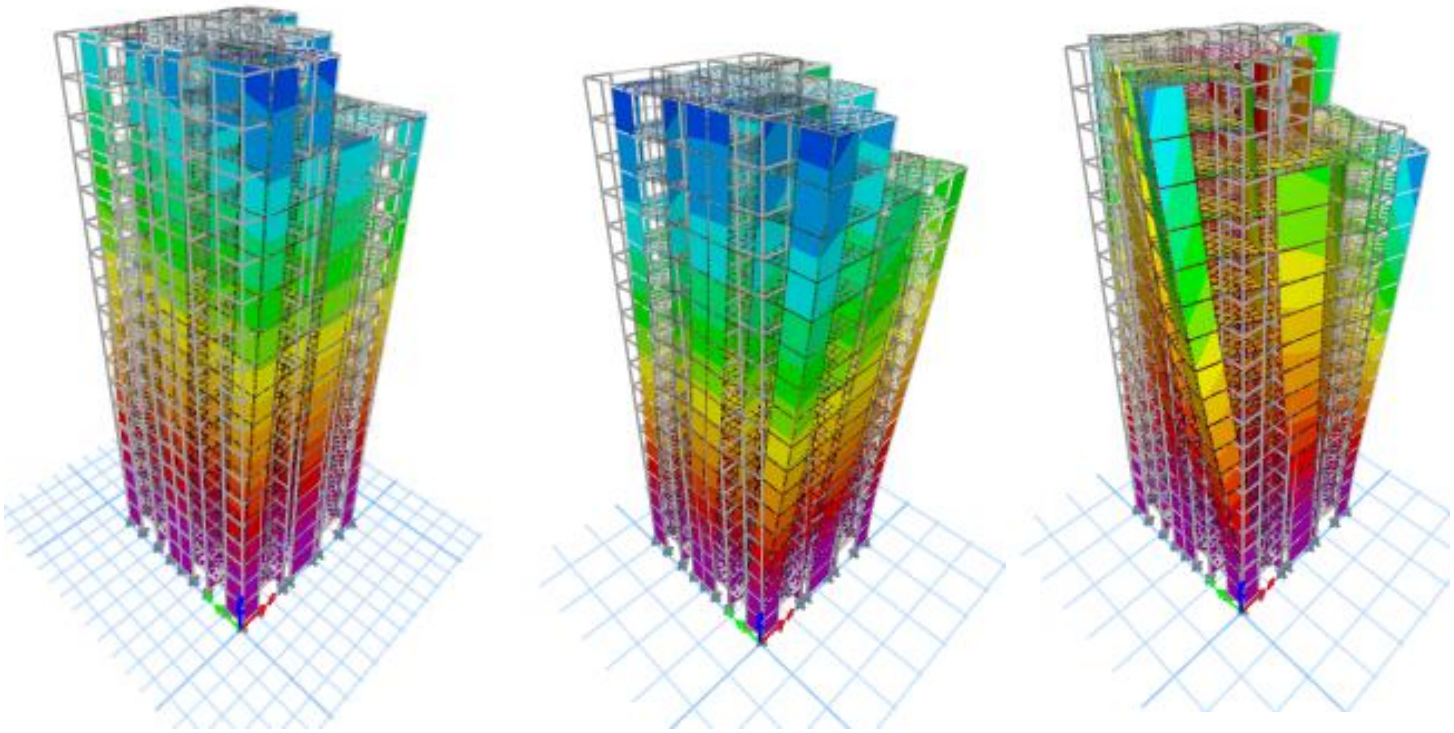
Tableau IV.16 Vérification de l'effort tranchant à la base "Variante 01".

Sens	λ	$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$	$W(KN)$	$V_{st}(KN)$	$0.8V_{st}(KN)$	$V_{dyn}(KN)$	Observation
X-X	1	0,1099	191423,665	21037,461	16829,96862	20628,6681	Vérifiée
Y-Y	1	0,10626	191423,665	20340,679	16272,54291	17590,805	Vérifiée

- **Variante 02 :**

Tableau IV.17 Participation massique modale "Variante 02".

Mode	**Période(s)**	U_X	U_Y	R_Z	$\sum U_X$	$\sum U_Y$
1	**1,789**	**0,6935**	0,0051	0,0011	0,6935	0,0051
2	1,593	0,0055	**0.7042**	0,009	0,699	0,7093
3	1,217	0,0008	0.0095	**0,6998**	0,6998	0,7188
4	0,507	0,1376	0.0022	0,0002	0,8374	0,721
5	0,466	0,0026	0.1236	0,0017	0,84	0,8446
6	0,358	0,00004332	0.0019	0,1288	0,84	0,8465
7	0,238	0,0549	0.0018	0,0001	0,8949	0,8483
8	0,226	0,0018	0.0003	0,0006	0,8967	0,8986
9	0,173	0,0001	0.0007	0,0557	0,8968	0,8991
10	0,14	0,0307	0.0001	0,0002	**0,9275**	0,8992
11	0,134	0,00002417	0.0296	0,0001	0,9275	**0,9288**



FigureIV.15 Déformée des trois premiers modes de vibrations système voile

Le seuil de 90 % est atteint à partir du 10ème mode selon X, du 11ème mode selon Y.
Les périodes calculées étant inférieures à 1,77841s les périodes retenues sont :

- $T_0 = 1{,}3T_{empirique} = 1{,}778$s Suivant X-X
- $T_0 = T_{calcul} = 1{,}593s$ Suivant Y-Y

λ on a un bâtiment qui dépasse deux niveaux

$$T_{0x} = 1{,}778s \geq 2T_2 = 2 \times 0{,}5 = 1s$$

$$T_{0y} = 1{,}593s \geq 2T_2 = 2 \times 0{,}5 = 1s$$

D'où $\lambda = 1$

Tableau IV .18 Vérification de l'effort tranchant à la base "Variante 02".

Sens	λ	$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$	$W(KN)$	$V_{st}(KN)$	$0.8V_{st}(KN)$	$V_{dyn}(KN)$	Observation
X-X	1	0,0721	197190,403	14197.70	11358,17	12486,797	Vérifiée
Y-Y	1	0,0791	197190,403	15578.04	12462,43	13062,3567	Vérifiée

IV.11. JUSTIFICATION VIS-À-VIS DU DÉPLACEMENT INTER-ÉTAGE :

IV.11.1 Justification de non-effondrement: Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calcules selon § 4.5.2, ne doivent pas dépasser les limites, $\overline{\Delta_K}$ données dans le tableau suivant :

$$\Delta_K \leq \overline{\Delta_K}$$

Tableau IV.19 Limites admissibles du déplacement inter-étage selon le type de structure.

Type de structure	Déplacement limite $\overline{\Delta_K}$
Bâtiments en Acier	$0.0200\ h_k$
Bâtiments en Béton Arme	$\mathbf{0.0150\ h_k}$
Bâtiment en PAF	$0.0100\ h_k$
Bâtiments en Bois	$0.0150\ h_k$
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	$0.0100\ h_k$
Bâtiments en Acier	$0.0200\ h_k$

Avec

h_k : La hauteur d'étage (m)

Δ_K **:** Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

$$\Delta_K{}' = \frac{\Delta_K}{h_k} \text{ (Unitless)}$$

En utilisant les dérives d'étage "Max Story Drift" extraites directement d'ETABS, la vérification adimensionnelle devient :

$$\Delta_K{}'(unitless) \leq 0{,}015$$

IV.11.2 Justification de limitation des dommages

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calcules selon § 4.5.2, ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composes de matériaux fragiles fixes à la structure :

$$v_A \Delta_K \leq 0{,}005 h_k(m)$$

Le coefficient réducteur est défini en il est pris égal à $v_A = 0{,}5$

L'équation utilisée est comme suit :

$$v_A \Delta_K{}' \leq 0{,}005\ (unitless)$$

h_k : La hauteur d'étage (m)

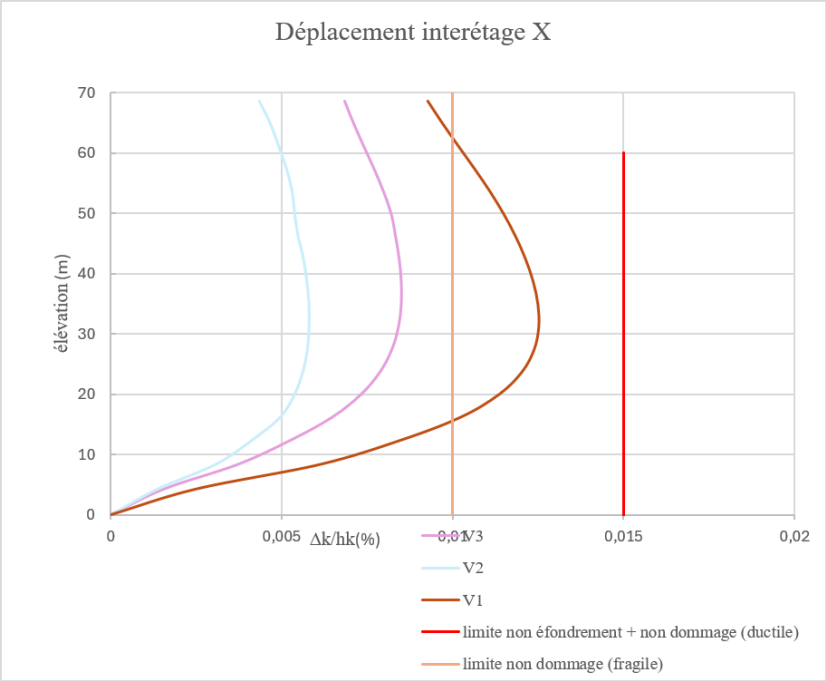
Δ_K **:** déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

$$\Delta_K{}' = \frac{\Delta_K}{h_k} \text{ (Unitless)}$$

En effectuant les vérifications à l'aide des max story drift obtenue par l'ETABS donc la vérification devient comme suit :

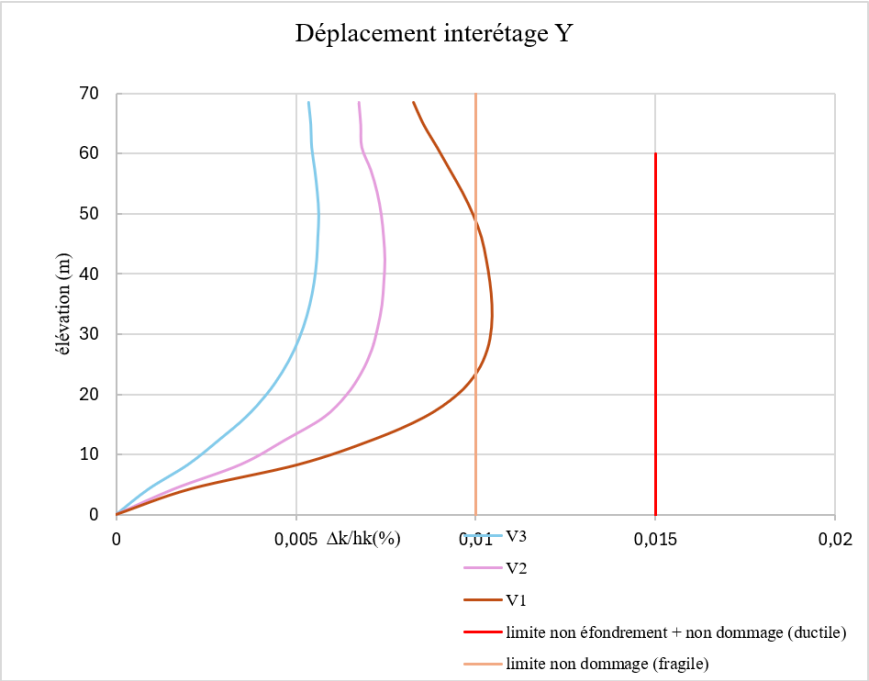
$$\Delta_K{}'(unitless) \leq 0{,}005$$

- Selon X



FigureIV.16 Déplacement inter-étage des trois variantes suivant X-X.

❖ **Selon Y :**



FigureIV.17 Déplacement inter-étage des trois variantes suivant Y-Y.

Les résultats de la vérification du déplacement inter-étage vis-à-vis du non-effondrement confirment que les dérives adimensionnelles $\Delta_K{}'$ restent inférieures au seuil règlementaire réglementaire de 0,015 pour l'ensemble des niveaux, dans les deux directions de calcul et pour les trois variantes étudiées.

La condition de non-effondrement est donc intégralement satisfaite.

Tandis que pour la vérification la condition de limitation des dommages est vérifiée pour les deux variantes conçues selon les deux directions assurant la protection des éléments non structuraux en matériaux fragiles fixés à la structure et garantissant un niveau de dommages acceptable mais la variante de référence présente des dépassements selon les deux directions.

IV.12. JUSTIFICATION VIS-VIS L'EFFET P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\boldsymbol{\theta_K = \frac{P_k \Delta_K}{V_k h_k} \leq 0,1}$$

$\boldsymbol{P_k}$ **:** poids total de la structure et des charges d'exploitation, au-dessus du niveau « k » ;

$$\boldsymbol{P_k = \sum_{i=k}^{n} (G + \psi Q_i)}$$

$\boldsymbol{V_k}$:Effort tranchant d'étage au niveau « k »

$$\boldsymbol{V_k = \sum_{i=k}^{n} F_i}$$

$\Delta_{\boldsymbol{K}}$ **:** déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

$$\Delta_K{}' = \frac{\Delta_K}{h_k} \text{ (Unitless)}$$

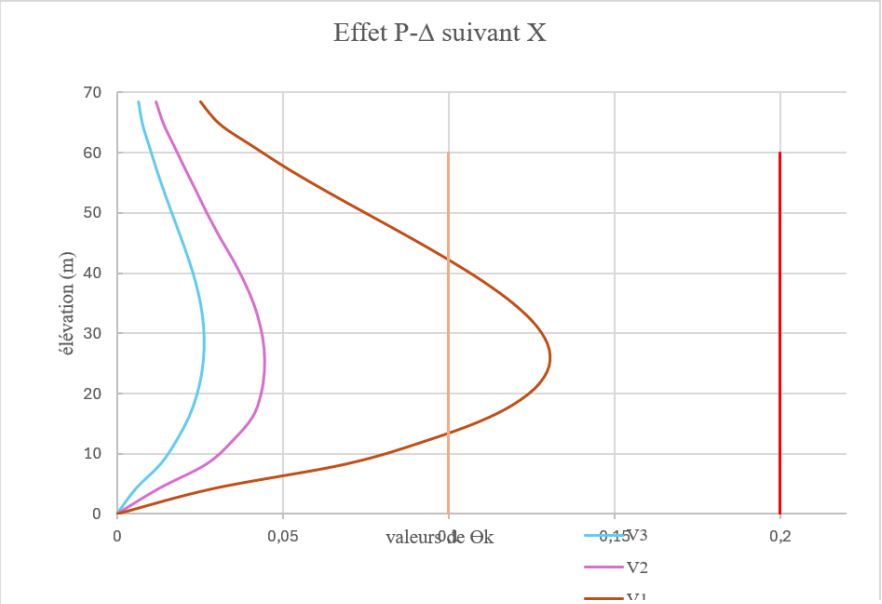
$\boldsymbol{h_k}$: hauteur du niveau « k »

$$\boldsymbol{\theta_K = \frac{P_k \Delta_K{}'}{V_k} \leq 0,1}$$

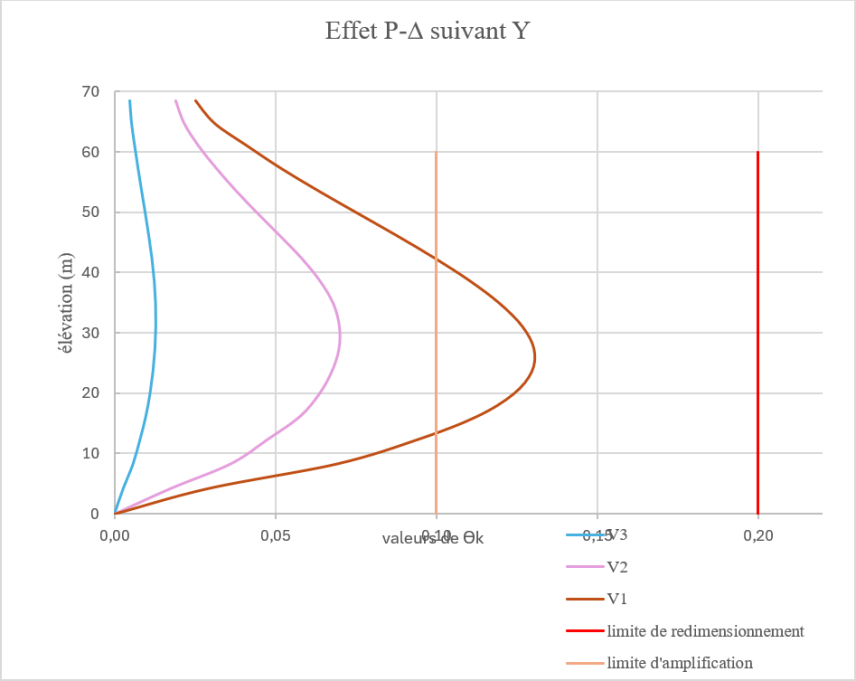
Les résultats obtenus pour chaque variante sont exposés en ce qui suit :

Tableau IV.20 Vérification de l'effet P-Δ.

	Modèle de référence		Variante 1		Variante 2	
Etage	θx	θy	θx	θy	θx	θy
Etage 17	0.03	0.02	0,015	0,021	0,006	0,005
Etage 16	0.03	0.03	0,017	0,024	0,007	0,005
Etage 15	0.04	0.03	0,021	0,0291	0,01	0,006
Etage 14	0.05	0.04	0,026	0,036	0,012	0,007
Etage 13	0.06	0.05	0,032	0,044	0,014	0,008
Etage 12	0.08	0.06	0,038	0,052	0,017	0,01
Etage 11	0.09	0.07	0,044	0,061	0,019	0,011
Etage 10	0.10	0.08	0,050	0,071	0,021	0,012
Etage 09	0.11	0.09	0,056	0,078	0,024	0,012
Etage 08	0.12	0.10	0,060	0,084	0,025	0,013
Etage 07	0.13	0.11	0,063	0,087	0,026	0,013
Etage 06	0.13	0.11	0,063	0,088	0,026	0,013
Etage 05	0.13	0.11	0,063	0,087	0,026	0,012
Etage 04	0.12	0.10	0,061	0,083	0,024	0,011
Etage 03	0.11	0.09	0,057	0,076	0,022	0,01
Etage 02	0.09	0.08	0,049	0,0634	0,018	0,008
Etage 01	0.07	0.06	0,037	0,048	0,013	0,006
RDC	0.03	0.02	0,017	0,023	0,006	0,003



FigureⅣ.18 Vérification de l'effet P-Δ des trois variantes suivant X-X.



FigureⅣ.19 Vérification de l'effet P-Δ des trois variantes suivant Y-Y.

La vérification de l'effet P-Δ montre que le modèle de référence présente des dépassements localisés entre les étages 03 et 07, avec des indices atteignant 0,13 en X-X et 0,11 en Y-Y, traduisant une rigidité latérale insuffisante dans la zone médiane.

La Variante 01 satisfait la condition à tous les niveaux avec des indices maximaux de 0,063 et 0,088, rendant les effets du second ordre négligeables.

La Variante 02 enregistre les valeurs les plus faibles (0,026 et 0,013), confirmant la supériorité de son système voile-dalle en termes de rigidité latérale.

La condition $\theta_K \leq 0{,}1$ est donc intégralement vérifiée pour les Variantes 01 et 02.

IV.13. VÉRIFICATION DE L'EFFORT NORMAL RÉDUIT DES ÉLÉMENTS VERTICAUX :

Les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (en flexion composée), sous sollicitations d'ensemble dues au séisme,

L'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$v_d = \frac{N_d}{f_{c28} \times B} \leq 0{,}4$$

L'effort normal de compression de calcul des poteaux est limité par la condition suivante

$$v_d = \frac{N_d}{f_{c28} \times B} \leq 0{,}35$$

N_d: Effort normal sous combinaison sismique en MN.
f_{c28} : Résistance caractéristique du béton en MPa
B: Section du voile m^2

Ces limites sont à respecter dans les vérifications sous combinaisons sismiques règlementaires.

$$G + 0{,}3Q \pm E1$$

$$G + 0{,}3Q \pm E2$$

Dans cette étape on va procéder par une méthode itérative dans la variante choisie on va garder le même f_{c28} et on va jouer sur l'épaisseur des voiles ainsi que leur longueur.

❖ **Variante 01 : système mixte :** Les vérifications des contraintes de compression ont été conduites à chaque niveau de la structure.

L'effort normal étant croissant du sommet à la base, c'est au niveau du rez-de-chaussée que les sollicitations sont maximales.

Les résultats correspondants, jugés les plus critiques, sont présentés ci-après :

Tableau IV.21 Variation des épaisseurs des voiles et sections des poteaux "Variante 01".

Etage	Epaisseur des voiles $e(m)$	Section des poteaux $B(m^2)$
Etage 17	0,3	$0,5 \times 0,5$
Etage 16	0,3	$0,55 \times 0,55$
Etage 15	0,3	$0,6 \times 0,6$
Etage 14	0,3	$0,6 \times 0,6$
Etage 13	0,3	$0,65 \times 0,65$
Etage 12	0,35	$0,65 \times 0,65$
Etage 11	0,35	$0,7 \times 0,7$
Etage 10	0,35	$0,7 \times 0,7$
Etage 09	0,35	$0,75 \times 0,75$
Etage 08	0,35	$0,75 \times 0,75$
Etage 07	0,35	$0,8 \times 0,8$
Etage 06	0,35	$0,8 \times 0,8$
Etage 05	0,35	$0,85 \times 0,85$
Etage 04	0,35	$0,85 \times 0,85$
Etage 03	0,35	$0,9 \times 0,9$
Etage 02	0,4	$0,9 \times 0,9$
Etage 01	0,4	$0,95 \times 0,95$
RDC	0,4	$0,95 \times 0,95$

- **Vérification des poteaux :**

Tableau IV.22 Vérification des contraintes de compression dans les poteaux du rez de chaussée sous combinaisons sismiques "variante 01".

ETAGE	Poteau	v_d	Observation
RDC	C1	-0,208290058	Vérifiée
RDC	C2	-0,332156885	Vérifiée
RDC	C3	-0,308931349	Vérifiée
RDC	C4	-0,206750534	Vérifiée
RDC	C5	-0,242600383	Vérifiée
RDC	**C6**	**-0,358190946**	**Non Vérifiée**
RDC	C7	-0,230206338	Vérifiée
RDC	C8	-0,187803808	Vérifiée
RDC	C9	-0,309433691	Vérifiée
RDC	C10	-0,29514835	Vérifiée
RDC	C11	-0,205171818	Vérifiée
RDC	C12	-0,251491539	Vérifiée
RDC	**C13**	**-0,378036461**	**Non Vérifiée**
RDC	C14	-0,255296795	Vérifiée

Tableau IV.23 Vérification des contraintes de compression dans les poteaux du premier étage sous combinaisons sismiques "variante 01".

ETAGE	Poteau	v_d	Observation
ETAGE01	C1	-0,197729415	Vérifiée
ETAGE01	C2	-0,314956597	Vérifiée
ETAGE01	C3	-0,292216681	Vérifiée
ETAGE01	C3	-0,290938488	Vérifiée
ETAGE01	C4	-0,196116274	Vérifiée
ETAGE01	C5	-0,228665235	Vérifiée
ETAGE01	C6	-0,339279291	Vérifiée
ETAGE01	C7	-0,21633392	Vérifiée
ETAGE01	C8	-0,17713379	Vérifiée
ETAGE01	C9	-0,291967256	Vérifiée
ETAGE01	C10	-0,279736829	Vérifiée
ETAGE01	C11	-0,193510613	Vérifiée
ETAGE01	C12	-0,237706254	Vérifiée
ETAGE01	**C13**	**-0,35920448**	**Non Vérifiée**
ETAGE01	C14	-0,241375402	Vérifiée

Tableau IV.24 Vérification des contraintes de compression dans les poteaux du deuxième étage sous combinaisons sismiques "variante 01".

ETAGE	Poteau	v_d	Observation
ETAGE 02	C1	-0,207967894	Vérifiée
ETAGE 02	C2	-0,330727993	Vérifiée
ETAGE 02	C3	-0,306374279	Vérifiée
ETAGE 02	C4	-0,206055651	Vérifiée
ETAGE 02	C5	-0,238700801	Vérifiée
ETAGE 02	C6	-0,349124282	Vérifiée
ETAGE 02	C7	-0,225077549	Vérifiée
ETAGE 02	C8	-0,184848067	Vérifiée
ETAGE 02	C9	-0,304644882	Vérifiée
ETAGE 02	C10	-0,292392134	Vérifiée
ETAGE 02	C11	-0,204533584	Vérifiée
ETAGE 02	C12	-0,249016653	Vérifiée
ETAGE 02	**C13**	**-0,371436423**	**Non vérifiée**
ETAGE 02	C14	-0,252897252	Vérifiée

❖ **Variante02 :** les vérifications ont été effectué pour chaque étage et comme l'effort normal augmente de plus en plus de haut vers le bas donc l'effort normal maximal sera obtenue au RDC voici les résultats obtenus :

Pour la configuration des voiles pour cette variantes est comme suit :

Tableau IV.25 Variation des épaisseurs des voiles "Variante 02".

Etage	Epaisseur des voiles $e(m)$
Etage 17	0,25
Etage 16	0,25
Etage 15	0,25
Etage 14	0,25
Etage 13	0,25
Etage 12	0,25
Etage 11	0,3
Etage 10	0,3
Etage 09	0,3
Etage 08	0,3
Etage 07	0,3
Etage 06	0,3
Etage 05	0,3
Etage 04	0,3
Etage 03	0,3
Etage 02	0,35
Etage 01	0,35
RDC	0,35

Tableau IV.26 Vérification des contraintes de compression dans les voiles sous combinaisons sismiques "variante 02".

Voile	v_d	Observation
V1	-0,274	Vérifiée
V2	-0,281	Vérifiée
V3	-0,287	Vérifiée
V4	-0,248	Vérifiée
V5	-0,290	Vérifiée
V6	-0,252	Vérifiée
V7	-0,267	Vérifiée
V8	-0,182	Vérifiée
V9	-0,249	Vérifiée
V10	-0,281	Vérifiée
V11	-0,277	Vérifiée

V12	-0,193	Vérifiée
V13	-0,319	Vérifiée
V14	-0,206	Vérifiée
V15	-0,321	Vérifiée
V16	-0,192	Vérifiée
V17	-0,194	Vérifiée
V18	-0,226	Vérifiée
V19	-0,192	Vérifiée
V20	-0,183	Vérifiée
V21	-0,225	Vérifiée
V22	-0,195	Vérifiée
V23	-0,287	Vérifiée
V24	-0,193	Vérifiée
V25	-0,279	Vérifiée
V26	-0,172	Vérifiée
V27	-0,266	Vérifiée
V28	-0,239	Vérifiée
V29	-0,263	Vérifiée
V30	-0,219	Vérifiée

L'analyse des efforts normaux réduits met en évidence une conformité globale aux exigences réglementaires pour l'ensemble des éléments porteurs verticaux sous sollicitations sismiques.

• **Éléments de type voiles :** Pour les deux variantes étudiées, la contrainte de compression normalisée $v_d$respecte la limite réglementaire prescrite, attestant d'une capacité portante suffisante pour reprendre les efforts de compression induits. La variante 02 présente des performances particulièrement satisfaisantes, la rigidité accrue du système voile-dalle favorisant une distribution plus homogène des charges entre les éléments résistants.

• **Éléments de type poteaux :** Si la grande majorité des poteaux vérifie la condition réglementaire, des dépassements mineurs de l'ordre de 5 % à 6 % sont relevés sur certains éléments des niveaux inférieurs, notamment les poteaux C13 et C6.

Ces écarts, bien que limités, demeurent acceptables sous réserve de l'application de dispositions constructives appropriées, telles qu'un confinement renforcé du béton aux zones critiques.

PARTIE II : ANALYSE ET CHOIX DE VARIANTE

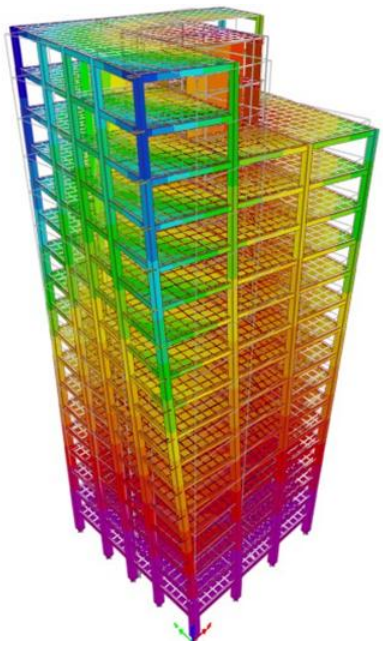
L'analyse comparative menée dans ce chapitre repose sur l'évaluation des principaux paramètres influençant la réponse dynamique de la structure, notamment la rigidité latérale la répartition des masses, l'effort tranchant à la base, les déplacements inter-étages ainsi que la stabilité globale.

Ainsi, l'objectif de cette comparaison est d'identifier la variante la plus performante, avec le meilleur compromis entre résistance, ductilité, stabilité et économie de matière, tout en garantissant la sécurité et la durabilité de la structure.

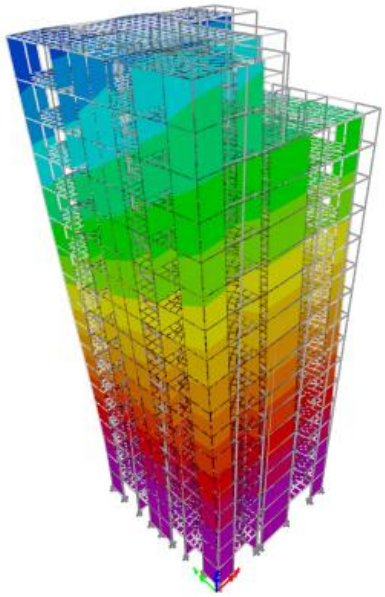
IV.14. ANALYSE COMPARATIVE DES PERFORMANCES DE RÉSISTANCE DES VARIANTES

IV.14.1. Périodes et facteurs de participations modale:

On va analyser les premiers modes de déformation des deux variantes :



FigureIV.20 Déformée de la variante 01.



FigureIV.21 Déformée de la variante 02.

Les périodes fondamentales des deux modèles, déterminées par l'analyse modale dans ETABS, s'établissent comme suit :

- **Variante 01** : $T_0\ (variante\ 01) = 2{,}191s$, dominée par un mode de rotation selon

Z-Z pour le premier mode.

Ce type de déformation est particulièrement défavorable en zone sismique, car il amplifie les torsions et compromet la stabilité globale de la structure.

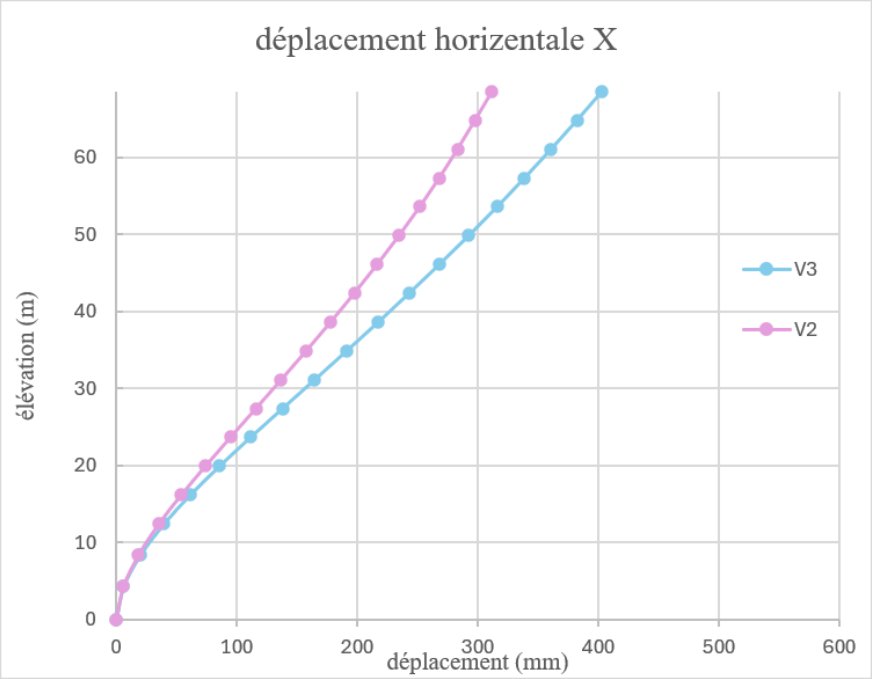
- **Variante 02** : $T_0\ (variante\ 02) = 1{,}789s$ présentant une translation pure selon X-X sans composante rotationnelle.

Cette période significativement plus courte témoigne d'une rigidité accrue et d'un comportement dynamique idéal pour les bâtiments hauts.

La variante 02 se distingue ainsi comme la solution optimale en termes de comportement modal sa translation et sa période réduite d'environ 20% par rapport au modèle de référence, tandis que le mode rotatif de la variante 01 la disqualifie.

En termes de rigidité et comportement la variante 02 se voit comme la variante optimale

IV.14.2. Vis à vis les déplacements horizontaux :

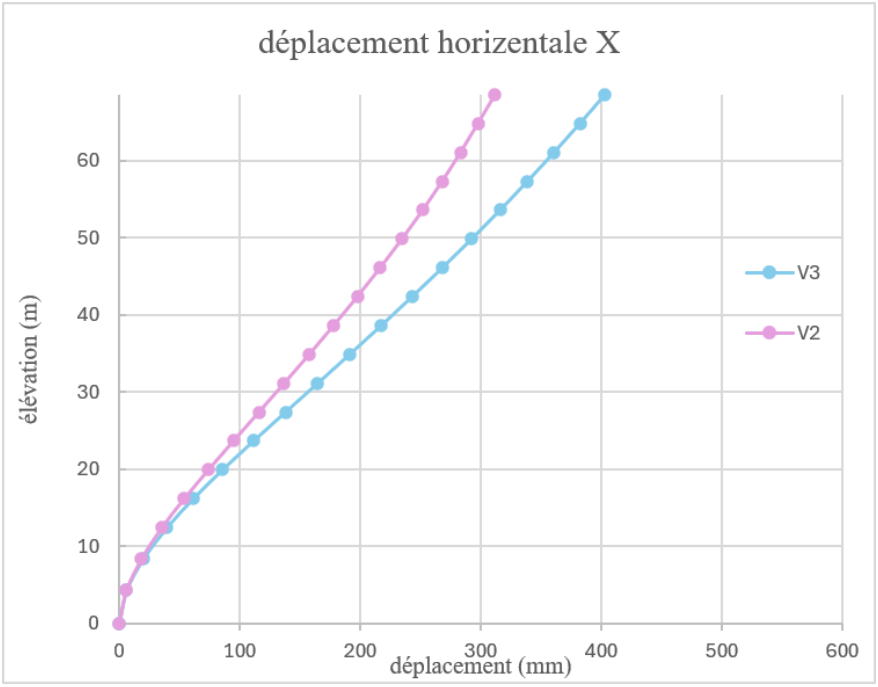


FigureIV.22 Déplacements horizontaux des deux variantes conceptuelles en(mm) suivant X-X.

(V2 : designe la variante 01 « système mixte »)

(V3 : designe la variante 02 « système voile dalle »)

Les deplacement au niveau de la terasse pour la variante de reference suivant Y-Y est de l'ordre de 680 mm tandis que les déplacements à la terrasse révèlent des performances nettement améliorées pour les variantes elaborées pour la variante 01 ils sont inferieur d'environ 42% et pour la variante 02 ils sont environ 33% que le modéle de référnce.



FigureIV.22 Déplacements horizontaux des deux variantes conceptuelles en(mm) suivant Y-Y.

(V2 : designe la variante 01 « système mixte »)

(V3 : designe la variante 02 « système voile dalle »)

Les deplacement au niveau de la terasse pour la variante de reference suivant Y-Y est de l'ordre de 545 mm tandis que pour la variante 01 il est d'environ 26% moins que le déplacement de la refernce et pour la variante 02 on a baisser les deplacement a environ 38% que le modele de refernce .

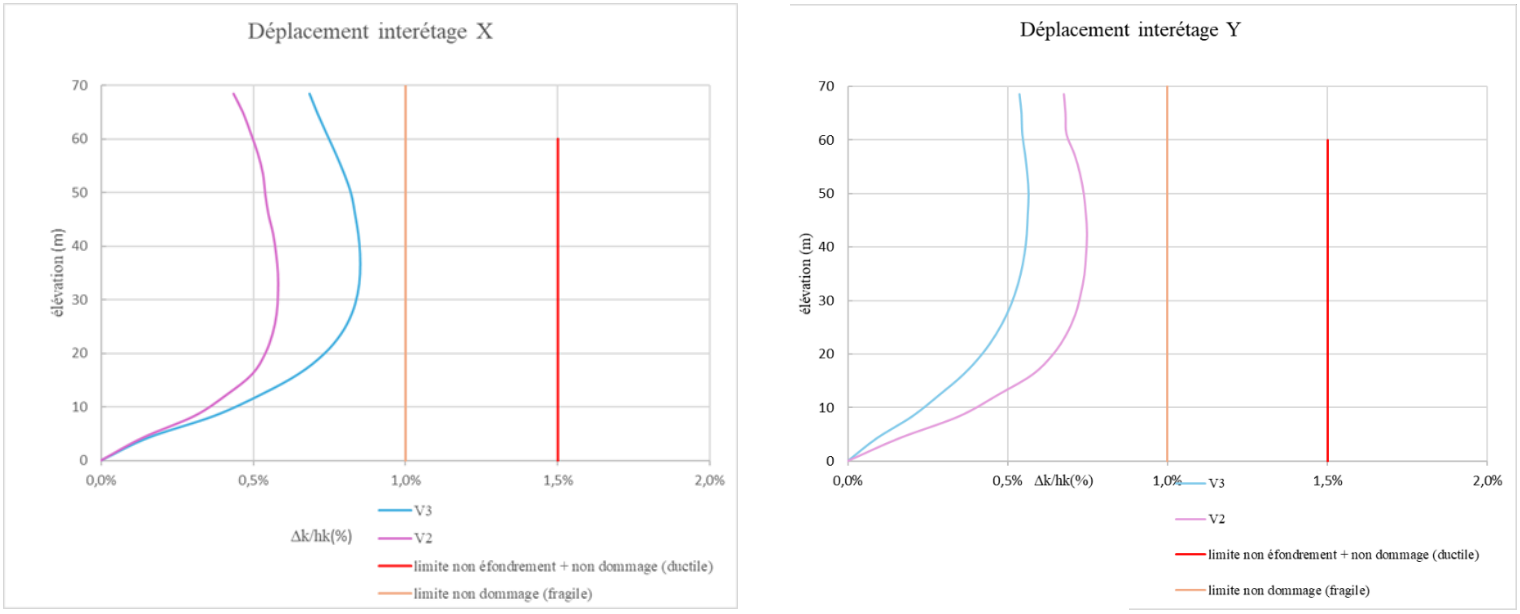


Figure IV .23 Comparaison des déplacements inter-étages.

Le système voile dalle (en bleu) de la dernière variante se distingue comme la solution optimale selon l'axe Y-Y tandis que la variante mixte (en rose) présente des resultats satisfaint selon l'axe X-X.

IV.14.3. Vis-à-vis l'effet P-Δ :

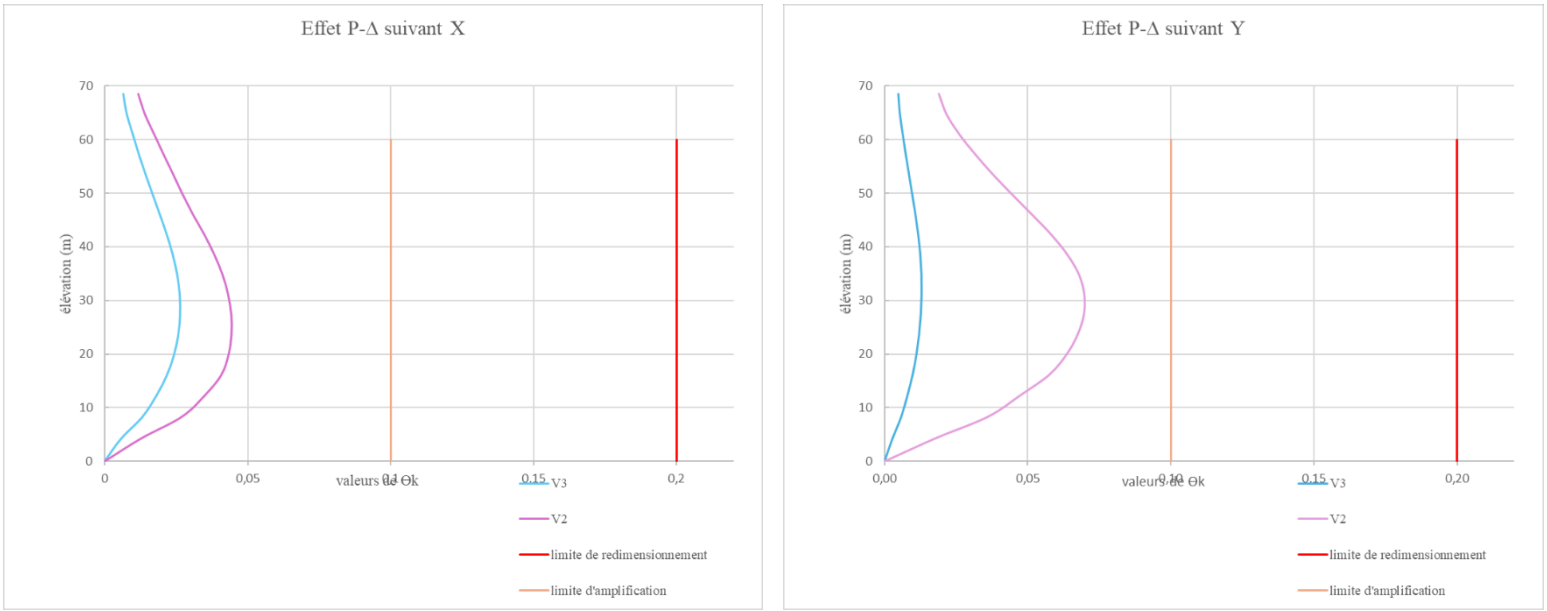


Figure IV.24 L'effet P-Δ suivant les deux directions.

Selon les deux graphes la varinte03 se distingue comme la meilleure solution avec un $\theta_k \leq 0{,}05$ ce qui est favorable éliminant tous les effets du second ordre.

IV.14.4. Vis-à-vis l'effort tranchant:

IV.15. POIDS DE LA STRUCTURE :

❖ Variante 01 :

Tableau IV.27 Décomposition du poids de la structure par type d'élément "Variante 01".

Variante 01	Voiles	25 536,66KN
	Dalles	50 760,55KN
	Poteaux	13 731,80KN
	Poutres	14298,1012KN
	All	104327,0997KN

❖ Variante 02 :

Tableau IV.28 Décomposition du poids de la structure par type d'élément "Variante 02".

Variante 02	Voiles	51982,5029KN
	Dalles	50731,3149KN
	Poutres	6658,5332KN
	All	109372,351KN

La Variante 01 présente un poids structural inférieur à celui de la Variante 02, avec une différence d'environ **5 %**. Cette économie de masse est attribuable au système mixte, qui assure une répartition plus équilibrée des charges entre les différents éléments structuraux. La Variante 02, bien que plus lourde en raison de la prédominance des voiles, offre en contrepartie une rigidité latérale accrue.

Le choix entre les deux variantes dépend donc du compromis recherché entre légèreté structurale et performance sismique.

IV.16. VOLUME DE BÉTON NÉCESSAIRE

Pour calculer le volume de béton on procède comme suit

$$V = \frac{P}{\gamma_{béton}}$$

P: Poids de la structure en (KN) ;
$\gamma_{béton}$: poids volumique du béton $25KN/m^3$.

❖ Variante 01

Tableau IV.29 Volume de béton nécessaire par type d'élément "Variante 01"

Élément	$Poids\ (KN)$	$Volume\ (m^3)$
Voiles	25 536,66	1 021,47
Dalles	50 760,55	2 030,42
Poteaux	13 731,80	549,27
Poutres	14298,1012	408,36
Total	104327,0997	**4 173,52**

- Variante 02

Tableau IV.30 Volume de béton nécessaire par type d'élément "Variante 02".

Élément	$Poids\ (KN)$	$Volume\ (m^3)$
Voiles	51982,5029KN	2079,3
Dalles	50731,3149KN	2 029,25
Poutres	6658,5332KN	266,34
Total	109372,351KN	**4 374,89**

IV.17. CHOIX DE LA VARIANTE :

Le modèle de référence est éliminé d'emblée en raison des dépassements locaux significatifs constatés lors de la vérification de l'effet P-Δ, révélant une rigidité latérale insuffisamment répartie sur la hauteur de l'ouvrage et compromettant ainsi la stabilité globale exigée par les dispositions réglementaires.

La variante 01 satisfait l'ensemble des exigences réglementaires, notamment la vérification de l'effort tranchant à la base et les limites de dérive inter-étage elle présente l'avantage économique d'un poids structural et d'un volume de béton optimisés.

Toutefois, l'adoption du système mixte favorise un comportement rotationnel prédominant particulièrement défavorable en zone de forte sismicité.

La variante 02 s'impose comme la solution optimale au regard des performances structurelles et sismiques. Elle se distingue par une rigidité latérale élevée et homogène dans les deux directions, réduisant les dérives inter-étages de 50 à 60% par rapport au modèle de référence.

Cette configuration assure une distribution uniforme des déformations sur la hauteur, un contrôle optimal de l'effet P-Δ avec les indices de stabilité les plus faibles, et une participation massique précoce. Les voiles continus favorisent par ailleurs une dissipation énergétique supérieure, garantissant une ductilité structurale optimale.

Malgré un surcoût modéré en volume de béton de l'ordre de 4,8%, la variante 02 offre une résistance sismique globalement supérieure, une stabilité géométrique optimisée et un

comportement dynamique nettement plus favorable, constituant ainsi la solution la plus adaptée pour garantir la sécurité structurale et la pérennité de l'ouvrage face aux actions sismiques de zone VI.

IV.18. CONCLUSION :

L'étude dynamique menée conformément aux dispositions du RPA 2024 a permis de caractériser le comportement sismique des trois variantes structurales analysées. La modélisation numérique a mis en évidence le rôle déterminant de la rigidité latérale et de la configuration du système de contreventement sur la réponse globale de l'ouvrage sous sollicitations sismiques.

L'ensemble des vérifications réglementaires effectuées effort tranchant à la base, déplacements inter-étages, effet P-Δ et contraintes dans les éléments porteurs verticaux confirme la conformité des variantes aux exigences prescrites, établissant ainsi une base technico-réglementaire fiable pour la poursuite de la conception.

La Variante 02 Système voile-dalle est retenue comme solution optimale. Bien qu'elle implique un surcoût modéré mais ses performances structurales sont nettement supérieures donc elle présente la solution la plus adaptée pour assurer la sécurité structurale et la pérennité de l'ouvrage face aux actions sismiques.

CHAPITRE V :

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. INTRODUCTION

À l'issue de l'analyse dynamique et de la détermination des sollicitations agissant sur les éléments structuraux de la tour, le présent chapitre est consacré au dimensionnement des armatures des éléments structuraux représentatifs suivants :

- La poutre, dimensionnée en flexion simple et à l'effort tranchant
- Le voile, dimensionné en flexion composée selon la méthode des contraintes pour reprendre les efforts verticaux et horizontaux
- La dalle, dimensionnée en flexion simple selon les sollicitations transmises par les planchers

Ce dimensionnement est conduit conformément aux règles en vigueur :

- CBA 93 — Code du Béton Armé Algérien
- BAEL 91 modifié 99 — Béton Armé aux États Limites
- RPA 2024 — Règles Parasismiques Algériennes

V.2. ÉTUDE DES DALLES

Le ferraillage des dalles doit être conforme aux exigences des normes CBA93 garantissant ainsi leur résistance, leur stabilité et leur bon comportement sous les charges.

Dans le cadre de cette étude, le logiciel SOCOTEC est utilisé pour déterminer les armatures nécessaires dans les deux directions principales, X et Y, en tenant compte des sollicitations spécifiques à chaque zone de la dalle.

Les tableaux suivants synthétisent les sollicitations maximales exercées sur la dalle dans les deux directions horizontales, ainsi que les armatures calculées en conséquence.

Comme cas d'étude, le dimensionnement du ferraillage a été effectué sur un exemple représentatif portant sur un panneau en béton armé de dimensions $8m \times 6{,}8\ m$.

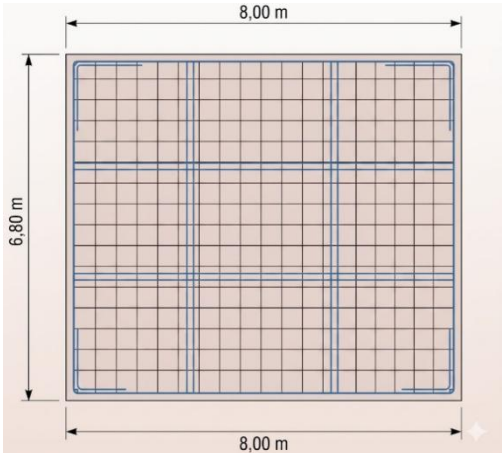


Figure V.1 dimensions du panneau étudié.

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

Ou :

l_x; l_y: dimensions du panneau avec $l_x$la plus petite portée

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{6{,}8}{8} = 0{,}85$$

$$0{,}4 < \alpha = 0{,}85 < 1$$

Donc la dalle est sollicitée dans les deux directions.

V.2.1. Ferraillage longitudinal de la dalle:

- Sens X-X :

Tableau V.1 Ferraillage longitudinal de la dalle suivant X-X.

Position	$M\ (KN.m)$	$As(cm^2/m)$	Choix des barres	$Asadoptée$ (cm^2/m)	$Asmin$	
					CBA	CNF
En travée	26	3,62	7HA12	7,92	0,4	1,74
Sur appui	-51	6,42	7HA12	7,92	0,4	1,74

En zone d'appui, les moments flexionnels sont plus élevés, par conséquent, nous adopterons pour les aciers supérieurs et inférieurs une section d'armatures filantes en HA12 (= $7{,}92cm^2$), complétée par des barres de renfort au niveau des appuis, en 5HA10 (= $3{,}98cm^2$).

- Sens Y-Y :

Tableau V.2 Ferraillage longitudinal de la dalle suivant Y-Y.

Position	$M\ (KN.m)$	$As(cm^2/m)$	Choix des barres	$Asadoptée$ (cm^2/m)	$Asmin$	
					CBA	CNF
En travée	40,35	5,71	7HA14	10,78	0,4	1,74
Sur appui	-69,55	10,22	7HA14	10,78	0,4	1,74

En zone d'appui, les moments flexionnels sont plus élevés, par conséquent, nous adopterons pour les aciers supérieurs et inférieurs une section filante de l'ordre de $10{,}78cm^2$, complétée par des barres de renfort au niveau des appuis, on va ajouter une section au niveau de chaque appui 3HA10 avec une section ajoutée de $2{,}4cm^2$.

V.2.2. Ferraillage transversal de la dalle:

Selon BAEL91 (artA-5-2-2) les armatures transversales ne sont pas nécessaires s'il n'y a pas reprise de bétonnage on pose par hypothèse qu'il n'y a pas reprise de bétonnage et $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ est vérifiée.

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

Où

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

$$\overline{\tau_u} = 0{,}07\frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0{,}07\frac{30}{1{,}5} = 1{,}5MPa$$

Avec

$$V_{ux} = \frac{P \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{15{,}6705 \times 6{,}8 \times 8}{2 \times 8 + 6{,}8} = 37{,}4KN$$

$$V_{uy} = \frac{P \times l_x}{3} = \frac{15{,}6705 \times 6{,}8}{3} = 35{,}52KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{37{,}4 \times 10^{-3}}{1 \times 0{,}18} = 0{,}208MPa$$

$$\tau_{uy} = \frac{35{,}52 \times 10^{-3}}{1 \times 0{,}18} = 0{,}197MPa$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

Condition est vérifiée

La contrainte de cisaillement de calcul reste inférieure à la résistance admissible du béton. Par conséquent, le ferraillage transversal n'est pas requis.

- Espacement :

Selon l'article A.7.2.4.2 du CBA93 l'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs du tableau suivant dans laquelle h désigne l'épaisseur totale de la plaque.

Tableau V.3 Espacement admissible des armatures de dalle selon CBA 93.

Direction	Charges Réparties seulement	Charges concentrées
Direction la plus sollicitée	3h et 33 cm	2h et 25cm
Direction perpendiculaire à la plus sollicitée	4h et 40cm	3h et 33cm

- Sens X-X :

$$St \leq Min\ (3h_0\ ;\ 33\ cm) = Min\ (60\ cm, 33\ cm) = 33\ cm$$

Donc

$$St = 15\ cm$$

- Sens Y-Y :

$$St \leq Min\ (4h_0\ ;\ 40\ cm) = Min\ (80\ cm, 40\ cm) = 40\ cm$$

Donc

$$St = 15\ cm$$

V.2.3 Vérification de la flèche :

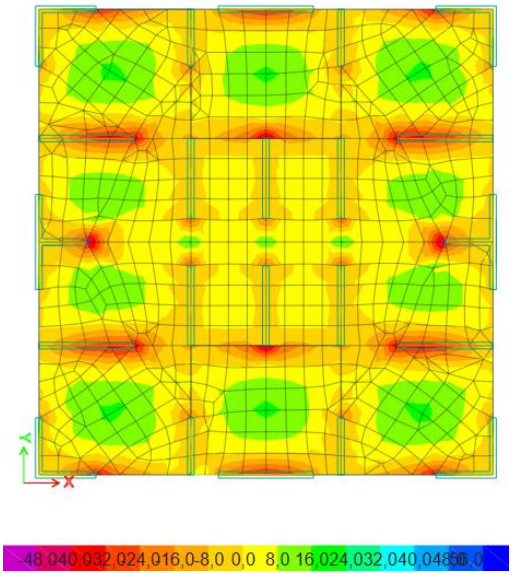


Figure V.2 Diagramme des moments a l'ELS.

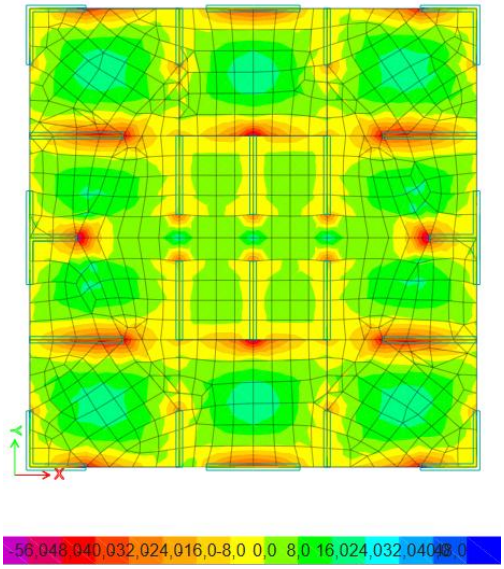


Figure V.3 Diagramme des moments sous G.

- Sens X-X

$$M_g = 14{,}04KN.m$$
$$M_P = 15{,}82\ KN.m$$

Selon la vérification effectuée par l'application flèche SOCOTEC

$$f_g = 1{,}494mm$$
$$f_P = 1{,}557mm$$
$$f_{adm} = 13mm$$

La vérification de la flèche est donc satisfaite.

- Sens Y-Y :

$$M_g = 21{,}67KN.m$$
$$M_P = 21{,}66\ KN.m$$

Selon la vérification effectuée par l'application flèche SOCOTEC

$$f_g = 1{,}41mm$$

$$f_P = 1{,}41mm$$
$$f_{adm} = 11{,}8mm$$

La vérification de la flèche est donc satisfaite.

V.3. ÉTUDE DES POUTRES :

Les poutres constituent des éléments structuraux essentiels, destinés à transférer les charges verticales vers les poteaux. Le calcul de ferraillage d'un seul type de poutre en flexion simple, est étudié dans cette partie.

Le choix et le calcul du ferraillage tiennent compte de plusieurs paramètres : les charges appliquées, les contraintes admissibles, la portée de la poutre, les limitations de déformation, les conditions aux appuis, ainsi que les règles et normes en vigueur, telles que le CBA 93 et le RPA2024.

- Situation durable :

$$\begin{cases} \text{Béton : } \gamma_b = 1.5\,; f_{c28} = 30MPa\,;\ f_{bu} = \dfrac{\theta \times f_{c28}}{\gamma_b} = 17MPa \\ \text{Acier : } \gamma_s = 1.15\,;\ f_e = 500MPa\ \sigma s = (f_e/\gamma_s) = 434{,}783\ MPa \end{cases}$$

- Situation accidentelle :

$$\begin{cases} \text{Béton : } \gamma_b = 1.2\,; f_{c28} = 30MPa\,;\ f_{bu} = \dfrac{\theta \times f_{c28}}{\gamma_b} = 25MPa \\ \text{Acier : } \gamma_s = 1\,;\ f_e = 500MPa\ \sigma s = (f_e/\gamma_s) = 500\ MPa \end{cases}$$

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont données par le CBA93 ainsi que par le RPA 2024 et sont :

$$\begin{cases} 1{,}35G + 1{,}5Q \\ G + Q \end{cases}$$

Composantes horizontales de l'action sismique :

$$\begin{cases} G + \psi Q \pm E1 \\ G + \psi Q \pm E2 \end{cases}$$

V.3.1. Exigences de ductilité pour la zone critique

Selon l'article 7.5.2 du RPA 2024, les zones d'une poutre qui s'étendent depuis la section transversale d'extrémité où la poutre est connectée à un nœud poteau-poutre, ainsi que de part et d'autre de toute autre section transversale susceptible de plastification dans la situation sismique de calcul, sur une distance, doivent être considérées comme des zones critiques.

Où :

$$l_{cr} = 1.5h$$

$$l_{cr} = 1.5 \times 0{,}5 = 0{,}75m$$

Avec :

h : la hauteur de la poutre.

V.3.2. Calcul du ferraillage longitudinal

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants le sens Y-Y avec une section de $35x\ 50cm2$

- La longueur minimale des recouvrements de barres longitudinales, de diamètre φ_l, est de : 60 φ_l en zone VI.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes :

❖ Etage sous terrasse :

Tableau V.4 Ferraillage longitudinal de la poutre combinaison ELU $(\mathbf{1,35G + 1,5Q})$.

Combinaison	Position	$M\ (KN.m)$	$As(cm^2)$	$As'(cm^2)$
ELU $1{,}35G + 1{,}5Q$	Travée	52,22	2,62	0
	Appui	-172,18	0	9,08

Tableau V.5 Ferraillage longitudinal de la poutre combinaison sismique $(\boldsymbol{G + 0,3Q \pm E1})$

Combinaison	Position	$M\ (KN.m)$	$As(cm^2)$	$As'(cm^2)$
ELA $G + 0{,}3Q \pm E1$	Travée	106,02	4,65	0
	Appui	-384,17	0	18,48

Tableau V.6 Ferraillage longitudinal de la poutre combinaison sismique $(\boldsymbol{G + 0,3Q \pm E2})$.

Combinaison	Position	$M\ (KN.m)$	$As(cm^2)$	$As'(cm^2)$
ELA $G + 0{,}3Q \pm E2$	Travée	81,23	3,53	0
	Appui	-267,98	0	12,36

❖ Etage courant :

Tableau V.7 Ferraillage longitudinal de la poutre combinaison ELU ($1,35G + 1,5Q$)

Combinaison	Position	$M\ (KN.m)$	$As(cm^2)$	$As'(cm^2)$
ELU $1,35G + 1,5Q$	Travée	48,1467	2,4	0
	Appui	-149,61	0	7,83

Tableau V.8 Ferraillage longitudinal de la poutre combinaison sismique ($G + 0,3Q \pm E1$)

Combinaison	Position	$M\ (KN.m)$	$As(cm^2)$	$As'(cm^2)$
ELA $G + 0,3Q \pm E1$	Travée	104,52	4,58	0
	Appui	-246,37	0	11,31

Tableau V.9 Ferraillage longitudinal de la poutre combinaison sismique ($G + 0,3Q \pm E2$)

Combinaison	Position	$M\ (KN.m)$	$As(cm^2)$	$As'(cm^2)$
ELA $G + 0,3Q \pm E2$	Travée	90,30	3,94	0
	Appui	-287,89	0	13,37

❖ Recommandations selon RPA 2024 :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement

Tableau V.10 Ferraillage maximale et minimale pour les poutres

Section d'armatures (cm^2)	Poutre $35 \times 50\ cm^2$
$A_{min} = 0,5\%B$	8,75
$A_{sCNF} = 0,23bd(f_{t28}/f_e)$	1,74
Zone de recouvrement $A_{max} = 4\%B$	70
Zone courante $A_{max} = 6\%B$	105

Tableau V.11 Choix des armatures longitudinales

Poutre	Position	$As(cm^2)$ *Inférieure*	$A_S(cm^2)$ Supérieure	Choix d'armature	$As\ adoptée\ (cm^2)$
Etage sous terrasse	Appui	0	18,48	6HA20	18,85
	Travée	4,65	0	6HA16	9,24
Etage courant	Appui	0	13,31	6HA20	18,85
	Travée	4,58	0	6HA16	9,24

V.3.3. Recouvrement des armatures longitudinales:

Selon l'article 7.5.2.1 de RPA2024, la longueur de recouvrement minimale est de $60\varphi_l$ pour la zone VI.

$$L = 60\varphi_l$$

Le tableau ci-après indique les longueurs de recouvrement des armatures longitudinales.

Tableau V.12 Recouvrement des armatures longitudinales

$\varphi_l(mm)$	$L\ (cm)$
20	120
14	84

L : longueur de recouvrement des barres longitudinales en cm
φ_l : diamètres des armatures longitudinales mm

V.2.4 Les vérifications :

V.2.4.1 Vérification des contraintes à l'ELS :

- **Contraintes du béton**

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6(MPa)$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y_1$$

Les résultats de vérification sont dans le tableau suivant :

Tableau V.10 vérification des contraintes du béton a l'ELS.

Poutres	Position	$M_{ser}(KN.m)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\overline{\sigma_{bc}}(MPa)$	Observation

Sous Terrasse	Appui	-229,96	17,09	18	Vérifiée
	Travée	117,28	11,01	18	Vérifiée
Etage Courant	Appui	-211,79	15,74	18	Vérifiée
	Travée	107,76	10,74	18	Vérifiée

❖ Contrainte des aciers :

Pour la fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma_s} = \min(\frac{2}{3} f_e\,, 110\sqrt{n \times f_{tj}})$$

$$\sigma_s = n \times \frac{M_{ser}}{I_1} \times (d - y_1)$$

Soit :

$$f_{tj} = 2{,}4MPa \qquad n = 15 \qquad f_e = 500MPa\ 3$$

Tableau V.11 vérification des contraintes des aciers à l'ELS.

Poutres	Position	$M_{ser}(KN.m)$	$\sigma_s(MPa)$	$\overline{\sigma_s}(MPa)$	Observation
Sous Terrasse	Appui	-229,96	192,49	250	Vérifiée
	Travée	117,28	111,02	250	Vérifiée
Etage courant	Appui	-211,79	205,958	250	Vérifiée
	Travée	107,76	101,49	250	Vérifiée

$\overline{\sigma_s}$:Contrainte admissible des aciers en *MPa*

σ_s:Contriante ultime des aciers en *MPa*

$\overline{\sigma_{bc}}$:Contrainte admissible du béton en *MPa*

σ_{bc} :Contrainte ultime du béton en *MPa*

V.2.4.2 Vérification de la flèche :

Vérification de la flèche selon BAEL91/99, Art B.6.5.1, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- **Condition 01 :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{55}{662,5} = 0,083 \geq \frac{1}{16}$$

Condition vérifiée

- **Condition 02**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$M_t = KM_0 = 0,8 \times 117,28 = 93,824KN.m$$

$$M_0 = 117,28KN.m$$

$$\frac{h}{L} = \frac{55}{662,5} = 0,083$$

$$\frac{M_t}{10M_0} = \frac{93,824}{10 \times 117,28} = 0,08$$

$$\frac{h}{L} = 0,083 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0,08$$

Condition vérifiée

- **Condition 03**

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{9,24}{35 \times 45} = 5,87 \times 10^{-3}$$

$$\frac{4,2}{f_e} = 8,42 \times 10^{-3}$$

Condition vérifiée

Avec :

- h : hauteur de la section
- L : la portée entre nus d'appuis.
- M_t : Moment maximum en travée.

$$M_t = KM_0$$

- K : Un coefficient rédacteur $0.75 \leq K \leq 0.85$, on prend $K = 0{,}8$
- M : Moment isostatique en travée.
- A : section d'armateur tendue correspondante

V.3.3.1. Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton

Selon le BAEL91 révisé 99 articles A.5.1.211. Lorsque la fissuration est jugée préjudiciable ou très préjudiciable, les contraintes de cisaillement doivent être inférieur à :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_b}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

b_0: La largeur de l'âme ;

d: La hauteur utile de l'âme $0{,}9h$

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

$$\overline{\tau_b} = \min\left(\frac{0.15\, f_{c28}}{\gamma_b} ;\ 4MPa\right)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 . d} = \frac{0{,}2038}{0{,}35 \times 0{,}45} = 1{,}29MPa$$

Tableau V.13 Vérification de la contrainte du cisaillement dans le béton

$\tau_u\,(MPa)$	$\overline{\tau_b}(MPa)$	Observation
1,29	3	Vérifiée

V.3.4. Calcul du ferraillage transversal :

Le choix d'acier adopté dans les armatures transversales est de type haute adhérence et de nuance FeE50 ($f_e = 500MPa$).

- Selon le BAEL91 modifié 99 :

$$\begin{cases} S_t = min(0{,}9d; 40cm) \\ \dfrac{A_t}{bS_t} \geq \dfrac{\tau_u - 0{,}3f_{t28}k}{0{,}8f_e} \\ S_t \leq \dfrac{A_t \times f_e}{0{,}4b} \end{cases}$$

- Selon RPA 2024 :

$$\begin{cases} A_t = 0{,}003S_t \\ S_t \leq min(\dfrac{h}{4}; 12\varphi_l)\ zone\ nodale \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} zone\ courante \end{cases}$$

Avec :

$$\varphi_t \leq min(\tfrac{h}{35}\ ; \varphi_l; \tfrac{b}{10})$$
$$\varphi_t \leq min(\tfrac{50}{35}\ ; 10; \tfrac{35}{10})$$
$$\varphi_t \leq min(\tfrac{500}{35}\ ; 10; \tfrac{350}{10})$$
$$\varphi_t \leq min(\tfrac{500}{35}\ ; 10; \tfrac{350}{10})$$
$$\varphi_t \leq min(14{,}29; 10; 35)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau V.14 Choix du diamètre utilisé pour le ferraillage transversal d'une poutre

$\varphi_{tmax}(mm)$	$\varphi_t(mm)$
10	8

Donc on procède de manière qu'on fixe le A_t et on cherche le S_t soit

$$At = 1{,}01\ cm^2$$

- Selon le BAEL91 modifié 99 :

$$\begin{cases} S_t = min(0{,}9d; 40cm) = 40cm \\ \dfrac{A_t}{bS_t} \geq \dfrac{\tau_u - 0{,}3f_{t28}k}{0{,}8f_e} \rightarrow S_t \leq \dfrac{1{,}01 \times 0{,}8 \times 500}{35 \times (1{,}294 - 0{,}3 \times 2{,}4)} \\ S_t \leq 20{,}11cm \\ S_t \leq \dfrac{A_t \times f_e}{0{,}4b} \rightarrow S_t \leq \dfrac{1{,}01 \times 500}{0{,}4 \times 35} \\ S_t \leq 36cm \end{cases}$$

$k = 1$: en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

- Selon RPA 2024 :

$$\begin{cases} S_t = \dfrac{A_t}{0{,}003} = 337cm \\ S_t \leq min(\dfrac{50}{4}; 12 \times 1{,}4) = 16{,}8cm \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} = 20cm \end{cases}$$

Tableau V.15 Choix de l'espacement maximal dans la zone nodale

$St\ (cm)\ max$	$St\ (cm)\ Choisi$	$At\ choisi\ (cm2)$	Choix
16	15	2.01	2 cadrescadre HA8

Tableau V.16 Choix de l'espacement maximal dans la zone courante

$St\ (cm)\ max$	$St\ (cm)\ Choisi$	$At\ choisi\ (cm2)$	Choix
20	15	2.01	2cadres2cadre HA8

V.4. ETUDES DES VOILES :

Les voiles sont des éléments verticaux destinés à reprendre simultanément les charges verticales et les actions horizontales. En raison de leur faible épaisseur par rapport à leur longueur, ils présentent une rigidité importante dans le plan perpendiculaire à leur épaisseur, ce qui justifie leur disposition dans les deux directions principales de la structure.

Dans une construction, les voiles de contreventement sont dimensionnés en flexion composée.

Le dimensionnement doit satisfaire aux prescriptions des normes en vigueur, en particulier celles du RPA 2024, qui impose des exigences spécifiques relatives à la ductilité, au confinement des zones critiques et à la répartition des armatures.

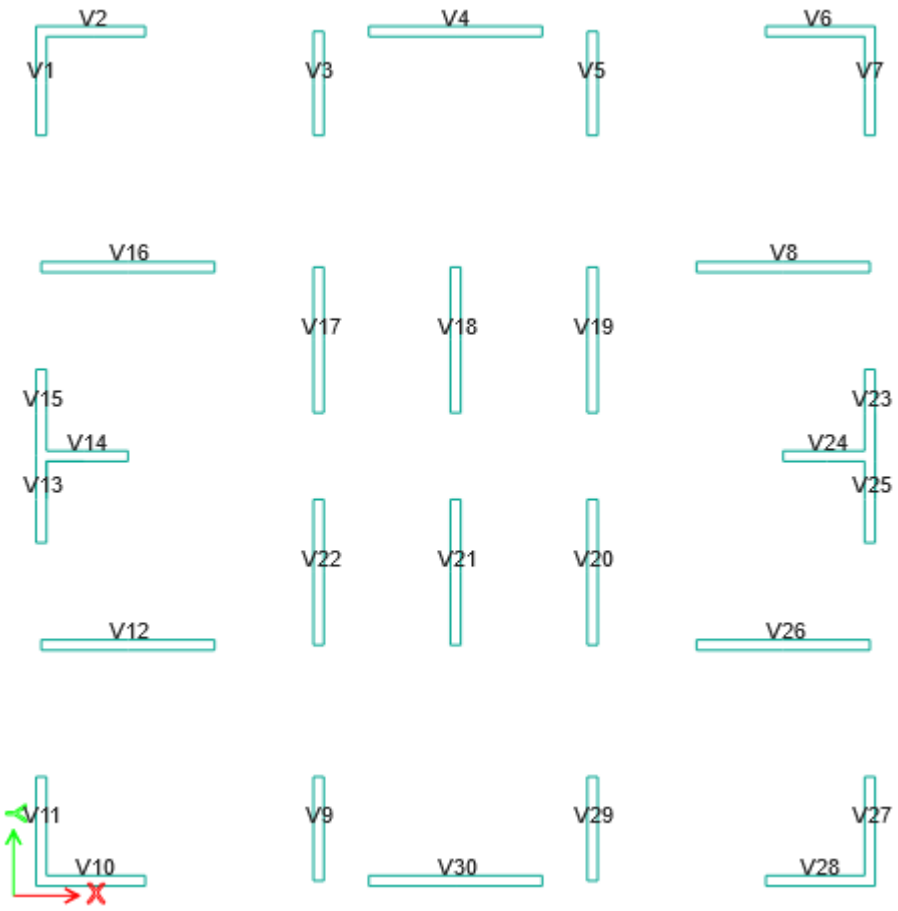
Le calcul du ferraillage prend en compte :

La flexion simple ou composée (linteaux et trumeaux), résultant de l'association du moment fléchissant et de l'effort normal ;

- L'effort tranchant, qui nécessite une vérification des armatures transversales ;
- Le confinement des zones de rive, où les contraintes sont généralement plus importantes ;
- Les conditions de ductilité locale et globale, essentielles en zone sismique.

Dans cette étude, le dimensionnement d'un voile est présenté à travers deux exemples représentatifs, depuis l'évaluation des efforts internes jusqu'à la justification des armatures adoptées, conformément aux recommandations du RPA 2024.

Plan de configuration des voiles



FigureV.4 Plan de configuration des voiles.

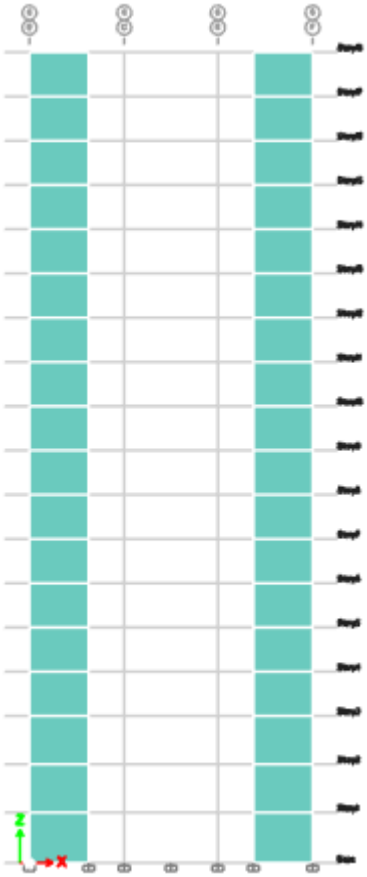


Figure V.5Vue en élévation du voile V_{16}.

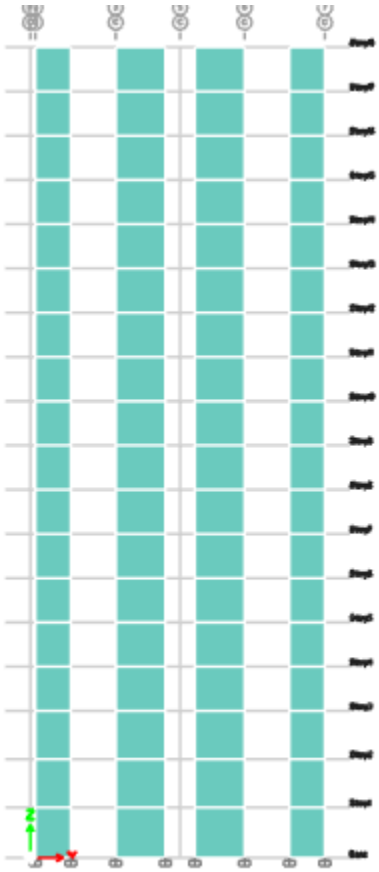


Figure V.6 Vue en élévation du voile V_{17}

V.4.1. Vérification la condition de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile des voiles soumis à des sollicitations globales dues à l'action sismique, l'effort normal de compression de calcul est limité conformément aux dispositions de l'article 7.7.3 du RPA 2024

L'effort normal réduit est vérifiée dans tous les voiles comme déjà prescrit dans le chapitre précèdent :

Avec :

$$v_d = \frac{N_d}{f_{c28} \times B} \leq 0{,}4$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de compression de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B : est l'aire du voile (m^2);

Tableau V.17 Vérification de l'effort normal réduit RDC V16.

Voile	$N_d\ (KN)$	$B(m^2)$	v_d	Observation
V16	-11,21	1,75	-0,18	Vérifiée
V16	-11,81	1,75	-0,19	Vérifiée

Tableau V.18 Vérification de l'effort normal réduit RDC V17

Voile	$N_d\ (KN)$	$B(m^2)$	v_d	Observation
V17	-9,75	1,47	-0,19	Vérifiée
V17	-9,96	1,47	-0,19	Vérifiée

V.4.2. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

En addition aux spécifications du l'effort normal réduit, la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le RPA2024 par l'équation suivante :

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq 0.2\ f_{c28}$$

b_0: La largeur de l'âme ;

d: La hauteur utile de l'âme $0{,}9h$

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

Tableau V.19 Vérification de la contrainte tangentielle voile19

Voile	$Vu\ (KN)$	$\tau\ (MPA)$	$\overline{\tau_{bu}}(MPA)$	Observation
V16	1476,5	0,94	7	Vérifiée

Tableau V.20 Vérification de la contrainte tangentielle voile19

Voile	$Vu\ (KN)$	$\tau\ (MPA)$	$\overline{\tau_{bu}}(MPA)$	Observation
V17	794,47	0,6	7	Vérifiée

V.4.3. Vérification de la condition d'élancement:

Le RPA 2024 distingue plusieurs types de voiles selon leur rapport d'élancement, ce critère conditionnant le modèle de calcul à adopter :

$$\frac{\boldsymbol{h_w}}{\boldsymbol{l_w}} \geq \mathbf{2}$$

$\boldsymbol{h_w}$:la hauteur totale du voile (m)
$\boldsymbol{l_w}$**:** la longueur du voile considéré en (m)

$$\frac{\boldsymbol{h_w}}{\boldsymbol{l_w}}(\boldsymbol{V16}) = \frac{\boldsymbol{68,51}}{\boldsymbol{5}} = \boldsymbol{13,702} \ \geq \boldsymbol{2}$$

$$\frac{\boldsymbol{h_w}}{\boldsymbol{l_w}}(\boldsymbol{V17}) = \frac{\boldsymbol{68,51}}{\boldsymbol{4,2}} = \boldsymbol{16,31} \ \geq \boldsymbol{2}$$

Les voiles sont considérées comme étant élancé.

V.4.3 Calcul de la hauteur critique :

La hauteur, h_{cr} de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit :

$$\boldsymbol{h_{cr}} = \boldsymbol{max}(\boldsymbol{l_w}\,;\, \boldsymbol{h_w}\,/\,\boldsymbol{6})$$

$$H_{cr}(V16) = max\left(l_w\,;\,{}^{h_w}/_{6}\right) = max(5\,;11{,}42) = 11{,}42m$$

$$H_{cr}(V17) = max\left(l_w\,;\,{}^{h_w}/_{6}\right) = max(4{,}2\,;11{,}42) = 11{,}42m$$

$$\boldsymbol{h_{cr}} \leq (\boldsymbol{2}.\boldsymbol{l_w}\,,\boldsymbol{2}.\boldsymbol{h_e})$$

$$H_{cr}(V16) \leq (2.l_w\,,2.h_e) = (10m, 8{,}5m)$$

$$H_{cr}(V16) = 8{,}5m$$

$$H_{cr}(V17) \leq (2.l_w\,,2.h_e) = (8{,}4m, 8{,}5m)$$

$$H_{cr}(V17) = 8{,}4m$$

Avec

$\boldsymbol{h_w}$: La hauteur totale du voile (m)
$\boldsymbol{l_w}$: La longueur du voile considéré en (m)
$\boldsymbol{h_{cr}}$:La hauteur critique (m)
$\boldsymbol{h_e}$: La hauteur d'étage(m)

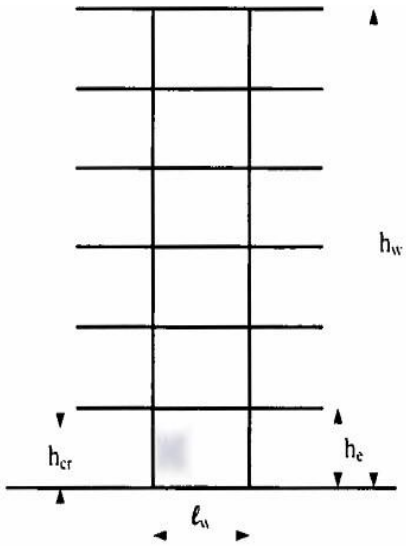


Figure V.7 Zone critique à la base du voile.

V.4.4. Enveloppe de calcul des moments fléchissant:

Le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024) recommande, pour les voiles élancés, l'utilisation d'une enveloppe de calcul modifiée afin de tenir compte des effets spécifiques induits par la hauteur de la zone critique.

Cette approche consiste à générer une enveloppe linéaire du diagramme de moment fléchissant obtenu à partir du calcul de structure, puis à la décaler verticalement d'une distance égale à la hauteur de la zone critique *hcr* Ce décalage permet de majorer la sollicitation en flexion dans la zone potentiellement la plus fragile du voile, conformément à la Figure 7.13 du RPA 2024.

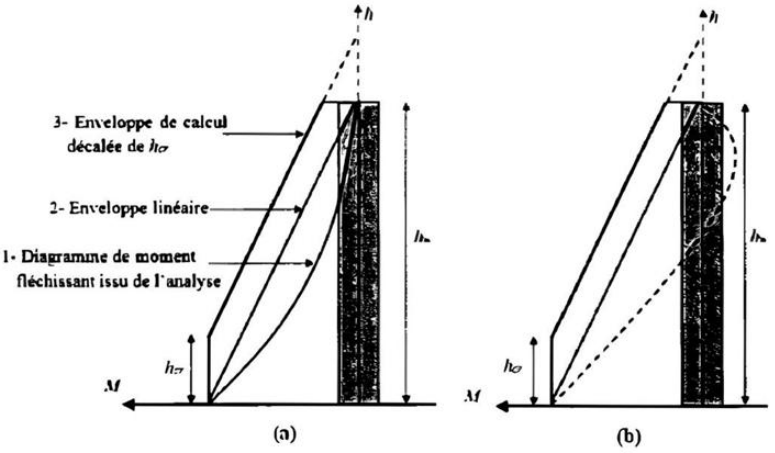


Tableau V.21 Données de la courbe enveloppe V16.

Nombre d'étages	18
$h_e\ (m)$	4,25
$l_w(m)$	5
$h_w\ (m)$	68,51
Moment à la base$(KN.m)$	18881,66
Moment au sommet$(KN.m)$	1519,69
$h_{cr}(m)$	8,5

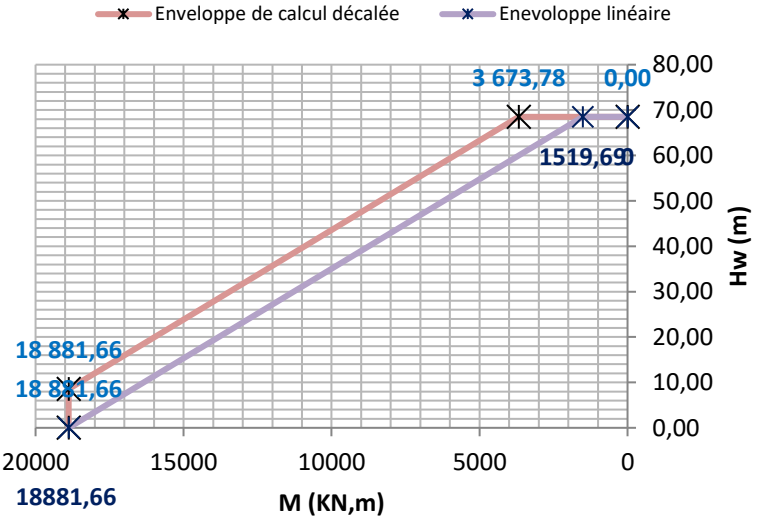


Figure V.8 Courbe enveloppe voile 16 selon la combinaison $G + 0,3Q \pm E1$

Tableau V.22 Données de la courbe enveloppe V17.

Nombre d'étages	18
$h_e\ (m)$	4,25
$l_w(m)$	4,2
$h_w\ (m)$	68,51
Moment à la base$(KN.m)$	10808,53
Moment au sommet$(KN.m)$	1259,18
$h_{cr}(m)$	8,4

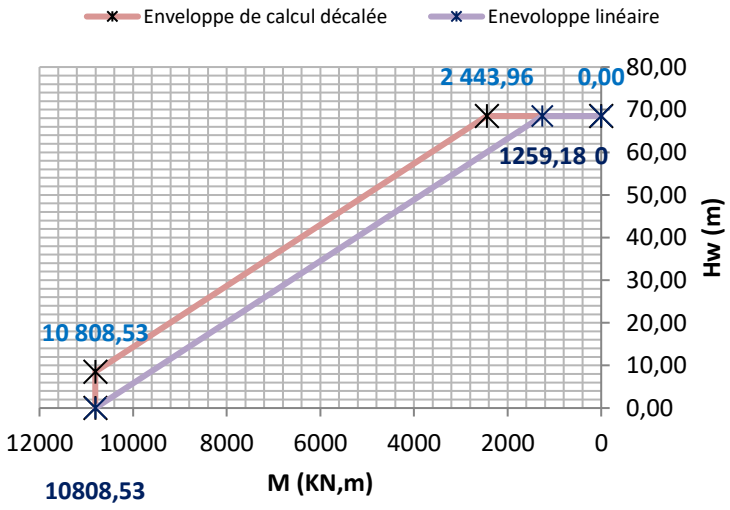


Figure V.9 Courbe enveloppe voile 17 selon la combinaison $G + 0,3Q \pm E2$

V.4.5. Exigences de ductilité pour la zone critique:

V.4.5.1. Dimensions des éléments de rive confinés :

Conformément à l'article 7.7.4 du RPA 2024, les extrémités des voiles, appelées éléments de rive, doivent être confinées pour assurer un bon comportement en zone sismique.

Le confinement est réalisé sur une longueur l_c, mesurée à partir du bord du voile jusqu'au point où la déformation du béton atteint la valeur limite de cu=3,5‰ symbole comme illustré à la Figure V.6

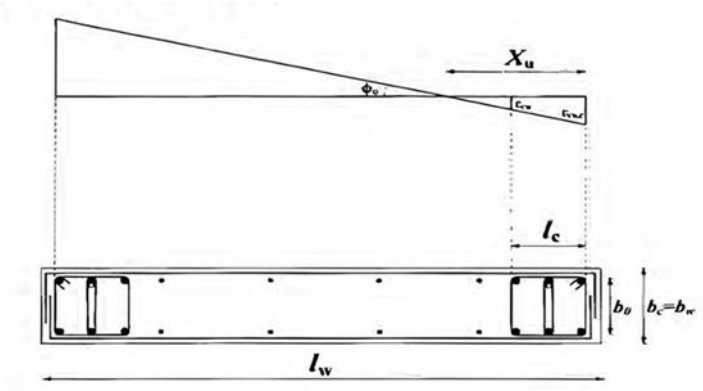
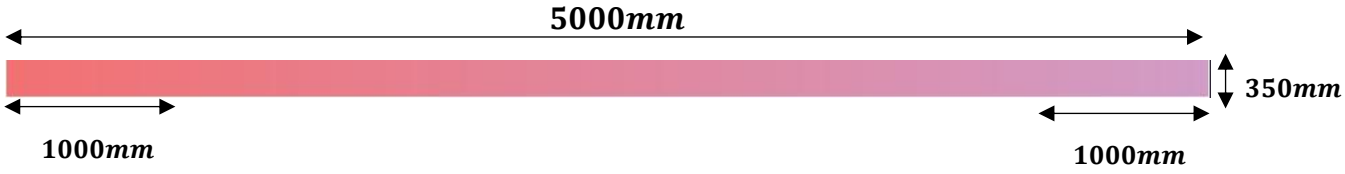


Figure V.10 Élément de rive pour les voiles

Longueur de l'élément de rive confiné

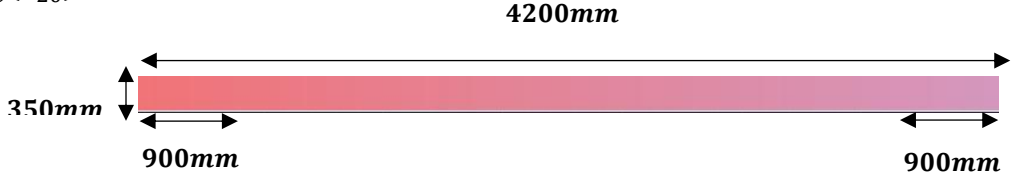
- Voile 16 :

$$l_c(V_{16}) \geq \max(0{,}15lw\ ;\ 1{,}5bw)$$
$$l_c(V_{16}) \geq max(0{,}15\ \times 5m\ ;\ 1{,}5 \times 0{,}35m)$$
$$l_c(V_{19}) \geq 0{,}75m$$



- Voile 17 :

$$l_c(V_{20}) \geq \max(0{,}15lw\ ;\ 1{,}5bw)$$
$$l_c(V_{20}) \geq max(0{,}15\ \times 4{,}2m\ ;\ 1{,}5\ \times\ 0{,}35m)$$
$$l_c(V_{20}) \geq 0{,}63m$$



L'épaisseur des parties confinées ne doit pas être inférieure à 200 mm dans notre cas on a des voiles rectangulaires donc

$$b_c = b_W = 35cm$$

V.4.5.2. Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive :

Le calcul des armatures longitudinales se fait par le calcul du voile en flexion composée sous N et M. Le calcul ci-dessous est donné pour le cas de charge le plus défavorable suivant :

Le moment fléchissant maximal à considérer dans le dimensionnement est extrait directement de la courbe enveloppe des moments, obtenue à partir de l'analyse globale de la structure.

Tableau V.23 Les armatures longitudinales dans les éléments de rive V16.V19

Voile	$M(KN.m)$	$N(KN)$	$A_{smin}(cm2)$	Choix des barres	$A_s\ adoptée\ (cm2)$
V_{16}	18881,69	-8150,79	17,5	14HA16	28,14

Tableau V.24 Les armatures longitudinales dans les éléments de rive V17.V20

Voile	$M(KN.m)$	$N(KN)$	$A_{smin}(cm2)$	Choix des barres	$A_s\ adoptée\ (cm2)$
V_{17}	10808,53	-9068,25	15,75	14HA16	28,14

Soit (-) pour l'effort normal de compression.

V.4.5.3. Armatures transversales dans les éléments de rive :

Les barres verticales des éléments de rive doivent être confinées avec des cadres et/ou des étriers horizontaux dont l'espacement vertical doit satisfaire la condition de l'équation 7.25 de RPA 2024 :

$$S_t \leq \min({}^{b_0}/_3\ ;\ 12{,}5cm\ , 6\varphi_l)$$

Où :

S_t : espacement en cm

φ_l: diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive ; en outre $\varphi_l \geq 12\ mm$.

$$S_t \leq \min({}^{29}/_3\ ;\ 12{,}5cm\ , 6 \times 2)$$

$$S_t \leq \min(9{,}7\ ;\ 12{,}5\ ;\ 12)$$

$$S_t \leq 9{,}6cm$$

$$S_t = 9cm$$

Espacement adopté pour les deux voiles c'est 9c

La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne doit pas dépasser 20cm.

$$A_t \geq 0{,}09 S_t \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0{,}09 \times 9 \times 35 \times \frac{35}{500}$$

$$A_t \geq 1{,}985 cm^2$$

$$A_t = 3{,}14 cm^2$$

Cette première condition est pour les deux voiles.

- Voile 16 :

$$A_t \geq 0{,}3 S_t\, b_0 \times (\frac{A_g}{A_c} - 1) \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0{,}3 \times 9 \times 35 \times \left(\frac{3710{,}00}{2900{,}00} - 1\right) \times \frac{35}{500}$$

$$A_t \geq 1{,}807 cm^2$$

$$A_t = 2{,}01 cm^2$$

- Voile 20 :

$$A_t \geq 0{,}3 S_t\, b_0 \times (\frac{A_g}{A_c} - 1) \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0{,}3 \times 9 \times 35 \times \left(\frac{3010{,}00}{2320{,}00} - 1\right) \times \frac{35}{500}$$

$$A_t \geq 1{,}925 cm^2$$

$$A_t = 2{,}01 cm^2$$

Les armatures de confinement dans les éléments de rive, mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, qui doivent être présentes sur la hauteur h_{cr}doivent satisfaire.

Tableau V.25 Les armatures transversales dans les éléments de rive V16.

Voile	$S_t(cm)$	$A_g(cm^2)$	$A_c(cm^2)$	$f_{c28}(MPa)$	$f_e(MPa)$	$A_t(cm^2)$	Choix des barres
V16	9	3710,00	2900,00	35	500	4,02	8HA8

Tableau V.26 Les armatures transversales dans les éléments de rive V17.

Voile	$S_t(cm)$	$A_g(cm^2)$	$A_c(cm^2)$	$f_{c28}(MPa)$	$f_e(MPa)$	$A_t(cm^2)$	Choix des barres
V17	9	3010,00	2320,00	35	500	3,02	6HA8

V.4.5.4 Ferraillage de l'âme du voile :

❖ **Aciers verticaux**

Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, relies par des étriers espaces d'environ $500mm$.

Le diamètre maximal, max, des armatures d'âme doivent respecter la condition :

$$8mm \leq \varphi_{max} \leq \frac{b_w}{8}$$

$$8mm \leq \varphi_{max} \leq 43{,}75mm$$

$$8mm \leq \varphi_{max} = 12mm \leq 43{,}75mm$$

L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur.

$$S_v \leq min\ (25\varphi_l, 25cm)$$

$$S_v \leq \min(25 \times 1{,}2; 25cm)$$

$$S_v \leq \min(30cm; 25cm)$$

$$S_v = 20cm$$

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets Jonction par recouvrement).

Tableau V.27 Aciers verticaux de l'âme du voile 16.

Voile	$\varphi_{max}(mm)$	$S_v(cm)$
V_{16}	12	20

Tableau V.28 Aciers verticaux de l'âme du voile 17.

Voile	$\varphi_{max}(mm)$	$S_v(cm)$
V_{17}	12	20

❖ **Aciers horizontaux**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas ou ii existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit. Le ferraillage horizontal, nécessaire pour la résistance a !'effort tranchant, doit satisfaire :

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{\bar{V}}{Z.f_e}$$

Où :

$\bar{V}$: Effort tranchant de calcul. $\bar{V} = 1{,}4V$;

V: Effort tranchant issu de l'analyse ;

z :Distance entre les centres de gravite des armatures des extrémités confinés.

Tableau V.29 Armatures transversales de l'âme du voile V16.

Voile	$S(cm)$	$V\ (KN)$	$\bar{V}(KN)$	$Z\ (cm)$	$f_e(MPa)$	$A_h(cm^2)$	Choix des barres
V_{16}	20	1476,5	2067,1	394	500	2,098	6HA8

Tableau V.30 Armatures transversales de l'âme du voile V17.

Voile	$S(cm)$	$V\ (KN)$	$\bar{V}(KN)$	$Z\ (cm)$	$f_e(MPa)$	$A_h(cm^2)$	Choix des barres
V_{17}	20	1047,8578	1467	364	500	1,613	6HA8

V.4.5.4. Dimensionnement du voile au-dessus de la zone critique

La zone supérieure des voiles élancés peut être considérée comme une zone élastique devant résister aux sollicitations ; son dimensionnement peut être conduit selon les règles classiques de béton arme.

Pour éviter toute plastification de cette zone, les sollicitations de calcul sont constituées par l'enveloppe des moments et/ou de !'effort tranchant amplifie.

Les dispositions ci-dessous doivent être respectées :

- Les barres verticales principales d'extrémité doivent être stabilisées contre le phénomène de flambement ;
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à leurs extrémités.

Tableau V.32 Efforts au-dessus de la zone critique V16.

	Story	Z(m)	N(KN)	M(KN. m)
V16	ETAGE 17	64,77	-457,1175	4621,58
	ETAGE 16	61,03	-851,1278	5569,38
	ETAGE 15	57,29	-1251,9364	6517,18
	ETAGE 14	53,55	-1653,7742	7464,98
	ETAGE 13	49,81	-2059,7152	8412,78
	ETAGE 12	46,07	-2470,3509	9360,58
	ETAGE 11	42,33	-2896,3498	10308,38
	ETAGE 10	38,59	-3316,2006	11256,18
	ETAGE 9	34,85	-3742,4163	12203,98
	ETAGE 8	31,11	-4174,3517	13151,78
	ETAGE 7	27,37	-4613,3816	14099,58
	ETAGE 6	23,63	-5060,7729	15047,38
	ETAGE 5	19,89	-5518,1646	15995,18
	ETAGE 4	16,15	-5987,4336	16851,75
	ETAGE 3	12,41	Zone critique	
	ETAGE 2	8,33		
	ETAGE 1	4,25		
	RDC-	0		

Tableau V.33 Efforts au-dessus de la zone critique V17.

	Story	Z(m)	N(KN)	M(KN. m)
V17	ETAGE 17	64,77	-461,477	2951,33
	ETAGE 16	61,03	-909,6192	3472,63
	ETAGE 15	57,29	-1361,2836	3993,94
	ETAGE 14	53,55	-1820,269	4515,24
	ETAGE 13	49,81	-2289,5328	5036,55
	ETAGE 12	46,07	-2771,4849	5557,85
	ETAGE 11	42,33	-3287,277	6079,16
	ETAGE 10	38,59	-3815,0939	6600,46
	ETAGE 9	34,85	-4356,0291	7121,76
	ETAGE 8	31,11	-4910,0983	7643,07
	ETAGE 7	27,37	-5473,9978	8164,37
	ETAGE 6	23,63	-6033,9992	8685,68
	ETAGE 5	19,89	-6558,1317	9206,98
	ETAGE 4	16,15	-7044,238	9728,29
	ETAGE 3	12,41	Zone critique	
	ETAGE 2	8,33		
	ETAGE 1	4,25		
	RDC	0		

❖ **Ferraillage longitudinal aux extrémités :**

La méthode et les données de calcul sont celles utilisées en section 3.5.2 de RPA2024.

Les moments de calcul sont ceux issus du diagramme enveloppe des moments fléchissant

Tableau V.34 Ferraillage longitudinal aux extrémités V16.

	Story	$N(KN)$	$M(KN.m)$	Choix des barres	$A_s\ adoptée\ (cm2)$
V16	ETAGE 17	-457,1175	4621,58	14HA12	15,82
	ETAGE 16	-851,1278	5569,38	12HA14	15,82
	ETAGE 15	-1251,9364	6517,18	12HA14	15,82
	ETAGE 14	-1653,7742	7464,98	12HA14	15,82
	ETAGE 13	-2059,7152	8412,78	12HA14	15,82
	ETAGE 12	-2470,3509	9360,58	12HA14	15,82
	ETAGE 11	-2896,3498	10308,38	14HA14	21,56
	ETAGE 10	-3316,2006	11256,18	14HA14	21,56
	ETAGE 9	-3742,4163	12203,98	14HA14	21,56
	ETAGE 8	-4174,3517	13151,78	14HA14	21,56
	ETAGE 7	-4613,3816	14099,58	14HA14	21,56
	ETAGE 6	-5060,7729	15047,38	14HA14	21,56
	ETAGE 5	-5518,1646	15995,18	14HA14	21,56
	ETAGE 4	-5987,4336	16851,75	14HA14	21,56
	ETAGE 3	Zone critique		14HA16	28,14
	ETAGE 2			14HA16	28,14
	ETAGE 1			14HA16	28,14
	RDC			14HA16	28,14

Tableau V.35 Ferraillage longitudinal aux extrémités V17.

	Story	$N(KN)$	$M(KN.m)$	Choix des barres	$A_s\ adoptée\ (cm2)$
V17	ETAGE 17	-461,4774	2951,33	14HA12	15,82
	ETAGE 16	-909,6192	3472,63	12HA14	15,82
	ETAGE 15	-1361,2836	3993,94	12HA14	15,82
	ETAGE 14	-1820,269	4515,24	12HA14	15,82
	ETAGE 13	-2289,5328	5036,55	12HA14	15,82
	ETAGE 12	-2771,4849	5557,85	12HA14	15,82
	ETAGE 11	-3287,277	6079,16	14HA14	21,56
	ETAGE 10	-3815,0939	6600,46	14HA14	21,56
	ETAGE 9	-4356,0291	7121,76	14HA14	21,56
	ETAGE 8	-4910,0983	7643,07	14HA14	21,56
	ETAGE 7	-5473,9978	8164,37	14HA14	21,56
	ETAGE 6	-6033,9992	8685,68	14HA14	21,56
	ETAGE 5	-6558,1317	9206,98	14HA14	21,56
	ETAGE 4	-7044,238	9728,29	14HA14	21,56
	ETAGE 3	Zone critique		14HA16	28,14
	ETAGE 2			14HA16	28,14
	ETAGE 1			14HA16	28,14

	RDC		14HA16	28,14

❖ Ferraillage de l'âme de voile

Tableau V.36 Ferraillage horizontal de l'âme de voile 16 au-dessus de la zone critique

	Story	$Z(m)$	$V(MN)$	$\bar{V}(MN)$	$sh\ (cm)$	$Ah\ (cm2)$	Choix des barres	$A_s\ adoptée\ (cm2)$
V16	ETAGE 17	64,77	0,0426	0,0596	20	0,05964	2HA8	1,01
	ETAGE 16	61,03	0,248	0,3472		0,3472	2HA8	1,01
	ETAGE 15	57,29	0,099	0,1386		0,1386	2HA8	1,01
	ETAGE 14	53,55	0,258	0,3612		0,3612	2HA8	1,01
	ETAGE 13	49,81	0,343	0,4802		0,4802	4HA8	2,01
	ETAGE 12	46,07	0,401	0,5614		0,5614	4HA8	2,01
	ETAGE 11	42,33	0,346	0,4844		0,4844	4HA8	2,01
	ETAGE 1	38,59	0,385	0,539		0,539	4HA8	2,01
	ETAGE 9	34,85	0,419	0,5866		0,5866	4HA8	2,01
	ETAGE 8	31,11	0,459	0,6426		0,6426	4HA8	2,01
	ETAGE 7	27,37	0,511	0,7154		0,7154	4HA8	2,01
	ETAGE 6	23,63	0,576	0,8064		0,8064	4HA8	2,01
	ETAGE 5	19,89	0,656	0,9184		0,9184	4HA8	2,01
	ETAGE 4	16,15	0,749	1,0486		1,0486	4HA8	2,01
	ETAGE 3	12,41	Zone critique			2,098	6HA8	3,02
	ETAGE 2	8,33				2,098	6HA8	3,02
	ETAGE 1	4,25				2,098	6HA8	3,02
	RDC	0				2,098	6HA8	3,02

Tableau V.37 Ferraillage horizontal de l'âme du voile 17 au-dessus de la zone critique

	Story	Z(m)	V(MN)	$\bar{V}$(MN)	sh (cm)	Ah (cm2)	Choix des barres	A_s adoptée (cm2)
V17	ETAGE 17-	64,77	0,9306	1,3028	20	0,547	2HA8	1,01
	ETAGE 16-	61,03	1,2802	1,7922		0,655	2HA8	1,01
	ETAGE 15-	57,29	1,4017	1,9624		0,794	2HA8	1,01
	ETAGE 14-	53,55	1,8107	2,5350		0,897	2HA8	1,01
	ETAGE 13-	49,81	2,0857	2,9200		1,003	4HA8	2,01
	ETAGE 12-	46,07	2,2432	3,1404		1,071	4HA8	2,01
	ETAGE 11-	42,33	2,5209	3,5293		1,105	4HA8	2,01
	ETAGE 10-	38,59	2,6437	3,7012		1,1543	4HA8	2,01
	ETAGE 9-	34,85	2,8352	3,9693		1,204	4HA8	2,01
	ETAGE 8-	31,11	3,0920	4,3288		1,257	4HA8	2,01
	ETAGE 7-	27,37	3,4052	4,7673		1,317	4HA8	2,01
	ETAGE 6-	23,63	3,7607	5,2650		1,381	4HA8	2,01
	ETAGE 5-	19,89	4,1364	5,7909		1,447	4HA8	2,01
	ETAGE 4-	16,15	4,4897	6,2856		1,510	4HA8	2,01
	ETAGE 3-	12,41	Zone critique			1,613	6HA8	3,02
	ETAGE 2-	8,33				1,613	6HA8	3,02
	ETAGE 1-	4,25				1,613	6HA8	3,02
	RDC-	0				1,613	6HA8	3,02

V.4.5.6 Conditions de ductilité locale

Selon l'article 7.7.5 de RPA2024, dans les voiles de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requise, ω_{wd}, dans les éléments de rive, doit respecter la condition ci-dessous :

$$\alpha\omega_{wdmin} = 30\mu_{\varphi}(v_d + \omega_v)\,\varepsilon_{sy}\frac{b_c}{b_W} - 0{,}035$$

Avec :

- Le rapport mécanique en volume d'armatures de confinement requises :

$$\omega_{wd} = \frac{volume\ des\ armatures\ de\ confinement}{volume\ du\ noyau\ en\ béton} \times \frac{F_{yd}}{F_{cd}}$$

$$\frac{Fyd}{Fcd} = \frac{f_e}{f_{c28}} \times \frac{\gamma_b}{\gamma_s}$$

- La valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier

$$\varepsilon_{sy} = \frac{fe}{E_s}$$

- Pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes :

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2 \times l_c)b_w} \times \frac{F_{yd}}{F_{cd}}$$

- Position de l'axe neutre :

$$\chi_u = (\nu_d + \omega_v)\frac{l_w \times b_c}{b_0}$$

- Le raccourcissement limite

$$\varepsilon_{cu.c} = 0{,}0035 + 0{,}1\alpha\omega_{wd}$$

- Longueur de confinement de calcul :

$$l_{c.calcul} = \chi_u(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu.c}})$$

- Le coefficient de ductilité en courbure

$$\mu_{\varphi} = 2.(^{R}/_{QF} \times {}^{M_{ED}}/_{M_{RD}}) - 1 \text{ Pour } T_0 \geq T_2$$

TableauV.38Vérification de la ductilité locale V16.

ÉLÉMENT DE RIVE	
ν_d	Fyd/Fcd
0,182067	17,14
ω_v	$\chi_u\,(cm)$
0,07	146,09
$V_{nc}\,(\boldsymbol{cm}^3)$	$V_{st}\,(\boldsymbol{cm}^3)$
2436000,00	13089,13
ε_{cu}	μ_φ
0,0035	4,71
α_n	α_s
0,92	0,81
α	$\varepsilon_{cu.c}$
0,74	0,01
ε_{sy}	ω_{wd}
0,0025	0,0921
$l_{c.calcul}\,(cm)$	$\omega_{wd}min$
96,67	0,0917
$M_{RD}(KN.m)$	
28362	
Condition vérifiée	

TableauV.39 Vérification de la ductilité locale V17.

ÉLÉMENT DE RIVE	
ν_d	Fyd/Fcd
0,1936	17,14
ω_v	$\chi_u\,(cm)$
0,06	128,55
$V_{nc}\,(\boldsymbol{cm}^3)$	$V_{st}\,(\boldsymbol{cm}^3)$
2192400,00	13089,13
ε_{cu}	μ_φ
0,0035	2,86
α_n	α_s
0,91	0,80
α	$\varepsilon_{cu.c}$
0,73	0,007
ε_{sy}	ω_{wd}
0,0025	0,0890
$l_{c.calcul}\,(cm)$	$\omega_{wd}min$
83,63	0,0418
$M_{RD}(KN.m)$	
24006	
Condition vérifiée	

V.4.5.7 Schéma de ferraillage :



Figure V.11 Schéma de feraillage longitudinal du voile 16.

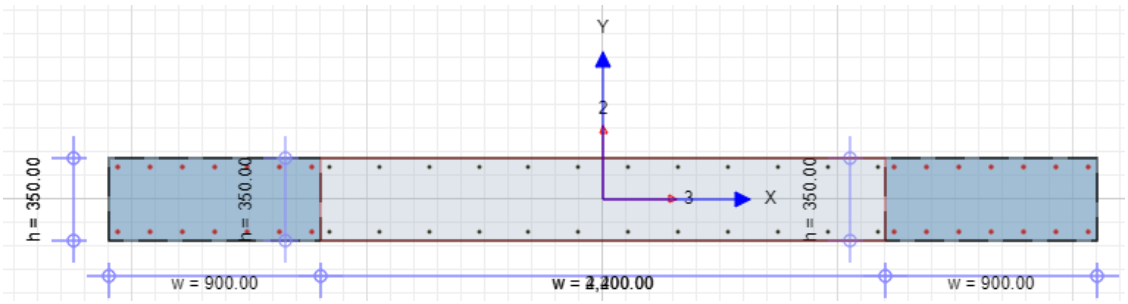


Figure V.12 Schéma de ferraillage du voile 17.

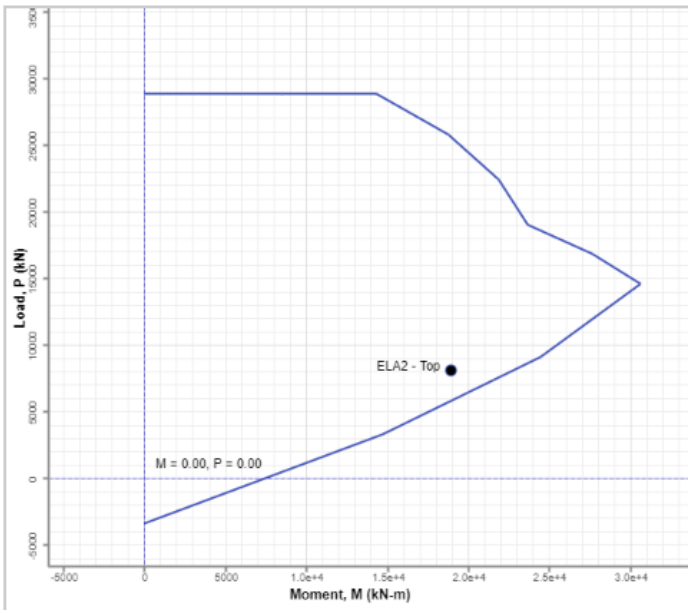


Figure V.13 Courbe d'interaction voile 16.

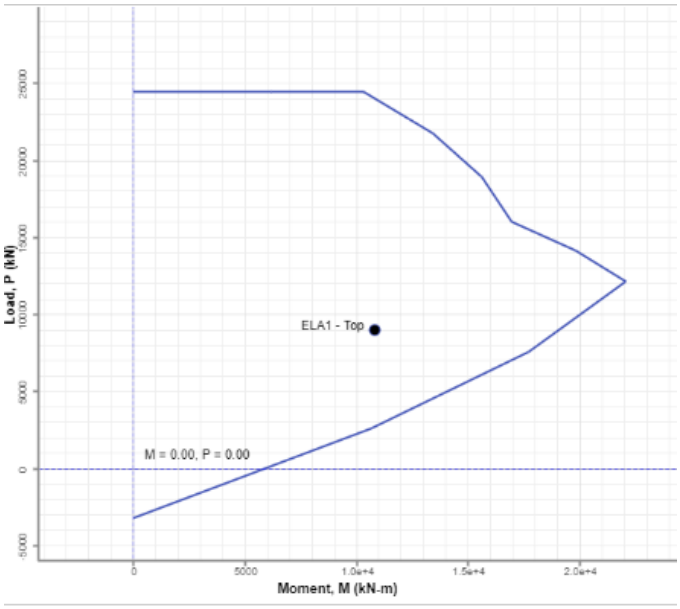


Figure V.14 Courbe d'interaction voile 17.

V.4.5.5. Ferraillage des autres voiles :

Le ferraillage est calculé dans la zone critique est de manière est généralisé pour les autres étage avec selon la loi que la section au étages supérieur va diminuer a 50%.

TableauV.38 Ferraillage des éléments de rives pour les voiles dans la zone critique.

	Voile	$Lc(m)$	$N(KN)$	$M(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	Choix des barres	$A_s(cm^2)$ $adoptée$
RDC AU ETAGE03	V1	0,75	-475,39	5143,98	31,25	14HA20	43,96
	V2	0,75	-1505,79	5229,56	22,34	14HA16	28,14
	V3	0,75	-3801,20	4398,09	13,15	14HA14	21,56
	V4	1	-6690,45	18423,93	18,6	16HA14	24,64
	V5	0,75	-2657,961	4095,20	13,15	14HA14	21,56
	V6	0,75	-1322,332	4796,24	20,84	14HA14	21,56
	V7	0,75	-1700,9595	4210,18	13,15	14HA14	21,56
	V8	1	-8124,7158	17636,49	17,5	16HA14	24,64
	V9	0,75	-3303,1805	4634,68	13,15	14HA14	21,56
	V10	0,75	-291,8146	5608,11	36,32	14HA20	43,96
	V11	0,75	-528,8249	5599,73	33,95	14HA20	43,96
	V12	1	-8696,2378	19437,41	17,5	14HA14	21,56
	V13	0,7	1560,2273	3585,23	45,02	16HA20	50,24
	V14	0,7	-2197,4759	3213,81	12,25	16HA14	24,64
	V15	0,7	1591,1368	3952,22	47,13	16HA20	50,24
	V16	1	-8150,7882	18881,6	17,5	14HA16	28,14
	V17	0,9	-9068,248	10808,53	15,75	14HA16	28,14
	V18	0,9	-9033,0652	10194,28	15,75	14HA14	21,56
	V19	0,9	-9157,4213	10059,53	15,75	14HA14	21,56
	V20	0,9	-8692,5873	10952,35	15,75	14HA14	21,56
	V21	0,9	-8746,7058	11198,60	15,75	14HA14	21,56
	V22	0,9	-9415,9811	11719,11	15,75	14HA14	21,56
	V23	0,7	1129,9338	3248,31	37,95	14HA20	43,96
	V24	0,7	-1806,5626	3179,57	12,25	16HA14	24,64
	V25	0,7	982,7035	2968,20	34,17	14HA20	43,96
	V26	1	-7741,8719	18238,85	13,15	14HA14	21,56
	V27	0,75	-864,6044	4531,00	23,16	16HA16	32,16
	V28	0,75	-588,2059	5172,3528	30,36	16HA16	32,16
	V29	0,75	-2834,3134	4368,67	13,15	14HA14	21,56
	V30	1	-3544,3743	19696,88	51,15	18HA20	56,52

TableauV.39 Ferraillage des éléments de rives pour les voiles hors la zone critique.

	Voile	l_c	Choix des barres	$A_s(cm^2)$
ETAGE04 AU ETAGE 17	V1	0,75	14HA14	21,56
	V2	0,75	14HA12	15,82
	V3	0,75	14HA12	15,82
	V4	1	16HA12	18,08
	V5	0,75	14HA12	15,82
	V6	0,75	14HA12	15,82
	V7	0,75	14HA12	15,82
	V8	1	16HA12	18,08
	V9	0,75	14HA12	15,82
	V10	0,75	14HA14	21,56
	V11	0,75	14HA14	21,56
	V12	1	14HA14	21,56
	V13	0,7	14HA14	21,56
	V14	0,7	12HA12	15,82
	V15	0,7	14HA14	21,56
	V16	1	14HA12	15,82
	V17	0,9	14HA12	15,82
	V18	0,9	14HA12	15,82
	V19	0,9	14HA12	15,82
	V20	0,9	14HA12	15,82
	V21	0,9	14HA12	15,82
	V22	0,9	14HA12	15,82

V.5. CONCLUSION

Le dimensionnement des éléments structuraux a été conduit conformément aux prescriptions du CBA 93, du BAEL 91 modifié 99 et du RPA 2024.

Le choix des sections, la répartition des aciers, les longueurs d'ancrage et de recouvrement, ainsi que la disposition des armatures transversales ont été définis dans le respect des normes, en tenant compte des zones critiques identifiées et des exigences de confinement imposées par la réglementation parasismique garantissant ainsi la résistance, la ductilité et la durabilité de l'ouvrage face aux sollicitations gravitaires et sismiques.

CHAPITRE VI :

ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE « NLTHA »

VI.1. INTRODUCTION :

Face aux exigences croissantes de la conception parasismique moderne, l'analyse linéaire élastique, bien que suffisante pour satisfaire les vérifications réglementaires courantes, ne permet pas de rendre compte fidèlement du comportement réel des structures sous sollicitations sismiques intenses.

En effet, lors d'un séisme majeur, les structures sont amenées à dépasser leur limite élastique et à développer des déformations plastiques significatives connu sous le titre des rotules plastique, dont la maîtrise conditionne leur survie et leur capacité à dissiper l'énergie sismique.

C'est dans ce contexte que l'analyse non linéaire s'impose aujourd'hui comme un outil incontournable de l'ingénierie parasismique, offrant une représentation plus réaliste et plus complète du comportement structural au-delà du domaine élastique.

VI.2. OBJECTIF

Ce chapitre est consacré à l'évaluation des performances sismiques de la variante retenue à l'issue de l'étude comparative menée au chapitre IV.

L'objectif est de compléter et d'approfondir les vérifications réglementaires effectuées dans le cadre du RPA 2024.

VI.3. FONDEMENTS THÉORIQUES DE L'ANALYSE NON LINÉAIRE :

VI.3.1. Distinction entre analyse linéaire et non linéaire

L'analyse linéaire suppose une relation proportionnelle entre les charges appliquées et la réponse induite. Ainsi, si l'intensité des charges est doublée, la réponse déplacements, déformations, contraintes et réactions double également.

Or, toute structure réelle présente un comportement non linéaire à partir d'un certain niveau de chargement. Dans de nombreux cas, l'analyse linéaire conduit à des résultats erronés en raison des hypothèses trop conservatives qu'elle impose loin du comportement réel de la structure.

VI.3.2. Sources de non-linéarité

L'analyse non linéaire est donc indispensable lorsque l'une des sources de non-linéarité suivantes est présente :

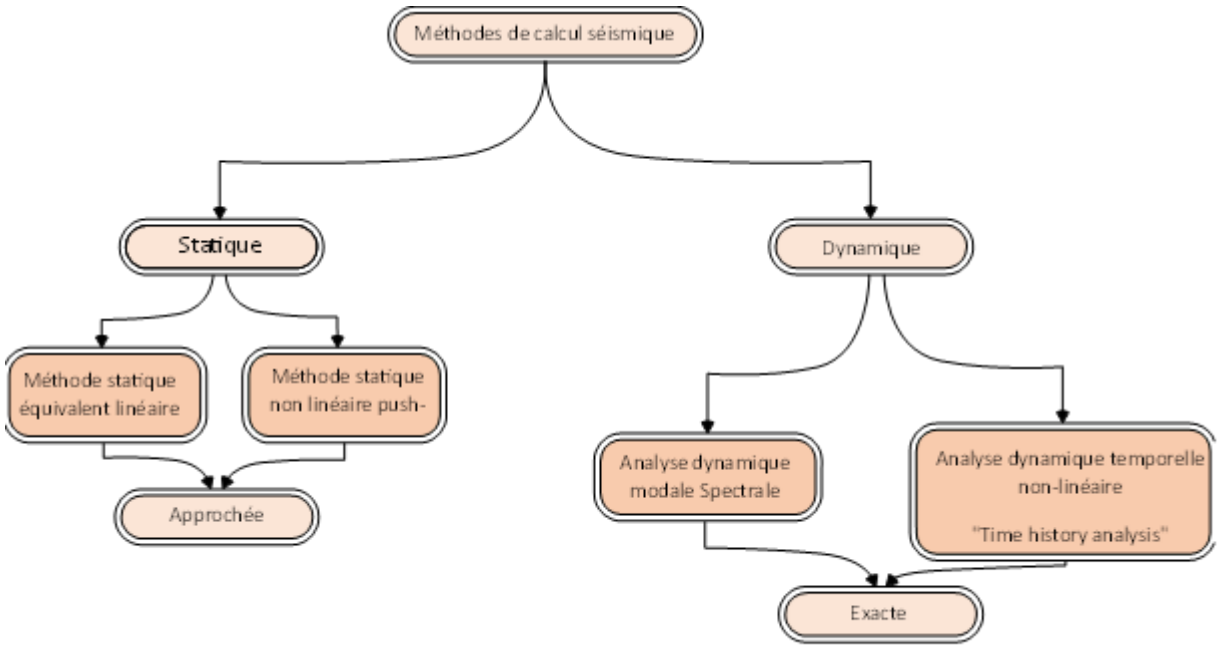
- **La non-linéarité matérielle :** elle correspond à la plastification du matériau sous l'effet du chargement. Elle peut être modélisée de plusieurs façons :
  - Par des rotules plastiques concentrées en des points discrets le long des éléments
  - Par des fibres de matériau distribuées sur la section transversale de l'élément

• Par des points matériaux répartis sur l'ensemble de l'élément

➢ **La non-linéarité géométrique :** elle intervient lorsque l'amplitude des déflexions modifie la géométrie de la structure au point de rendre invalide la théorie élastique linéaire. Ce type de non-linéarité englobe notamment l'instabilité élastique des structures par l'effet P-Δ ou des éléments par l'effet P-δ, dans lequel les efforts axiaux de compression réduisent la rigidité en flexion des éléments, tandis que les efforts de traction l'augmentent.

➢ **La non-linéarité de liaison :** concerne les phénomènes qui se produisent au niveau des jonction et des points d'appuis (interaction sol-structure ; appuis élastiques, etc…).

VI.4. APPROCHES D'ANALYSE ADOPTÉES :



Figures VI.1 Classification des méthodes de calcul sismique.

VI.4.1. Analyse statique non linéaire "Méthode push-over" :

L'analyse Push-over est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure est soumise simultanément à :

- Un chargement gravitaire constant, représentatif des charges permanentes et d'exploitation
- Un chargement latéral monotone croissant, appliqué de manière itérative à travers les domaines élastique et inélastique jusqu'à l'atteinte d'un état ultime

Ce chargement latéral peut être proportionnel à la distribution des masses sur la hauteur du bâtiment, aux déformées modales, ou au mode fondamental de vibration latérale.

La relation effort-déformation non linéaire qui en résulte traduit l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet, définissant ainsi la courbe de capacité de la structure.

VI.4.1.1 La courbe capacitaire :

La courbe de capacité constitue l'outil central de l'analyse Push-over, représente la relation entre effort trenchant à la base $V_b$et le déplacement au sommet δ de la structure sous un chargement latéral croissant elle permet de visualiser le comportement global de la structure depuis l'état élastique jusqu'à l'état ultime, en identifiant successivement les différentes phases de plastification des éléments structuraux.

VI.4.1.2 Phases de comportement :

• Phase élastique : La structure présente un comportement linéaire. Aucune plastification n'apparaît et la rigidité initiale K_i demeure constante.

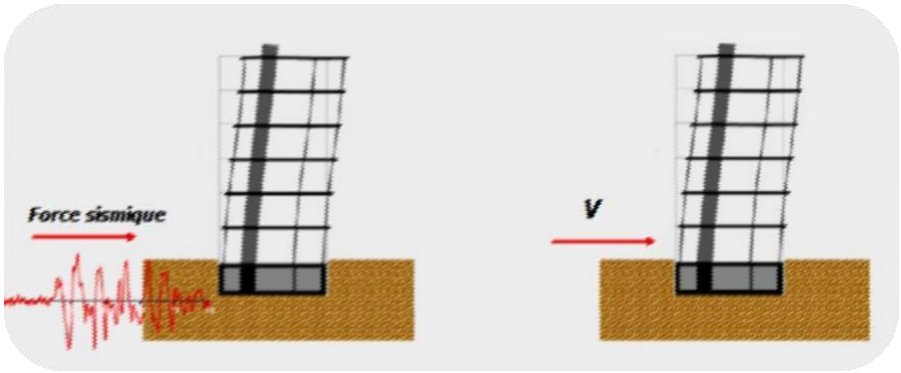
• Phase post-élastique : Les rotules plastiques commencent à se former progressivement dans les éléments structuraux, entraînant une diminution graduelle de la rigidité K_i.

• Phase ultime : Un mécanisme plastique généralisé se développe. La résistance atteint sa valeur maximale $Vmax$, puis diminue jusqu'à la rupture ou l'effondrement de la structure.

VI.4.2 Analyse dynamique non linéaire "Méthode Time-History" :

L'analyse dynamique non linéaire consiste à soumettre la structure à des accélérogrammes réels ou synthétiques représentatifs du séisme de calcul afin d'évaluer sa réponse temporelle et les principaux paramètres de demande sismique.

Dans cette étude, elle sera appliquée pour comparer le comportement dynamique de la structure.



Figures VI.3 Principe de simulation de la force sismique par analyse temporelle

VI.5. APPROCHES FONDAMENTALE DE MODELISATION :

VI.5.1. Choix de méthode d'analyse temporelle:

On a deux méthodes d'analyse temporelle la méthode FNA (fast non linear analysis) et la méthode d'intégration directe. Elles diffèrent fondamentalement dans leur manière de résoudre les équations du mouvement.

VI.5.1.1. Différence entre FNA et intégration directe :

a) La méthode FNA (Fast Non linear Analysis) : c'est une méthode qui repose sur la décomposition de la réponse structurale sur la base des modes propres élastiques de la structure, en traitant la non-linéarité comme une force résiduelle appliquée à un système élastique de référence.

La non-linéarité est localisée dans des éléments discrets (ressorts non linéaires, isolateurs sismiques, amortisseurs, rotules plastiques), tandis que le reste de la structure reste élastique linéaire.

- **Avantages**
  - Très rapide en termes de temps de calcul relativement à l'intégration direct particulièrement adaptée aux structures à non-linéarité localisée ;
  - Efficace pour les structures comportant un grand nombre de degrés de liberté ;
  - Convergence stable et robuste.

- **Limitations**
  - Moins précise lorsque la non-linéarité est diffuse dans toute la structure ;
  - Nécessite que les modes propres soient représentatifs du comportement réel ;
  - Moins adaptée aux structures fortement dégradées.

b) La méthode d'intégration directe (Direct Intégration) : l'intégration directe résout les équations du mouvement pas à pas dans le temps, sans décomposition modale.

À chaque pas de temps, le système d'équations est résolu en tenant compte de l'état non linéaire réel de tous les éléments de la structure.

- **Avantages**
  - Prend en compte la non-linéarité généralisée dans tous les éléments ;
  - Plus précis pour les structures fortement inélastiques ;
  - Applicable à tout type de comportement non linéaire ;
  - Permet de simuler la dégradation progressive de la rigidité et de la résistance.

- **Limitations**
  - Temps de calcul très élevé pour les structures complexes ;
  - Sensible au choix du pas de temps (précision et stabilité) ;
  - Risque de non-convergence en cas de forte non-linéarité ;
  - Nécessite des modèles de comportement précis pour chaque élément.
  -

VI.5.2. Types et choix de modélisation non linéaire:

Trois approches de modélisation non linéaire sont possibles, allant du modèle le plus simplifié au plus détaillé :

a) Modèles continus par éléments finis *(Continuum Models-Finite Element)* Situés à l'extrémité la plus raffinée du spectre de modélisation, ces modèles utilisent des éléments finis détaillés représentant explicitement le comportement non linéaire des matériaux à chaque point d'intégration.

Ils ne nécessitent aucune prédéfinition de la rigidité ou de la capacité des éléments, ces effets étant capturés intrinsèquement par les lois de comportement des matériaux.

Leur précision est maximale mais leur coût en temps de calcul est très élevé.

b) Modèles à plasticité concentrée *(Rotules plastiques - Plastic Hinges)* Ces modèles supposent que toute la déformation inélastique est localisée en des points discrets, généralement aux extrémités des éléments de type poutre ou poteau.

La relation moment-rotation est définie par une courbe de comportement empirique (*Backbone curve*), permettant de capturer efficacement la dégradation de la résistance et la formation des mécanismes plastiques. Cette approche offre un bon compromis entre précision et temps de calcul, et constitue l'approche la plus utilisée en pratique courante.

c) Modèles à plasticité répartie *(Modèle par fibres- Fiber Modeling)* La section transversale de l'élément est subdivisée en un ensemble de fibres élémentaire**s**, chacune représentant soit le béton soit l'acier, avec sa propre loi de comportement contrainte-déformation.

Cette approche est particulièrement adaptée aux éléments soumis à une interaction complexe entre effort axial et moments fléchissant, car elle capture naturellement l'évolution de la capacité en fonction du niveau d'effort normal.

Dans le cadre de la présente étude, le choix du modèle non linéaire a été effectué en fonction de la nature des sollicitations de chaque élément structural.

Pour les poutres, des rotules plastiques concentrées (M3) sont assignées aux extrémités, ce choix étant justifié par la prédominance de la flexion simple et le bon compromis qu'il offre entre précision et temps de calcul.

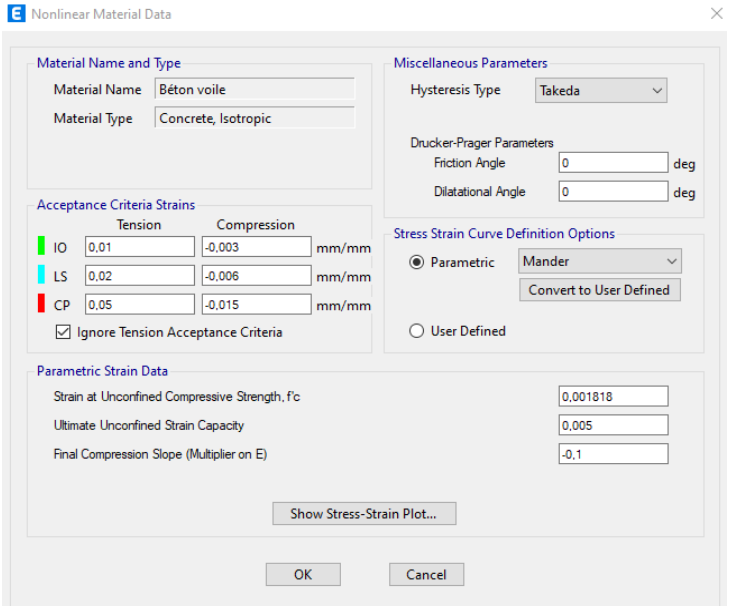
Pour les voiles, le modèle à fibres (P-M2-M3) est retenu alors que pour les poutres nous avons le modèle P-M3. Ce choix est impératif afin de capturer l'interaction complexe entre l'effort axial et les moments fléchissant biaxiaux, l'effort normal influençant directement la capacité en flexion et la courbure ultime de la section transversale.

VI.5.3. Lois de comportement des matériaux « L'Hystérésis » :

Lors d'un séisme, la structure subit des cycles de chargement et déchargement.
L'analyse non linéaire utilise des modèles d'hystérésis pour simuler cette dissipation d'énergie.

• Pour l'acier, on utilise souvent le modèle **Cinématique** ;

• Pour le béton armé, on privilégie les modèles **Takeda**, qui simule mieux la dégradation de la rigidité et le "pincement" des boucles lors des cycles.



FigureVI.5Loi de comportement non linéaire du béton modèle Mander.

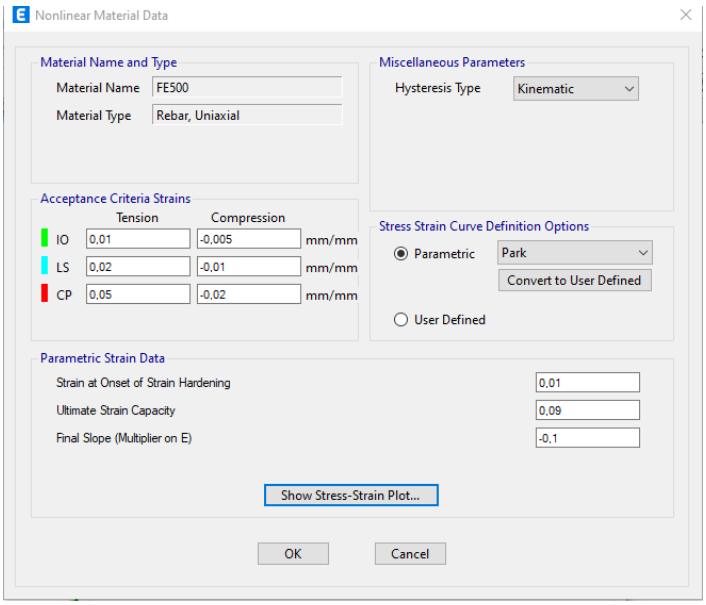


Figure VI.4 Loi de comportement non linéaire d'acier modèle Park.

VI.5.4. La courbe de comportement "Backbone" (A-B-C-D-E) :

Toute analyse non linéaire repose sur une courbe qui définit la relation entre une action "force/moment" et une déformation "déplacement/rotation".

Les points clés sont :

• A-B : Comportement élastique. Le point B marque le début de la plastification (yielding) ;

• C : Représente la capacité ultime de l'élément ;

• D-E : Décrivent la perte de résistance et le comportement résiduel jusqu'à la rupture totale au point.

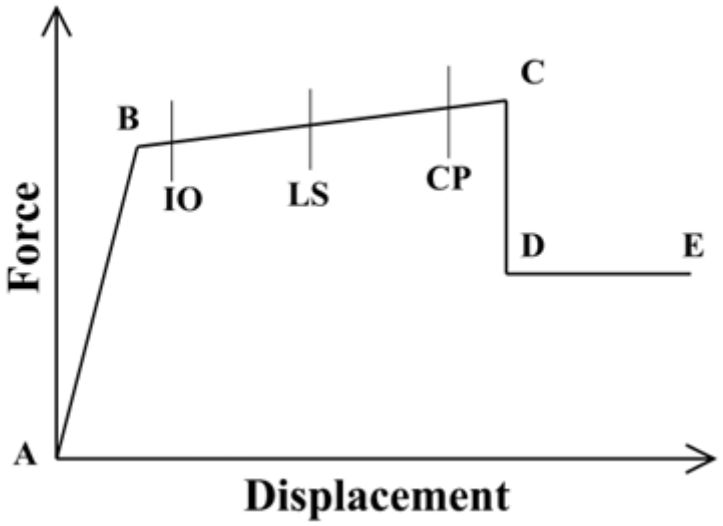


Figure VI.6 Courbe de comportement "Backbone".

VI.5.5. La Conception Basée sur la Performance (PBD)

La Conception Basée sur la Performance (Performance-Based Design — PBD) est une approche moderne de l'ingénierie parasismique qui vise à garantir qu'une structure atteint un niveau de performance prédéfini sous différents niveaux d'intensité sismique, plutôt que de se limiter à la simple conformité aux exigences réglementaires minimales

Contrairement aux approches traditionnelles qui se contentent d'éviter l'effondrement sous un séisme de référence unique, la PBD définit explicitement les objectifs de performance attendus pour différents scénarios sismiques, en termes de dommages acceptables, de continuité de service et de sécurité des occupants.

VI.6. VÉRIFICATION DES OBJECTIFS DE PERFORMANCE SISMIQUE :

Elle implique de vérifier que pour chaque niveau d'intensité sismique considéré, la structure satisfait le niveau de performance correspondant, en termes de déplacements, d'endommagement et de capacité portante résiduelle.

VI.6.1. Niveaux d'intensité sismique :

La PBD considère généralement trois niveaux d'intensité sismique :

Tableau VI.1Niveaux d'intensité sismique et probabilités de dépassement selon la PBD.

Niveau sismique	Période de retour	Probabilité de dépassement
Séisme fréquent (SLE) Service Level Earthquakes	72 ans	50 % en 50 ans
Séisme de projet (DBE) Design Basis Earthquakes	475 ans	10 % en 50 ans
Séisme maximal (MCE) Maximum Considered Earthquakes	2 475 ans	2 % en 50 ans

VI.6.2. Critères d'acceptation IO, LS, CP:

Les critères d'acceptation sont définis dans l'ASCE/SEI 41-17 en termes de rotation plastique $\theta_p$pour les éléments en flexion et de déformation angulaire δ pour les voiles.

Ils sont positionnés directement sur la courbe de comportement Backbone de chaque élément et représentent les limites maximales de déformation acceptables pour chaque niveau de performance.

VI.6.2.1. Critères d'acceptation pour les poutres :

Les poutres sont sollicitées principalement en flexion simple. Les critères sont exprimés en termes de rotation plastique θ_p(rad) aux extrémités des éléments, normalisée par rapport à la rotation à la limite élastique θ_y:

$$\theta_y = \frac{M_y \cdot L}{6EI}$$

θ_y : Rotation élastique de l'élément structural, exprimée en radians.
M_y: Moment de plastification.
L: longueur de l'élément considéré en m ou mm.
E: module d'élasticité du matériau, généralement celui du béton pour les calculs globaux de rigidité, exprimé en MPa ou kN/m^2.
I: Moment d'inertie de la section transversale par rapport à l'axe de flexion considéré, exprimé en m^4 ou mm.

Tableau VI.2 Critères d'acceptation IO, LS, CP pour les poutres selon ASCE/SEI 41.

Critère	**Définition**	**Valeur indicative (ASCE/SEI 41)**
IO	Début de plastification « dommages très limités »	$\theta_p \leq 0{,}005\ rad$
LS	Dommages significatifs « sécurité assurée »	$\theta_p \leq 0{,}020 rad$
CP	Dommages critiques « limite de stabilité »	$\theta_p \leq 0{,}025 rad$

VI.6.2.2. Critères d'acceptation pour les voiles

Les voiles en béton armé constituent les éléments de contreventement principaux de notre variante, leurs critères d'acceptation sont exprimés en termes de déformation angulaire δ et dépendent du rapport d'élancement h_w/l_wet du niveau d'effort axial :

Voiles élancés $\boldsymbol{\frac{h_w}{l_w} \geq 2{,}0}$

Tableau VI.3 Critères d'acceptation IO, LS, CP pour les voiles élancés selon ASCE/SEI 41.

Critère	Description	Valeur (ASCE/SEI 41)
IO	Fissuration limitée, comportement quasi-élastique	$\delta \leq 0{,}005$
LS	Fissuration significative, légère dégradation de rigidité	$\delta \leq 0{,}010$
CP	Dégradation importante, proche de la ruine	$\delta \leq 0{,}015$

Tableau VI.4 Récapitulatif des critères d'acceptation par type d'élément structural

Élément	Grandeur de contrôle	IO	LS	CP
Poutres	Rotation plastique θ_p(rad)	0,005	0,020	0,025
Poteaux	Rotation plastiqueθ_p((rad)	0,005	0,016	0,024
Voiles élancés	Déformation angulaire δ	0,005	0,010	0,015

VI.7. ACTIONS SISMIQUES:

L'aléa sismique ne se limite pas à l'accélération de pointe du sol (PGA), il constitue un signal temporel complexe dont le contenu fréquentiel détermine fondamentalement la réponse vibratoire de chaque structure.

Le contenu fréquentiel d'un enregistrement sismique dépend de trois facteurs principaux :

• La magnitude de l'événement : les séismes de grande magnitude génèrent davantage d'énergie aux basses fréquences et aux longues périodes, tandis que les séismes de faible magnitude sont dominés par les hautes fréquences

• La distance épicentrale : les hautes fréquences s'atténuent plus rapidement avec la distance que les basses fréquences, enrichissant progressivement le signal en contenu basse fréquence au fur et à mesure de l'éloignement de la source

• La nature du site : les sols mous agissent comme des filtres naturels, amplifiant sélectivement certaines plages de fréquences et atténuant d'autres, modifiant le contenu spectral du signal en surface.

VI.7.1. Fréquence Naturelle et Période Propre des Structures

La période propre constitue la qualité intrinsèque de la structure et détermine sa sensibilité aux différentes composantes fréquentielles du mouvement sismique :

- Un bâtiment rigide de faible hauteur tel qu'un système à voiles porteurs possède une période propre courte, le rendant sensible aux hautes fréquences
- Un bâtiment élancé et flexible tel qu'un système à portiques de grande hauteur possède une période propre longue, le rendant sensible aux basses fréquences

VI.7.2. Application au Choix des accélérogrammes:

La variabilité naturelle du contenu fréquentiel des enregistrements sismiques constitue la justification principale de l'utilisation de plusieurs accélérogrammes dans NLTHA. Chaque enregistrement présente un contenu spectral légèrement différent, sollicitant différemment les modes propres de la structure.

Dans la présente étude, une suite de 8 accélérogrammes combinant enregistrements réels et signaux artificiels spectralement compatibles a été retenue, assurant une couverture fréquentielle représentative de l'aléa sismique du site.

VI.8. SÉLECTION DES ACCÉLÉROGRAMMES :

La méthode Time-History nécessite en entrée des histoires temporelles d'accélération (accélérogrammes) représentatives du séisme de calcul attendu sur le site.

Contrairement à l'analyse spectrale qui utilise un spectre de réponse lissé et enveloppe, l'analyse temporelle reproduit fidèlement le caractère transitoire et aléatoire du mouvement sismique, permettant ainsi d'évaluer la réponse instantanée de la structure à chaque instant du séisme.

Le choix des accélérogrammes est une étape déterminante car il conditionne directement la qualité et la fiabilité des résultats obtenus.

VI.8.1. Types d'accélérogrammes utilisés

Trois types d'accélérogrammes peuvent être utilisés dans une analyse Time-History :

Tableau VI.5 Types d'accélérogrammes utilisés dans l'analyse Time-History.

Type	Description	Avantages	Inconvénients
Enregistrements réels	Issus de séismes historiques instrumentés	Représentatifs du mouvement réel, contenu fréquentiel réaliste	Disponibilité limitée pour certains contextes sismiques
Accélérogrammes artificiels	Générés pour être compatibles avec un spectre cible	Compatibilité spectrale garantie	Contenu fréquentiel parfois irréaliste
Accélérogrammes simulés	Issus de modèles sismologiques	Représentatifs du contexte tectonique local	Complexité de génération

VI.8.2. Critères de sélection des enregistrements réels:

La sélection des enregistrements réels repose sur les critères sismologiques suivants, conformément aux recommandations du RPA 2024, de l'ASCE/SEI 7 et du PEER (2017) :

a) **Magnitude de moment$\ll\ \boldsymbol{M_\omega}\ \gg$:** la magnitude conditionne directement le contenu fréquentiel et la durée du mouvement sismique.

Une magnitude $M_\omega\ \geq 6{,}5$ est retenue, représentative des séismes susceptibles d'affecter la région d'implantation de l'ouvrage et de générer des effets inélastiques significatifs dans la structure.

b) **Distance épicentrale $\ll \boldsymbol{R} \gg$:** la distance au site influence l'amplitude, la forme spectrale et la durée du mouvement. Une distance $R \leq 20Km$ est retenue, correspondant à un contexte de champ proche (*Near Field*), dans lequel les effets directifs et les impulsions de vitesse peuvent amplifier significativement la demande sismique sur la structure.

c) **Conditions de site** : les enregistrements sont sélectionnés de façon à être compatibles avec les caractéristiques géotechniques du site étudié (catégorie de sol, vitesse des ondes de cisaillement V_{s30})afin de reproduire les effets de site de manière cohérente.

d) **Compatibilité spectrale** Le spectre de réponse individuel de chaque enregistrement doit présenter une forme spectrale **compatible avec le spectre cible** du RPA 2024 sur la plage de périodes d'intérêt, définie par $[0{,}2T_1\ ;\ 1{,}5T_2\ ]$ ou T_1 est la période fondamentale de la structure.

e) **Nombre d'enregistrements :** Conformément au RPA2024, un minimum de 7 accélérogrammes est requis pour permettre l'utilisation des valeurs moyennes des réponses calculées comme résultats de dimensionnement. En dessous de ce seuil, les valeurs maximales doivent être retenues, ce qui est plus pénalisant.

VI.8.3. Accélérogrammes retenus

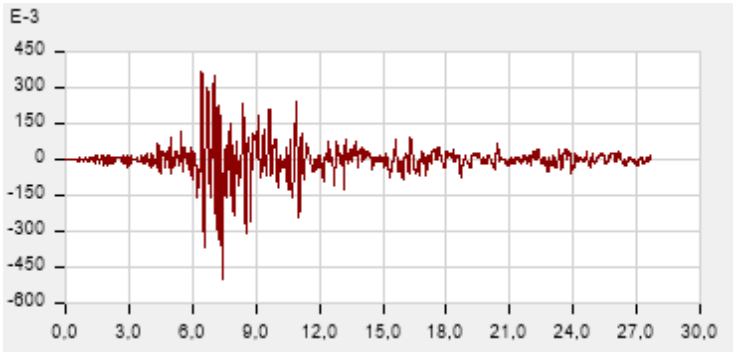
La suite retenue comprend 6 enregistrements réels, 2 accélérogrammes artificiels, soit un total de 8 accélérogrammes.

Tableau VI.6 Caractéristiques des accélérogrammes retenus pour l'analyse Time-History.

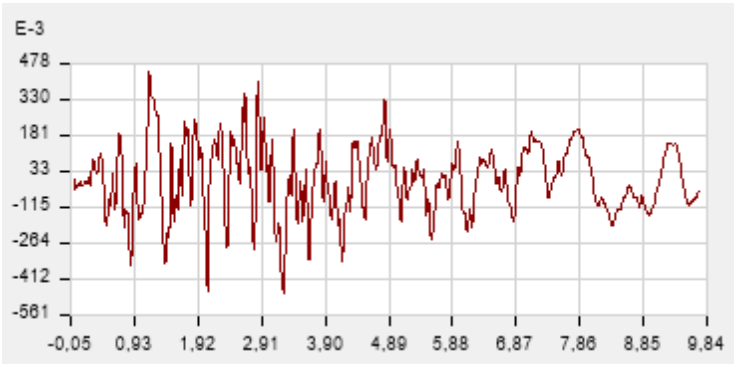
Record	Événement	Année	Station	M_ω	$R(Km)$	PGA (g)
RSN 143	Tabas -Iran	1978	Tabas	7,35	2,05	0,49
RSN 1013	Northridge-01	1994	LA Dam	6,69	5,92	0,65
RSN 1080	Northridge-01	1994	Simi Valley - Katherine Rd	6,69	13,42	0,58
RSN 4864	Chuetsu-oki-Japan	2007	Yoitamachi Yoita Nagaoka	6,80	16,10	0,46
RSN 5618	Iwate - Japan	2008	IWT010	6,90	16,27	0,44
Boumerdes	Boumerdes - Algérie	2003	Dar El Beïda	6,80	—	0,50
Art1	Artificiel	—	SeismoArtif	—	—	0,57
Art2	Artificiel	—	SeismoArtif	—	—	0,46

- **Tabas (Iran, 1978)** : Le 16 septembre 1978 à 19h05, un séisme de magnitude 7,4 a détruit quasi-totalement la ville de Tabas, causant 15 000–25 000 morts ;
- **Northridge-01 (Californie, 1994)** : Le 17 janvier 1994, un séisme de magnitude 6,7 a tué 72 personnes et fait 9 000 blessés, avec des dommages estimés à 20 milliards de dollars ;
- **Chuetsu-oki (Japon, 2007)** : Le 16 juillet 2007 à 10h13, un séisme de magnitude 6,6–6,8 a secoué la région de Niigata, causant 10 morts, 1 000 blessés et 400 habitations détruites ;
- **Iwate (Japon, 2008)** : Le 14 juin 2008 à 08h43, un séisme de magnitude 7,2 ($M_\omega = 6,9$) a frappé l'Island sud d'Iwate, causant 23 morts/blessés manquants **et** 450 blessés ;
- **Boumerdès (Algérie, 2003)** : Le 21 mai 2003, un séisme de magnitude **6,8** a dévasté la région de Boumerdès, avec des impacts majeurs à Dar El Beida.

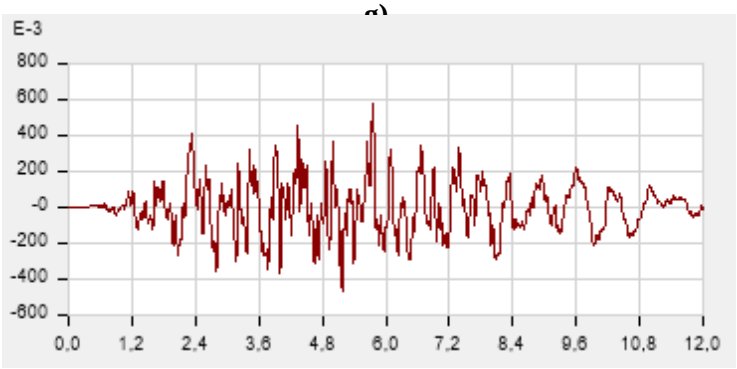
Ces 5 enregistrements réels couvrent différentes zones sismiques (Iran, USA, Japon, Algérie) pour une NLTHA.



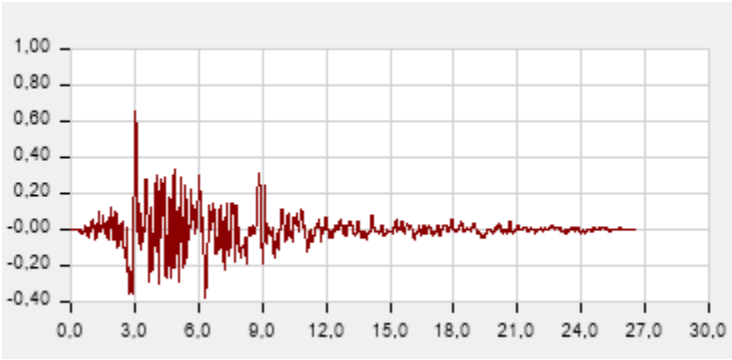
Figures VI.7 Accélérogramme du séisme de Boumerdes 2003 Station Dar El Beida (PGA = 0,50



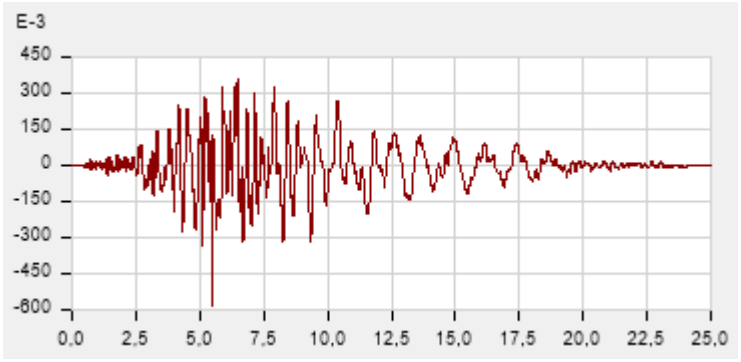
Figures VI.8 Accélérogramme artificiel ART1 généré par SeismoArtif (PGA = 0,57 g)



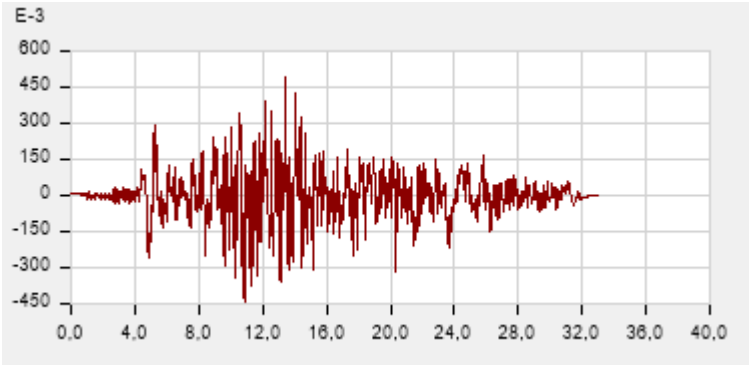
Figures VI.9 Accélérogramme artificiel ART2 (PGA = 0,46 g).



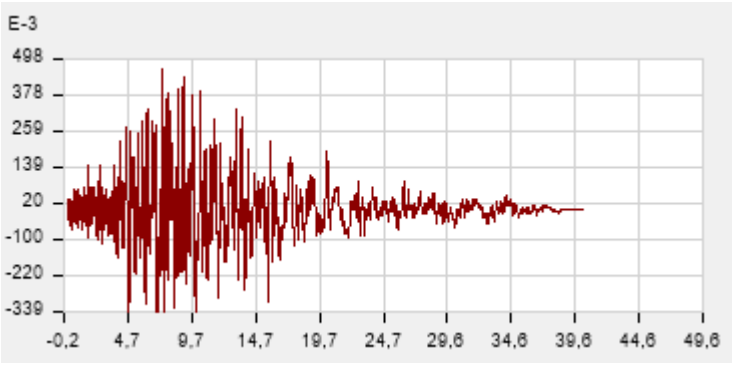
Figures VI.10 Accélérogramme RSN1013 (PGA = 0,65 g).



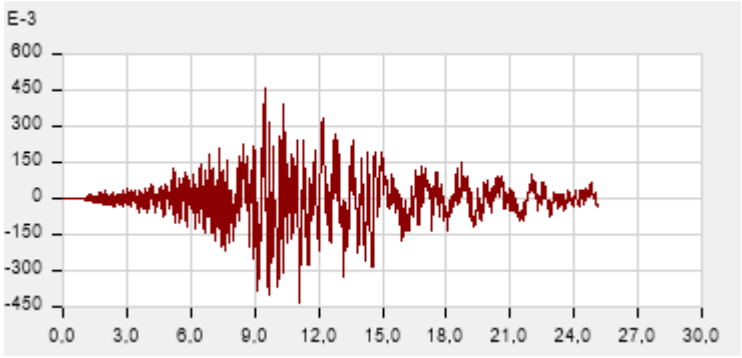
Figures VI.11 Accélérogramme RSN1080 Station Simi Valley Katherine Rd (PGA = 0,58 g).



Figures VI.12 Accélérogramme RSN143 Station Tabas (PGA = 0,49 g)



Figures VI.13 Accélérogramme RSN4864 Station Yoitamachi (PGA = 0,46g).

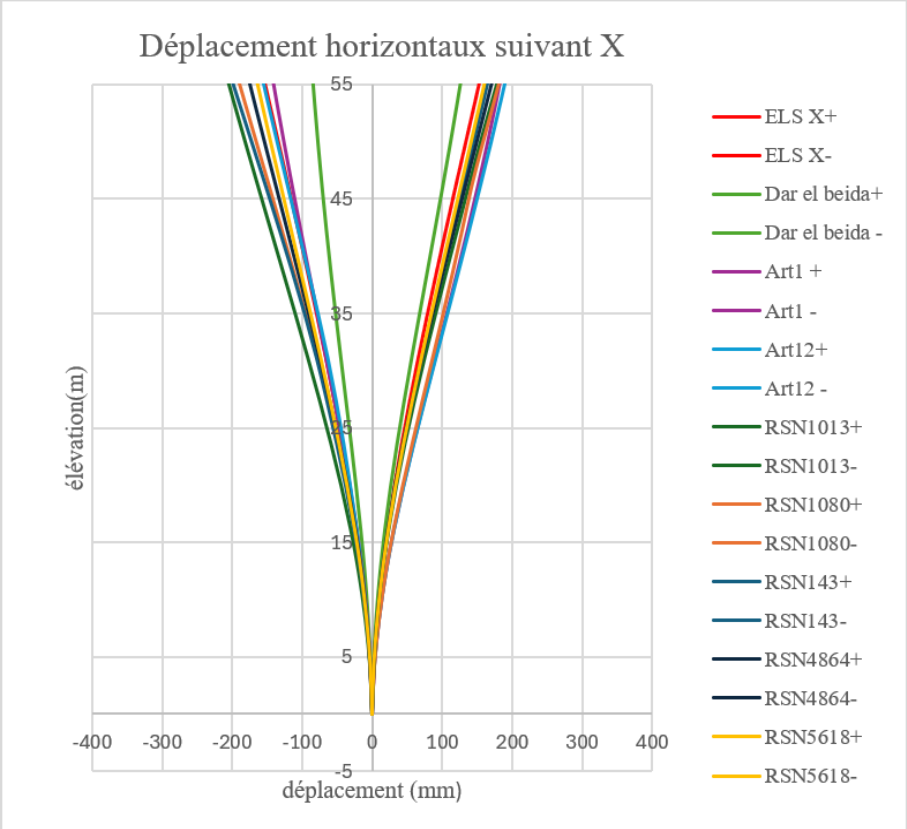


Figures VI.14 Accélérogramme RSN5618 Station IWT010 (PGA = 0,44 g).

VI.9. RÉSULTATS DE L'ANALYSE « FNA » :

VI.9.1. Déplacements totaux:

❖ Suivant X :



Figures VI.15 Déplacement totaux suivant X-X pour les 8 accélérogrammes.

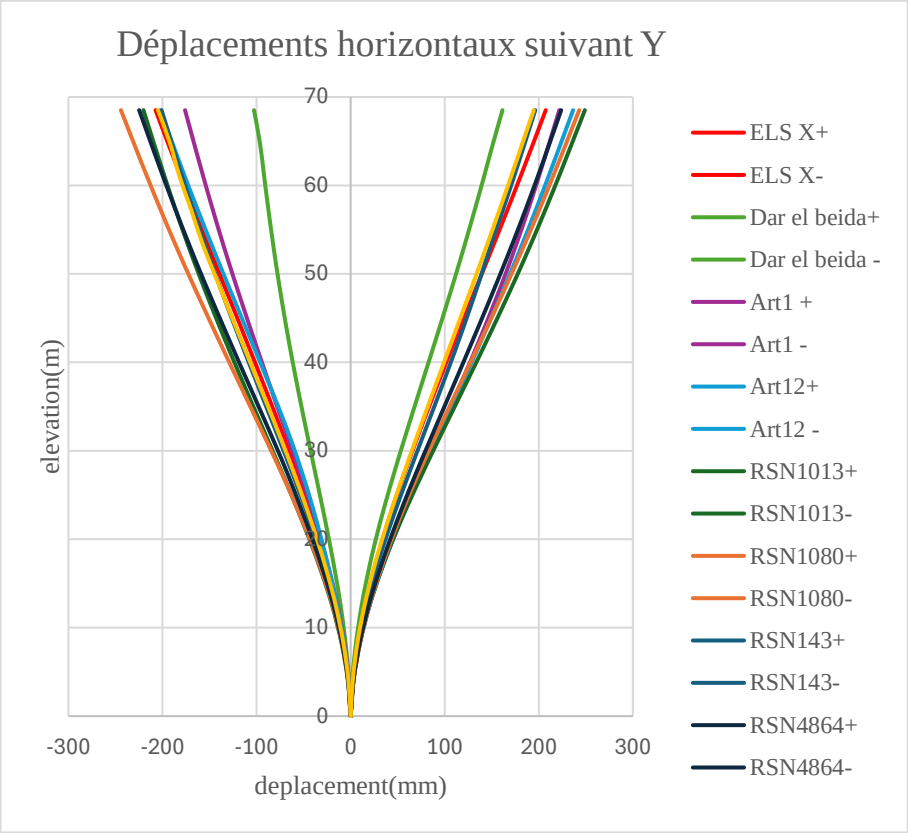
L'analyse des dépassements, vis-à-vis du seuil réglementaire des déplacements défini par le spectre élastique du code, révèle trois comportements structuraux distincts en fonction de l'augmentation des accélérations.

D'un côté, les signaux à haut risque ART1, RSN1013 et RSN143 dépassent la limite critique dès le rez-de-chaussée, avec un excès initial d'environ 11%, puis atteignent rapidement un niveau critique d'environ 40% aux étages intermédiaires, traduisant une vulnérabilité marquée.

À l'opposé, les profils contrôlés ART2 et RSN1080 commencent largement en dessous du seuil nominal à la base à 75%, évoluent de manière presque linéaire sous l'effet de l'augmentation de la sollicitation, atteignant un maximum de 101%.

Tandis que le signal de Dar el Beida conserve une marge de sécurité importante il n'excède jamais 75% montrant qu'il ne franchit aucun seuil critique quelle que soit l'intensité appliquée.

❖ Suivant Y :



FigureVI.16 Déplacement totaux suivant Y-Y pour les 8 accélérogrammes.

L'analyse des dépassements suivant l'axe Y-Y vis-à-vis du seuil réglementaire des déplacements défini par le spectre élastique révèle trois comportements structuraux distincts.

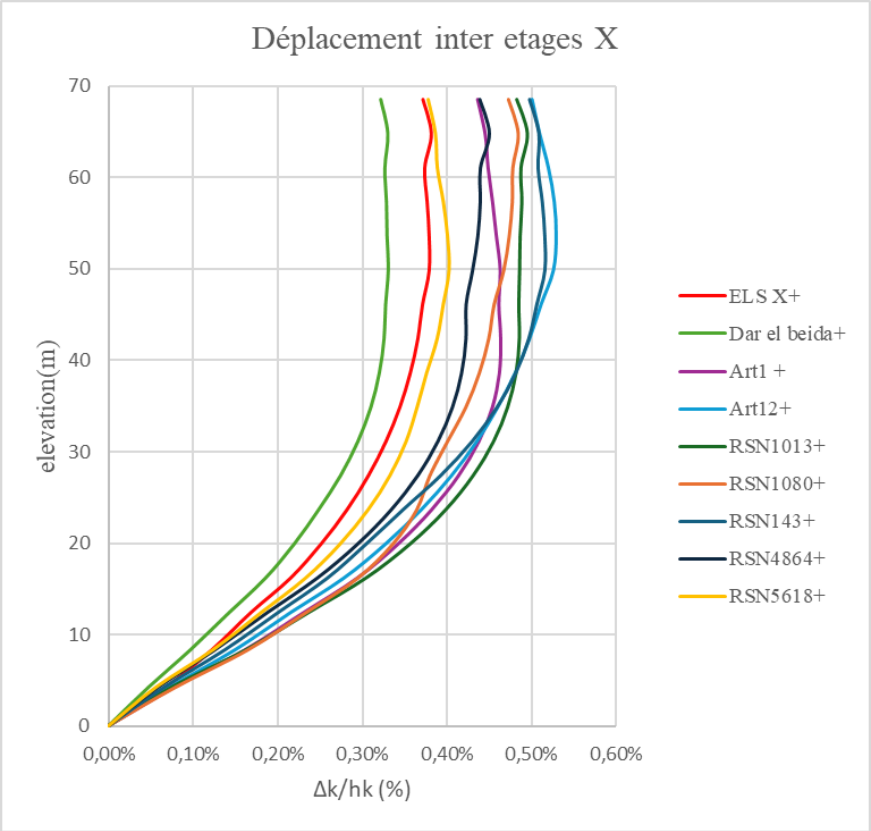
Les accélérogrammes révélant des déplacements à très haut risque en particulier ART1, RSN1013, RSN143 et RSN4864 dépassent la limite dès le rez-de-chaussée avec un excède de 8%.

Ces accélérogrammes atteignent ensuite des plafonds critiques, avec des dépassements compris entre 29% et 34% au étages intermédiaire, traduisant une sensibilité marquée du site aux phénomènes de résonance en direction Y, même sous de faibles accélérations.

Tandis que les enregistrements ART2 et RSN1080 montrent un comportement satisfaisant départ à 81% à la base, pic limité à 98%, indiquant l'absence de dépassement, pareil pour celui de Dar el Beida qui conserve une marge de sécurité notable, avec un maximum initial de 71%.

VI.9.2. Déplacements inter-étages:

❖ **Suivant X :**



Figures VI.17 Profils de dérive inter-étages suivant X-X des 8 accélérogrammes.

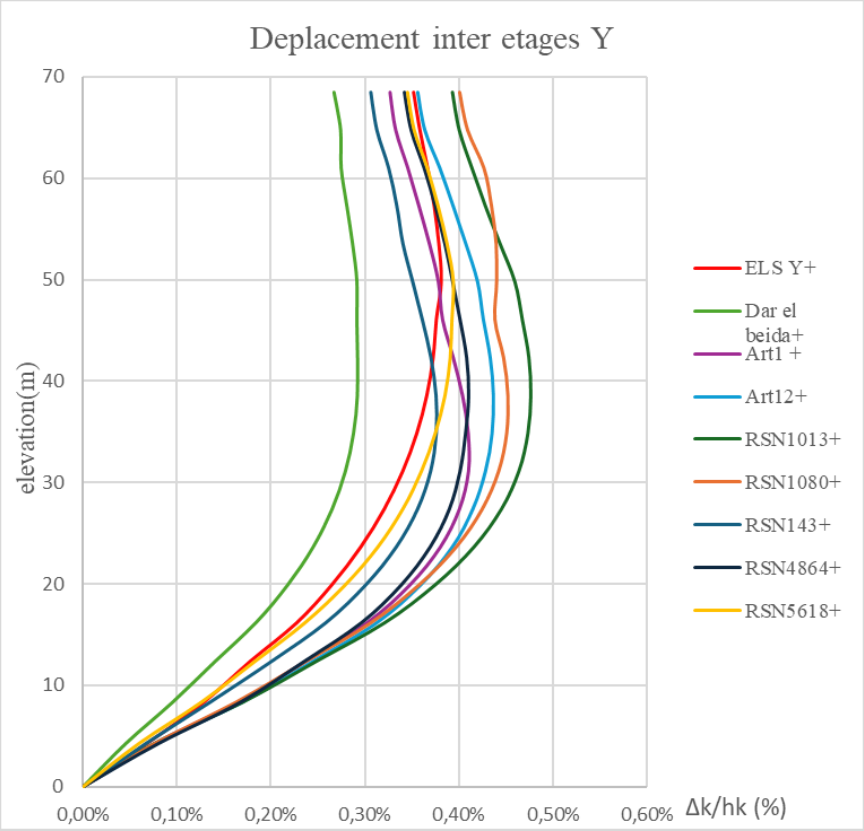
L'analyse des déplacements relatifs inter-étages, met en évidence des comportements dynamiques différenciés pour les différents accélérogrammes.

D'une part, les enregistrements RSN1080, RSN143, RSN1013, ART2 et RSN4864 se distinguent par des dépassements dès les premiers niveaux qui varient entre 15 % et 40 %, puis s'accentuent dans les étages intermédiaires où les valeurs maximales atteignent respectivement 42% pour RSN1013, 37% pour RSN1080, 36 % pour RSN143, 36 % pour ART2 et ART1 en excède.

Enfin, l'enregistrement RSN5618 et RSN4864 adoptent un comportement intermédiaire, avec des valeurs d'excède 9% et 18% respectivement.

Dans l'ensemble, les résultats montrent que le spectre élastique n'enveloppe pas systématiquement les réponses obtenues sous les accélérogrammes.

❖ **Suivant Y**



Figures VI.18 Profils de dérive inter-étages suivant Y-Y des 8 accélérogrammes.

L'analyse des déplacements relatifs inter-étages par rapport au spectre élastique met en évidence des comportements distincts selon les accélérogrammes étudiés.

Les accélérogrammes ART2 et RSN1080 suivent avec des maximas de dépassements de 38 % et 35 % tandis que RSN143 et RSN4864 se révèlent relativement moins sévères, des excès respectifs de 13 % et 32 % quant à RSN5618, un comportement intermédiaire de déplacements demeurent très proches du spectre élastique et ne dépasse que faiblement la valeur de référence, avec un excès d'environ 6 % le cas le plus défavorable correspond à RSN1013, dont les déplacements atteignent un maximum d'excès de 42 % par rapport au spectre élastique.

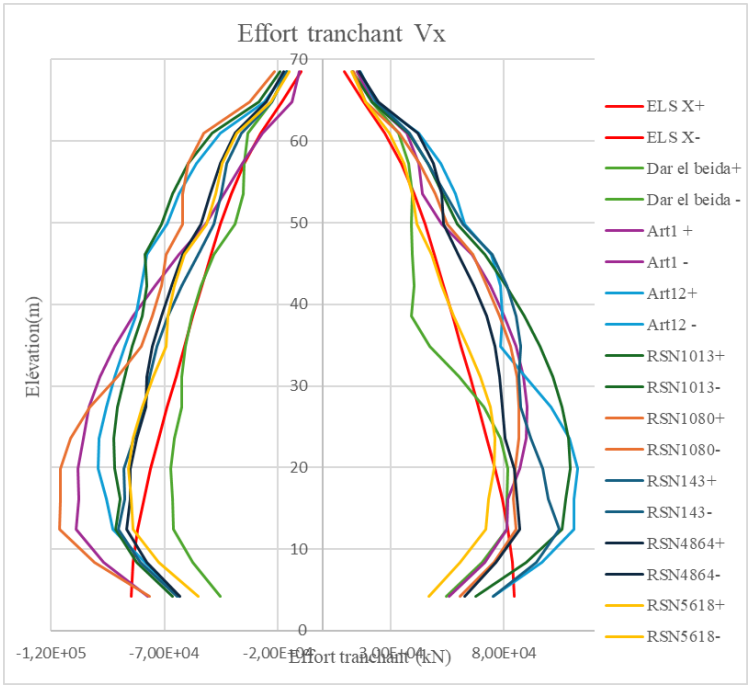
L'accélérogramme ART1 constitue le profil le moins contraignant. Les déplacements restent constamment inférieurs au seuil réglementaire sur toute la hauteur de la structure, avec des valeurs comprises entre 67 % et 83%.

VI.9.3. Effort tranchant:

L'analyse suivant les deux directions révèle que les efforts de cisaillement dépassent très largement le seuil de 100 % pour la quasi-totalité des niveaux et des accélérogrammes.

Ces résultats traduisent une demande en cisaillement particulièrement sévère sur l'ensemble de la hauteur de la structure.

❖ **Suivant X :**



Figures VI.20 Profils d'effort tranchant suivant X-X des 8 accélérogrammes.

L'analyse des efforts de cisaillement par rapport au spectre élastique met en évidence des comportements distincts selon les accélérogrammes étudiés.

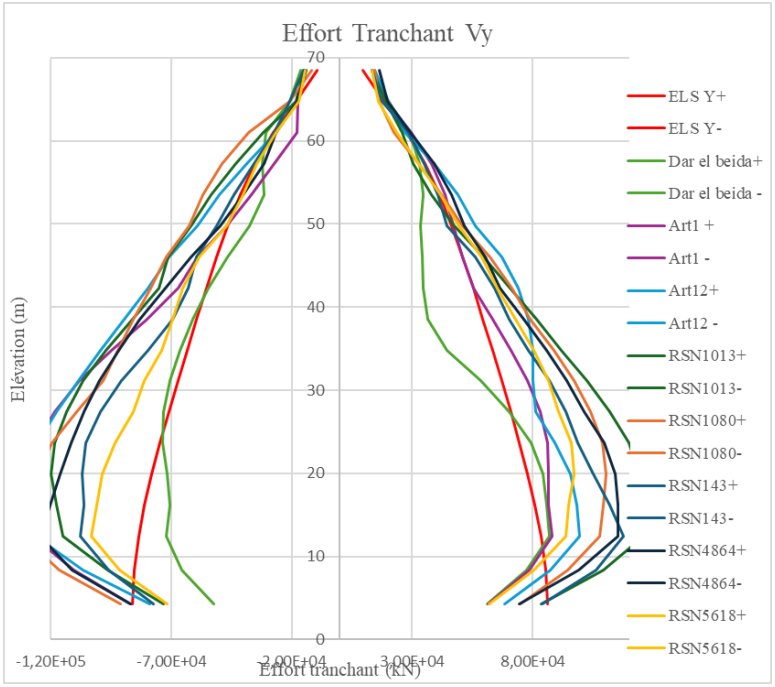
Le cas le plus défavorable correspond au RSN1080, dont les efforts tranchants atteignent un maximum d'excès de 124 % après viens RSN1013 et RSN4864 présentent dépassement respective de 97 %79 %,

Les accélérogrammes ART1, ART2 et RSN143 présentent également des dépassements significatifs sur la quasi-totalité de la hauteur, avec des valeurs généralement comprises entre 13 % et 71 %.

L'enregistrement de Dar El Beida présente un comportement intermédiaire. Les dépassements atteignent localement 163 % au premier niveau et restent supérieurs au seuil sur une grande partie de la hauteur, avec une diminution progressive vers les niveaux inférieurs où les valeurs passent en deçà de la référence.

Le cas le moins défavorable correspond à RSN5618, dont les efforts tranchants restent compris entre 55 % et 156 %, malgré quelques dépassements localisés en partie haute, son influence demeure relativement modérée comparativement aux autres enregistrements étudiés.

❖ Suivant Y :



Figures VI.21 Profils d'effort tranchant suivant Y-Y des 8 accélérogrammes.

L'analyse des efforts de cisaillement en direction Y-Y par rapport au spectre élastique met en évidence des comportements distincts selon les accélérogrammes étudiés.

Le cas le plus défavorable correspond au RSN4864, dont les efforts tranchants atteignent un pic maximal de 170 % au premier niveau, aussi parmi les différents signaux celui de Dar El Beida présente également des valeurs très élevées au premier niveau, comprises entre 139 % et 172 %.

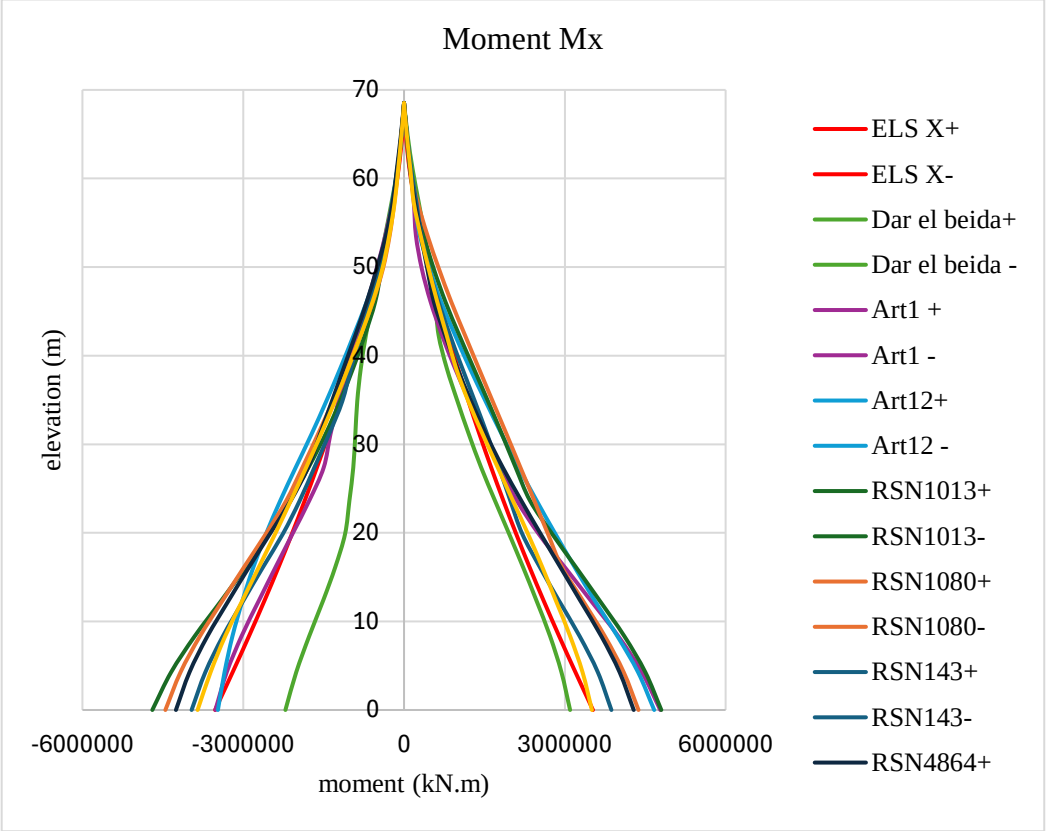
Les accélérogrammes RSN1013 et RSN1080 se distinguent par une forte dissymétrie entre les réponses maximales et minimales, avec des dépassements plafonnant respectivement à 69 % et 61 % au-delà du seuil, les signaux artificiels ART1 et ART2 présentent des dépassements généralisés sur toute la hauteur de la structure, atteignant respectivement 169 % et 153 %.

L'enregistrement RSN143 engendre des dépassements relativement homogènes sur l'ensemble de la hauteur, compris entre 96 % et 156 % et pour le cas le moins défavorable correspond à RSN5618 bien que ses pointes maximales atteignent 151 %,

Dans l'ensemble, la direction Y-Y s'avère particulièrement critique, les enregistrements RSN4864, Dar El Beida, RSN1013 et RSN1080 représentant les sollicitations les plus sévères pour la structure.

VI.4 Moment fléchissant :

- Suivant X :



Figures VI.22 Profils de moment fléchissant suivant X-X des 8 accélérogrammes.

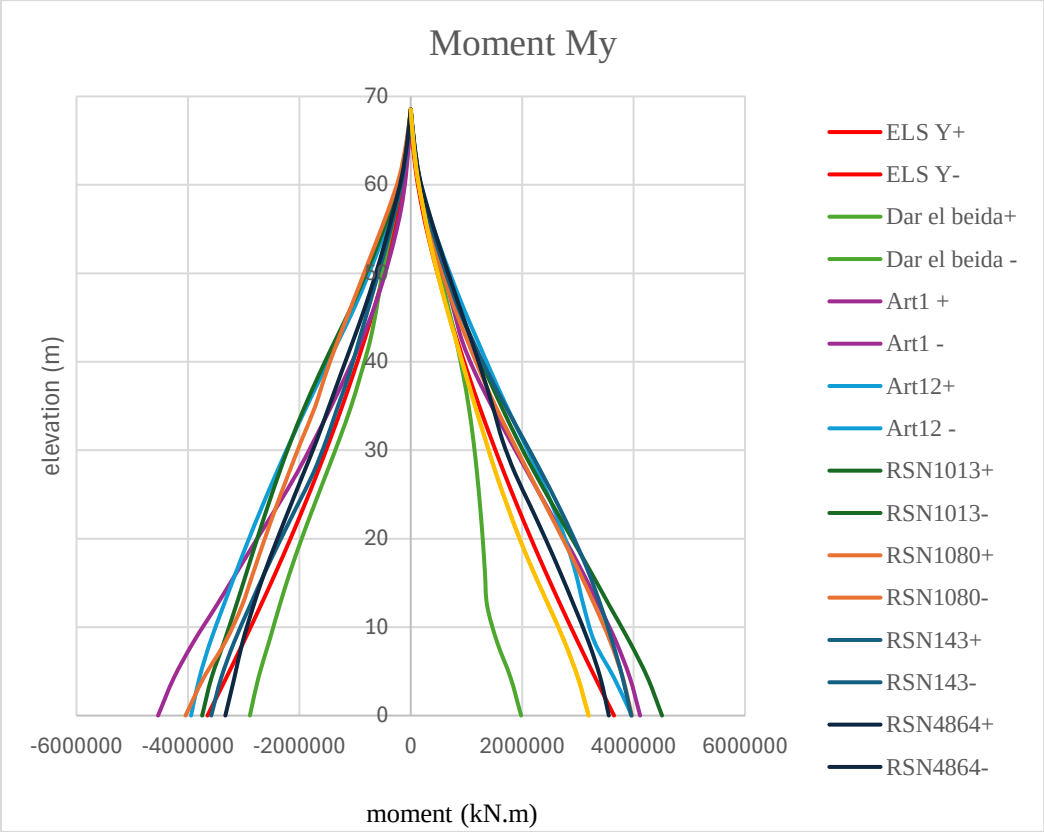
L'analyse comparative des huit accélérogrammes met en évidence une variabilité marquée de la réponse dynamique selon les caractéristiques fréquentielles de chaque signal. Parmi l'ensemble des enregistrements étudiés,

Les signaux RSN 4864 et RSN 1080 figurent également parmi les sollicitations les plus sévères, avec des dépassements respectifs de 70 % et 57 %, témoignant d'une amplification importante des accélérations de plancher sur une grande partie de la hauteur de la structure.

Les enregistrements RSN 1013, RSN 143 et RSN 5618 présentent des comportements relativement proches, caractérisés par des dépassements compris entre 51 % et 56 %.

Les accélérogrammes artificiels ART12 et ART1 développent les niveaux de sollicitation les plus modérés. En particulier, ART1 apparaît comme le signale le moins pénalisant de la série, avec un dépassement maximal limité à 50 %, ainsi qu'un retour sous le seuil de référence sur plusieurs niveaux, ce qui traduit un contenu spectral moins défavorable vis-à-vis des caractéristiques dynamiques de la structure.

- Suivant Y :



Figures VI.23 Profils de moment fléchissant suivant Y-Y des 8 accélérogrammes.

L'analyse comparative des huit accélérogrammes dans la direction Y-Y met en évidence une dispersion plus importante des réponses dynamiques qu'en direction X-X, témoignant d'une sensibilité accrue de la structure aux caractéristiques fréquentielles des mouvements sismiques selon cet axe.

Les signaux RSN 1013, RSN 4864, Dar El Beida, ART12 et RSN 143 génèrent également des sollicitations importantes, avec des dépassements maximaux compris entre 69 % et 97 %, révélant un contenu fréquentiel fortement pénalisant et une réponse globalement soutenue sur l'ensemble des niveaux.

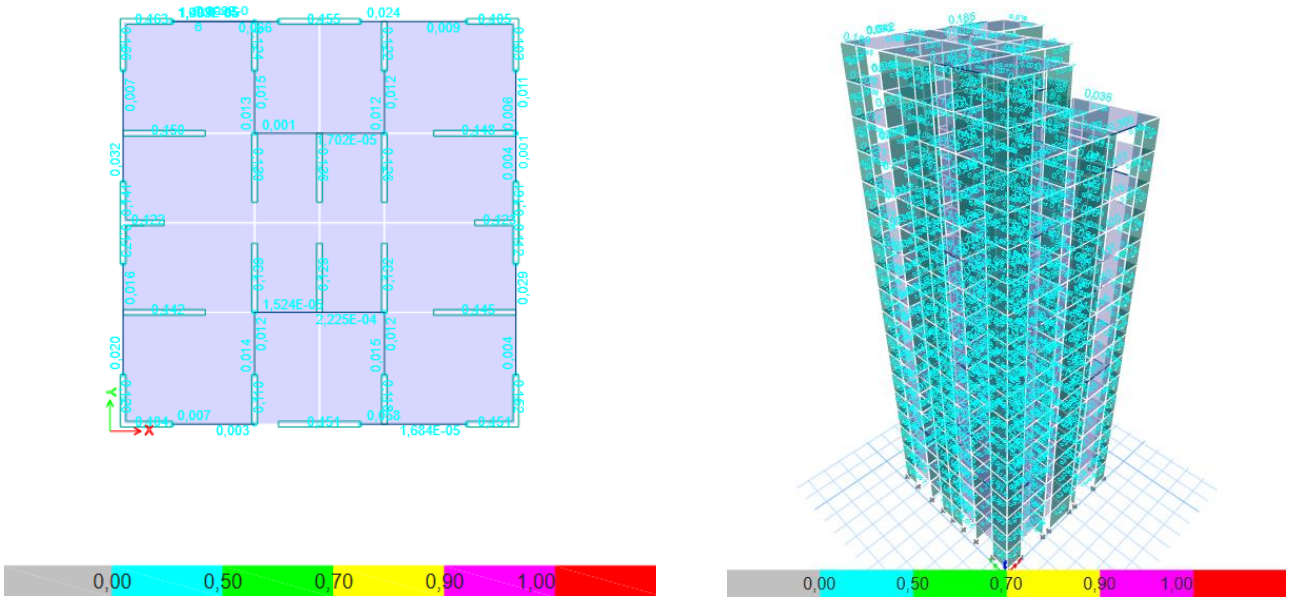
L'accélérogramme artificiel ART1 présente un comportement plus modéré, caractérisé par un dépassement maximal de 57 % et une amplification moins prononcée aux niveaux inférieurs. À l'inverse, RSN 5618 apparaît comme le signale le moins agressif de cette série, avec un dépassement limité à 33 % au maximum et un retour progressif des réponses sous le seuil de référence dans les étages intermédiaires et supérieurs, traduisant un spectre de réponse sensiblement moins pénalisant.

VI.10. VERIFICATION DE LA PERFORMANCE DE LA STRUCTURE

Malgré les dépassements enregistrés dans les résultats d'analyse en termes de stabilités et de résistance globale de la structure pour certains accélérogrammes, les résultats de vérification de la performance « Performance Check » confirment que l'ouvrage reste dans le niveau de performance IO (Immediate Occupancy) sous les différents accélérogrammes ce qui valide pleinement le dimensionnement parasismique de la structure selon le RPA 2024.

Ce résultat indique que aucun dommage significatif n'est enregistré sur les éléments structuraux : les rotations plastiques des poutres et poteaux restent inférieures à la limite critique du critère IO selon ASCE/SEI 41-17, confirmant un comportement quasi-élastique, tandis que les déformations angulaires des voiles élancés demeurent en dessous de 0,005, validant leur rôle de contreventement principal sans dégradation de rigidité.

Ce niveau garantit la continuité de service du bâtiment immédiatement après le séisme sans réparations préalables, la protection des équipements essentiels qui continuent de fonctionner sans interruption, et des dommages superficiels uniquement fissures mineures non structurelles, ce qui est particulièrement adapté à notre bâtiment.



FigureVI.24 Résultat de la performance check du modèle.

VI.10 SYNTHÈSE GÉNÉRALE DE L'ANALYSE

L'analyse dynamique non linéaire par accélérogramme conduite sur la structure a mis en évidence des dépassements par rapport au spectre élastique de référence dont l'amplitude et la distribution varient significativement selon la nature de la sollicitation considérée et la direction de calcul.

Les moments fléchissant présentent des dépassements modérés ne dépassant pas 43 % en direction X-X et 31 % en direction Y-Y, tandis que les efforts de cisaillement révèlent des excès nettement plus importants, atteignant 124 % en direction X-X et 72 % en direction Y-Y au-delà du seuil de référence.

VI.10.1. Sources des dépassements:

a) Contribution des modes supérieurs : la première source de dépassement réside dans la contribution des modes supérieurs de vibration, qui ne sont pas pleinement capturés par l'analyse spectrale classique basée sur le seul mode fondamental.

L'analyse spectrale modale combinée, qu'elle soit conduite par la méthode CQC ou SRSS, tend à sous-estimer systématiquement la demande en cisaillement car elle ne reflète pas fidèlement l'effet dynamique instantané que l'analyse Time-History capture simultanément la contribution de tous les modes à chaque instant du chargement, révèle des efforts de cisaillement nettement supérieurs aux prévisions spectrales.

b) Effets non linéaires et redistribution des efforts :la deuxième source de dépassement est liée aux effets non linéaires qui se développent dans la structure lors d'un séisme intense. Lorsque certains éléments atteignent leur capacité plastique, une redistribution des efforts se produit vers les éléments encore élastiques, augmentant localement les sollicitations au-delà des prévisions de l'analyse linéaire élastique.

c) Variabilité du contenu fréquentiel des accélérogrammes :la troisième source de dépassement est la variabilité naturelle du contenu fréquentiel des accélérogrammes utilisés. Chaque enregistrement présente un spectre de réponse individuel susceptible de dépasser localement le spectre cible du RPA 2024 sur certaines plages de périodes.

Cette variabilité est inhérente à la nature aléatoire des séismes constitue une représentation réaliste de l'aléa sismique auquel la structure peut être soumise au cours de sa vie en service.

VI.10.2. Justification physique des dépassements

a) **Modération des dépassements des moments fléchissants :** les dépassements des moments fléchissants restent modérés car ces sollicitations sont principalement gouvernées par le mode fondamental, dont la réponse est bien capturée par le spectre de réponse élastique ;

b) **Amplification des efforts de cisaillement :** les efforts de cisaillement dépassent massivement le spectre élastique pour trois raisons physiques fondamentales présentés dans les sources de dépassements.

VI.10.3. Justification réglementaire et normative :

Les dépassements observés ne constituent pas une anomalie ils sont reconnus et anticipés par les référentiels internationaux les plus avancés.

L'ASCE/SEI 7-16 et l'ASCE/SEI 41 préconisent explicitement l'amplification des efforts de cisaillement par un facteur de surcapacité Ω_0 pour tenir compte de ces effets (§12.2.1, §12.4.3.2). L'Eurocode 8 impose une amplification des efforts de cisaillement des voiles par un facteur tenant compte de la contribution des modes supérieurs.

Le RPA 2024 impose quant à lui l'utilisation d'un minimum de 7 accélérogrammes et le recours aux valeurs moyennes des réponses précisément pour lisser ces variabilités et obtenir une estimation représentative de la demande sismique réelle.

Ces dépassements ont des implications directes sur le dimensionnement des éléments structuraux de la structure étudiée le renforcement des armatures transversales des voiles sur l'ensemble de la hauteur est requis pour faire face aux efforts de cisaillement amplifiés.

VI.11. CONCLUSION GÉNÉRALE :

L’analyse dynamique non linéaire a mis en évidence des dépassements par rapport au spectre de réponse élastique de référence. Ces écarts s’expliquent par la combinaison de trois phénomènes physiques fondamentaux : la contribution des modes supérieurs, les effets non linéaires de redistribution des efforts e la variabilité naturelle du contenu fréquentiel des séismes.

Les résultats montrent que la réponse structurelle réelle est fortement influencée par le contenu spectral des mouvements sismiques des accélérogrammes ayant des caractéristiques fréquentielles différentes peuvent engendrer des niveaux de sollicitation et de déplacement significativement distincts, même pour des accélérations maximales PGA comparables.

Ils confirment aussi les limites des approches fondées uniquement sur des spectres de calcul lissés et souligne l’intérêt des analyses dynamiques, notamment non linéaires, pour une évaluation plus réaliste du comportement sismique.

L’exploitation des valeurs moyennes issues de l’analyse permet d’obtenir une estimation fiable de la demande sismique et pour les dépassements observés traduisent la réalité physique de la réponse dynamique sous séisme et démontrent qu’une structure soumise à une sollicitation sismique sévère ne demeure pas nécessairement dans son domaine strictement linéaire.

Ces résultats confirment la pertinence de l’approche adoptée de NLTHA type FNA en combinaison avec la règlementation constituent une base solide pour l’évaluation des performances sismiques de l’ouvrage dans le cadre de la Conception Basée sur la Performance.

CHAPITRE VII :
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1 INTRODUCTION :

Les fondations constituent l'interface entre la superstructure et le sol d'assise elles ont pour fonction essentielle de transmettre et de répartir l'ensemble des charges issues de la structure vers le sol de fondation, qu'il s'agisse des charges permanentes, des surcharges d'exploitation ou des actions climatiques et sismiques. La conception des fondations conditionne directement la sécurité et la stabilité globale de l'ouvrage, une fondation mal dimensionnée ou mal adaptée aux caractéristiques du sol peut compromettre l'intégrité de l'ensemble de la structure, indépendamment de la qualité de la superstructure.

On distingue généralement trois grandes familles de fondations : les fondations superficielles comprenant les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général, les fondations semi-profondes et les fondations profondes.

La conception d'un système de fondation approprié nécessite en premier lieu une étude géotechnique rigoureuse du sol d'assise, permettant d'identifier la profondeur du bon sol, sa portance admissible et ses caractéristiques mécaniques. Ces données constituent le socle indispensable au choix du type de fondation le mieux adapté à la structure et au site.

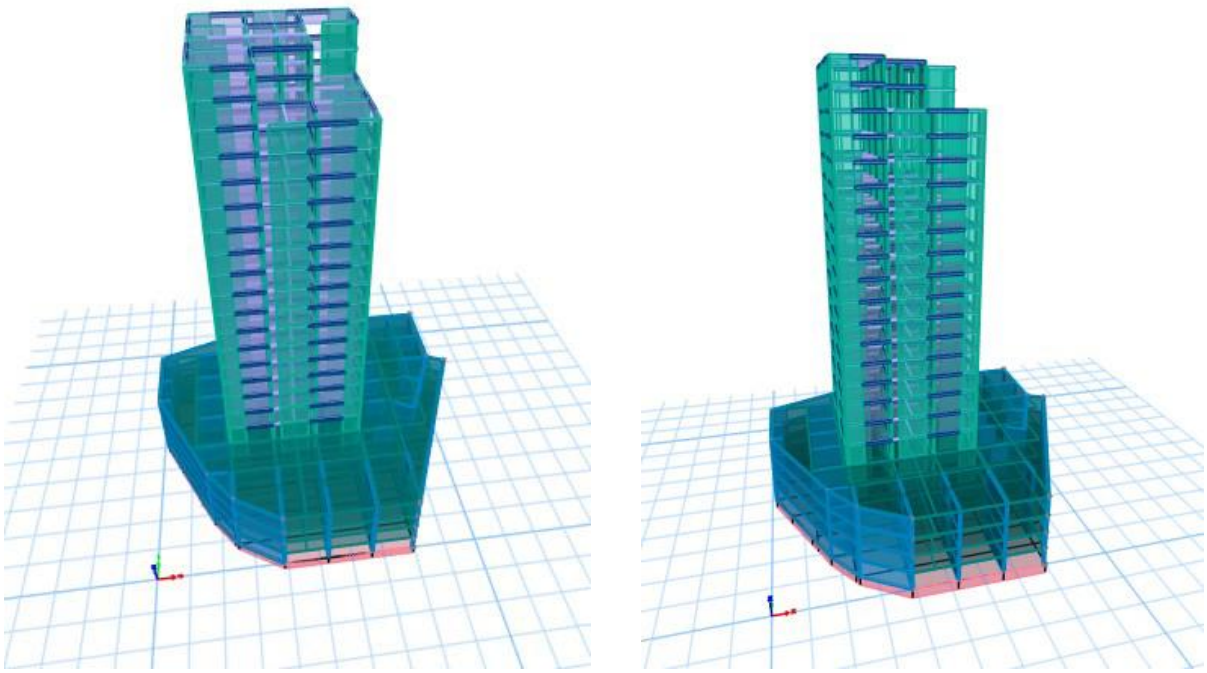


Figure VII.1 Vue 3D du modèle structural intégrant les niveaux de sous-sol et le radier général.

VII.1. CHOIX DU TYPDE DE FONDATIONS :

Le choix du type de fondation à adopter résulte d'une analyse multicritère prenant en compte les paramètres suivants : la nature, la composition et l'homogénéité du sol porteur, les efforts transmis à la base de l'ouvrage par la superstructure, la contrainte admissible du sol et la classification géotechnique du terrain, le type et la destination de la structure à réaliser, ainsi que les considérations économiques et les contraintes de mise en œuvre.

Le choix final est arrêté en retenant la solution offrant le meilleur compromis entre sécurité structurale, adaptation aux caractéristiques du sol et économie de réalisation. On suppose que l'effort normal transmis par la superstructure est appliqué au centre de gravité de la fondation, et la vérification est conduite selon la condition.

$$\sigma_{sol} \leq \sigma_{adm}$$

VII.1.1. Radier général:

Le radier général se définit comme une fondation superficielle continue en béton armé qui s'étend sur la totalité de l'emprise au sol du bâtiment. Il peut comporter des débords extérieurs selon les exigences architecturales. Sur le plan mécanique, il fonctionne comme un plancher renversé soumis à deux sollicitations antagonistes : les charges descendantes transmises par les éléments porteurs verticaux et la réaction ascendante du sol répartie sur sa surface.

VII.2. CARACTÉRISTIQUES DU SITE D'ASSISE :

Selon les données fournis on a :

- **Catégorie de site :** S2 Site ferme ;
- **Contrainte admissible du sol :** $\sigma_{adm} = 10\ bars$;
- **Nature du sol :** Hétérogène.

VII.3. MODELISATION DE RADIER :

La modélisation du radier général a été réalisée à l'aide du logiciel ETABS, en intégrant l'ensemble des niveaux de sous-sol ainsi que le radier lui-même, d'une épaisseur retenue de 1,80 m.

Afin de simuler le comportement du sol en tant que milieu élastique, des appuis élastiques ont été introduits sous le radier sous la forme de (*Springs*), permettant de reproduire la réaction du sol face aux sollicitations transmises par la fondation.

Pour les Conditions aux limites et procédure de maillage, les extrémités du radier ont été bloquées en translation selon les directions X et Y, afin d'assurer l'immobilité latérale de la fondation sous l'effet des actions sismiques et de reproduire les conditions réelles d'encastrement du radier dans le sol d'assise.

VII.3.1. Paramètres de modélisation

Tableau VII.1 Paramètres de modélisation du radier sous ETABS.

Paramètre	
Épaisseur du radier	1,20 m
Rigidité du sol (ressorts)	20 000 kN/m
Type d'appuis	Élastique
Conditions aux limites	Blocage en translation X et Y aux extrémités
Méthode de modélisation du sol	Milieu élastique linéaire
Meshing	Maillage automatique des éléments de surface

Figure VII.1 Vue en plan du radier.

VII.4. VÉRIFICATION :

VII.4.1. Condition de cisaillement:

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier, d'après le règlement CBA93 (Art A.5.1) :

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

Où :

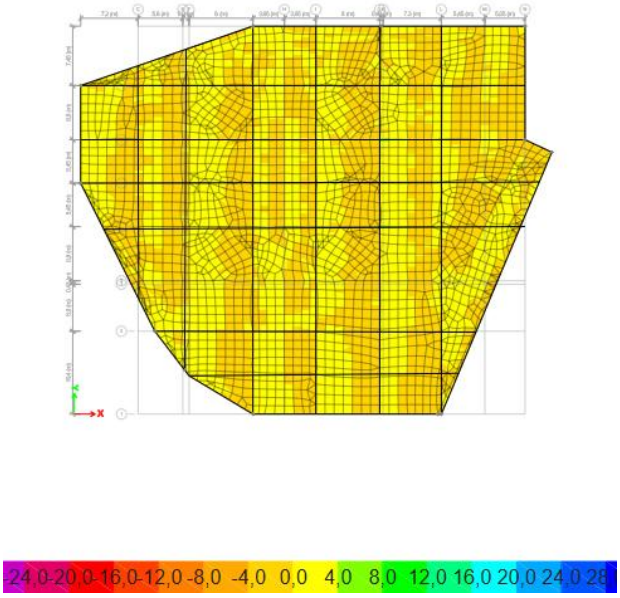
b_0 :Désigne la largeur de bande de calcul ;

d : hauteur utile $0.9h$;

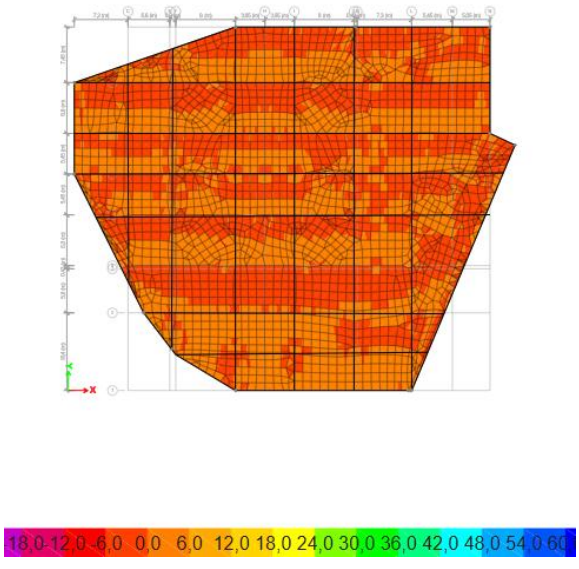
V_u : Valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

Selon l'article A.5.2.1.1 de CBA93, lorsque la fissuration est jugée préjudiciable ou très préjudiciable la contrainte τ_u doit être limitée à la valeur indiquée ci-dessus :

$$\underline{\tau_{bu}} = Min\,[0.15\,fcj\,;\,4MPA\,]$$



Figures VII.2Diagramme des efforts tranchants l'ELU suivant X-X.



Figures VII.3 Diagramme des efforts tranchants l'ELU suivant Y-Y.

Tableau VII.2 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.

$Vu(KN)$	$\tau(MPa)$	$\underline{\tau_{bu}}(MPA)$	Observation
3200	2.96	4,5	Vérifiée
3600	3,33	4,5	Vérifiée

VII.4.2. Vérification de poinçonnement sous voile:

Le poinçonnement se manifeste par l'expulsion localisée d'un bloc de béton de forme tronconique selon un angle d'environ 45°, généralement observé au droit des zones de concentration de charges, telles que les appuis ponctuels.

Ce phénomène constitue une forme de rupture fragile affectant la sécurité de la structure. Pour évaluer le risque de poinçonnement dans une dalle ou un radier, le Règlement Algérien CBA l'article A5.2.4.2 recommande de vérifier la condition suivante :

$$Pu \leq 0{,}045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

P_u : La charge à l'ELU du poteau le plus sollicités ;

μ_c : périmètre du pourtour ou voile cisaillé sur le plan du feuillet moyen du radier ;

$$\mu_c = 2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)$$

a ; b : dimensions en plan du poteau ou de voile ;

h : épaisseur de radier.

Tableau VII.3Vérification au poinçonnement du radier sous voile selon CBA 93.

Pu	17,03 MN
a	$5m$
b	$0{,}35m$
h	$1.8m$
μc	$17{,}9m$
Condition vérifiée	

VII.4.3. Vérification des contraintes dans le sol

• A l'État ultime de service :

Tableau VII.4 Vérification des contraintes dans le sol à l'ELS.

$\sigma\ (bars)$	$\sigma_{admissible}\ (bars)$	Conditions
7,6	11	Vérifiée

• En situation accidentelle

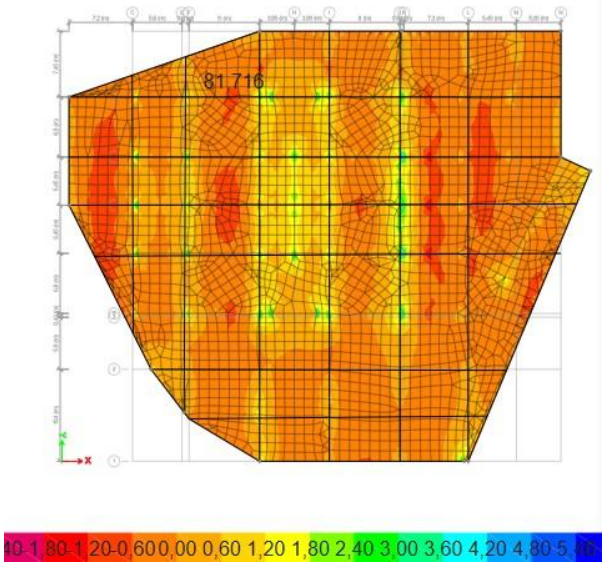
Conformément à l'article 5.7 du RPA 2024, les combinaisons sismiques retenues pour la vérification des fondations sont :

$$\begin{cases} G + \psi Q \pm 1{,}4E1 \\ G + \psi Q \pm 1{,}4E2 \end{cases}$$

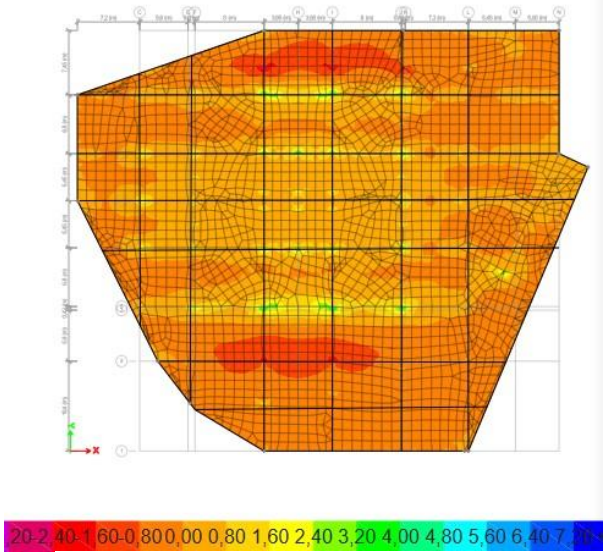
Tableau VII.5 Vérification des contraintes dans le sol à l'ELA.

Combinaison	$\sigma\ (bar)$	1.5 $\sigma_{admissible}$ (bar)	Conditions
$G + \psi Q \pm 1{,}4E1$	11.7	15	Vérifiée
$G + \psi Q \pm 1{,}4E2$	10.5	15	Vérifiée

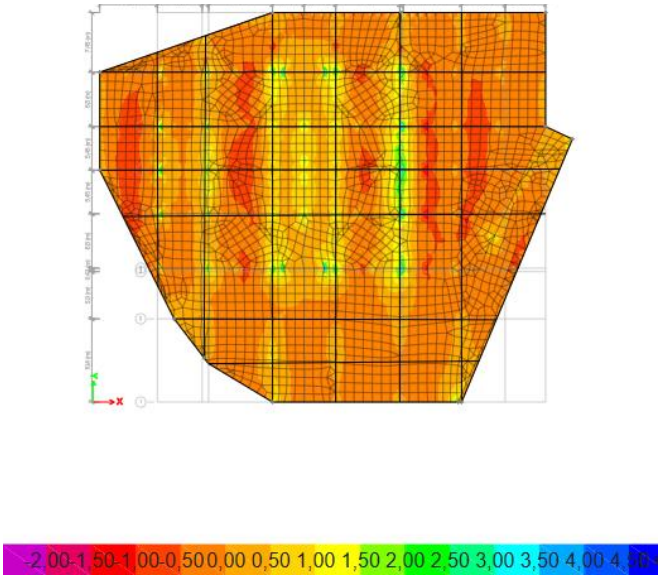
VII.5 FERRAILLAGE DE RADIER :



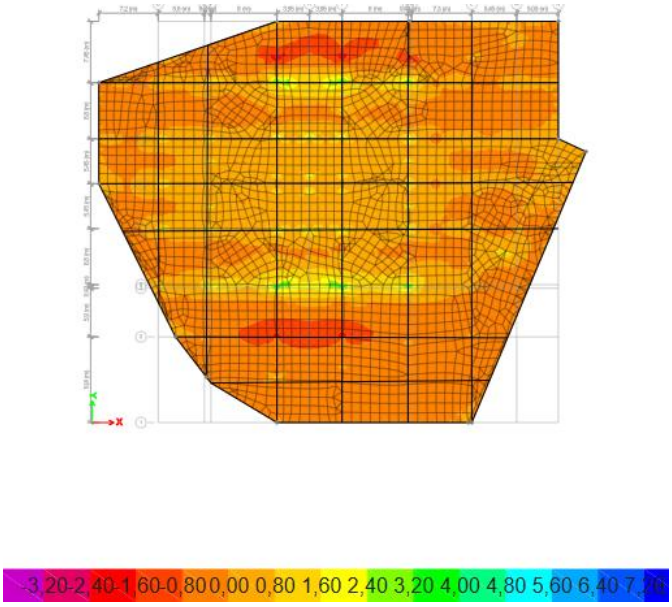
Figures VII.4 Diagrammes des moments pour la combinaison$1.35G + 1.5Q$.



Figures VII.5 Diagrammes des moments pour la combinaison$1.35G + 1.5Q$.



Figures VII.6 Diagrammes des moments pour la combinaison$G + \psi Q \pm 1,4E1$.



Figures VII.7 Diagrammes des moments pour la combinaison $G + \psi Q \pm 1,4E2$

Tableau VII.6 Sollicitation du radier.

Moment $(KN.m/m)$	ELU	ELS	ELA
M_{xx}	3390,34	2330,71	4380,84
M_{yy}	3190,89	2020,32	3560,39

Tableau VII.7 Ferraillage adopté selon l'axe X-X.

	$As\ (cm2)$	Choix des barres	$As\ adp\ (cm2)$
Travée	72,56	22HA25	92,18
Appuis	80,6	22HA25	92,18

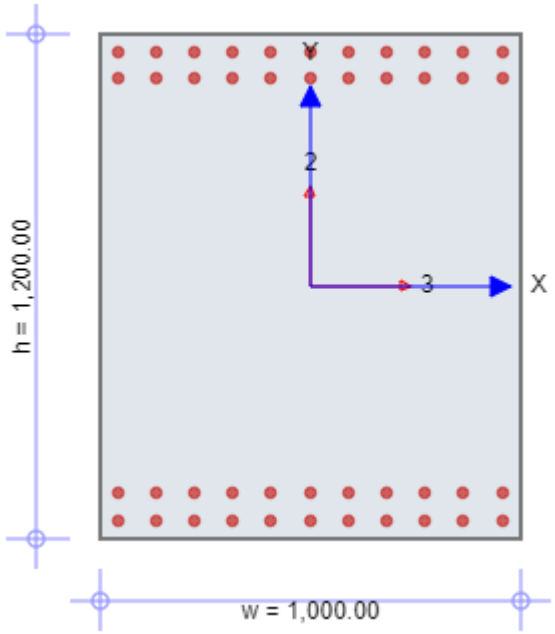


Figure VII.8 Plan de ferraillage longitudinal du radier suivant X-X.

Tableau VII.8 Vérification du ferraillage selon l'axe X-X par le CSI-COL.

Combinaison	Moment	d/c	Observation
ELA	4380	0,87	Vérifiée
ELU	3390	0,64	Vérifiée

Tableau VII.9 Ferraillage adopté selon l'axe Y-Y.

	$As\ cal\ (cm2)$	**Choix des barres**	$As\ adp\ (cm2)$
Travée	67,91	11HA25 11HA20	80,63
Appuis	80,6	22HA25	92,18

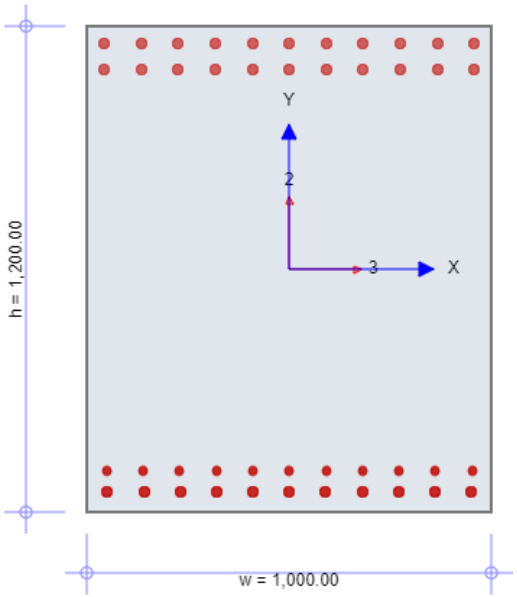


Figure VII.9 Plan de ferraillage longitudinal du radier suivant Y-Y.

Tableau VII.10 Vérification du ferraillage selon l'axe Y-Y par le CSI-COL.

Combinaison	Moment	d/c	Observation
ELA	3650	0,71	Vérifiée
ELU	3190	0,41	Vérifiée

❖ Calcul des espacements :

Selon l'article A.7.2.4.2 du CBA93 l'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs du tableau suivant dans laquelle h désigne l'épaisseur totale de la plaque.

Tableau VII.11 Espacements admissibles des armatures du radier selon CBA 93.

Direction	Charges Réparties seulement	Charges concentrées
Direction la plus sollicitée	3h et 33 cm	2h et 25cm
Direction perpendiculaire à la plus sollicitée	4h et 40cm	3h et 33cm

- Sens X-X :

$$St\ \ Min\ (3\ ;\ 33\ cm) =\ \ Min\ (690\ cm, 33\ cm)\ \ =\ \ 33\ cm$$

$$S_t = 10\ cm$$

Sens Y-Y :

$$S_t\ \ Min\ (4\ ;\ 40\ cm) =\ \ Min\ (920\ cm, 40cm)\ \ =\ \ 40\ cm$$

$$S_t = 10\ cm$$

Dans les deux sens on aura le même ferraillage.

Pour le ferraillage deux nappes des barres HA25 espacées de 15 cm.

La couleur dominante (violet) dans le diagramme est la couleur qui représente le ferraillage choisis ce qui indique que le ferraillage mis en place satisfait les exigences structurelles, sans nécessiter de renfort additionnel.

I.6.1 Vérification des contraintes :

Tableau VII.10 Vérification des contraintes selon l'axe X-X.

	$As\ (cm2)$	$\sigma bc(MPa)$	$\bar{\sigma}bc(MPa)$	$\sigma s(MPa)$	$\underline{\sigma s}\ (MPa)$	Observation
Travée	92,18	10,2	18	247,6	215.56	Vérifiée
Appuis	92,18	10,2	18	247,6	215.56	Vérifiée

Tableau VII.11 Vérification des contraintes selon l'axe Y-Y.

	$As\ (cm2)$	$\sigma bc(MPa)$	$\bar{\sigma}bc(MPa)$	$\sigma s(MPa)$	$\underline{\sigma s}\ (MPa)$	Observation
Travée	80,63	9,25	18	243,6	215.56	Vérifiée
Appuis	92,18	8,85	18	214,5	215.56	Vérifiée

La couleur dominante (violet) dans le diagramme est la couleur qui représente le ferraillage choisis ce qui indique que le ferraillage mis en place satisfait les exigences structurelles, sans nécessiter de renfort additionnel.

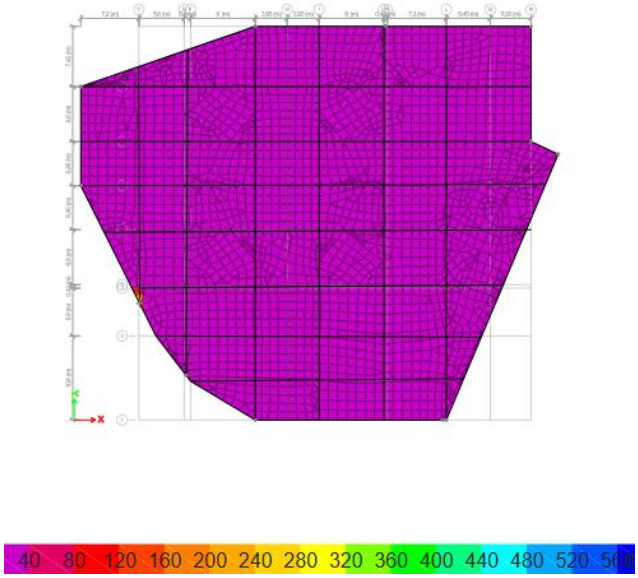


Figure VII.10 Résultats du ferraillage par Check Design.

VII.6 CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure a permis de déterminer et de dimensionner un système de fondation adapté aux caractéristiques de l'ouvrage ainsi qu'aux conditions géotechniques du site. À l'issue des analyses réalisées, le radier général de 1,20 m d'épaisseur a été retenu comme solution de fondation optimale, en raison de son adéquation avec le comportement structural du bâtiment et les caractéristiques du sol.

L'ensemble des vérifications réglementaires effectuées, cisaillement, poinçonnement, contraintes dans le sol à l'ELS et en situation sismique confirment la conformité du radier aux exigences du CBA 93 et du RPA 2024.

Le ferraillage adopté, satisfait les exigences minimales réglementaires et assure une résistance structurale adéquate sous l'ensemble des combinaisons de charges considérées.

Les résultats issus de l'outil Check Design ont ainsi ont confirmé que le ferraillage adopté est conforme à celui de calcul selon les normes de dimensionnement.



CONCLUSION GENERALE



CONCLUSION GÉNÉRALE

La conception des bâtiments de grande hauteur en béton armé en zones de forte sismicité représente un défi majeur pour l'ingénierie des structures. Les exigences introduites par le RPA 2024 traduisent l'évolution des pratiques en renforçant les critères de sécurité et en encourageant une meilleure prise en compte du comportement réel des ouvrages face aux séismes.

Toutefois, la simple satisfaction des exigences réglementaires ne garantit pas à elle seule une connaissance complète des mécanismes qui gouvernent la réponse des structures sous des sollicitations sismiques sévères. C'est précisément dans cette perspective que s'inscrit le présent travail.

L'objectif principal de ce mémoire consistait à proposer une solution structurale optimisée pour une tour administrative en béton armé de dix-sept niveaux implantés en zone de forte sismicité, puis à évaluer ses performances à l'aide d'approches d'analyse avancées. Pour atteindre cet objectif, une démarche progressive a été adoptée, allant de la recherche bibliographique à la conception structurale, au dimensionnement réglementaire, puis à l'évaluation des performances par des analyses linéaires et non linéaires.

La première contribution de cette étude réside dans la comparaison de trois variantes structurales répondant aux mêmes exigences architecturales et fonctionnelles. Cette dernière comparative a permis d'identifier la solution la plus performante au regard des critères de rigidité, de stabilité, de régularité, de comportement dynamique et de conformité aux prescriptions du RPA 2024. Les résultats obtenus ont montré que le système à voiles porteurs associés à des dalles pleines constitue la solution la mieux adaptée se distinguant clairement des systèmes mixtes conventionnels.

Le dimensionnement détaillé des différents éléments structuraux voiles, poutres et dalles réalisé conformément aux prescriptions du CBA 93, du BAEL 91 modifié 99 et du RPA 2024, a confirmé la faisabilité technique de la solution retenue. Les vérifications effectuées aux états limites ainsi que les dispositions constructives adoptées, notamment en matière de ductilité, de confinement des éléments de bord et de hiérarchie des résistances, garantissent un comportement satisfaisant de l'ouvrage aussi bien sous les sollicitations gravitaires que sous les actions sismiques de calcul. Le radier général d'épaisseur 1,20 m sur un site de catégorie S2 a été retenu comme solution de fondation et vérifié sous l'ensemble des combinaisons réglementaires.

L'étude ne s'est cependant pas limitée aux approches conventionnelles. Afin d'appréhender avec plus de réalisme le comportement de la structure, une analyse non linéaire complémentaire a été mise en œuvre, conformément aux principes de la Conception Basée sur la Performance.

L'analyse dynamique non linéaire a permis d'évaluer la capacité globale de la structure révélant ainsi que la structure atteint le niveau de performance le plus favorable Immediate Occupancy (IO), avec tous les éléments structuraux restant bien en dessous du seuil de déformation plastique significative.

L'analyse dynamique non linéaire par Time-History (NLTHA) constitue un principal apport scientifique de ce travail. Réalisée à partir d'une suite de huit accélérogrammes représentatifs, combinant des séismes historiques réels notamment le séisme dévastateur de Boumerdès de 2003 et des accélérogrammes artificiels ajustés avec un spectre élastique selon le RPA2024, elle a permis de reproduire avec fidélité la réponse dynamique réelle du bâtiment. Les dépassements ponctuellement observés par rapport au spectre élastique de référence trouvent leur origine dans la combinaison des effets des modes supérieurs de vibration, des mécanismes de redistribution non linéaire des efforts et de la variabilité intrinsèque du contenu fréquentiel des mouvements sismiques.

Ces phénomènes, largement documentés dans les référentiels internationaux tels que l'ASCE41 et le FEMA P-58, confirment que les analyses linéaires peuvent sous-estimer certains aspects essentiels du comportement des bâtiments de grande hauteur soumis à des séismes intenses. Les résultats révèlent les effets de contributions des modes supérieurs qui ont généré des amplifications significatives dans les efforts de cisaillement.

Ainsi, les résultats obtenus démontrent que le bâtiment lorsqu'il est conçu conformément aux exigences réglementaires et évalué à l'aide de méthodes d'analyse avancées, présente un niveau de performance sismique élevé, largement compatible avec les objectifs de sécurité, de stabilité et de maîtrise des dommages recherchés dans une démarche de Conception Basée sur la Performance.

Au-delà de ses résultats techniques, ce mémoire met en évidence l'intérêt d'intégrer les analyses non linéaires, en particulier la NLTHA, dans la pratique du dimensionnement des bâtiments de grande hauteur en Algérie. Une telle approche permet non seulement de mieux comprendre les mécanismes de réponse des structures, mais également d'améliorer la fiabilité des choix de conception en dépassant le cadre des seules vérifications réglementaires et en quantifiant explicitement les niveaux de performance atteints.

Les résultats obtenus dans le cadre de ce mémoire ouvrent des perspectives de recherche prometteuses pour renforcer la résilience du patrimoine bâti algérien face au risque sismique, Une évolution naturelle consisterait d'abord à affiner l'évaluation de la réponse dynamique en intégrant des irrégularités géométriques en plan et en élévation, ainsi qu'une analyse approfondie des effets non linéaires du second ordre P\Delta pour mesurer la stabilité ultime des structures de grande hauteur au-delà du domaine élastique. Pour optimiser cette performance structurale, l'étude et la comparaison de systèmes de protection passive tels que l'isolation parasismique à la base, les amortisseurs visqueux ou les dispositifs dissipatifs offriraient des alternatives hautement performantes face aux solutions conventionnelles en béton armé.

En s’inspirant des concepts de la *Performance-Based Earthquake Engineering* (PBD, FEMA P-58), permettrait de quantifier la résilience à travers des courbes de fragilité et des indicateurs de pertes économiques ou de temps de rétablissement fonctionnel.

Enfin, sur le plan normatif, l'ensemble de ces investigations participerait activement à l'évolution du cadre réglementaire algérien par le développement d'outils et de guides de conception basés sur la performance et l'analyse *Time-History*, comblant ainsi le fossé entre la recherche internationale et la pratique professionnelle nationale.

Ce travail ouvre la voie à la conception de bâtiments de grande hauteur plus résilients, sécurisés et économiquement viables, capables de répondre aux exigences de sûreté, de durabilité et de performance des infrastructures critiques du futur, tout en accompagnant l'évolution des pratiques nationales vers une ingénierie parasismique de plus en plus performante, rigoureuse et ancrée dans les standards internationaux les plus avancés.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1]DAVIDOVICI, VICTOR, ET JACQUES BETBEDER-MATIBET. LA CONSTRUCTION EN ZONE SISMIQUE. PARIS : LE MONITEUR, 1999.

[2] Davidovici, D. Corvez, A. Capra, S. Ghavamian, V. Le Corvec, C. Saint-Jean, et al., *Pratique du calcul sismique*, Paris, France : AFNOR ; Groupe Eyrolles, 2015

[3]SISMIQUE. GUIDE D'APPLICATION. PARIS : AFNOR, AFNOR ET GROUPE EYROLLES 2015. ISBN AFNOR : 978-2-12- 465401-7, ISBN EYROLLES : 978-2-212-14135-1.

[4]AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS SEI/ASCE 7-02 MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES SECOND EDITION, LES ETATS UNIS D'AMERIQUE 2ND ED. RESTON, VA, USA : ASCE, 2002.

[5]EMSAS M. MODELISATION PAR MACRO-ELEMENTS DU COMPORTEMENT NON LINEAIRE

DES OUVRAGES A VOILE PORTEURS EN ETON ARME SOUS ACTION SISMIQUE [THESE DE DOCTORAT]. BORDEAUX : UNIVERSITE BORDEAUX 1 ; 2010 AVRIL 15.

[6]AFNOR, "EUROCODE 8 — CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES POUR

LA RESISTANCE AUX SEISMES ET DOCUMENT D ' APPLICATION NATIONALE," AUSLEGUNG A GRAD. J. PHILOS., VOL. 33, NO. 0, 2003.

[7]S. GIEU, "DUCTILITE DES STRUCTURES EN BETON ARMEE SEBASTIEN GIEU TO CITE THIS VERSION : HAL ID : DUMAS-00985264," 2014

[8]MANDER JB, PRIESTLEY MJN. OBSERVED STRESS-STRAIN BEHAVIOR OF CONFINED CONCRETE. J STRUCT ENG ASCE. 1988 ;114(8) :1827-1849.

[9]R. PARK, "IMPROVING THE RESISTANCE OF STRUCTURES TO EARTHQUAKES," BULL. NEW ZEAL. SOC. EARTHQ. ENG., VOL. 34, NO. 1, PP. 1–39, 2001, DOI: 10.5459/BNZSEE.34.1.1-39.

[10] F. BOUBAKEUR, "L ' IMPACT DE L ' ANALYSE NON LINEAIRE SUR LES STRUCTURES ", ARTICLE 2012

[11] INTRODUCTION AUX REGLES DE CONSTRUCTION PARASLSMIQUE CLAUDE SAINTJAIN

[12] NONLINEAR MODELLING AND ANALYSIS OF RC BUILDINGS USING ETABS (V 2016 AND ONWARDS) NUST INSTITUTE OF CIVIL ENGINEERING (NICE) NATIONAL UNIVERSITY OF SCIENCES AND TECHNOLOGY (NUST) H-12 ISLAMABAD, PAKISTAN.

[13] M. PAVANI, G. N. KUMAR, AND S. PINGALE, "SHEAR WALL ANALYSIS AND DESIGN OPTIMIZATION IN CASE OF HIGH RISE BUILDINGS USING ETABS (SOFTWARE)," INT. J. SCI. ENG. RES., VOL. 6, NO. 1, PP. 480–488, 2015.

[14] K.K. RIYAS MOIDEEN AND U. K. DEWANGAN, "EFFECT OF MATERIAL NONLINEARITY ON DEFLECTION OF BEAMS AND FRAMES," INDIAN J. SCI. TECHNOL., VOL. 9, NO. 28, 2016, DOI : 10.17485/IJST/2016/V9I28/92375.

[15] B.CHEIKH, M. HADID, M. LEBLOUBA, AND M. YOUCEF, "ANALYSE DU COMPORTEMENT NON LINEAIRE DES BATIMENTS MIXTES (VOILES-PORTIQUES) EN BETON ARME PAR LES PROCEDURES STATIQUES NON LINEAIRES," MEMOIRE ENSTP, 2011

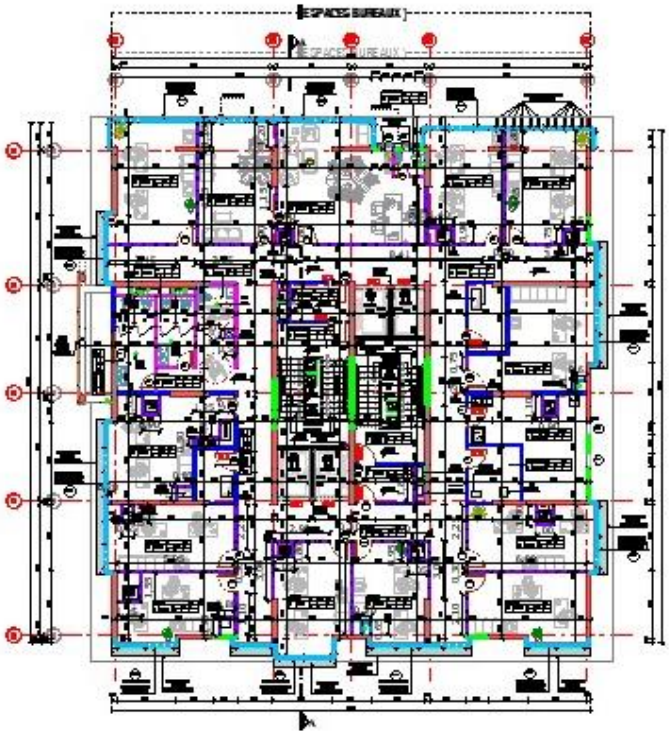
[16] RPA 2024 : DGSN, REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES, DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE (DTR), ALGIERS, ALGERIA.

[17] CBA 93 : MHU, REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME, DTR-B.C.2.41, ALGIERS, ALGERIA.

[18] BAEL 91 (MODIFIE 99) : REGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES OUVRAGES ET CONSTRUCTIONS EN BETON ARME SUIVANT LA METHODE DES ETATS LIMITES.

[19] M. DE L'URBANISME ET DE LA CONSTRUCTION, DTR B.C.2.2 : CHARGES PERMANENTES ET CHARGES D'EXPLOITATION, ALGER, ALGERIE, 1988.

ANNEXES



I . PLAN D'ETAGE COURANT.



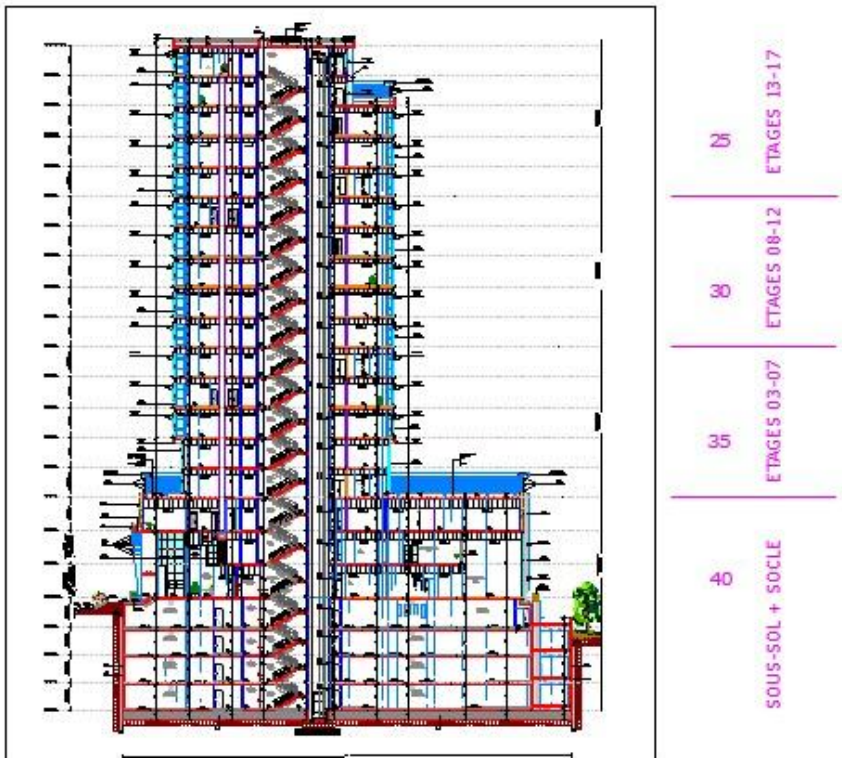
II. PLAN ETAGE 17 SOUS TERRASSE.



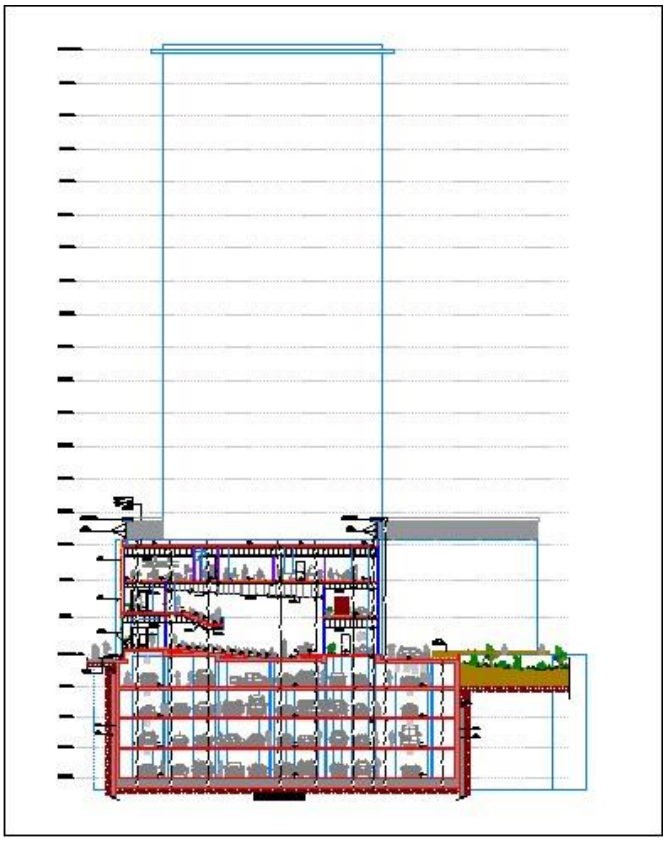
III. PLAN DU SOUS-SOL 1.



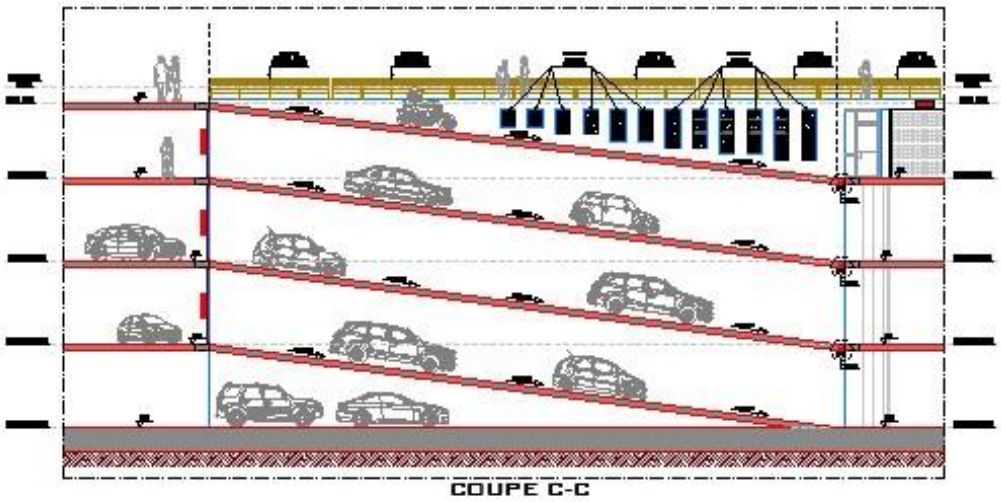
IV. PLAN DE MASSE.



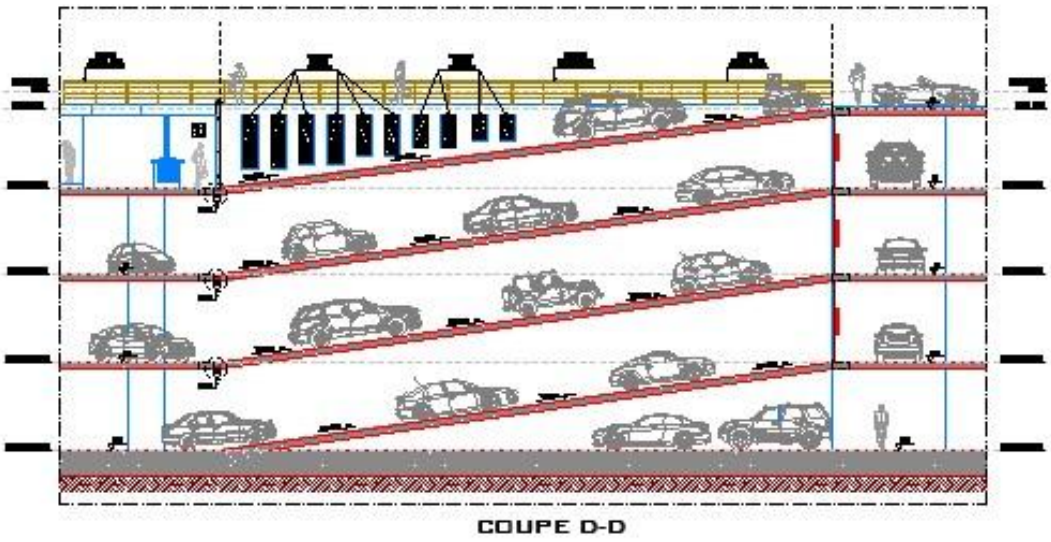
V.COUPE A-A DU BATIMENT.



VI. COUPE B-B DU SOCLE +4SSOLS.



VII. COUPE C-C DES 4 SOUS-SOLS.



VIII. COUPE D-D DES 4 SOUS-SOLS.