

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

لمدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

**CALCUL SISMIQUE D'UNE TOUR (R+33) À SAID
HAMDINE (ALGER) EN UTILISANT L'ANALYSE
DYNAMIQUE NON-LINÉAIRE PAR
ACCÉLÉROGRAMMES**

Présenté par :

SAKHRI Anissa

TOUATI Ikram

Encadré par :

Mme LARBI Selma Hanane

Promotion 2025/2026

© ENSTP-FJ - Garidi - Vieux Kouba

Remerciements

C'est avec le cœur plein de gratitude que nous ouvrons ces pages, en remerciant en premier lieu Allah, source de toute réussite, de nous avoir accordé la force, la patience et la persévérance qui nous ont permis de mener ce travail à bien.

Notre reconnaissance va ensuite à nos familles, dont l'amour et le soutien sans faille ont constitué notre refuge tout au long de ce parcours. Vos encouragements, votre confiance et votre présence constante ont nourri notre motivation dans les moments les plus exigeants. Nous vous devons cet équilibre qui nous a permis d'aller jusqu'au bout.

*Nos plus sincères remerciements s'adressent à **Madame Selma Hanane LARBI**, notre encadrante, pour la qualité et la constance de son accompagnement. Sa rigueur, sa pédagogie et sa bienveillance ont été de précieux repères dans l'élaboration de ce mémoire. Nous lui témoignons ici tout notre respect et notre profonde reconnaissance.*

*Nous remercions vivement **Monsieur Raouf BENCHARIF** pour l'intérêt qu'il a manifesté envers ce travail, ses remarques éclairées et ses conseils qui ont contribué à enrichir notre réflexion.*

*Une pensée sincère à notre camarade **Dahel Ihab**, pour sa générosité, son esprit de solidarité et les échanges fructueux que nous avons partagés tout au long de cette aventure.*

Enfin, à toutes celles et ceux qui, d'une manière ou d'une autre, ont croisé ce chemin et y ont laissé leur empreinte, merci sincèrement et du fond du cœur.

Dédicace

À la mémoire de mon cher père,

Que Dieu l'accueille dans Son infinie miséricorde et lui accorde le repos éternel. Son amour, ses valeurs et les sacrifices qu'il a consentis continueront à éclairer mon chemin et à inspirer chacun de mes pas.

À ma très chère maman,

Pour ton amour inconditionnel, ta tendresse, ton courage et tous les efforts que tu as déployés pour mon épanouissement. Tu as toujours été mon plus grand soutien et la source de ma force. Ce travail est avant tout le reflet de ton dévouement et de tes encouragements.

À ma sœur Amina,

Bien plus qu'une sœur, une véritable amie de cœur, qui n'a jamais cessé de m'encourager et de croire en moi. Merci d'avoir été là, aujourd'hui comme toujours.

À mon frère Zineddine,

Dont le soutien discret mais précieux m'a accompagnée tout au long de ce parcours. Merci pour ta bienveillance, tes encouragements et ta confiance.

À ma belle-sœur Kenza,

Pour ta gentillesse, ta générosité et la bienveillance dont tu nous entoures. Merci d'apporter tant de douceur et de joie à notre famille.

À ma petite nièce Leyla,

Toi qui n'as pas encore ouvert les yeux sur ce monde, tu fais déjà naître tant d'amour dans nos cœurs. Nous attendons ton arrivée comme on attend l'aube après une longue nuit. Puisses-tu grandir entourée de bonheur, de tendresse et de bénédictions.

À ma chère binôme Touati Ikram,

Bien plus qu'une partenaire de travail, tu es une amie précieuse. Merci pour ta présence, ton soutien, ta sincérité et tous les moments partagés durant ces cinq années. Notre complicité a rendu cette aventure plus belle et plus enrichissante. Ce mémoire porte aussi une part de toi, et je suis heureuse d'avoir parcouru ce chemin à tes côtés.

À mes très chers amis, Ikram, Samah, Lydia, Aya, Lyna, Noufel, Rafik et Khalil, du fond du cœur, merci pour votre amitié sincère, votre présence et tous ces merveilleux moments partagés ensemble. Chacun de vos sourires, de nos fous rires et de nos souvenirs communs a marqué mon parcours d'une façon unique. Vous avez occupé une place précieuse dans ma vie, et ces instants resteront à jamais gravés dans mon cœur.

Avec toute mon affection et ma gratitude. ♥

Anissa

Dédicace

À toutes les personnes qui illuminent ma vie et habitent mon cœur, je dédie humblement ce travail, en espérant que ces quelques mots sauront exprimer l'amour profond et la reconnaissance sincère que je leur voue.

À mon cher père,

mon pilier et mon meilleur ami. Merci pour ton soutien, ta générosité et ta confiance silencieuse qui ont à la fois façonné la personne que je suis aujourd'hui et éclairé le chemin que je m'efforce de suivre chaque jour. Que Dieu veille sur toi, te protège et t'accorde une longue vie pleine de santé, de joie et de bonheur.

À ma chère maman,

Ma source d'amour, d'inspiration, et de force. Merci pour ton amour sans limite, ta douceur, et tes prières qui m'ont accompagné tout au long de ce chemin. Que Dieu te garde et t'accorde une longue vie pleine de santé et de bonheur.

À ma sœur Maroua,

La petite Maroua, Ma meilleure amie, ma princesse adorée, qui emplit mes journées de rires, d'amour et de lumière.

À mon frère Mouhamed El Farouk,

ma fierté et mon petit prince, dont la spontanéité et l'innocence m'ont rappelé à chaque instant les vraies valeurs de la vie. Je te souhaite un avenir aussi brillant que ton sourire.

À ma chère binôme Anissa,

Depuis cinq ans, tu es bien plus qu'une simple partenaire d'études, tu es une amie précieuse avec qui j'ai partagé de nombreux souvenirs, défis et réussites. Merci pour ton soutien, ta sincérité et tous les moments passés ensemble. Travailler à tes côtés sur ce mémoire a été un véritable plaisir. Que ce travail soit le reflet de nos efforts communs et de la belle amitié qui nous unit.

À mes très chers amis, Anissa, Samah, Hana, Aya, Lyna, Djamila, Nessrine, Rafik, Khalil et Noufel et Lydia.

Votre amitié a été l'un des plus beaux cadeaux. Du fond du cœur, Merci pour votre présence, votre soutien et tous les moments de joie que nous avons partagés ensemble. Les souvenirs construits à vos côtés occupent une place particulière dans mon cœur et resteront gravés dans ma mémoire.

Avec toute mon affection et ma gratitude. ♥

Ikram

Title

Seismic analysis of a high-rise building (R+33) in Saïd Hamdine (Algiers) using nonlinear time history analysis with accelerograms.

Abstract

This work focuses on the seismic analysis of a reinforced concrete high-rise building (R+33), approximately 125 م tall, located in Saïd Hamdine (Algiers) in a high seismicity zone (zone VI, site S3), using nonlinear time history analysis with accelerograms, in accordance with the Algerian Seismic Code (RPA 2024).

A three-dimensional model was developed using ETABS, enabling the preliminary sizing of structural elements and the conduct of a Response Spectrum Analysis (RSA). Subsequently, two nonlinear approaches were applied: the Nonlinear Static Analysis (Pushover), which confirmed the ductility of the structure and the plastification hierarchy, and the Nonlinear Time History Analysis (NLTHA-FNA), performed using three real accelerograms scaled to the target spectrum of RPA 2024, providing a realistic assessment of the seismic behavior of the structure.

Keywords

Seismic analysis, RPA 2024, Response Spectrum Analysis (RSA), Pushover Analysis, Nonlinear Time History Analysis (NLTHA), FNA method, Accelerograms, ETABS.

العنوان

الحساب الزلزالي لبرج (ط+33) بسيد حمدين (الجزائر) باستخدام التحليل الديناميكي اللاخطي الزمني بالتسجيلات الزلزالية.

الملخص

يندرج هذا العمل ضمن دراسة السلوك الزلزالي لبرج من الخرسانة المسلحة مؤلف من ثلاثة وثلاثين طابقاً فوق الأرض، يبلغ ارتفاعه الإجمالي نحو مائة وخمسة وعشرين متراً، ويقع بحي سيد حمدين بالعاصمة الجزائر، في منطقة ذات نشاط زلزالي مرتفع تُصنّف ضمن المنطقة السادسة على تربة من الصنف الثالث، وذلك وفق أحكام النظام الزلزالي الجزائري RPA 2024.

في مرحلة أولى، أُنجز نموذج حسابي ثلاثي الأبعاد للمنشأة باستخدام برنامج ETABS، أتاح التصميم المبدئي للعناصر الإنشائية وإجراء التحليل الديناميكي الطيفي المودي. وفي مرحلة ثانية، وُظف منهجان لخطيان متكاملان: التحليل الستاتيكي اللاخطي المتزايد (Pushover) الذي كشف عن مستوى مناسب من المطيلية وتسلسلاً منطقياً في تشكّل المفاصل اللدنة، ثم التحليل الديناميكي اللاخطي الزمني (NLTHA) بطريقة التحليل السريع للاخطيات (FNA)، انطلاقاً من ثلاث تسجيلات زلزالية حقيقية مُعايرة على الطيف المرجعي لـ RPA 2024، مما أتاح تقييماً دقيقاً وواقعياً للاستجابة الزلزالية للمنشأة.

الكلمات المفتاحية

الحساب الزلزالي، RPA 2024، التحليل الطيفي المودي (RSA)، تحليل Pushover، التحليل الديناميكي اللاخطي الزمني (NLTHA)، طريقة FNA، التسجيلات الزلزالية، ETABS.

Titre

Calcul sismique d'une tour (R+33) à Saïd Hamdine (Alger) en utilisant l'analyse dynamique non-linéaire temporelle par accélérogrammes.

Résumé

Ce travail porte sur le calcul sismique d'une tour en béton armé (R+33), d'une hauteur totale d'environ 125 m, implantée à Saïd Hamdine (Alger) en zone de forte sismicité (zone VI, site S3), en utilisant l'analyse dynamique non-linéaire par accélérogrammes, conformément au RPA 2024.

Une modélisation tridimensionnelle sous ETABS a été réalisée, permettant le prédimensionnement des éléments structuraux et la conduite d'une analyse modale spectrale (RSA). Par la suite, deux approches non linéaires ont été appliquées : l'analyse statique non linéaire (Pushover), qui a confirmé la ductilité de la structure et la hiérarchie de plastification, et l'analyse dynamique non linéaire temporelle (NLTHA-FNA), conduite à partir de trois accélérogrammes réels ajustés au spectre cible du RPA 2024, permettant une évaluation réaliste du comportement sismique de la structure.

Mots-clés

Calcul sismique, RPA 2024, Analyse modale spectrale (RSA), Analyse Pushover, Analyse dynamique non-linéaire temporelle (NLTHA), Méthode FNA, Accélérogrammes, ETABS.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE I :

REVUE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. Introduction.....	3
I.2. Propriétés structurales typiques de bâtiments de grande hauteur	3
I.2.1. Élancement.....	3
I.2.2. Rigidité.....	4
I.2.3. Ductilité.....	4
I.3. Structures Élancées : Caractéristiques Dynamiques Clés	6
I.3.1. Introduction aux structures élancées	6
I.3.2. Effet de l'élancement sur la période fondamentale.....	7
I.3.3. Sensibilité aux effets P-Delta.....	7
I.3.3.1. Définition des effets P-Delta.....	7
I.3.3.2. Types des effets P-delta	7
I.3.3.3. L'effet P-Delta dans RPA2024	8
I.3.4. L'effet des déplacements inter-étages.....	8
I.4. Comportement linéaire et non-linéaire des structures.....	9
I.4.1. Comportement linéaire.....	10
I.4.1.1. Modèle élastique linéaire	10
I.4.2. Comportement non-linéaire	10
I.4.2.1. Non-linéarité géométrique	10
I.4.2.2. Non-linéarité matérielle	11
I.5. Comportement Non Linéaire des matériaux	11
I.5.1. Modélisation de comportement non linéaire du béton.....	11
I.5.2. Modélisation de comportement non linéaire d'acier	14
I.5.2.1. Comportement uni axial de l'acier.....	14
I.5.2.2. Chargement cyclique de traction-compression de l'acier	14
I.5.2.3. Loi de comportement de Park pour l'acier.....	15
I.5.3. Modélisation des rotules plastiques	15
I.5.3.1. Définition et concept fondamental	15
I.5.3.2. Approche par rotule concentrée (Concentrated Hinge Model).....	15

I.5.3.3. Approche par modèle fibres (Fiber Hinge Model).....	16
I.5.3.4. Hauteur critique de la rotule plastique	17
I.6. Les méthodes d'analyse sismique	18
I.6.1. La méthode statique équivalente.....	18
I.6.1.1. Condition d'application de cette méthode	18
I.6.1.2. Principe	18
I.6.2. La méthode d'analyse modale spectrale (RSA).....	19
I.6.2.1. Condition d'application de cette méthode	19
I.6.2.2. Principe	19
I.6.2.3. Les hypothèses de cette méthode	19
I.6.3. La méthode d'analyse temporelle non linéaire (NLTHA).....	19
I.6.3.1. Principe de cette méthode	20
I.6.3.2. Les étapes de l'analyse dynamique non linéaire temporelle.....	20
I.6.3.3. Avantages de l'analyse dynamique non linéaire temporelle.....	20
I.6.4. Comparaison RSA vs NLTHA	21
I.7. Représentation de l'action sismique	22
I.7.1. Spectre cible.....	22
I.7.2. Accélérogrammes sismiques.....	22
I.7.2.1. Définition	22
I.7.2.2. Types d'accélérogrammes	22
I.7.2.3. Sélection et traitement d'accélérogrammes (réels vs synthétiques).....	22
I.7.2.4. Normalisation (mise à l'échelle) des accélérogrammes.....	23
I.8. Conclusion	23

CHAPITRE II :

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURELS

II .1. Introduction	24
II .2. Présentation du Projet - Tour R+33 à Saïd Hamdine, Alger	24
II .2.1. Description Générale	24
II .2.2. Composition Architecturale de la Tour	26
II .2.2.1. Niveaux de Parking (Infrastructure)	26
II .2.2.2. Zone Commerciale (Podium)	26
II .2.2.3. Zone Résidentielle (Tour).....	27
II .2.3. Particularités	28
II .3. Le système de contreventement.....	29
II .4. Implantation de la structure	29

II .4.1. Classification du site.....	29
II .4.2. Classification de l’ouvrage selon la zone sismique	30
II .4.3. Classification de l’ouvrage selon leur importance	31
II .5. Caractéristiques géotechniques du site	31
II .6. Hypothèses de calcul	32
II .6.1. Etat limite ultime ELU	32
II .6.2. Etat limite de service ELS	32
II .7. Les caractéristiques mécaniques des matériaux à utiliser.....	32
II .7.1. Le béton	33
II .7.1.1. Résistance à la compression (BAEL 91 article A.2.1.11)	33
II .7.1.2. Résistance à la traction (BAEL 91 article A.2.1.1.2)	33
II .7.1.3. Déformations longitudinales du béton.....	33
II .7.1.4. Coefficient de poisson	33
II .7.1.5. Contraintes limites	33
II .7.2. Les aciers	34
II .7.2.1. Contrainte limite à l’ELUR	34
II .7.2.2. Contrainte limite à l’E.L.S d’ouverture des fissures	34
II .8. Charges et surcharges	35
II .9. Les règlements utilisés.....	35
II .10. Combinaisons d’action accidentelle	35
II .10.1. Combinaisons à l’ELU et à l’ELS	35
II .10.2. Composantes horizontales de l’action sismique	35
II .10.3. Composante verticale de l’action sismique	36
II .11. Descente de charges et prédimensionnement	36
II .11.1. Descente de charge	36
II .11.2. Prédimensionnement des éléments structuraux	41
II .11.2.1. Prédimensionnement du plancher.....	41
II .11.2.2. Prédimensionnement des poutres	44
II .11.2.3. Prédimensionnement des voiles : « justifié par l’article 7.7.1 du RPA2024 »	46
II .12. Conclusion.....	47

CHAPITRE III :

ETUDE DYNAMIQUE

III.1. Introduction	48
III.2. Élaboration du modèle numérique et analyse modale.....	48

III.3. Modèle Numérique De La Structure	48
III.3.1. Vue en 3D de la structure	48
III.3.2. Les vues en plan de la structure.....	49
III.3.3. Vue en élévation de la structure	52
III.4. L'analyse modale	53
III.4.1. Interprétation des résultats.....	53
III.4.2. Vérification de la période fondamentale de la structure	54
III.5. L'étude sismique de la structure.....	55
III.5.1. Pourcentage d'amortissement critique ξ	56
III.5.2. Facteur de correction d'amortissement visqueux η	56
III.5.3. Coefficient d'accompagnement ψ pour la charge d'exploitation Q	56
III.5.4. Classification et justification du système de contreventement.....	57
III.5.5. Facteur de qualité QF	62
III.5.6. Spectres de réponse selon le RPA 2024	67
III.5.7. Calcul de la force sismique totale	68
III.6. Justification de la sécurité	70
III.6.1. Calcul des déplacements	70
III.6.2. Vérification des déplacements inter-étages.....	73
III.6.2.1. Justification de non-effondrement.....	73
III.6.2.2. Justification de limitation des dommages	77
III.6.3. Vérification de l'effet P- Δ	80
III.6.4. Vérification de non-renversement	84
III.7. Conclusion.....	88

CHAPITRES IV :

ETUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURELS

IV.1. Introduction.....	89
IV.2. Etude des dalles.....	89
IV.2.1. Combinaison des charges.....	90
IV.2.2. Evaluation des sollicitations.....	90
IV.3. Etude des poutres	94
IV.3.1. Exigences de ductilité pour la zone critique	94
IV.3.2. Les sollicitations extrêmes sur les poutres	95
IV.3.3. Calcul de ferrailage des poutres	95
IV.4.1. Ferrailage d'un voile	99
IV.4.1.1. Vérification de la condition de l'effort normal réduit.....	100

IV.4.1.2. Vérification de la contrainte limite de cisaillement	101
IV.4.1.3. Vérification de la condition d'élancement	101
IV.4.1.4. Calcul de la hauteur critique	101
IV.4.1.5. Enveloppe de calcul des moments fléchissant	102
IV.4.1.6. Exigences de ductilité pour la zone critique	104
IV.4.1.7. Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive.....	106
IV.4.1.8. Armatures transversales dans les éléments de rive	106
IV.4.1.9. Ferrailage de l'âme du voile	107
IV.4.1.10. Dimensionnement du voile au-dessus de la zone critique	108
IV.4.1.11. Conditions de ductilité locale.....	113
IV.4.2. Ferrailage d'un linteau	114
IV.4.2.1. Vérification de la contrainte limite de cisaillement	115
IV.4.2.2. Calcul des armatures	115
IV.5. Conclusion	117

CHAPITRE V:

ANALYSE NON-LINEAIRE STATIQUE « PUSHOVER »

V.1. Introduction	118
V.2. Généralités sur « PUSHOVER ».....	118
V.2.1. Principe.....	118
V.2.2. Objectifs de l'analyse PUSHOVER	120
V.2.3. Paramètres de contrôle de l'analyse Pushover	121
V.2.3.1. Types de contrôle	121
V.2.3.2. Déplacement cible	121
V.2.4. Demande sismique	121
V.2.5. Détermination du point de performance.....	121
V.2.6. Les rotules plastiques et les niveaux de performance de la structure.....	122
V.3. Méthodologie de l'analyse	124
V.3.1 Définition du comportement non linéaire de la structure	124
V.3.1.1. Définition du comportement non linéaire des matériaux	124
.....	124
V.3.1.2. Définition du comportement non linéaire des éléments	124
V.3.1.3. Affectation du ferrailage des éléments structuraux	125
V.3.1.4. Définition du chargement de l'analyse PUSHOVER.....	125
V.4. Les résultats d'analyse.....	127
V.4.1. La courbe de capacité	127

V.4.2. le point de performance	130
V.4.2.1. Détermination de la demande sismique.....	130
V.4.2.2. Localisation du point de performance	131
V.4.3. Etat de plastification des éléments structuraux	134
V.4.4. Calcul de l'Indice de dégradation global de la structure	140
V.4.5. Ductilité de la structure	141
V.5. Interprétation des résultats de l'analyse PUSHOVER	141
V.6. Limites observées de l'analyse PUSHOVER.....	142
V.7. Conclusion.....	142

CHAPITRE VI :

L'ANALYSE DYNAMIQUE NON-LINÉAIRE TEMPORELLE « NLTHA »

VI.1. Introduction.....	143
VI.2. Méthodes de « NLTHA ».....	143
VI.2.1. Rappel mathématique et méthodes de résolution.....	144
VI.2.2. Méthode FNA (Fast Nonlinear Analysis)	145
VI.2.3. Méthode d'intégration directe	147
VI.2.4. Comparaison entre FNA et intégration directe	148
VI.2.5. Organigramme des étapes pour l'analyse temporelle non linéaire par accélérogramme :	148
VI.3. La sélection des accélérogrammes	149
VI.4. APPLICATION DE LA METHODE FNA ET RESULTATS.....	155
VI.4.1. Définition des fonctions d'histoire temporelle et des cas de charge FNA.....	155
VI.4.2. Réponses des rotules plastiques	160
VI.4.3. Déplacements minimaux et maximaux par niveau	164
VI.4.4. Déplacements inter-étages (inter-story drift)	167
VI.4.5. Déplacements temporels du sommet (time history plot)	169
VI.5. Etude comparative.....	171
VI.5.1. Variation des déplacements en fonction de la hauteur.....	171
VI.5.2. Les déplacements inter étages	175
VI.6. Conclusion	182
CONCLUSION GENERALE	183
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	185

Liste des figures

CHAPITRE I :

REVUE BIBLIOGRAPHIQUE

FIGURE I.1 : RAPPORT D'ELANCEMENT D'UNE STRUCTURE.....	3
FIGURE I.2 : DEFORMATION D'UNE TOUR DE GRANDE HAUTEUR : (A) VUE EN PERSPECTIVE / (B) VUE EN COUPE AU DROIT DU VOILE CENTRAL.	4
FIGURE I.3 : CONCEPT DE LA DUCTILITE	5
FIGURE I.4 : DEFORMABILITE –DUCTILITE	5
FIGURE I.5 : DIFFERENCE DU COMPORTEMENT FRAGILE-DUCTILE	6
FIGURE I.6 : L'EFFET P- Δ DANS LES SYSTEMES A UN SEUL DEGRE DE LIBERTE.....	7
FIGURE I.7 : SYSTEME A 2 DEGRES DE LIBERTE SOUMIS A L'EFFET P- Δ	8
FIGURE I.8 : COMPORTEMENT LINEAIRE ET NON LINEAIRE DES STRUCTURES : A) COMPORTEMENT FRAGILE ET B) COMPORTEMENT DUCTILE	9
FIGURE I.9 : MODELE ELASTIQUE LINEAIRE.....	10
FIGURE I.10 : LOI DE COMPORTEMENT DU BETON EN COMPRESSION SOUS CHARGEMENT STATIQUE (DONEUX, 2002)	12
FIGURE I.11 : COMPORTEMENT DU BETON EN TRACTION DIRECTE (TERRIEN, 1980).....	12
FIGURE I.12 : ESSAI P.I.E.D COMPORTEMENT UNI AXIAL DU BETON SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE (RAMTANI, 1990).....	13
FIGURE I.13 : DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION	13
FIGURE I.14 : DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION DU BETON CONFINE	13
FIGURE I.15 : COMPORTEMENT DES ACIERS SOUS CHARGEMENT UNI-AXIAL	14
FIGURE I.16 : COMPORTEMENT DE L'ACIER EN TRACTION – COMPRESSION : EFFET BAUSCHINGER. (LEMAITRE ET AL., 1986).....	14
FIGURE I.17 : DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION DE L'ACIER POUR LA LOI DE PARK [9]	15
FIGURE I.18 : CONDITIONS D'EXIGENCE DE L'ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE	20

CHAPITRE II :

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURELS

FIGURE II.1 : COUPES DE LA STRUCTURE	25
FIGURE II.2 : LOCALISATION DE NOTRE PROJET.	25
FIGURE II.3 : PLAN DE MASSE.....	25
FIGURE II.4 : VUE EN PLAN D'UN SOUS-SOL/RDC.....	26
FIGURE II.5 : VUE EN PLAN D'UN ETAGE COMMERCIAL	27
FIGURE II. 7:VUE EN PLAN D'UN ETAGE COURANT	27
FIGURE II. 6: VUE EN PLAN DE LA TERRASSE	27
FIGURE II.8 : PLAN DE 3EME ETAGE (CENTRE COMMERCIAL / ACCES AUX LOGEMENTS).....	28
FIGURE II.9 : PLAN DE 4EME ETAGE (LOGEMENTS / ESPLANADE).....	28
FIGURE II.10 : CLASSIFICATION DES SYSTEMES STRUCTURAUX (PROPOSEE INITIALEMENT PAR FAZLUR RAHMAN KHAN).....	29
FIGURE II. 11: ZONAGE SISMIQUE DE L'ALGERIE	30
FIGURE II.12 : REPRESENTATION EN PLAN DE L'ESCALIER	39
FIGURE II. 13: SCHEMA DE L'ACROTERE	40

FIGURE II.14 : DIMENSIONS D'UNE DALLE.....	42
FIGURE II. 15: DIMENSIONS MINIMALES DES VOILES SELON RPA2024.....	46

CHAPITRES III :

ETUDE DYNAMIQUE

FIGURE III.1 : VUE EN 3D DU MODELE NUMERIQUE DE LA STRUCTURE	48
FIGURE III.2 : VUE EN PLAN DE 1ER ET DE 2EME SOUS-SOL	49
FIGURE III.3 : VUE EN PLAN DE REZ DE CHAUSSEE (RDC).....	49
FIGURE III.4 : VUE EN PLAN DE 1ER ET 2EME ETAGE	50
FIGURE III.5 : VUE EN PLAN DE 3EME ETAGE.....	50
FIGURE III.6 : VUE EN PLAN : (A) ETAGE COURANT / (B) DUPLEXE NIVEAU 01/ (C) DUPLEXE NIVEAU 02.....	51
FIGURE III.7 : VUE EN PLAN DE LA TERRASSE.....	51
FIGURE III.8 : VUE EN ELEVATION DE LA STRUCTURE (X-Z)	52
FIGURE III.9 : VUE EN ELEVATION DE LA STRUCTURE (Y-Z)	52
FIGURE III.10 : REPRESENTATION DU 1ER, 2EME ET 3EME MODE.	54
FIGURE III.11 : SPECTRE DE REPONSE HORIZONTAL SELON LE RPA 2024	67
FIGURE III. 12: SPECTRE DE REPONSE VERTICAL SELON LE RPA 2024	68
FIGURE III.13 : SCHEMA EXPLICATIF DE L'EFFET P-Δ	80

CHAPITRES IV :

ETUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURELS

FIGURE IV.1 : DIMENSIONS DU PANNEAU ETUDIE (5,85×4,45×0,22).....	89
FIGURE IV.2 : DIMENSIONS DU PANNEAU ETUDIE.....	91
FIGURE IV.3 : FERRAILLAGE DE LA DALLE SUIVANT Y.....	93
FIGURE IV. 4: FERRAILLAGE DE LA DALLE SUIVANT X.....	94
FIGURE IV.5 : SECTION D'ACIER DE LA POUTRE (45X65) A MI- TRAVEE	96
FIGURE IV. 6: FERRAILLAGE DE LA POUTRE (45X65) SUR APPUI	97
FIGURE IV. 7: CROQUIS DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE (45X65).....	99
FIGURE IV.8 : VUE EN ELEVATION DU VOILE VB-2 DE LA STRUCTURE.....	100
FIGURE IV.9 : ENVELOPPE DE CALCUL POUR LES MOMENTS FLECHISSANT	103
FIGURE IV.10 : ENVELOPPE DE CALCUL POUR LES MOMENTS FLECHISSANT DU VOILE VB-2 SOUS LA COMBINAISON : G+0,3Q+E1.....	104
FIGURE IV.11 : ÉLÉMENTS DE RIVE POUR LES VOILES	105
FIGURE IV. 12: ÉPAISSEUR MINIMALE DES ELEMENTS DE RIVE CONFINES	105
FIGURE IV.13 : FERRAILLAGE DE LA RIVE CONFINÉE.....	114
FIGURE IV.14 : FERRAILLAGE DE VOILE SUR LA HAUTEUR CRITIQUE	114
FIGURE IV.15 : LES ARMATURES DE LINTEAU 45X100 CM2.....	116

CHAPITRE V:

ANALYSE NON-LINEAIRE STATIQUE « PUSHOVER »

FIGURE V.1 : DISTRIBUTIONS DES FORCES SISMIQUES HORIZONTALES [21].....	119
--	-----

FIGURE V.2 : LE PRINCIPE DE « PUSHOVER »	119
FIGURE V.3 : LA COURBE CAPACITAIRE « PUSHOVER »	120
FIGURE V.4 : DEFINITION DU POINT DE PERFORMANCE [17]	122
FIGURE V.5 : LOCALISATION DES ROTULES PLASTIQUES DANS LE MODELE STRUCTURAL.....	123
FIGURE V.6 : NIVEAUX D'ENDOMMAGEMENT D'UNE ROTULE PLASTIQUE SELON FEMA 356 [22]	123
FIGURE V.7 : LOI DE COMPORTEMENT ELASTOPLASTIQUE : (A) DU BETON / (B) DE L'ACIER ...	124
FIGURE V.8 : CHARGEMENT GRAVITAIRE NON LINEAIRE POUR PUSHOVER	125
FIGURE V.9 : CHARGES LATERALES NON LINEAIRE POUR PUSHOVER DANS SENS YY	126
FIGURE V.9 : CHARGES LATERALES NON LINEAIRE POUR PUSHOVER DANS SENS XX	126
FIGURE V.11 : COURBE CAPACITAIRE « PUSHOVER SENS XX ».....	129
FIGURE V.12 : COURBE CAPACITAIRE « PUSHOVER SENS YY ».....	129
FIGURE V.13 : SPECTRE ELASTIQUE HORIZONTAL D'ACCELERATION SISMIQUE	131
FIGURE V.14 : LOCATION DES POINTS DE PERFORMANCES SENS XX	132
FIGURE V.15 : LOCATION DES POINTS DE PERFORMANCES SENS YY	134

CHAPITRE VI :

L'ANALYSE DYNAMIQUE NON-LINÉAIRE TEMPORELLE « NLTHA »

FIGURE VI. 1: SPECTRE ELASTIQUE HORIZONTAL (TYPE 01).....	150
FIGURE VI.2 : ACCELEROGRAMME MIS A L'ECHELLE : ENREGISTREMENT RSN725, COMPOSANTE Y (FACTEUR D'ECHELLE 2.11)	151
FIGURE VI.3 : ACCELEROGRAMME MIS A L'ECHELLE : ENREGISTREMENT RSN725, COMPOSANTE Y (FACTEUR D'ECHELLE 2.11)	151
FIGURE VI. 4: ACCELEROGRAMME MIS A L'ECHELLE : ENREGISTREMENT RSN960, COMPOSANTE X (FACTEUR D'ECHELLE 1.43)	152
FIGURE VI.5 : ACCELEROGRAMME MIS A L'ECHELLE : ENREGISTREMENT RSN960, COMPOSANTE Y (FACTEUR D'ECHELLE 1.43)	152
FIGURE VI. 6: ACCELEROGRAMME MIS A L'ECHELLE : ENREGISTREMENT RSN766, COMPOSANTE X (FACTEUR D'ECHELLE 1.89)	152
FIGURE VI.7 : ACCELEROGRAMME MIS A L'ECHELLE : ENREGISTREMENT RSN766, COMPOSANTE Y (FACTEUR D'ECHELLE 1.89)	153
FIGURE VI. 8 : LE SPECTRE FREQUENTIEL DE L'ACCELEROGRAMME SUPERSTITION HILLS-02 .	153
FIGURE VI. 9: LE SPECTRE FREQUENTIEL DE L'ACCELEROGRAMME LOMA PRIETA	154
FIGURE VI. 10: LE SPECTRE FREQUENTIEL DE L'ACCELEROGRAMME NORTHRIDGE-01	154
FIGURE VI. 11: SPECTRES DE REPONSE INDIVIDUELS MIS A L'ECHELLE COMPARES AU SPECTRE	155
FIGURE VI. 12: DEFINITION DES FONCTIONS D'HISTOIRE TEMPORELLE IMPORTEES DANS ETABS	156
FIGURE VI. 13: DEFINITION DE LA FONCTION RAMP TH	156
FIGURE VI. 14: CAS DE CHARGE PP DYN (APPLICATION DYNAMIQUE DES CHARGES GRAVITAIRES)	157
FIGURE VI. 15: CAS MODAL RITZ (CALCUL DES MODES PROPRES POUR L'ANALYSE FNA).....	158
FIGURE VI. 16: PARAMETRAGE DU CAS DE CHARGE RSN 725.....	158
FIGURE VI. 17: PARAMETRAGE DU CAS DE CHARGE RSN 766.....	159
FIGURE VI. 18: PARAMETRAGE DU CAS DE CHARGE RSN 960.....	159

FIGURE VI. 19: DEPLACEMENTS MINIMAUX ET MAXIMAUX PAR NIVEAU (DIRECTION X), POUR LES TROIS ACCELEROGRAMMES (RSN725, RSN766, RSN960)	164
FIGURE VI. 20: DEPLACEMENTS MINIMAUX ET MAXIMAUX PAR NIVEAU (DIRECTION Y), POUR LES TROIS ACCELEROGRAMMES (RSN725, RSN766, RSN960)	165
FIGURE VI. 21: DEPLACEMENTS INTER-ETAGES MAXIMALES EN DIRECTION X.....	167
FIGURE VI. 22: DEPLACEMENTS INTER-ETAGES MAXIMALES EN DIRECTION Y.....	168
FIGURE VI. 23: HISTORIQUE TEMPOREL DES DEPLACEMENTS AU SOMMET SELON X ET Y (RSN 725)	169
FIGURE VI. 24: HISTORIQUE TEMPOREL DES DEPLACEMENTS AU SOMMET SELON X ET Y (RSN 766)	170
FIGURE VI. 25: HISTORIQUE TEMPOREL DES DEPLACEMENTS AU SOMMET SELON X ET Y (RSN 960)	170
FIGURE VI. 26: LES DEPLACEMENTS DES ETAGES DANS LE SENS X-X	173
FIGURE VI. 27: LES DEPLACEMENTS DES ETAGES DANS LE SENS Y-Y	175
FIGURE VI. 28: VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER ETAGES SENS X-X.....	176
FIGURE VI. 29: VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER ETAGES SENS Y-Y.....	176
FIGURE VI. 30: COMPARAISON DES DEPLACEMENTS INTER ETAGE ENTRE LES DEUX METHODES DYNAMIQUES SENS X-X	179
FIGURE VI. 31: COMPARAISON DES DEPLACEMENTS INTER ETAGE ENTRE LES DEUX METHODES DYNAMIQUE SENS Y-Y	181

Liste des tableaux

CHAPITRE I :

REVUE BIBLIOGRAPHIQUE

TABLEAU I.1 : DEFINITION DES TALL BUILDING [1]	6
TABLEAU I.2 : DEPLACEMENT LIMITE POUR CHAQUE TYPE DE STRUCTURE SELON RPA2024.....	9
TABLEAU I.3 : MODELISATION DE COMPORTEMENT NON LINEAIRE DU BETON [7]	12
TABLEAU I.4 : LES PARAMETRES CLES DE LA COURBE ENVELOPPE	16
TABLEAU I.5 : TYPES DE FIBRES	17
TABLEAU I.6 : LES DIFFERENTS TYPES D'ANALYSE SISMIQUE.....	18
TABLEAU I.7 : SYNTHESE COMPARATIVE RSA vs NLTHA.....	21

CHAPITRE II :

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURELS

TABLEAU II.1 : CLASSIFICATION DES SITES	30
TABLEAU II.2 : ZONAGE SISMIQUE SELON L'INTENSITE DES SEISMES	31
TABLEAU II.3 : LES CHARGES D'UNE TERRASSE INACCESSIBLE	36
TABLEAU II.4 : LES CHARGES D'UNE TERRASSE ACCESSIBLE.....	36
TABLEAU II.6 : LES CHARGES D'UN ETAGE COURANT.....	37
TABLEAU II.7 : LES CHARGES D'UN PARKING & ETAGE COMMERCIAL	37
TABLEAU II.8 : LES CHARGES DES BALCONS	38
TABLEAU II.9 : LES CHARGES DE LA TOITURE.....	38
TABLEAU II.11 : LES CHARGES DES ESCALIERS.....	39
TABLEAU II.12 : LES CHARGES DU MUR DE FAÇADE	40
TABLEAU II.13 : LES CHARGES DE L'ACROTERE	41
TABLEAU II.14 : TYPES DES DALLES SELON LEUR MODE DE TRAVAIL	41
TABLEAU II.15 : LES DIMENSIONS DES POUTRES (B × H) UTILISEES.....	44
TABLEAU II.16 : DIMENSIONS MINIMALES DES VOILES DE CONTREVENTEMENT	46

CHAPITRES III :

ETUDE DYNAMIQUE

TABLEAU III.1 : PERIODES ET FACTEURS DE PARTICIPATION MODALE	53
TABLEAU III.2 : VALEURS DE COEFFICIENT C_T (RPA2024).....	55
TABLEAU III.3 : LES VALEURS DE LA PERIODE T_0 (RPA2024).....	55
TABLEAU III.4 : VERIFICATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE DE LA STRUCTURE	55
TABLEAU III.5 : LES VALEURS DE Ξ SELON RPA2024	56
TABLEAU III.6 : LES VALEURS DE COEFFICIENT D'ACCOMPAGNEMENT Ψ	56
TABLEAU III.7 : L'EFFORT TRANCHANT TOTAL SUIVANT X ET Y	57
TABLEAU III.8 : LES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX DES CENTRES DE MASSE ET LES COMPOSANTES DE ROTATION	58
TABLEAU III.9 : RESULTATS POUR VERIFICATION DU SYSTEME 6	60
TABLEAU III.10 : LES VALEURS DES PONDERATIONS P_Q (RPA2024)	62
TABLEAU III.12 : LES MASSES DE CHAQUE NIVEAU	65
TABLEAU III.13 : PARAMETRES DU SPECTRE TYPE 1 (ZONES IV, V ET VI) PAR SITE	68

TABLEAU III.14 : LA FORCE SISMIQUE TOTALE SUIVANT X ET Y	69
TABLEAU III.15 : L'EFFORT TRANCHANT TOTAL SUIVANT X ET Y + LE POIDS TOTAL DE LA STRUCTURE	69
TABLEAU III.16 : VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMQUES	69
TABLEAU III.17 : VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMQUES CORRIGEE	70
TABLEAU III.18 : LES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX SUIVANT X	70
TABLEAU III.19 : LES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX SUIVANT Y	72
TABLEAU III.20 : LES DEPLACEMENTS LIMITES SELON (RPA2024).....	73
TABLEAU III. 21: JUSTIFICATION DE NON-EFFONDREMENT SUIVANT X	74
TABLEAU III. 22: JUSTIFICATION DE NON-EFFONDREMENT SUIVANT Y	75
TABLEAU III.23 : JUSTIFICATION DE LIMITATION DES DOMMAGES SUIVANT X.....	77
TABLEAU III.24 : JUSTIFICATION DE LIMITATION DES DOMMAGES SUIVANT Y	78
TABLEAU III.25 : VERIFICATION EFFET P- Δ SENS X-X.....	80
TABLEAU III.25 : VERIFICATION EFFET P- Δ SENS X-X.....	82
TABLEAU III. 26 : VERIFICATION EFFET P- Δ SENS Y-Y	82
TABLEAU III.27 : RESULTATS DE MOMENT DE RENVERSEMENT SUIVANT X	84
TABLEAU III.28 : RESULTATS DE MOMENT DE RENVERSEMENT SUIVANT Y	86

CHAPITRES IV :

ETUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURELS

TABLEAU IV.1 : COMBINAISON DE CHARGES DES PLANCHERS	90
TABLEAU IV.2 : FERRAILLAGE DU PANNEAU EN TRAVEE SUIVANT X.....	91
TABLEAU IV.3 :FERRAILLAGE DU PANNEAU EN TRAVEE SUIVANT Y	92
TABLEAU IV.4 : FERRAILLAGE DU PANNEAU EN APPUIS SUIVANT X ET Y	92
TABLEAU IV.5 : LONGUEURS CRITIQUES DES POUTRES	95
TABLEAU IV.6 : LES SOLLICITATIONS EXTREMES SUR LA POUTRE.....	95
TABLEAU IV.7 : ARMATURES LONGITUDINALES DES POUTRES.....	96
TABLEAU IV.8 : RESULTATS DE LA VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT.....	100
TABLEAU IV.9 : RESULTATS DE LA VERIFICATION DE LA CONTRAINTE LIMITE DE CISAILLEMENT	101
TABLEAU IV.10 : DONNEES POUR LE CALCUL DE FERRAILLAGE DES VOILES	103
TABLEAU IV.11 : EFFORT NORMAL, MOMENT FLECHISSANT ET EFFORT TRANCHANT EN <i>BASE DU VOILE VB-2 SOUS LA COMBINAISON : $G+\psi Q+EI$</i>	103
TABLEAU IV.12 : LES ARMATURES LONGITUDINALES DANS LES ELEMENTS DE RIVE.....	106
TABLEAU IV.13 : LES ARMATURES TRANSVERSALES DANS LES ELEMENTS DE RIVE	107
TABLEAU IV.14 : LES ACIERS VERTICAUX ET L'ESPACEMENT VERTICAL DE L'AME DE VOILE .	108
TABLEAU IV.15 : ARMATURES TRANSVERSALES DE L'AME DU VOILE.....	108
TABLEAU IV.16 : LES VALEURS DE CALCUL DES EFFORTS N, M ET V DU VOILE VB-2 AU-DESSUS DE LA ZONE CRITIQUE.....	109
TABLEAU IV.17 : FERRAILLAGE LONGITUDINAL AUX EXTREMITES	110
TABLEAU IV.18 : FERRAILLAGE HORIZONTALE DE L'AME DE VOILE AU-DESSUS DE LA ZONE CRITIQUE.....	112
TABLEAU IV.19 : LES ACIERS VERTICAUX ET L'ESPACEMENT VERTICAL DE L'AME DE VOILE.	113
TABLEAU IV.20 : VERIFICATION DE LA DUCTILITE LOCALE.....	113

TABLEAU IV.21 : VERIFICATION DE LA CONTRAINTE LIMITE DE CISAILLEMENT POUR UN	
LINTEAU	115

CHAPITRE V:

ANALYSE NON-LINEAIRE STATIQUE « PUSHOVER »

TABLEAU V.1 : VALEURS NUMERIQUES DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE EN FONCTION DU DEPLACEMENT AU SOMMET SELON LES DIRECTIONS X ET Y	127
TABLEAU V.2 : CARACTERISTIQUES DE LA COURBE DE CAPACITE EN VALEURS MAXIMALES (V_{MAX} , δ_{MAX})	129
TABLEAU V.3 : PARAMETRES DE DEFINITION DU SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE	130
TABLEAU V.4 : COORDONNEES DES POINTS DE LA COURBE DE CAPACITE DANS LE FORMAT ADRS (SA vs SD) « DIRECTION X-X »	131
TABLEAU V.5 : COORDONNEES DES POINTS DE LA COURBE DE CAPACITE DANS LE FORMAT ADRS(SA vs SD) « DIRECTION Y-Y »	133
TABLEAU V.6 : LOCATION DES POINTS DE PERFORMANCES DANS LES DEUX SENS X ET Y	134
TABLEAU V.7 : ROTULES PLASTIQUES FORMEES A CHAQUE PAS DE L'ANALYSE DANS LES SENS XX	135
TABLEAU V.8 : ROTULES PLASTIQUES FORMEES A CHAQUE PAS DE L'ANALYSE DANS LES SENS YY	139
TABLEAU V.9 : RECAPITULATIF DE LA DIMINUTION DE LA RIGIDITE STRUCTURELLE DANS LE DOMAINE PLASTIQUE.....	141
TABLEAU V.10 : FACTEUR DE DUCTILITE GLOBAL DANS LES DEUX SENS	141

CHAPITRE VI :

L'ANALYSE DYNAMIQUE NON-LINÉAIRE TEMPORELLE « NLTHA »

TABLEAU VI. 1: PARAMETRES DE DEFINITION DU SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE	150
TABLEAU VI. 2: LES CARACTERISTIQUES DES ACCELEROGRAMMES SELECTIONNES.....	150
TABLEAU VI. 3 : LA REPONSE DE ROTULES DE QUELQUES VOILES SOUS LE SEISME SUPERSTITION HILLS-02	160
TABLEAU VI. 4 : LA REPONSE DE ROTULES DES POUTRES	162
TABLEAU VI. 5: LES DEPLACEMENTS MAXIMAUX POUR CHAQUE ACCELEROGRAMME	166
TABLEAU VI. 6: LES DEPLACEMENTS DES ETAGES DANS LE SENS X-X	171
TABLEAU VI. 7 : LES DEPLACEMENTS DES ETAGES DANS LE SENS Y-Y	173
TABLEAU VI. 8 : LES VALEURS LIMITES DE JUSTIFICATION DE SECURITE.....	175
TABLEAU VI. 9: LES DEPLACEMENTS INTER-ETAGES DANS LE SENS X-X	177
TABLEAU VI. 10: LES DEPLACEMENTS INTER-ETAGES DANS LE SENS Y-Y	179

Liste des symboles

A	: Coefficient sismique
AD	: Aire des armatures diagonales (cm ²)
As	: Aire des armatures en acier (cm ²)
At	: Aire des armatures transversales (cm ²)
b	: Largeur de la section (m ou cm)
Bc	: Aire de la section brute du voile (m ²)
bw	: Épaisseur du voile (cm)
CT	: Coefficient fonction du système de contreventement (RPA 2024)
d	: Hauteur utile de la section, $d = 0,9h$ (m ou cm)
dbl	: Diamètre des armatures longitudinales (mm)
e	: Épaisseur de la dalle (cm)
e_{ox}, e_{oy}	: Excentricité entre centre de rigidité et centre de gravité (m)
E	: Action sismique
Ei28	: Module de déformations instantanées à 28 jours : $Ei28 = 11000 \times f_{cj}^{(1/3)}$ (MPa)
Es	: Module d'élasticité de l'acier = 200 000 MPa
Ev28	: Module de déformations différées à 28 jours : $Ev28 = 3700 \times f_{cj}^{(1/3)}$ (MPa)
fadm	: Flèche admissible (mm)
fbu	: Contrainte limite du béton en compression (MPa)
fc28	: Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours (MPa)
fe	: Limite élastique de l'acier = 500 MPa
Fsu	: Contrainte ultime de l'acier (MPa)
Fsy	: Contrainte limite élastique de l'acier (MPa)
ft28	: Résistance caractéristique du béton en traction à 28 jours (MPa)
G	: Charges permanentes (kN ou kN/m ²)
h	: Hauteur totale de la section brute (m ou cm)
hcr	: Hauteur critique de la rotule plastique (m)
hk	: Hauteur du niveau k (m)
hN	: Hauteur totale mesurée depuis la base jusqu'au dernier niveau (m)
i	: Nombre total de pondérations pour le facteur de qualité QF
I	: Moment d'inertie de la section (m ⁴)
K	: Rigidité de la structure (kN/m)
Ke	: Rigidité élastique initiale (kN/m)
KP	: Rigidité post-élastique (kN/m)
L	: Distance entre la section critique et le point d'inflexion (m)
lc	: Longueur de l'élément de rive du voile (m)
Lp	: Longueur de la rotule plastique (m)

lw	: Longueur du voile (m)
Lx, Ly	: Portées dans les directions x et y de la dalle (m)
M	: Moment fléchissant (kN.m)
n	: Coefficient d'équivalence acier/béton = 15
N	: Effort normal (kN)
Pk	: Poids total de la structure au-dessus du niveau k (kN)
Q	: Charges d'exploitation (kN ou kN/m²)
QF	: Facteur de qualité de la structure (RPA 2024)
q	: Charge linéaire totale pondérée (kN/m)
R	: Coefficient de comportement = 3 (RPA 2024)
rx, ry	: Rayons de torsion suivant x et y (m)
SadgT0	: Ordonnée du spectre de calcul normalisée par rapport à g pour la période T0
St	: Espacement des armatures transversales (cm)
To	: Période fondamentale de la structure (s)
T1	: Période propre fondamentale (mode 1) (s)
V	: Force sismique totale à la base / Effort tranchant (kN)
Vk	: Effort tranchant d'étage au niveau k (kN)
Vt	: Résultante des forces sismiques à la base par combinaison modale (kN)
W	: Poids sismique total de la structure (kN)
x	: Position de l'axe neutre de la section (m ou cm)
α	: Rapport des portées de la dalle : $\alpha = l_x / l_y$
γ_b	: Coefficient de sécurité partiel du béton (1,5 fondamentales, 1,15 accidentelles)
γ_s	: Coefficient de sécurité de l'acier (1,15 général, 1 accidentelles)
Δk	: Déplacement inter-étages au niveau k (mm)
δ_{ek}	: Déplacement élastique dû aux forces sismiques au niveau k (mm)
ϵ_{es}	: Limite de la déformation élastique de l'acier
ϵ_s	: Déformation unitaire de l'acier
ϵ_{sh}	: Déformation de l'acier au début de l'écrouissage
ϵ_{su}	: Déformation ultime de l'acier
ϵ_y	: Déformation limite élastique de l'acier
η	: Facteur de correction d'amortissement visqueux
κ_y	: Courbure de plastification
λ	: Coefficient de correction de la force sismique (RPA 2024)
μ_x, μ_y	: Coefficients de moments pour les dalles en fonction de α
ν	: Coefficient de Poisson du béton (0,2 pour déformations, 0 pour sollicitations)
θ_k	: Coefficient de stabilité – effet P- Δ au niveau k
σ_{st}	: Contrainte de traction dans les armatures (MPa)
τ	: Contrainte de cisaillement (MPa)
τ_{adm}	: Contrainte de cisaillement admissible (MPa)

- θ** : Coefficient de durée d'application des charges (0,85 / 0,9 / 1)
- ξ** : Pourcentage d'amortissement critique (10 % pour voiles BA, RPA 2024)
- ψ** : Coefficient d'accompagnement pour la charge d'exploitation Q (= 0,3)

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le développement urbain contemporain dans les grandes agglomérations à forte densité, telles que la région d'Alger, s'accompagne d'une croissance significative des bâtiments de grande hauteur. Ces structures élancées, définies par leur hauteur importante et/ou leur rapport hauteur/largeur élevé, présentent un comportement dynamique spécifique sous sollicitations sismiques. Conventionnellement, l'analyse modale spectrale (Response Spectrum Analysis) représente la méthode la plus utilisée en raison de sa simplicité et de son efficacité, cette approche repose sur l'hypothèse d'un comportement essentiellement élastique de la structure. Elle ne permet donc pas de représenter avec précision les phénomènes de plastification, de dégradation de rigidité et de redistribution des efforts susceptibles de se développer lors d'un séisme intense.

Afin de mieux évaluer la réponse réelle des structures, les approches non linéaires ont connu un développement important au cours des dernières décennies. Parmi celles-ci, l'analyse statique non linéaire « Pushover » permet d'estimer la capacité globale de la structure et d'identifier son niveau de performance. Toutefois, cette méthode présente certaines limites lorsqu'elle est appliquée aux bâtiments élancés, dont la réponse est fortement influencée par les modes supérieurs de vibration.

Pour cette raison le RPA 2024 rend obligatoire une vérification complémentaire par analyse dynamique temporelle non linéaire (Non Linear Time History Analysis) pour les bâtiments dépassant certains seuils de hauteur ou de période fondamentale.

La NLTHA consiste à soumettre le modèle numérique à des accélérogrammes représentatifs du séisme de calcul et à en suivre la réponse étape par étape. Cette méthode intègre explicitement les non-linéarités matérielles et géométriques, permettant ainsi de retracer le comportement réel de la structure du domaine élastique jusqu'aux états limites ultimes.

Le présent mémoire s'inscrit dans une démarche d'évaluation approfondie du comportement sismique des bâtiments de grande hauteur en béton armé, à travers le cas d'une tour R+33 implantée à Saïd Hamdine (Alger). Elle vise à appliquer les exigences du Règlement Parasismique Algérien RPA 2024 et à analyser la réponse de la structure sous l'action des sollicitations sismiques à l'aide d'approches de calcul de différents niveaux de complexité.

Dans une première étape, un modèle numérique tridimensionnel de la structure est élaboré à l'aide du logiciel ETABS. Après le prédimensionnement des éléments structuraux, une analyse modale spectrale est réalisée afin d'évaluer les caractéristiques dynamiques de la tour, de déterminer les efforts sismiques de dimensionnement et de vérifier les critères réglementaires relatifs à la stabilité, aux déplacements, aux dérives inter-étages ainsi qu'aux effets du second ordre.

Dans une seconde étape, l'étude est étendue au domaine non linéaire afin de mieux représenter le comportement réel de la structure sous séisme sévère. Une analyse statique non linéaire de type Pushover est menée pour évaluer la capacité sismique globale de l'ouvrage, identifier les mécanismes de plastification et déterminer son niveau de performance. Enfin, une analyse dynamique non linéaire temporelle (NLTHA), basée sur des accélérogrammes sélectionnés et mis à l'échelle conformément aux exigences du RPA 2024, est réalisée afin de suivre

l'évolution temporelle de la réponse structurale et d'apprécier les effets des non-linéarités matérielles et géométriques.

L'objectif principal de ce travail est ainsi de comparer les résultats obtenus par les méthodes linéaires et non linéaires, d'évaluer la performance sismique réelle de la tour étudiée et de mettre en évidence l'apport de l'analyse dynamique non linéaire temporelle dans la conception et la vérification des structures élancées.

Afin d'atteindre ces objectifs, le présent mémoire est structuré en sept chapitres :

- **Chapitre I : Revue bibliographique**

Ce chapitre présente les notions fondamentales relatives aux bâtiments de grande hauteur, aux caractéristiques dynamiques des structures élancées, aux comportements linéaire et non linéaire des matériaux ainsi qu'aux différentes méthodes d'analyse sismique, avec un accent particulier sur l'analyse dynamique non linéaire temporelle.

- **Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux**

Ce chapitre est consacré à la présentation du projet étudié, au choix du système de contreventement, à l'évaluation des charges ainsi qu'au prédimensionnement des principaux éléments structuraux.

- **Chapitre III : Étude dynamique**

Ce chapitre traite de la modélisation numérique de la structure, de l'analyse modale et de l'étude sismique réglementaire selon le RPA 2024. Les différentes vérifications exigées par le règlement y sont également présentées.

- **Chapitre IV : Étude des éléments structuraux**

Ce chapitre porte sur le dimensionnement et le ferrailage des principaux éléments de la structure, notamment les dalles, les poutres, les voiles et les linteaux.

- **Chapitre V : Analyse statique non linéaire « Pushover »**

Ce chapitre présente la méthodologie de l'analyse Pushover, l'évaluation de la capacité sismique de la structure, la détermination du point de performance ainsi que l'étude de la ductilité et de l'endommagement global.

- **Chapitre VI : Analyse dynamique non linéaire temporelle « NLTHA »**

Ce dernier chapitre est consacré à la sélection et au traitement des accélérogrammes, à la mise en œuvre de l'analyse dynamique non linéaire temporelle et à l'interprétation des résultats obtenus. Une étude comparative est également réalisée afin d'évaluer la réponse réelle de la structure sous sollicitations sismiques.

Enfin, le mémoire se termine par une conclusion générale présentant une synthèse des résultats essentiels.

CHAPITRE I :

REVUE

BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. Introduction

L'analyse du comportement dynamique des structures élancées sous sollicitations sismiques représente un défi majeur. Leur hauteur et leur flexibilité induisent une réponse complexe, particulièrement lorsque des séismes intenses les font basculer dans le domaine non linéaire, générant des phénomènes de plastification, perte de rigidité et instabilité. Face à cette complexité, l'analyse non linéaire temporelle par accélérogrammes permet de capturer fidèlement l'évolution temporelle de la réponse structurale en tenant compte des effets non linéaires et de l'historique du chargement. Elle offre ainsi une évaluation plus précise de la performance structurale et une optimisation de la conception parasismique.

Ce chapitre expose une synthèse bibliographique sur les propriétés dynamiques des structures, en distinguant les comportements linéaire et non linéaire, et en soulignant l'importance des méthodes d'analyse temporelle non linéaire pour les structures élancées.

I.2. Propriétés structurales typiques de bâtiments de grande hauteur

I.2.1. Élancement

L'élancement caractérise la « finesse géométrique » de la structure et est généralement exprimé par le rapport entre la hauteur totale du bâtiment et une dimension caractéristique de sa base (H/B). [1]

Un fort élancement entraîne :

- Des périodes propres élevées dans le sens le plus défavorable,
- Une sensibilité accrue aux effets p- δ ,
- Une augmentation des déplacements latéraux.

Ce paramètre indique également une forte susceptibilité au flambement.

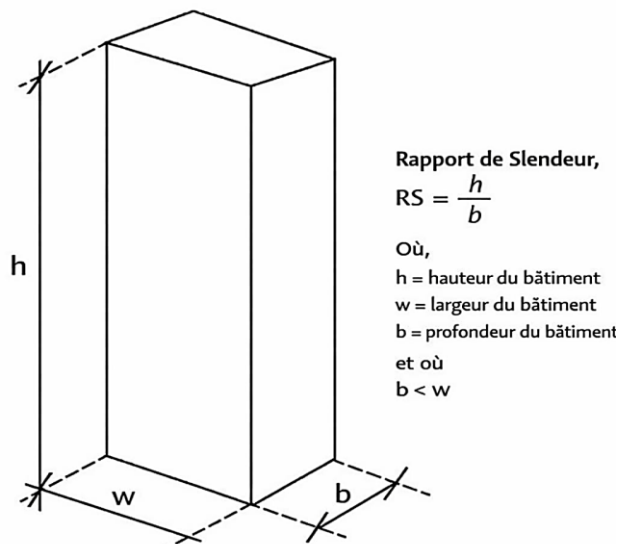


Figure I.1 : Rapport d'élancement d'une structure

I.2.2. Rigidité

La rigidité représente la capacité de la structure à s'opposer aux déformations sous l'effet des charges [2]. Elle dépend de la géométrie des éléments, des matériaux utilisés et du système structural notamment les éléments de contreventement (voiles, portiques, noyaux).

Plus une structure est flexible, moins elle est rigide, et inversement. Augmenter la rigidité d'un élément structural permet de réduire ses déformations sous chargement. Cette rigidification peut être obtenue en augmentant les dimensions des sections, ce qui engendre toutefois un surcoût économique significatif.

Une rigidité insuffisante conduit à :

- Des déplacements excessifs,
- Des dérives inter-étages élevées,
- Une augmentation des dommages structuraux et non structuraux.

I.2.3. Ductilité

La ductilité est la capacité d'un matériau ou d'une structure à subir de grandes déformations plastiques sans rupture brutale, tout en préservant une rigidité et une résistance suffisantes pour maintenir la capacité portante [3]. Elle constitue un paramètre clé de la conception parasismique moderne. Elle permet :

- La dissipation de l'énergie sismique,
- L'évitement des ruptures fragiles,
- L'amélioration de la performance globale de la structure en régime non linéaire.

Dans le cas d'une tour de grande hauteur en béton armé, la ductilité peut se traduire par la capacité d'un tel ouvrage à fléchir sous sollicitations sismiques sans que la fissuration en partie tendue et/ou l'écrasement en partie comprimée du béton en pied ne conduisent à une perte de résistance et/ou de l'équilibre statique.

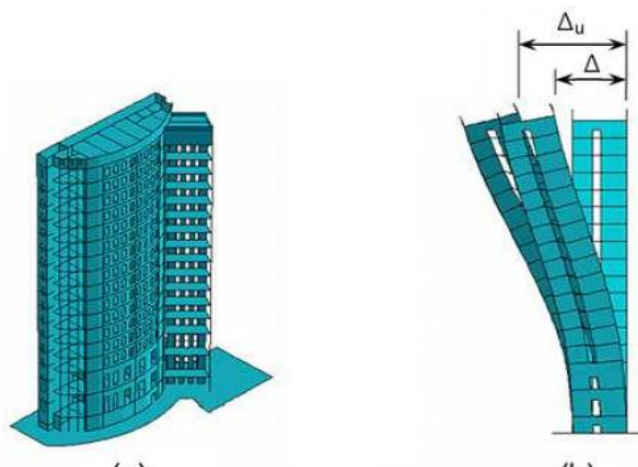


Figure I.2 : Déformation d'une tour de grande hauteur : (a) Vue en perspective / (b) Vue en coupe au droit du voile central.

- Le RPA 2024 met l'accent sur la conception ductile pour éviter les effondrements catastrophiques. Les mesures visent à :
 - Prévenir les mécanismes d'effondrement les plus dangereux.
 - Assurer que la structure ne s'effondre pas, même sous un séisme plus fort que le séisme de conception.

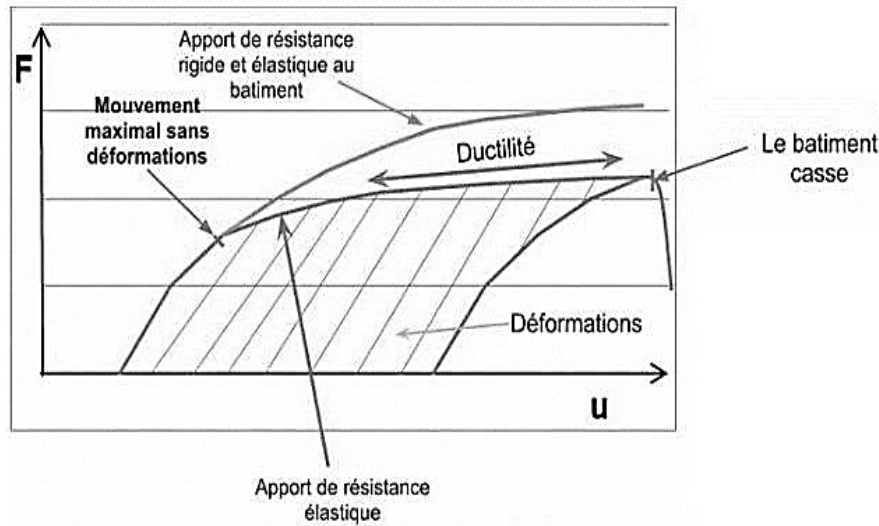


Figure I.3 : Concept de la ductilité

• Ductilité et déformabilité

La déformabilité désigne la capacité d'un élément ou d'une structure à subir des déformations avant d'atteindre la rupture ou l'effondrement, qu'elles soient élastiques ou inélastiques. En revanche, la ductilité correspond spécifiquement à l'aptitude d'un élément ou d'une structure à développer et supporter des **déformations plastiques importantes** tout en conservant une capacité portante résiduelle [4]. Ainsi, une structure peut présenter une grande déformabilité sans pour autant être fortement ductile, car une part significative de ses déformations peut rester dans le domaine élastique ou résulter de mécanismes non dissipatifs.

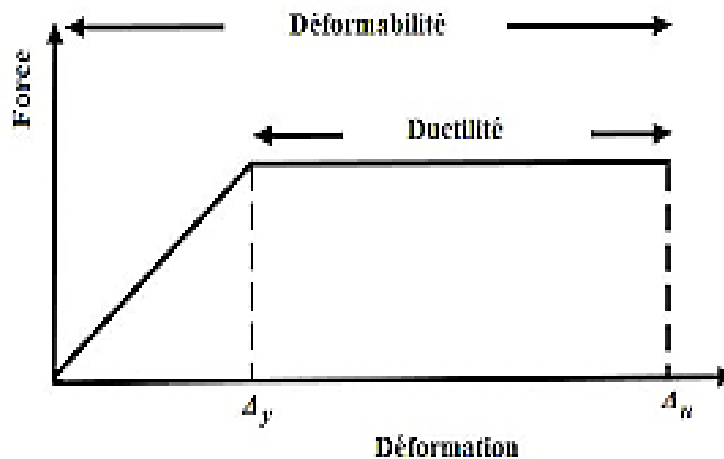


Figure I.4 : Déformabilité – Ductilité

• Ductilité et fragilité

La fragilité caractérise l'aptitude d'un élément ou d'une structure à rompre de manière brutale, avec une capacité très limitée à développer des déformations plastiques. Un comportement fragile est généralement associé à une faible dissipation d'énergie. Lorsque le domaine non linéaire (plastique) est réduit, la structure présente un comportement fragile. À l'inverse, lorsque le domaine plastique est étendu et que la structure peut supporter des déformations importantes après le dépassement de la limite élastique, le comportement est qualifié de ductile [4].

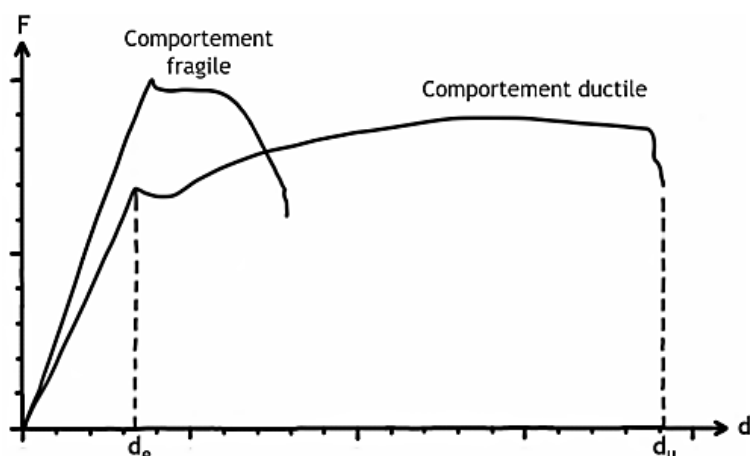


Figure I.5 : Différence du comportement fragile-ductile

I.3. Structures Élancées : Caractéristiques Dynamiques Clés

I.3.1. Introduction aux structures élancées

L'urbanisation accélérée dans le monde, pousse à la verticalisation intensive pour optimiser l'espace foncier rare, favorisant ainsi la prolifération des structures élancées avec plus de 200 bâtiments dépassant 300m en 2025 selon le CTBUH (Council on Tall Buildings and Urban Habitat).

Alors ces structures élancées sont définies comme ayant une hauteur importante (dépassé 70m) ou un élancement élevé. Typiquement supérieur à 5 :1 selon les normes internationales en génie civil.

Tableau I.1 : Définition des tall building [1]

Usage (hauteur d'étage approchée)	Grand bâtiment (Tall)	Très grand bâtiment (Super-tall)
Résidentiel (3,0 m)	Jusqu'à 100 étages (300 m)	Plus de 100 étages (300 m)
Bureaux (4,0 m)	Jusqu'à 75 étages (300 m)	Plus de 75 étages (300 m)

I.3.2. Effet de l'élancement sur la période fondamentale

La période fondamentale est le temps nécessaire pour un cycle complet de la déformation fondamentale sous charges dynamiques, correspondant à la période propre de vibration la plus basse (T_1).

L'élancement accru des structures (rapport hauteur/largeur $>5:1$) allonge significativement la période fondamentale T_1 , passant typiquement de $<1s$ (bâtiment faible à moyenne hauteur) à $>2-10s$ pour les tall buildings.

Physiquement, Plus la structure est élancée, plus sa raideur latérale effective k diminue relativement à la masse m distribuée en hauteur.

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

I.3.3. Sensibilité aux effets P-Delta

En effet, sous l'action des forces latérales (vent et/ou séisme), les structures subissent des sollicitations secondaires dues au déplacement du point d'application des charges verticales. Ces effets de second ordre, appelés effet P-Delta, peuvent s'avérer critiques.

I.3.3.1. Définition des effets P-Delta

L'effet P-Delta est un phénomène non linéaire de second ordre qui affecte les structures soumises à des charges axiales, résultant de l'interaction entre la force axiale appliquée (P) et le déplacement latéral (Δ).

Cet effet dépend principalement de :

- La magnitude de la force axiale appliquée (P).
- La rigidité globale de la structure.
- La souplesse locale des éléments structuraux.

I.3.3.2. Types des effets P-delta

a. Effet P- δ (petite déformation)

Cet effet agit au niveau local des éléments individuels, comme les poteaux ou poutres, en raison des déformations locales (δ) sous charges axiales et transversales. Il est particulièrement critique en compression, réduisant la rigidité et pouvant mener au flambement.

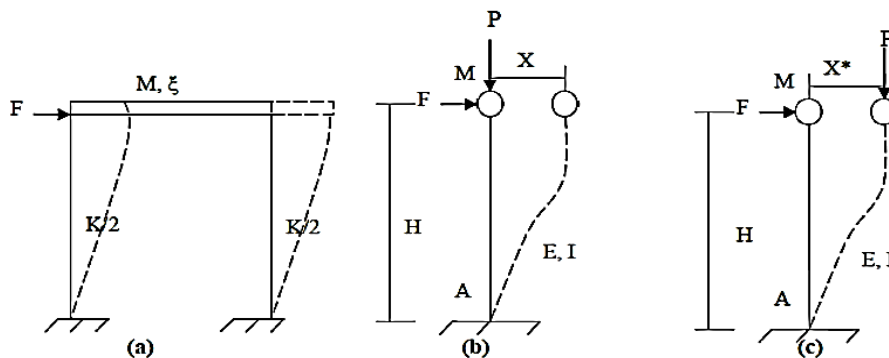


Figure I.6 : L'effet P- δ dans les systèmes à un seul degré de liberté

b. Effet P-Δ (grande déformation)

Cet effet concerne la structure globale et résulte de l'interaction entre les charges axiales verticales (P) et les déplacements latéraux relatifs entre étages (Δ). Il amplifie les moments et efforts dans les structures élancées soumises à des charges horizontales comme le vent ou le séisme.

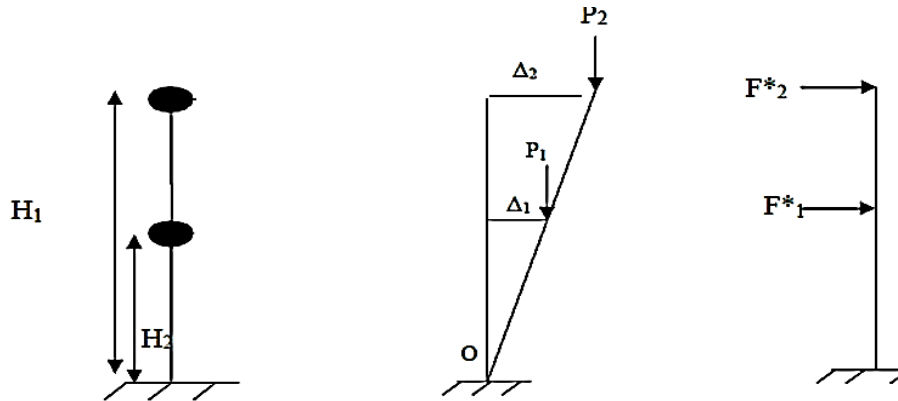


Figure I.7 : Système à 2 degrés de liberté soumis à l'effet P- Δ

I.3.3.3. L'effet P-Delta dans RPA2024

Le RPA2024 préconise que les effets de 2^{ème} ordre ou les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

Equation 5.9 du RPA204 :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau 'K'

V_K : effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'

h_K : hauteur de l'étage 'K'

Selon la valeur de θ_k , il convient de considérer que :

- Si $(0.10 \leq \theta_k \leq 0.20)$, les effets P-Delta peuvent être pris en compte, de manière approchée, en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $(1 / (1 - \theta_k))$.
- Si $(\theta_k \geq 0.20)$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

I.3.4. L'effet des déplacements inter-étages

Les déplacements inter-étages représentent la déformation relative entre deux niveaux successifs d'un bâtiment sous charges latérales. Ces déplacements amplifient les effets géométriques non linéaires, notamment l'effet P-Delta, qui réduit la stabilité globale des structures élancées. Cet outil est introduit dans les règlements parasismiques (comme RPA2024 ou Eurocode 8) pour contrôler la rigidité et limiter les dommages.

Selon le §5.10.1 des règles parasismiques, les déplacements inter-étages (Δ_k) ne doivent pas dépasser les limites $\overline{\Delta_k}$

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta_k}$$

Telle que $\overline{\Delta}_k$ dépend du type de la structure :

Tableau I.2 : Déplacement limite pour chaque type de structure selon RPA2024

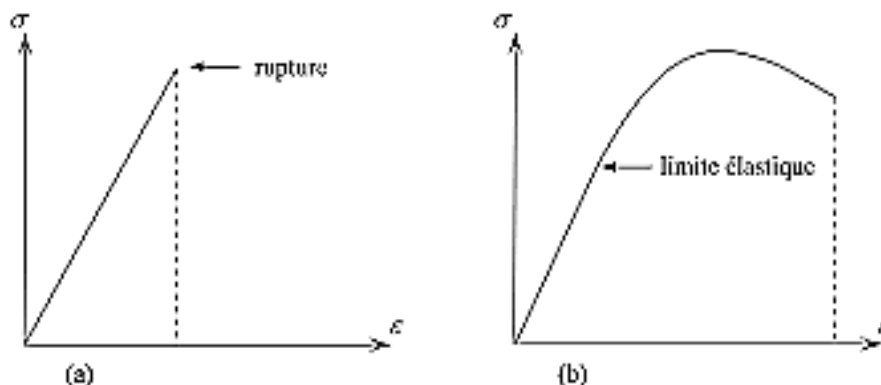
Type de Structure	Déplacement limite: Δ_k
Bâtiments en Acier	0.0200 h_k
Bâtiments en Béton Armé	0.0150 h_k
Bâtiment en PAF	0.0100 h_k
Bâtiments en Bois	0.0150 h_k
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0.0100 h_k
<i>Légende: h_k est la hauteur du niveau « k »</i>	

Le §5.10.2 exige les limites suivantes :

- Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixés à la structure : $v_k \cdot \Delta_k \leq 0,005 h_k$
- Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux ductiles : $v_k \cdot \Delta_k \leq 0,0075 h_k$

I.4. Comportement linéaire et non-linéaire des structures

Durant un séisme, la structure subit d'abord des déformations élastiques correspondant à l'accumulation d'énergie sismique. Ces déformations sont réversibles en l'absence de l'excitation. Lorsque la limite élastique est dépassée, des déformations plastiques apparaissent, dont la capacité d'absorption d'énergie dépend du caractère ductile ou fragile de la structure. Dans le cas d'une structure fragile, la rupture survient immédiatement après avoir atteint cette limite élastique.



**Figure I.8 : Comportement linéaire et non linéaire des structures :
a) comportement fragile et b) Comportement ductile**

I.4.1. Comportement linéaire

Une approche efficace de l'analyse non linéaire des structures passe d'abord par une analyse linéaire, puis par l'intégration progressive des différentes sources de non-linéarité. Le modèle linéaire reste largement employé car il constitue le fondement de l'élaboration des spectres de dimensionnement réglementaires. Il convient donc de rappeler les principes du comportement linéaire en présentant d'abord le modèle élastique linéaire, avant d'explorer le comportement non linéaire.

I.4.1.1. Modèle élastique linéaire

Le comportement élastique linéaire d'une structure est défini par la relation effort-déplacement suivante :

$$\mathbf{F}_s = \mathbf{K} \cdot \mathbf{u}(t)$$

Où : K représente la rigidité de la structure. Cette loi établit une proportionnalité directe entre l'effort de rappel et le déplacement, représentée graphiquement par une droite qui passe par l'origine, dont la pente correspond à la rigidité K .

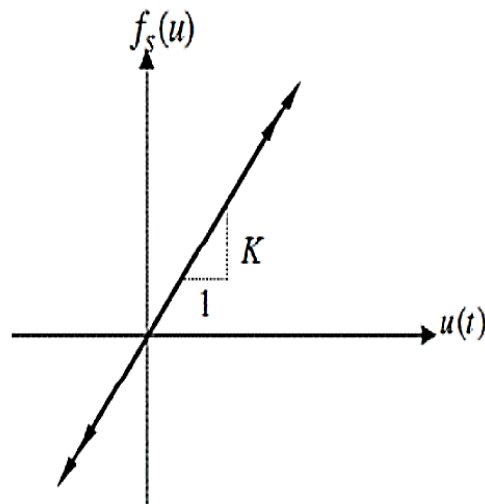


Figure I.9 : Modèle élastique linéaire

I.4.2. Comportement non-linéaire

Les non-linéarités traduisent l'écart entre le comportement réel de la structure et les hypothèses linéaires classiques. Elles jouent un rôle majeur dans l'analyse sismique des structures élancées.

Les non-linéarités que l'on observe peuvent se classer en deux grandes catégories : la non-linéarité géométrique et la non-linéarité matérielle :

I.4.2.1. Non-linéarité géométrique

La non-linéarité géométrique est liée aux grandes déformations et déplacements de la structure sous l'effet des charges. Ces déformations modifient la géométrie initiale de l'ouvrage et influencent la répartition des efforts internes [5].

Dans le cadre des structures élancées, elle se manifeste principalement par :

- Les effets de second ordre (effets $P-\Delta$),
- L'augmentation des déplacements latéraux,
- La modification de la rigidité globale de la structure.

Ces effets ne peuvent pas être correctement représentés par une analyse linéaire.

I.4.2.2. Non-linéarité matérielle

La non-linéarité matérielle est associée au comportement inélastique des matériaux (béton et acier) lorsque les contraintes dépassent le domaine élastique.

Elle inclut notamment :

- La fissuration et l'écrasement du béton,
- La plastification et le flambement de l'acier,
- La formation de rotules plastiques dans les éléments structuraux.

Ce comportement est généralement décrit par des lois constitutives non linéaires reliant contraintes et déformations, permettant de simuler la dissipation d'énergie et l'endommagement progressif de la structure [6].

I.5. Comportement Non Linéaire des matériaux

L'approche non linéaire capture les phénomènes de plastification, de fissuration et de dégradation qui se développent effectivement dans les structures sollicitées au-delà de leur limite élastique. Cette modélisation permet d'évaluer la capacité réelle de dissipation d'énergie, d'identifier les zones critiques, de prédire les modes de ruine potentiels et d'estimer les dommages structuraux.

I.5.1. Modélisation de comportement non linéaire du béton

Le béton présente un comportement asymétrique caractéristique tel que sa résistance en compression est largement supérieure à celle en traction. Cette différence conduit fréquemment à négliger sa résistance en traction dans les calculs structuraux réglementaires.

Ce comportement dual est fortement affecté par les processus internes de dégradation qui entraînent une diminution progressive de la rigidité du matériau.

Tableau I.3 : Modélisation de comportement non linéaire du béton [7]

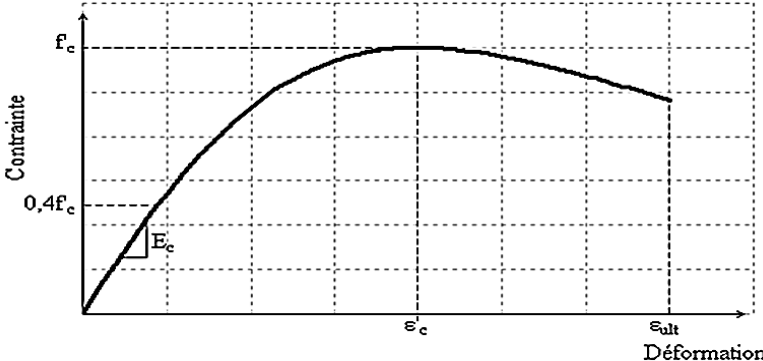
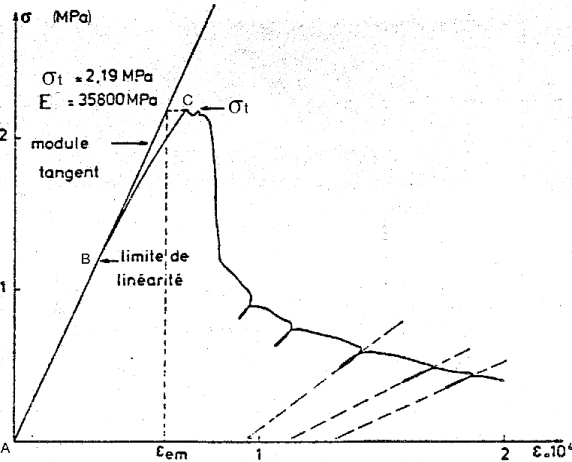
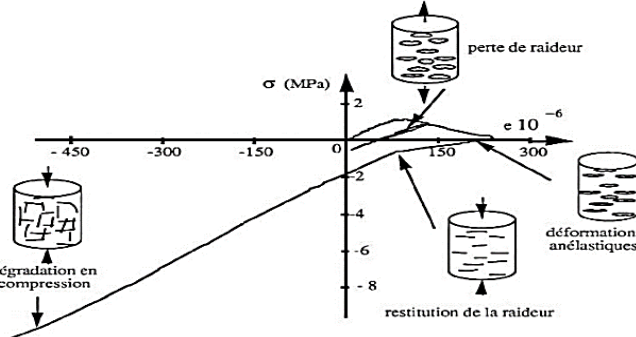
Comportement	Courbes
Comportement en compression uni axiale (l'écrasement)	 Figure I.10 : Loi de comportement du béton en compression sous chargement statique (Doneux, 2002)
Comportement en traction uni axiale	 Figure I.11 : Comportement du béton en traction directe (Terrien, 1980)
Comportement cyclique traction-compression	

Figure I.12 : Essai P.I.E.D Comportement uni axial du béton sous chargement cyclique (Ramtani, 1990)

Loi de comportement de mander pour le béton non confiné

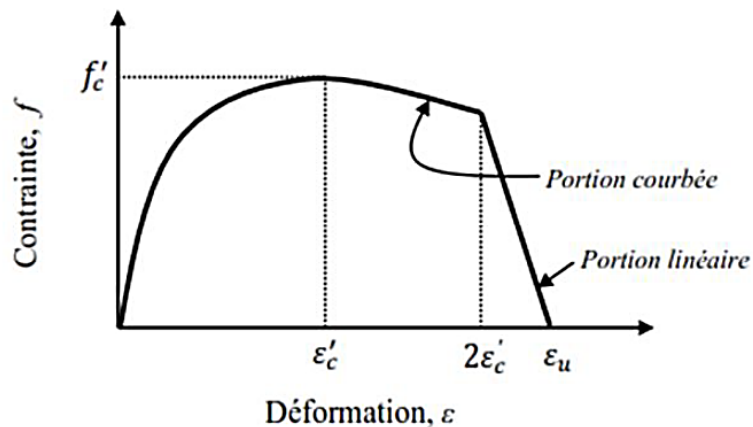


Figure I.13 : Diagramme contrainte-déformation

Loi de comportement de mander pour le béton confiné

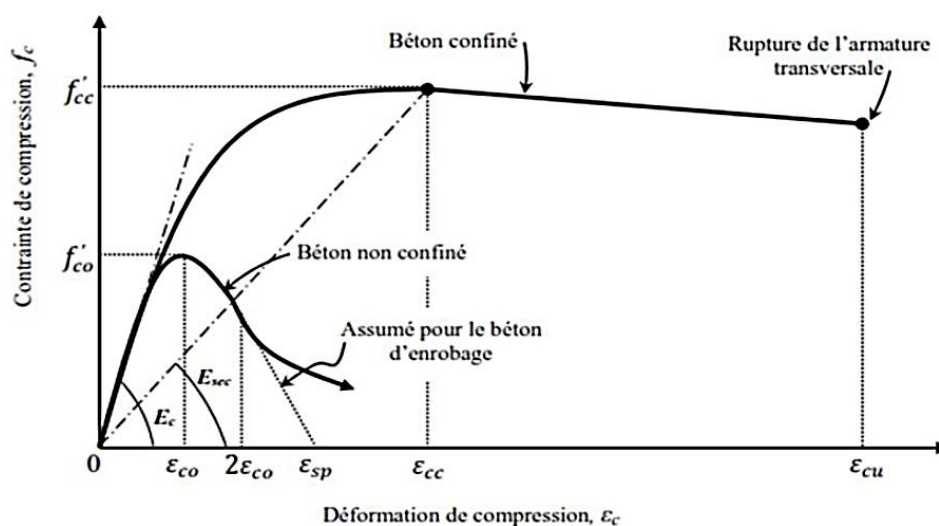


Figure I.14 : Diagramme contrainte-déformation du béton confiné

I.5.2. Modélisation de comportement non linéaire d'acier

I.5.2.1. Comportement uni axial de l'acier

Contrairement au béton, l'acier présente un comportement quasi identique en traction et en compression. Dans les calculs de béton armé, on considère que seules les armatures situées en zone tendue contribuent à la résistance, en négligeant la participation des aciers en zone comprimée.

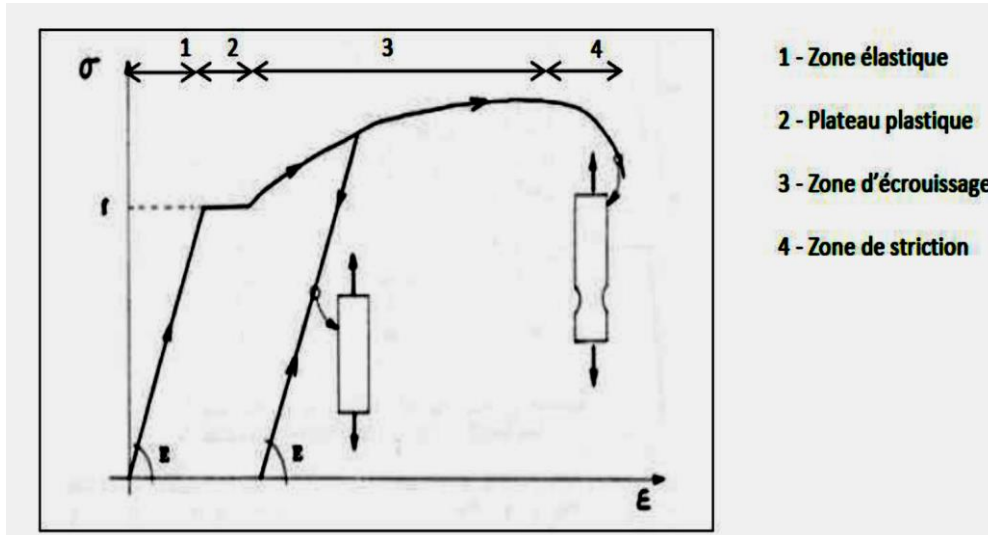


Figure I.15 : Comportement des aciers sous chargement uni-axial

I.5.2.2. Chargement cyclique de traction-compression de l'acier

Sous chargements cycliques traction-compression, l'acier voit ses propriétés évoluer : une traction préalable augmente sa limite d'élasticité en traction (écrouissage) mais la diminue en compression, phénomène connu sous le nom d'effet Bauschinger. Ce comportement se manifeste quelle que soit l'amplitude de déformation imposée, la limite d'élasticité en compression après traction étant inférieure à la limite initiale [8].

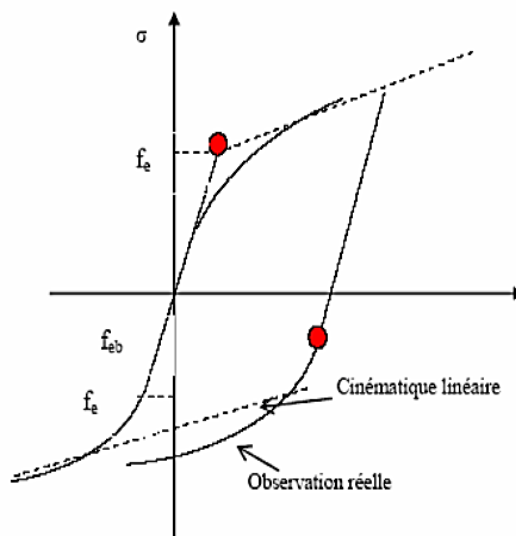


Figure I.16 : comportement de l'acier en traction – compression : effet Bauschinger. (Lemaitre et al., 1986)

I.5.2.3. Loi de comportement de Park pour l'acier

Sa loi de comportement contrainte-déformation est illustrée :

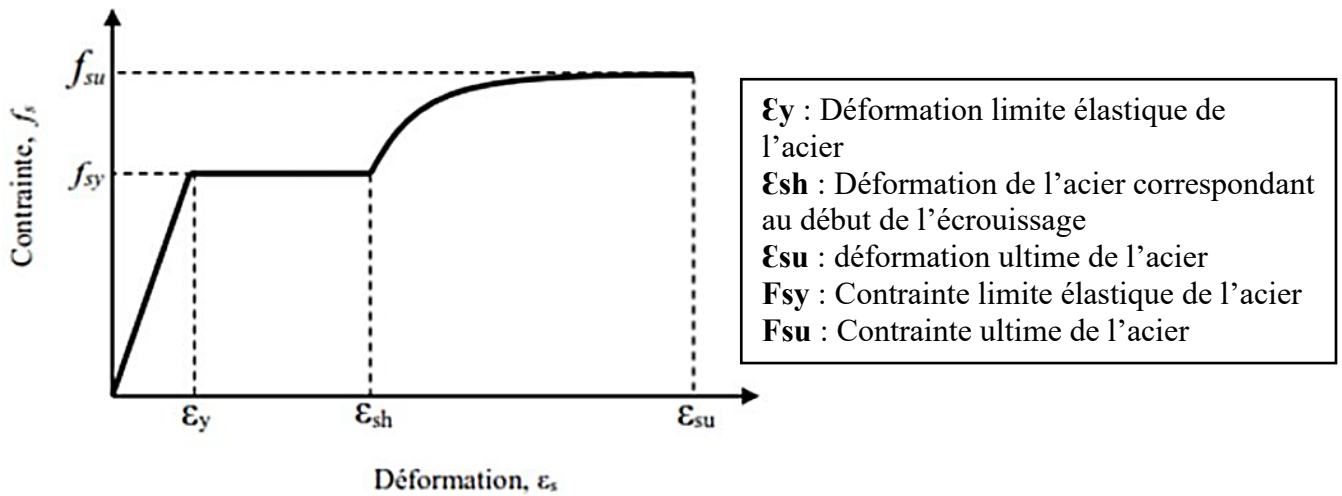


Figure I.17 : Diagramme contrainte déformation de l'acier pour la loi de Park [9]

I.5.3. Modélisation des rotules plastiques

I.5.3.1. Définition et concept fondamental

La modélisation des rotules plastiques constitue une étape essentielle dans l'analyse dynamique temporelle non linéaire (NLTHA) des structures. Elle permet de représenter de manière simplifiée mais réaliste le comportement inélastique localisé des éléments structuraux lorsque les sollicitations dépassent le domaine élastique.

Une rotule plastique correspond à une **zone de concentration des déformations** où la section atteint sa capacité ultime en moment tout en conservant une capacité de rotation plastique. Selon la modélisation bilinéaire moment-courbure, une section ayant atteint son moment plastique M_p subit une rotation plastique sans accroissement supplémentaire du moment fléchissant ; elle se comporte alors comme une rotule réelle tout en maintenant un moment résistant constant égal à M_p [10].

Dans la tour R+33, deux catégories d'éléments structuraux sont concernées par la modélisation des rotules plastiques : les **poutres**, pour lesquelles une approche par **rotule concentrée** est adoptée, et les **voiles en béton armé**, pour lesquels une approche par **modèle fibres** est utilisée, en raison de la complexité de leur comportement sous chargement axial-flexionnel combiné.

I.5.3.2. Approche par rotule concentrée (Concentrated Hinge Model)

• Principe

La plasticité concentrée est l'**approche la plus courante** pour la modélisation des éléments structuraux des bâtiments à plusieurs niveaux [11]. Ce modèle repose sur l'hypothèse que les déformations inélastiques se concentrent aux **deux extrémités** de l'élément, la partie centrale

restant **linéairement élastique**. Des ressorts rotationnels de longueur nulle sont introduits aux emplacements des rotules, représentant la relation moment–rotation non linéaire de la zone plastifiée.

Pour les **poutres de liaison** qui participent à la redistribution des efforts entre voiles sans former un système de portiques indépendant, cette approche est parfaitement adaptée, car leur comportement inélastique est gouverné essentiellement par la **flexion** aux extrémités.

- **Loi de comportement moment–rotation**

La relation moment–rotation de la rotule concentrée est définie par une **courbe enveloppe** associée à des règles hystérétiques décrivant la dégradation cyclique [11]. Les paramètres clés de la courbe enveloppe sont :

Tableau I.4 : Les paramètres clés de la courbe enveloppe

Paramètre	Symbole	Signification
Rigidité élastique initiale	k	Pente initiale avant plastification
Moment de plastification	M_y	Premier seuil de plastification
Moment au pic (cap)	M_c	Résistance maximale de la section
Rapport d'écrouissage	α_s	Pente post-plastification
Rigidité post-pic	$\alpha_c \cdot k$	Pente négative de dégradation
Résistance résiduelle	M_r	Capacité portante résiduelle après dégradation
Rotation ultime	θ_u	État limite de rupture

Sous sollicitations cycliques, la dégradation se manifeste selon quatre modes [11] : dégradation de résistance cyclique, dégradation post-pic, dégradation de la rigidité de déchargement, et dégradation accélérée de rechargement.

- **Localisation dans la tour R+33**

Les rotules concentrées dans les poutres se forment préférentiellement aux extrémités, là où les moments sont maximaux sous l'effet des forces latérales sismiques. La relation moment–rotation est calibrée à partir des propriétés mécaniques des matériaux du projet : béton B25 ($f_{c28} = 35$ MPa) et acier HA Fe E500 ($f_e = 500$ MPa), conformément aux résultats expérimentaux d'essais cycliques sur éléments en béton armé.

I.5.3.3. Approche par modèle fibres (Fiber Hinge Model)

- **Principe et justification**

Les voiles en béton armé constituent les éléments de contreventement principaux de la tour R+33. Leur comportement sous chargement sismique est gouverné par une interaction complexe entre effort normal, moment fléchissant et effort tranchant, que la rotule concentrée simple ne peut capturer de manière satisfaisante.

Le modèle fibres répond à cette exigence en discrétisant la section transversale du voile en un ensemble de fibres élémentaires, chacune dotée de sa propre loi constitutive uni axiale. Contrairement à la rotule concentrée, ce modèle permet de simuler directement la propagation

de la plastification à travers la section, la variation de l'axe neutre, et l'interaction axiale-flexionnelle naturellement, sans recourir à des surfaces d'interaction prédéfinies.

Dans ce modèle [11], le comportement non linéaire est distribué sur une longueur de rotule plastique L_p à la base du voile. Cette zone est subdivisée en tranches horizontales, chacune intégrant les lois de comportement des fibres béton et acier.

- **Discrétisation en fibres**

La section transversale du voile est divisée en trois types de fibres :

Tableau I.5 : Types de fibres

Type de fibre	Loi constitutive	Rôle
Béton confiné (noyau)	Élasto-plastique avec dégradation (Mander)	Zone sous armatures transversales
Béton non confiné (couverture)	Élasto-fragile	Enrobage extérieur
Acier HA (Fe E500)	Élasto-plastique parfait	Armatures longitudinales

Chaque fibre contribue à la résistance globale de la section proportionnellement à son aire et à sa distance à l'axe neutre. La résultante des contraintes de toutes les fibres donne directement le couple (N, M) de la section à chaque pas de temps de la NLTHA.

I.5.3.4. Hauteur critique de la rotule plastique

- **Définition**

La hauteur critique (ou longueur de la rotule plastique L_p) désigne l'étendue verticale de la zone inélastique à la base du voile, au sein de laquelle se concentrent les déformations plastiques sous l'effet des moments de renversement sismiques. Au-delà de cette hauteur, le voile est supposé rester dans le domaine élastique linéaire [10], [11].

- **Formule de calcul**

Pour les voiles en béton armé, la hauteur critique L_p est estimée par la formule empirique de Paulay et Priestley [12], largement utilisée en ingénierie parasismique :

$$L_p = 0,08 \cdot L + 0,022 \cdot f_y \cdot d_{bl}$$

L : distance entre la section critique (base du voile) et le point d'inflexion (moment nul)

f_y : la limite élastique de l'acier = 500 MPa

d_{bl} : le diamètre des armatures longitudinales

- **Passage courbure–rotation plastique**

La hauteur critique L_p permet le passage de la courbure ultime κ_u à la rotation plastique ultime θ_p par la relation d'intégration :

$$\theta_p = (\kappa_u - \kappa_y) \cdot L_p$$

Où : κ_y est la courbure de plastification, déterminée à partir des propriétés mécaniques des matériaux :

$$\kappa_y = \frac{M_y}{EI} \quad \text{et} \quad \kappa_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{C_u}$$

Avec : $\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$ (déformation ultime du béton, BAEL 91) et C_u la profondeur de l'axe neutre à l'état ultime.

I.6. Les méthodes d'analyse sismique

Selon le **RPA2024**, les méthodes d'analyse sismique des structures se classent en trois (3) groupes selon les données de mouvements de sol disponibles :

- La méthode statique équivalente qui est linéaire.
- La méthode d'Analyse modale spectrale aussi qui est une approche linéaire.
- La méthode d'analyse non linéaire en poussée progressive (**push over**)
- La méthode d'analyse temporelle non linéaire, qui repose sur l'utilisation d'accélérogrammes.

Tableau I.6 : Les différents types d'analyse sismique

Analyse	Statique	Dynamique
Linéaire	Méthode statique équivalente	Analyse modale spectrale
Non linéaire	Analyse statique non linéaire en poussée progressive (push over)	Analyse dynamique temporelle non linéaire

Le choix de la méthode dépend à la fois du type de structure et de la nature de l'excitation dynamique.

I.6.1. La méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente consiste à réaliser une analyse statique en utilisant des forces statiques représentatives des sollicitations dynamiques réelles subies par la structure.

I.6.1.1. Condition d'application de cette méthode

L'application de cette méthode exige donc que la structure dispose de :

- Une ductilité suffisante.
- Une capacité à dissiper l'énergie vibratoire transmise par les secousses sismiques majeures.

I.6.1.2. Principe

Le séisme agit horizontalement dans n'importe quelle direction. Pour simplifier, on applique des forces statiques successivement selon deux directions perpendiculaires, généralement selon les axes principaux du bâtiment.

Les forces et déformations calculées par cette méthode pour les charges de conception sont volontairement inférieures à celles qu'un séisme majeur produirait réellement. Cet écart est compensé par la ductilité de la structure, assurée par des dispositions constructives appropriées.

I.6.2. La méthode d'analyse modale spectrale (RSA)

C'est une méthode couramment utilisée pour évaluer les sollicitations sismiques maximales dans les structures à partir d'un spectre de réponse donné. Elle repose sur des modèles linéaires élastiques intégrant des rigidités effectives et un amortissement visqueux. Appréciée par les ingénieurs, cette méthode permet une représentation équivalente de l'action sismique, une meilleure compréhension de la contribution des modes de vibration, ainsi qu'une détermination relativement simple des efforts de calcul, contribuant ainsi à l'évaluation de la sécurité des ouvrages sous séisme.

I.6.2.1. Condition d'application de cette méthode

Selon le RPA, l'analyse modale spectrale s'applique en toutes circonstances, en particulier quand la méthode statique équivalente n'est pas permise

I.6.2.2. Principe

Pour chaque mode de vibration, on détermine le maximum des effets induits dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul ; ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse globale de la structure.

I.6.2.3. Les hypothèses de cette méthode

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Prise en compte exclusive des déplacements horizontaux des nœuds.
- Les planchers et les fondations sont considérés comme rigides dans leurs plans.

Nombre de modes suffisant pour que la somme des coefficients de participation atteigne au moins 90%, ou que tous les modes ayant une masse modale effective $> 5\%$ de la masse totale soient retenus. Le minimum est de 3 modes par direction.

En cas d'influence significative des modes de torsion empêchant le respect de ces conditions, le nombre minimal de modes K à retenir doit satisfaire :

$$K \geq 3N \text{ et } T_K \leq 0,20 \text{ s}$$

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

I.6.3. La méthode d'analyse temporelle non linéaire (NLTHA)

L'analyse dynamique par historique temporel (Time History Analysis) est une méthode avancée de calcul sismique qui consiste à appliquer directement des accélérogrammes réels, synthétiques ou artificiel à un modèle de structure et à suivre sa réponse instant par instant dans le domaine temporel. Elle permet de reproduire de façon réaliste l'évolution dans le temps de la réponse sismique, ce qui en fait une approche très complète et précise pour évaluer le comportement des structures, en particulier les bâtiments de grande hauteur (hauteur > 70 m ou période fondamentale $T_0 > 2$ s), pour lesquels elle est rendue obligatoire par l'article 4.1.3 du RPA 2024.

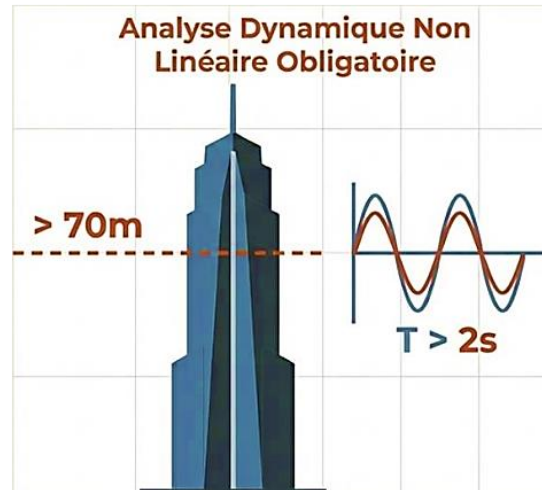


Figure I.18 : Conditions d'exigence de l'analyse dynamique non linéaire

I.6.3.1. Principe de cette méthode

L'analyse dynamique non linéaire temporelle consiste à faire « subir » à un modèle de la structure un vrai séisme enregistré et à suivre sa réponse seconde par seconde. Elle permet de voir comment la structure se déforme au-delà du domaine élastique et jusqu'aux dommages possibles. Cette méthode, plus coûteuse en calcul, est choisie car elle décrit mieux la réalité et permet d'identifier précisément les zones à renforcer dans les structures dissipatives.

I.6.3.2. Les étapes de l'analyse dynamique non linéaire temporelle

- Modéliser la géométrie de la structure comme pour une analyse linéaire.
- Définir les propriétés des éléments en introduisant la non-linéarité (rotules plastiques aux zones critiques).
- Appliquer les charges gravitaires sur le modèle.
- Choisir plusieurs enregistrements sismiques (accélérogrammes) à utiliser dans l'analyse.
- Analyser la structure pour la charge de gravité. Exécuter ensuite une analyse dynamique non linéaire pour chaque accélérogramme.
- Évaluer les performances, si nécessaire réviser la conception et refaire l'analyse.

I.6.3.3. Avantages de l'analyse dynamique non linéaire temporelle

La méthode d'analyse non linéaire temporelle présente de nombreux avantages pour l'évaluation du comportement sismique des structures dont :

- Elle restitue de manière plus réaliste le fonctionnement global de l'ouvrage.
- Elle permet de comprendre en détail sa réponse aux signaux sismiques appliqués.
- Une combinaison plus précise des composantes du séisme suivant les directions x, y et z.
- Prend en considération l'effet non linéaire du sol et l'interaction sol-structure, ce qui la rend particulièrement adaptée aux structures isolées à la base, en tenant compte à la fois de la zone sismique et de la nature du sol.
- Plus pertinentes pour les structures élancées et irrégulières.

I.6.4. Comparaison RSA vs NLTHA

L'analyse modale spectrale (Response Spectrum Analysis – RSA) et l'analyse dynamique temporelle non linéaire (Nonlinear Time History Analysis – NLTHA) représentent deux approches distinctes pour l'évaluation de la réponse sismique des structures. Bien que la RSA soit largement utilisée en pratique pour le dimensionnement parasismique en raison de sa simplicité et de son faible coût de calcul, son domaine d'application devient restreint lorsqu'il s'agit de structures élancées caractérisées par des périodes fondamentales élevées.

En effet, l'analyse modale spectrale présente des limitations significatives pour les bâtiments à grande période ($T > 2$ s). Basée sur une modélisation linéaire élastique, elle ne permet pas de prendre en compte les non-linéarités matérielles et géométriques induites par des sollicitations sismiques intenses, telles que la plastification des éléments structuraux et la dégradation progressive de la rigidité. Par ailleurs, la RSA néglige l'influence de la durée du séisme ainsi que les effets cumulatifs des cycles de chargement, pourtant déterminants pour les structures flexibles sensibles aux basses fréquences. La réponse modale globale, obtenue par des règles de combinaison approximatives, peut s'avérer insuffisamment précise lorsque les modes supérieurs et les effets de torsion deviennent prépondérants, tandis que les effets de second ordre ($P-\Delta$) ne sont considérés que de manière simplifiée. De plus, cette méthode ne fournit aucune information sur l'évolution des dommages ni sur le niveau réel de performance structurale, limitant ainsi sa pertinence pour l'évaluation sismique des bâtiments de grande hauteur.

À l'inverse, l'analyse dynamique temporelle non linéaire repose sur l'application d'accélérogrammes représentatifs du séisme de calcul au modèle numérique de la structure, permettant d'en suivre la réponse de manière continue dans le temps. Cette approche intègre explicitement les non-linéarités matérielles, telles que la fissuration et la plastification des matériaux, ainsi que les non-linéarités géométriques liées aux effets de second ordre ($P-\Delta$), tout en tenant compte de la durée et du contenu fréquentiel du mouvement sismique. Elle offre ainsi une représentation plus réaliste du comportement sismique des structures, permet d'identifier avec précision les zones critiques et les mécanismes de dissipation d'énergie, et fournit une évaluation fiable de la performance structurale globale.

Cependant, malgré les avancées dans l'analyse dynamique non linéaire, son application aux structures élancées dans le contexte algérien reste encore peu documentée, notamment en référence aux exigences du Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024). Cette lacune souligne la nécessité de recherches complémentaires et de retours d'expérience pour valider et adapter les méthodologies NLTHA aux spécificités locales, telles que les caractéristiques des séismes algériens et les particularités architecturales et structurales des bâtiments à grande hauteur.

Tableau I.7 : Synthèse comparative RSA vs NLTHA

Critère	RSA	NLTHA
Domaine de comportement	Linéaire élastique	Non linéaire
Effets $P-\Delta$	Approchés	Explicitement modélisés
Effets de durée du séisme	Non pris en compte	Pris en compte
Grandes périodes ($T > 2$ s)	Fiabilité limitée	Méthode adaptée
Évolution des dommages	Non accessible	Accessible
Structures élancées	Méthode insuffisante seule	Méthode de référence

I.7. Représentation de l'action sismique

I.7.1. Spectre cible

Le spectre cible représente la distribution des accélérations absolues maximales auxquelles une structure doit résister, exprimées en fonction de sa période de vibration T . Il est défini par la réglementation parasismique en tenant compte de la zone sismique, des caractéristiques du sol et de la classe d'importance de la structure.

Pour un même séisme, chaque structure subit une accélération différente en fonction de sa période propre. Il constitue la base réglementaire pour toutes les étapes de traitement des accélérogrammes : sélection, mise à l'échelle et vérification de leur conformité lors des analyses dynamiques non linéaires [13].

I.7.2. Accélérogrammes sismiques

I.7.2.1. Définition

Les accélérogrammes représentent l'évolution de l'accélération du sol en fonction du temps lors d'un séisme. Ils constituent les données d'entrée fondamentales des analyses dynamiques temporelles non linéaires, car ils gouvernent directement la réponse dynamique et le niveau de sollicitation imposé à la structure [14].

I.7.2.2. Types d'accélérogrammes

Deux (2) types d'accélérogrammes seront considérés :

- a. Accélérogrammes réels** : sont des enregistrements de séismes naturels captés par des stations sismographiques. Ils reproduisent fidèlement les propriétés physiques du mouvement sismique (fréquences, durée, accélérations maximales) et offrent la représentation la plus authentique du mouvement du sol.
- b. Accélérogrammes synthétiques** : leur génération repose sur des modèles qui simulent la rupture sismique, la propagation des ondes et les conditions locales du site. Ils permettent de créer des scénarios sismiques définis (magnitude, distance, mécanisme de faille) mais nécessitent une caractérisation précise des paramètres de calcul.

I.7.2.3. Sélection et traitement d'accélérogrammes (réels vs synthétiques)

L'analyse dynamique non linéaire des structures soumises aux sollicitations sismiques constitue aujourd'hui l'une des approches les plus fiables pour évaluer le comportement réel des structures lors d'un séisme. Au cœur de cette démarche se trouve une étape déterminante et souvent sous-estimée : la sélection et le traitement des accélérogrammes.

Cette étape revêt une importance capitale, car les enregistrements sismiques utilisés influencent directement la qualité et la fiabilité des résultats obtenus. En effet, les recherches ont démontré que parmi toutes les sources d'incertitude inhérentes à l'analyse structurale (propriétés des matériaux, hypothèses de modélisation, caractéristiques géotechniques), les mouvements du sol ont le plus d'effet sur la variabilité observée dans la réponse de la structure. Un choix inapproprié d'accélérogrammes peut conduire à une sous-estimation ou surestimation des sollicitations réelles, compromettant ainsi la sécurité de l'ouvrage ou générant un surcoût injustifié.

a. Accélérogrammes Réels :

Les accélérogrammes réels sont des enregistrements de séisme naturels mesurés par des stations sismiques. Leur sélection dépend de plusieurs critères importants [15] :

- La magnitude du séisme.
- La distance épacentrale (entre la source du séisme et le site).
- Le type de rupture de la faille (environnement tectonique).
- Le type de sol.
- La durée de la secousse principale et son contenu en fréquences.

Ces enregistrements réels ont l'avantage de représenter fidèlement la complexité des mouvements sismiques naturels. Cependant, ils ne sont pas toujours disponibles pour toutes les régions.

b. Accélérogrammes Synthétiques :

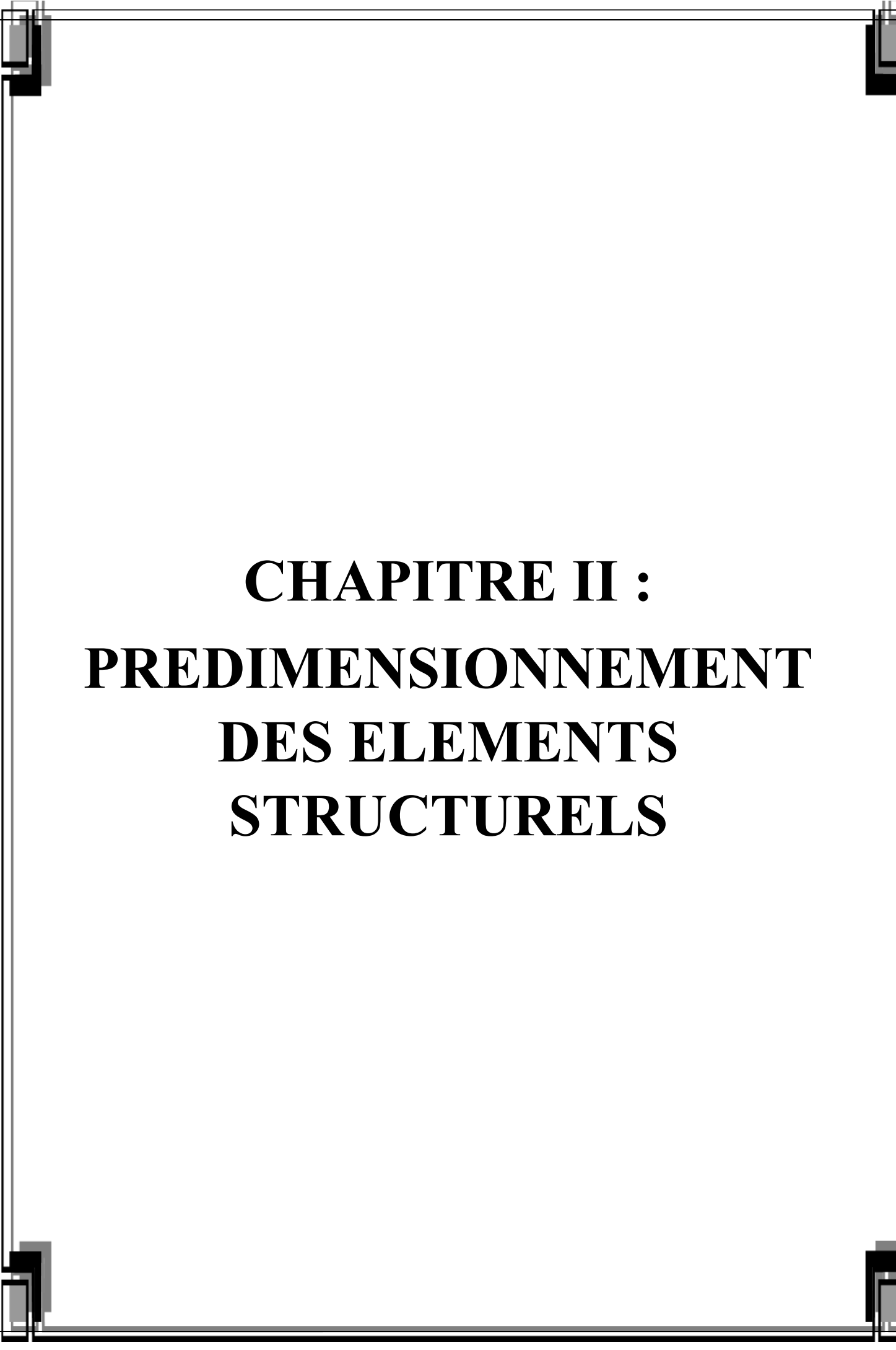
Les accélérogrammes synthétiques sont créés par des modèles informatiques qui simulent des séismes selon des paramètres définis. Ils sont très utiles quand les enregistrements réels sont rares ou ne correspondent pas bien au site étudié.

I.7.2.4. Normalisation (mise à l'échelle) des accélérogrammes

Les accélérogrammes sélectionnés doivent être normalisés avant utilisation pour les rendre compatibles avec le niveau de danger sismique réglementaire. Cette normalisation consiste à appliquer un facteur d'échelle pour ajuster leur intensité, soit en se basant sur l'accélération maximale du sol (PGA), soit, de façon plus appropriée, sur l'intensité spectrale autour de la période fondamentale de la structure. Le RPA 2024 exige que la moyenne des spectres normalisés soit au moins égale au spectre réglementaire (spectre cible) dans l'intervalle de périodes d'intérêt.

I.8. Conclusion

Ce chapitre nous a permis de présenter les propriétés dynamiques des structures élancées et de justifier le recours à l'analyse temporelle non linéaire pour leur évaluation sismique. Cette approche, intégrant les non-linéarités géométriques et matérielles, offre une représentation fidèle du comportement réel de ces structures sous séisme intense. Les éléments présentés serviront de base pour l'application pratique dans les chapitres suivants.

The page is framed by a double-line border. At each of the four corners, there is a decorative element consisting of a small square with a larger, slightly offset square inside it, creating a layered effect.

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURELS

II .1. Introduction

Ce chapitre constitue le socle technique du projet de construction de la tour R+33. Il a pour objectif d'établir les bases nécessaires à la conception, à l'analyse et au dimensionnement de cet ouvrage de grande hauteur.

Dans un premier temps, une présentation détaillée de l'ouvrage fera l'objet de cette étude, en mettant en évidence ses principales caractéristiques architecturales, sa configuration structurelle.

Ensuite, le cadre normatif et réglementaire applicable au projet sera défini. Les règlements relatifs au calcul des structures en béton armé, aux charges d'exploitation et à la conception parasismique seront explicités afin d'assurer la conformité de l'ouvrage aux exigences techniques, sécuritaires et réglementaires en vigueur.

Par ailleurs, les caractéristiques mécaniques des matériaux retenus, notamment le béton et l'acier, seront présentées. Leurs propriétés physiques et mécaniques constituent des paramètres fondamentaux pour le dimensionnement et la vérification des éléments structuraux.

L'évaluation des charges agissant sur la structure fera également l'objet d'une analyse approfondie. Les charges permanentes, d'exploitation, climatique et sismique seront déterminées conformément aux normes en vigueur, permettant ainsi de définir avec précision les sollicitations auxquelles l'ouvrage sera soumis tout au long de sa durée de service.

Enfin, nous procéderons au prédimensionnement des principaux éléments structuraux de la tour (poteaux, poutres, dalles, voiles), étape cruciale qui permettra d'établir les dimensions préliminaires des éléments porteurs en vue des calculs détaillés ultérieurs.

II .2. Présentation du Projet - Tour R+33 à Saïd Hamdine, Alger

II .2.1. Description Générale

Le projet porte sur la construction d'une tour à usage mixte de R+33 niveaux implantée à Saïd Hamdine, dans la commune de Bir Mourad Raïs à Alger. Conçue comme un ouvrage moderne de grande hauteur, est constitué de deux (2) blocs identiques, désignés Bloc A et Bloc B, développant une élévation totale d'environ 125 m. L'ensemble s'intègre harmonieusement dans un environnement urbain dynamique caractérisé par une architecture résidentielle contemporaine de qualité.

Le programme architectural intègre de manière cohérente des fonctions de stationnement, commerciales et résidentielles. Deux niveaux de sous-sol ainsi que le rez-de-chaussée sont dédiés aux parkings. Les étages 1 à 3 accueillent un centre commercial, avec un accès aux logements aménagé au niveau du troisième étage. Les niveaux supérieurs, du 4^e au 32^e étage, sont exclusivement réservés à l'habitat, complétés par une terrasse et une toiture technique.

Par sa mixité fonctionnelle et sa hauteur significative, cette tour constitue un repère urbain majeur et participe activement à la structuration du paysage urbain de Saïd Hamdine, tout en contribuant à un développement urbain intégré et durable.

➤ Coupes

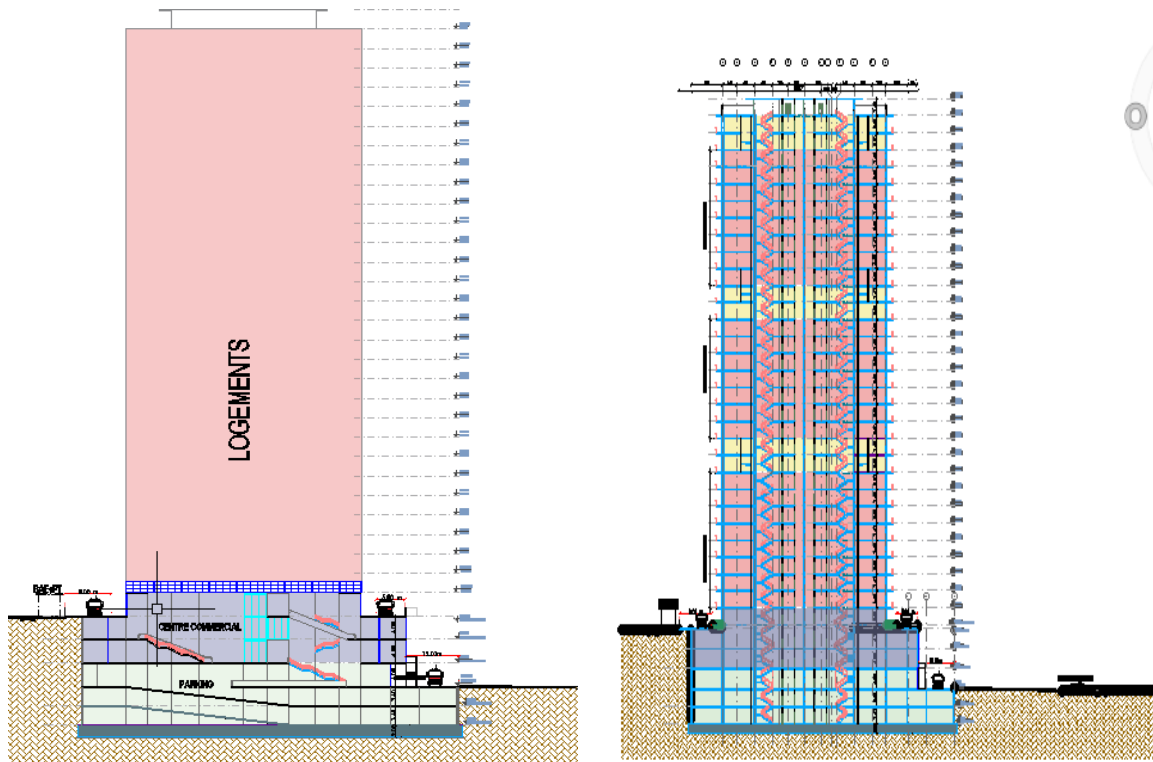


Figure II.1 : Coupes de la structure

- Plan de masse

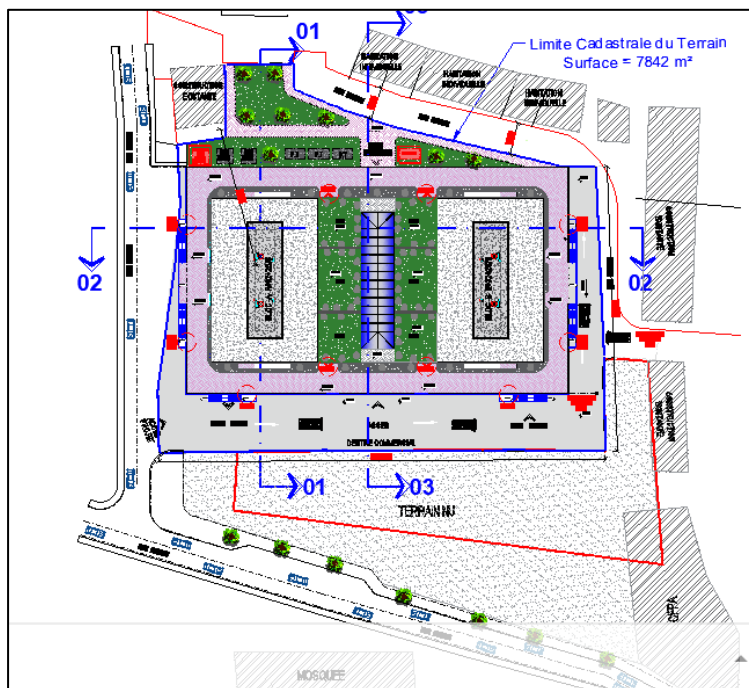


Figure II.3 : Plan de masse

- Localisation

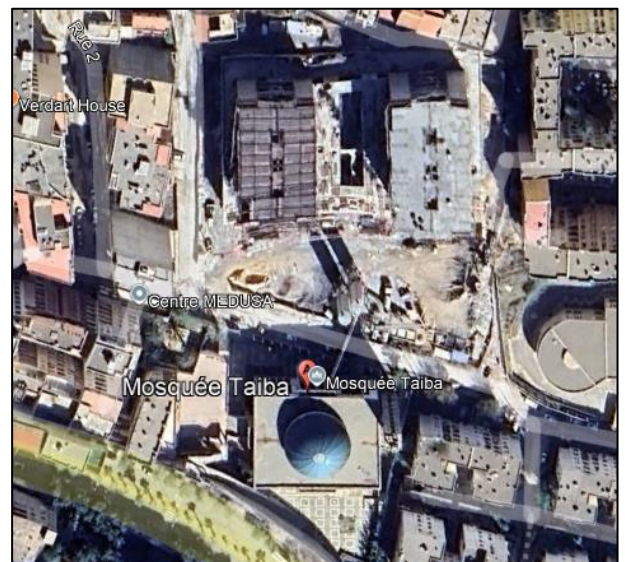


Figure II.2 : Localisation de notre projet.

II .2.2. Composition Architecturale de la Tour

II .2.2.1. Niveaux de Parking (Infrastructure)

La tour dispose d'une infrastructure de stationnement composée de :

- 2 sous-sols (Parking Sous-Sol -02 et -01) : hauteur de 3,40 m chacun
- Rez-de-chaussée (Parking RDC) : hauteur de 4,08 m

Ces trois niveaux totalisent une surface de parking de 15 535,76 m², offrant une capacité de 322 places réparties comme suit :

- 120 places par sous-sol
- 82 places au rez-de-chaussée

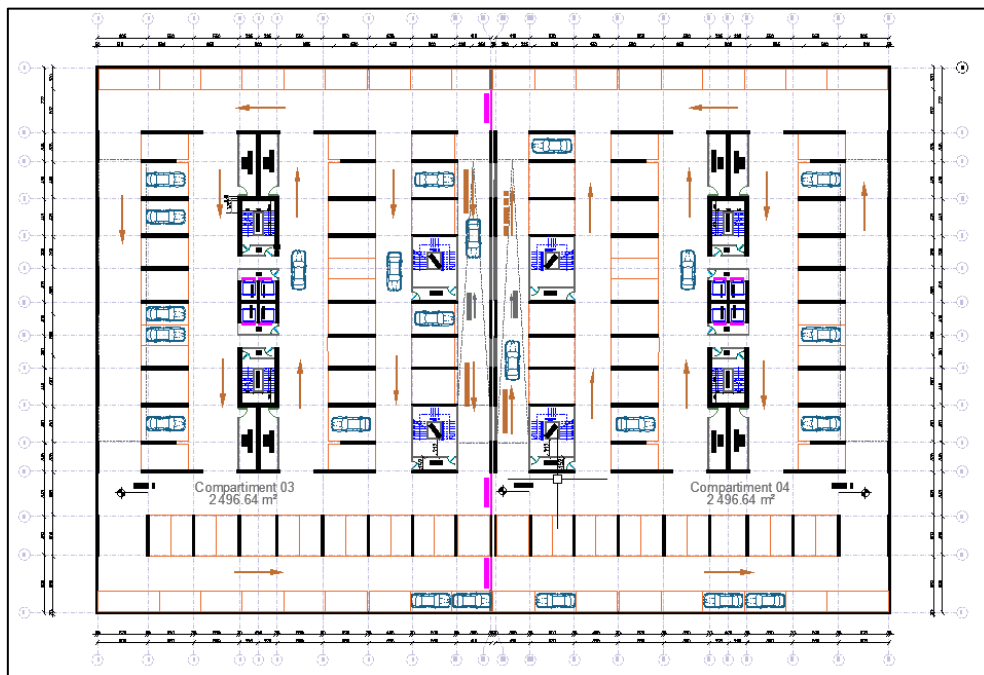


Figure II.4 : Vue en plan d'un sous-sol/RDC

II .2.2.2. Zone Commerciale (Podium)

Le centre commercial s'étend sur **4 niveaux** formant le podium de la tour :

- **Niveau RDC** : hauteur de 4,08 m (0 commerces)
- **Niveau 1er étage** : hauteur de 4,08 m (42 commerces)
- **Niveau 2ème étage** : hauteur de 4,08 m (46 commerces)
- **Niveau 3ème étage** : hauteur de 4,08 m (20 commerces)

La surface commerciale totale s'élève à 12 093,22 m² avec 108 unités commerciales.

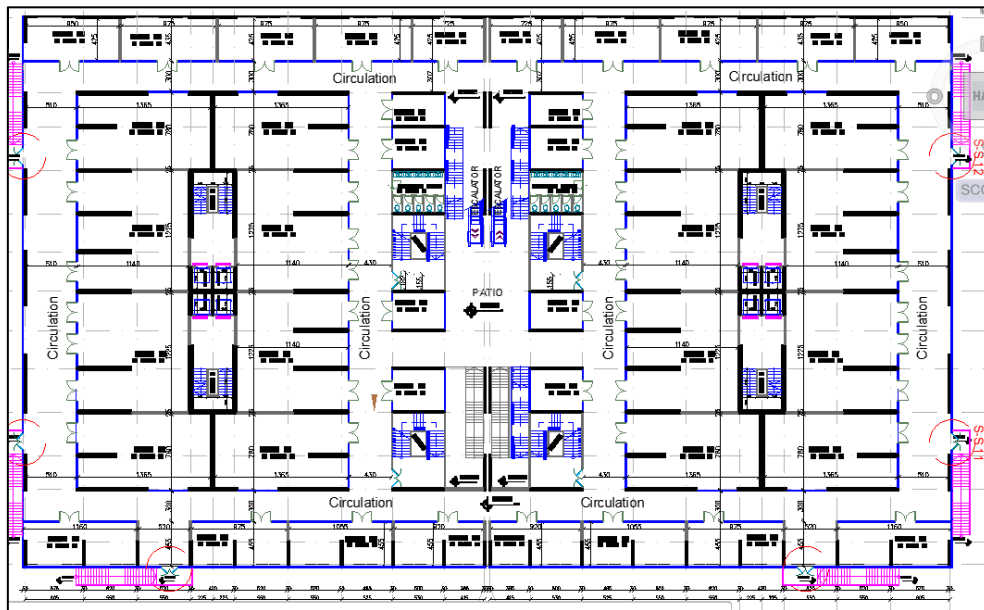


Figure II.5 : Vue en plan d'un étage commercial

II .2.2.3. Zone Résidentielle (Tour)

La partie résidentielle constitue le corps principal de la tour et s'étend du 4^{ème} au 32^{ème} étage, soit 29 niveaux d'habitation.

Hauteur standard par étage : 3,40 m

Nombre total de logements : 312 unités réparties en :

- 92 logements F3 : Surface habitable : 10 467,76 m²
- 184 logements F4 : Surface habitable : 26 972,56 m²
- 24 logements Duplex F6A : Surface habitable : 6 430,56 m²
- 12 logements Duplex F6B : Surface habitable : 2 608,68 m²

Surface résidentielle totale vendable : 46 479,56 m²

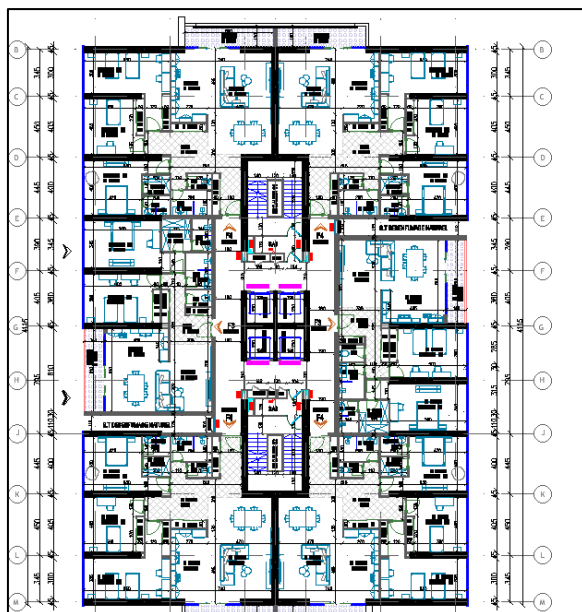


Figure II. 7: Vue en plan d'un étage courant

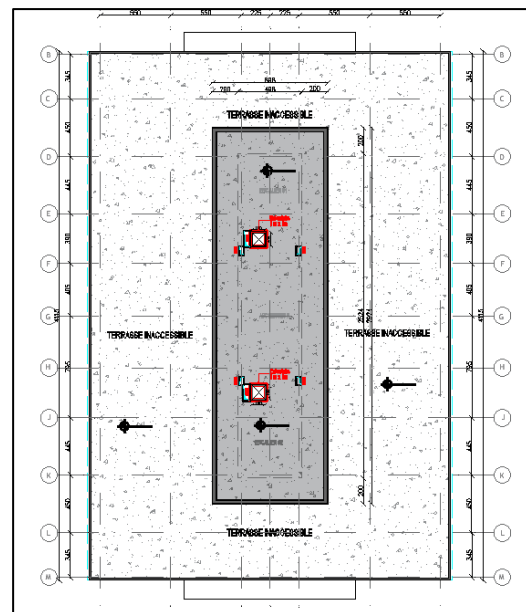


Figure II. 6: Vue en plan de la terrasse

II .2.3. Particularités

- **3^{ème} étage (centre commercial / accès aux logements) :** L'accès aux logements s'effectue au niveau du 3^{ème} étage, qui constitue le hall d'entrée principal de la zone résidentielle. Cette configuration permet une séparation fonctionnelle claire entre les activités commerciales (niveaux inférieurs) et la zone d'habitation (niveaux supérieurs), garantissant ainsi tranquillité et intimité aux résidents.

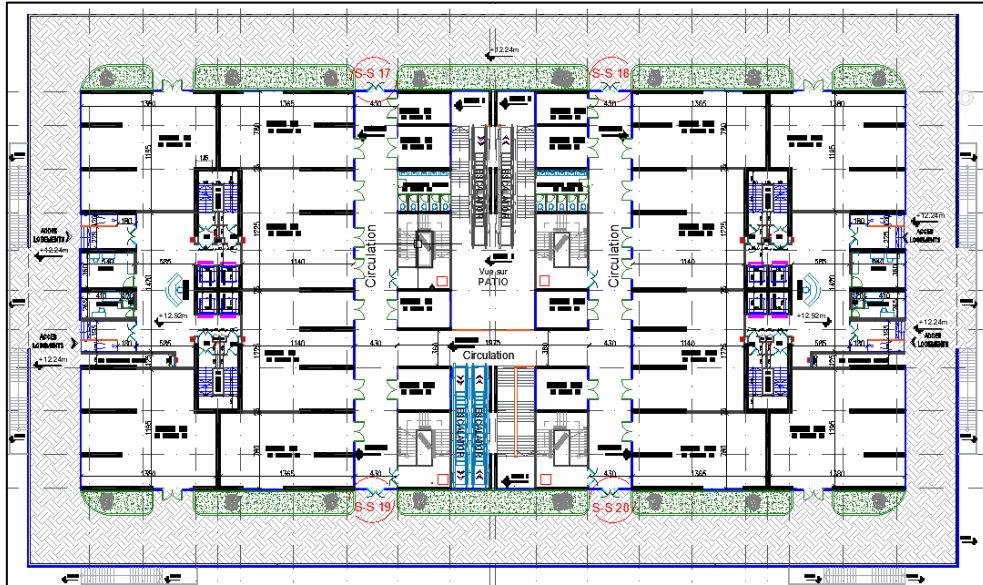


Figure II.8 : Plan de 3^{ème} étage (centre commercial / accès aux logements)

- **4^{ème} étage (logements / esplanade) :** Les niveaux supérieurs, à partir du 4^{ème} étage, sont principalement dédiés à l'habitation. Le 4^{ème} étage intègre toutefois, en plus des logements, une esplanade qui constitue un espace de transition et de respiration urbaine.

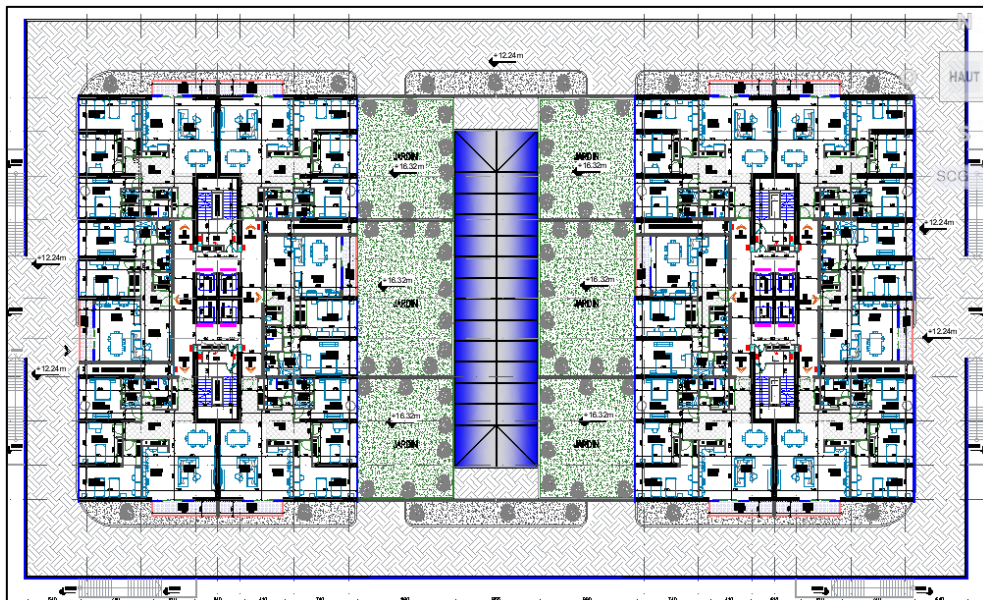


Figure II.9 : Plan de 4^{ème} étage (logements / esplanade)

II .3. Le système de contreventement

Le système de contreventement de la tour R+33 est assuré par des **voiles en béton armé associés aux planchers et aux poutres**, correspondant à un **système à voiles (Shear Wall System)** selon la classification de Fazlur Rahman Khan, adapté aux bâtiments de 20 à 40 étages.

Les voiles, disposés dans les deux directions principales du bâtiment, constituent les éléments essentiels pour la reprise des efforts horizontaux dus au vent et au séisme. Les planchers fonctionnent comme des **diaphragmes horizontaux rigides**, assurant la transmission et la redistribution des actions latérales vers les voiles. Les poutres, quant à elles, participent à la **liaison des éléments porteurs** et à la **redistribution des efforts**, sans former un système portique indépendant.

Ce dispositif structural garantit une **bonne rigidité globale**, limite les déplacements latéraux et réduit les effets de torsion, conformément aux exigences du **RPA 2024** pour les structures en zone de forte sismicité

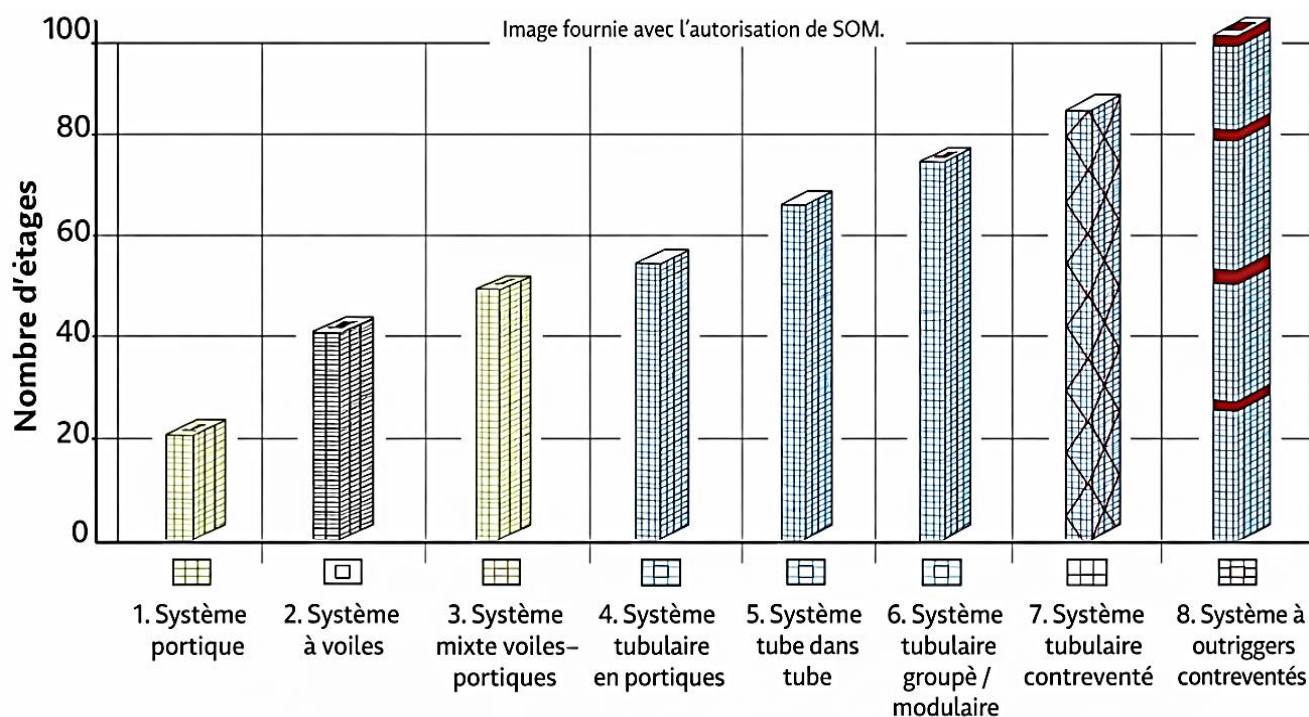


Figure II.10 : Classification des systèmes structuraux (Proposée initialement par Fazlur Rahman Khan)

II .4. Implantation de la structure

II .4.1. Classification du site

Le site étudié est classé en catégorie S3 (site meuble), qui correspond à des dépôts épais de sols meubles, constitués principalement de sables et de graviers moyennement denses et/ou d'argiles moyennement raides, s'étendant sur des épaisseurs de plusieurs dizaines de mètres. Ces formations sont caractérisées par des vitesses moyennes des ondes de cisaillement comprises entre 180 m/s et 360 m/s.

Tableau II.1 : Classification des sites

Catégorie	Description	qc30 (MPa) (c)	N30 (coups) (d)	Cu30 (kPa) (e)	Rc30 (MPa) (f)	PI30 (%) (g)	Ep30 (MPa) (h)	VS30 (m/s) (h)
S1	Rocheux (a)	/	/	/	>10	>5	>100	>800
S2	Ferme	>15	>50	>100	0.4-10	2-5	20-100	360-800
S3	Meuble	1.5-15	15-50	50-100	0.1-0.4	1-2	5-20	180-360
S4	Très Meuble ou Présence de 3 m, au moins, d'argile molle (b)	<1.5	<15	<50	<0.1	<1	<5	<180
S5	Site nécessitant investigations approfondies et études spécifiques (cf. §3.3.3)	/	/	/	/	/	/	/

II.4.2. Classification de l'ouvrage selon la zone sismique

Le RPA 2024 définit sept (07) zones de sismicité croissante sur le territoire national algérien :

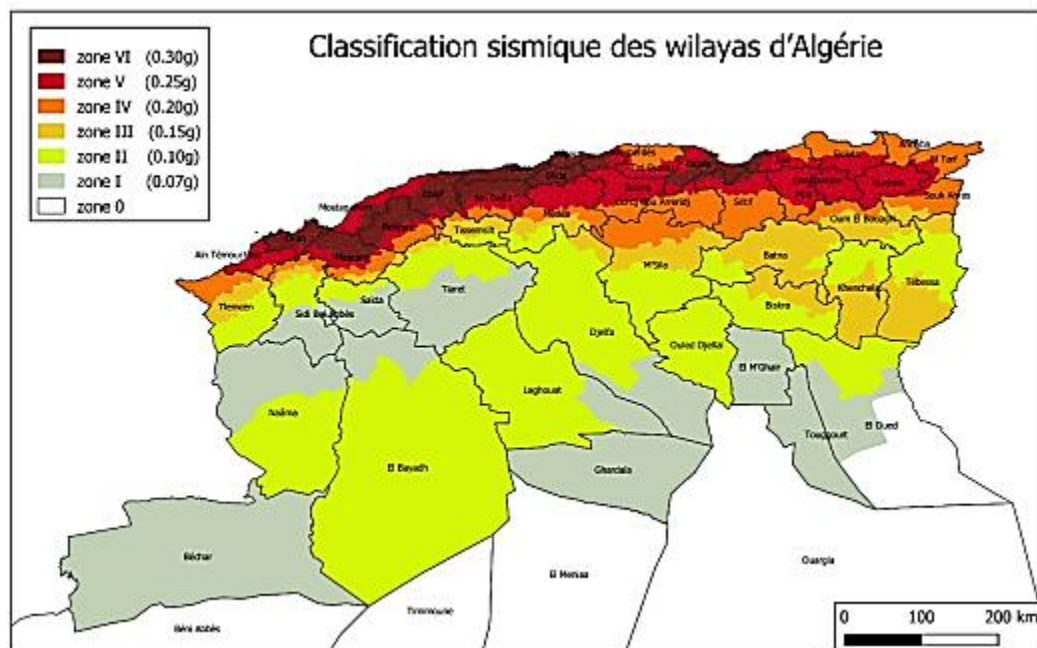


Figure II. 11: Zonage sismique de l'Algérie

Tableau II.2 :Zonage sismique selon l'intensité des séismes

Sismicité	Zone
Très faible	0
Faible	I
Faible à moyenne	II
Moyenne	III
Moyenne à élevée	IV
Elevée	V & VI

La wilaya d'Alger, y compris la commune de Bir Mourad Raïs où se situe Saïd Hamdine, est classée en Zone VI de sismicité élevée.

II .4.3. Classification de l'ouvrage selon leur importance

La tour R+33 à Saïd Hamdine est classée en : **Groupe 1B (Bâtiments de grande importance)**, selon le RPA 2024, car elle répond simultanément aux deux critères suivants :

- Hauteur dépassant 48 m : Avec une élévation totale de 119 mètres, la tour est considérée comme un Immeuble de Grande Hauteur (IGH).
- Capacité d'accueil supérieure à 300 personnes : Le bâtiment peut accueillir simultanément plus de 300 personnes, compte tenu de :
 - ✓ La zone résidentielle : 312 logements
 - ✓ Le centre commercial : 108 unités commerciales
 - ✓ Les zones de circulation et parkings : 322 places

II .5. Caractéristiques géotechniques du site

Selon le rapport d'étude géotechnique du sol :

- Agressivité nul vis-à-vis l'analyse chimique.
- Le sol est classé en site meuble S3.
- Un ancrage de 9.00 m à partir de point bas et 22.00 m à partir de point haut de terrain naturel. La profondeur d'ancrage de **9,00 m** a été fixée de manière à atteindre un horizon de sol suffisamment résistant, garantissant ainsi la reprise des charges verticales et sismiques transmises par notre projet.
- $\sigma_{sol} = 7,00 \text{ bars}$ Jusqu'au bon sol.
- Prévoir un système de drainage.
- **Type de fondation** : L'étude géotechnique du site a permis de caractériser la nature des sols en place. Au vu des résultats obtenus, il a été retenu d'adopter des **fondations**

superficielles de type radier général, solution jugée la plus adaptée aux caractéristiques mécaniques du sol et aux charges transmises par la structure.

II .6. Hypothèses de calcul

II .6.1. Etat limite ultime ELU

Leur dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage. Ils correspondent à la limite :

- De l'équilibre statique de la construction (renversement)
- De la résistance de chacun des matériaux (rupture)
- De la stabilité de forme (flambement)

Hypothèses de calcul à l'ELU

- ❖ Conservation des sections planes après déformation.
- ❖ Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton.
- ❖ La résistance à la traction du béton est limitée à 3,5‰ en flexion simple et 2‰ en compression simple.
- ❖ Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- ❖ L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

II .6.2. Etat limite de service ELS

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure, ils correspondent à :

- La valeur limite de la compression du béton ou de traction des aciers.
- La valeur limite de l'ouverture des fissures pour la sécurité de l'ouvrage.
- La valeur limite des déformations acceptables des éléments de la structure.

Hypothèses de calcul à l'ELS

- ❖ Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures. Le béton tendu est négligé.
- ❖ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques. Le rapport $\ll n \gg$ du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton est appelé coefficient d'équivalence est pris « 15 ».

II .7. Les caractéristiques mécaniques des matériaux à utiliser

Le choix du matériau de construction a été fait par le maître d'ouvrage lors des études préliminaires. Ainsi, le matériau retenu pour la réalisation de l'ouvrage est le béton armé, en raison de ses performances mécaniques, de sa durabilité et de son adéquation aux exigences structurelles du projet. Les principales caractéristiques de ce matériau sont présentées ci-après :

II .7.1. Le béton

II .7.1.1. Résistance à la compression (BAEL 91 article A.2.1.11)

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique spécifiée, notée f_{c28} .

Dans notre projet nous considérons un béton de classe B25, c'est-à-dire : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

II .7.1.2. Résistance à la traction (BAEL 91 article A.2.1.1.2)

La résistance à la traction est définie selon le par la relation :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.7 \text{ MPa}$$

II .7.1.3. Déformations longitudinales du béton

- Le module de déformations instantanées est : $Ei28 = 11000 \times f_{cj}^{1/3}$
- Le module de déformations différé est : $Ev28 = 3700 \times f_{cj}^{1/3}$

II .7.1.4. Coefficient de poisson

Le Coefficient de Poisson ν du béton est pris égal à :

- $\nu = 0,2$ pour les justifications aux états limites de service (ELS).
- $\nu = 0$ dans le cas des états limites ultimes (ELU).

II .7.1.5. Contraintes limites

a) Contrainte limite de compression du béton a l'ELUR : BAEL91 (Art 4 .3.41)

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

- γ_b : Coefficient de sécurité partiel qui vaut 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.
- θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :
 - ✓ $\theta = 1$; si la durée est supérieure à 24h ($t > 24h$).
 - ✓ $\theta = 0,9$; si la durée est comprise entre 1h et 24h ($1h < t < 24h$).
 - ✓ $\theta = 0,85$; si la durée est inférieure à 1h ($t < 1h$).

b) Contrainte limite de compression du béton à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

c) La contrainte de cisaillement : est limitée par $\tau \leq \tau_{adm}$

- Fissuration peu nuisible :

$$\tau_{adm} = \min \left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 4.67 \text{ MPa}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_{adm} = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa \right) = 3.5 MPa$$

II .7.2. Les aciers

Les aciers associés au béton servent à reprendre les efforts de traction et les éventuels efforts de compression dans les éléments effectifs ou entièrement tendu, nous utilisons :

- Des aciers de haute adhérence (HA) de nuance Fe E 500, caractérisés par leur limite élastique $f_e = 500 MPa$.

II .7.2.1. Contrainte limite à l'ELUR

- $\varepsilon_s < \varepsilon_{es} \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$
- $\varepsilon_s > \varepsilon_{es} \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- ε_s : déformation unitaire de l'acier.
- ε_{es} : limite de la déformation élastique.
- E_s : module de Young de l'acier égal à 200 000 MPa.
- γ_s : coefficient de sécurité égal à 1,15 dans le cas général et 1 dans les combinaisons accidentelles.
- Dans notre cas : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \begin{cases} 435 MPa ; \text{en situation durable ou transitoire} \\ 500 ; \text{en situation accidentelle} \end{cases}$

II .7.2.2. Contrainte limite à l'E.L.S d'ouverture des fissures

- Cas où la fissuration est considérée comme peu nuisible : pas de limitation de contraintes.
- Cas où la fissuration est considérée comme préjudiciable : La contrainte σ_{st} de traction est limitée à :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}}) \right\} = 201.63 MPa$$

η : Coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1,0 pour les ronds lisses (RL) y compris TSL et 1,6 pour les armatures à hautes adhérences.

- Cas où la fissuration est considérée comme très préjudiciable, la contraintes σ_{st} de traction est limitée à :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ 0.8 \times \frac{2}{3} f_e ; \max (0.4 f_e ; 88 \sqrt{n \times f_{t28}}) \right\} = 161.31 MPa$$

II .8. Charges et surcharges

Les charges prises en compte dans notre projet sont classées selon leur nature et leur mode d'application. Elles se décomposent en quatre catégories principales :

- a. **Charges permanentes (G) :** Les charges permanentes représentent l'ensemble des charges fixes qui s'appliquent de manière continue sur la structure durant toute sa durée d'exploitation. Elles comprennent :
 - **Le poids propre de la structure :** Il s'agit du poids des éléments structuraux porteurs (poteaux, poutres, dalles, voiles) et des éléments de remplissage (maçonnerie, cloisons). Ce poids est calculé en fonction des dimensions géométriques des éléments et de la masse volumique des matériaux constitutifs (béton armé : 25 kN/m^3).
 - **Le poids du sol :** Cette charge correspond au poids des revêtements de sol, des chapes, des carrelages et de tous les éléments rapportés de manière permanente sur les planchers. Elle varie selon la destination des locaux et l'épaisseur des revêtements mis en œuvre.
- b. **Surcharges d'exploitation (Q) :** Les surcharges d'exploitation correspondent aux charges variables liées à l'usage et à l'occupation des locaux.
- c. **Charges accidentelles sismiques (E) :** Les charges sismiques représentent les forces horizontales et verticales induites par les mouvements du sol lors d'un séisme. Leur évaluation s'effectue conformément au Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024) en tenant compte de la zone sismique, de la classification du site, de l'importance de l'ouvrage et de son système de contreventement.

II .9. Les règlements utilisés

- DTR BC 2-48
- BAEL 91 – Version 99
- RPA 2024
- Eurocode 8

II .10. Combinaisons d'action accidentelle

Au sens du principe de calcul aux Etats Limites, l'action sismique est considérée, du fait de sa brève durée d'application, comme une action accidentelle. L'action sismique est caractérisée par trois composantes qui agissent simultanément :

- Deux composantes horizontales E_x et E_y agissant suivant deux directions orthogonales dans le plan de la structure.
- Une composante verticale E_z , qui agit suivant l'axe vertical de la structure.

II .10.1. Combinaisons à l'ELU et à l'ELS

- L'ELU : $1,35 G + 1,5 Q$
- L'ELS : $G + Q$

II .10.2. Composantes horizontales de l'action sismique

Les composantes de l'action sismique, E_x et E_y , agissant suivant les deux directions horizontales, sont supposées indépendantes mais représentées par le même spectre de réponse.

Les actions sismiques de dimensionnement des structures, sont combinées aux actions permanentes et aux actions variables :

$$\begin{cases} G + \Psi Q + E_1 \\ G + \Psi Q + E_2 \end{cases} ; \text{ avec : } \begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0,3E_y \\ E_2 = \pm E_y \pm 0,3E_x \end{cases}$$

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation, non pondérées

Ψ : coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

II .10.3. Composante verticale de l'action sismique

E_1 , E_2 , et E_3 représentent la combinaison des composantes, horizontales (E_x ; E_y) et la composante verticale (E_z), définies par :

$$\begin{cases} G + \Psi Q + E_3 \\ G + \Psi Q + E_4 \\ G + \Psi Q + E_5 \end{cases} ; \text{ avec : } \begin{cases} E_3 = \pm E_x \pm 0,3E_y \pm 0,3E_z \\ E_4 = \pm 0,3E_x \pm E_y \pm 0,3E_z \\ E_5 = \pm 0,3E_x \pm 0,3E_y \pm E_z \end{cases}$$

II .11. Descente de charges et prédimensionnement

II .11.1. Descente de charge

La descente de charges consiste à calculer et cumuler toutes les charges (permanentes et d'exploitation) qui s'exercent sur une structure, depuis le niveau le plus haut jusqu'aux fondations. Cette étape est effectuée à l'aide du DTR B.C. 2.2.

- **Plancher terrasse inaccessible de la tour**

Tableau II.3 : Les charges d'une terrasse inaccessible

Désignation	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
- Protection gravillon	0,05	17	0,85
- Étanchéité multicouche	0,01	12	0,12
- Forme de pente en béton	0,1	22	2,20
- Isolation thermique en liège	0,4	0,4	0,16
- Dalle pleine en BA (22cm)	0,22	25	5,5
- Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
G total			9,03
Charge d'exploitation (Q)			1

- **Plancher terrasse accessible de la tour**

Tableau II.4 : Les charges d'une terrasse accessible

Désignation	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
- Carrelage	0,02	22	0,44
- Étanchéité multicouche	0,01	12	0,12
- Forme de pente en béton	0,1	22	2,20
- Lit de sable	0,02	18	0,36
- Dalle pleine en BA (22cm)	0,22	25	5,5
- Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
G total			8,82
Charge d'exploitation (Q)			1,5

- **Plancher étage courant**

Tableau II. 5: Les charges d'un étage courant

Désignation	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
- Carrelage	0,02	22	0,44
- Mortier de pose	0,02	20	0,40
- Lit de sable	0,02	18	0,36
- Dalle pleine en BA (22cm)	0,22	25	5,5
- Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
- Cloisons légers	/	/	1
G total			7,9
Charge d'exploitation (logement)			1,5

- **Plancher parking & commerce**

Tableau II.6 : Les charges d'un parking & étage commercial

Désignation	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
- Carrelage	0,02	22	0,44
- Mortier de pose	0,02	20	0,40
- Lit de sable	0,02	18	0,36
- Dalle pleine en BA (22m)	0,22	25	5,5
- Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
- Cloisons légers	/	/	1
G total			7,9
Charge d'exploitation parking			2,5
Charge d'exploitation commerce			5

- **Plancher balcon étage courant**

Tableau II.7 : Les charges des balcons

Désignation	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
- Carrelage	0,02	22	0,44
- Mortier de pose	0,02	20	0,40
- Lit de sable	0,02	18	0,36
- Plancher de balcon	0,22	25	5,5
- Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
G total			6,9
Charge d'exploitation (Q)			3,5

- **Plancher de toiture non accessible**

Tableau II.8 : Les charges de la toiture

Désignation	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
- Protection gravillon	0,05	17	0,85
- Étanchéité multicouche	0,01	12	0,12
- Forme de pente en béton	0,10	22	2,2
- Isolation thermique en liège	0,4	0,4	0,16
- Dalle pleine en BA	0,22	25	5,5
- Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
G total			9,03
Charge d'exploitation (Q)			1

- **Evaluation de charge d'escalier**

Les escaliers assurent la circulation verticale entre les étages. Ils sont constitués de volées en béton armé prenant appui sur des paliers coulés en place.

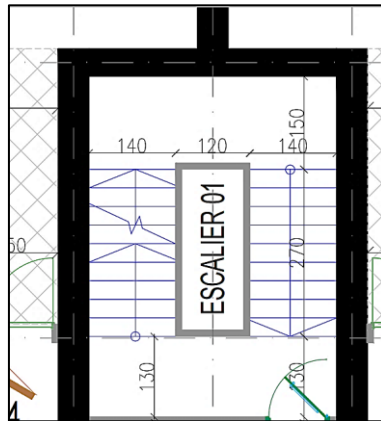


Figure II.12 : Représentation en plan de l'escalier

- Prenons le cas d'un étage courant d'une hauteur $H = 3,40$ m.
- Calcul la hauteur des marches et le giron :
- La formule de **BLONDEL** : $59 < 2h+g < 66$, nous permet de dimensionner les marches et contres-marches.
Hauteur de la marche : $16,5 \text{ cm} \leq h \leq 17,5 \text{ cm}$; On adopte **$h = 17 \text{ cm}$**
Ainsi on a **$g = 30 \text{ cm}$**
- Alors le nombre de contres marches :
La hauteur se décompose en deux volées, alors : $H/2 = 3,40/2 = 1,70$ m

$$n = \frac{H}{h} = \frac{170}{17} = 10$$

- Nombre de marches par volée :
 $N = 10 - 1 = 9$ marches par volée
- Calcul de reculement R :
 $R = g \times (N - 1) = 30 \times 8 = 240 \text{ cm}$
- L'inclinaison de la paillasse :
 $\tan \alpha = \frac{H}{R} = \frac{170}{240} = 0,7083$; Alors $\alpha = 35,31^\circ$
- La longueur de paillasse : **$L = \frac{10 \times 0,3}{\cos \alpha} = 3,68 \text{ m}$**
- La volée de l'escalier est assimilée à une dalle simplement appuyée des deux côtés, et l'épaisseur de la paillasse est comprise entre :
 $L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 12,26 \text{ cm} \leq e \leq 18,4 \text{ cm}$
- On adopte : **$e = 15 \text{ cm}$**

• **Evaluation des charges volée et palier**

Tableau II.9 : Les charges des escaliers

Désignation	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
- Carrelage	0,02	22	0,44
- Mortier de pose	0,02	20	0,40
- Lit de sable	0,02	18	0,36
- Dalle en BA	0,15	25	4

- Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
G total			5,4
Charge d'exploitation (Q)			2,5

- **Mur de façade (double paroi)**

Tableau II.10 : Les charges du mur de façade

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
- Brique creuse	0,2= (2×0,1)	9	1,8
- Enduit extérieur	0,02	20	0,40
- Enduit intérieur	0,015	18	0,27
G total avec 30% d'ouverture			1,73

- **Acrotère**

- Un acrotère est un muret en béton armé situé en périphérie d'une terrasse, servant à retenir les étanchéités, protéger les bords de la dalle et assurer la sécurité des personnes.

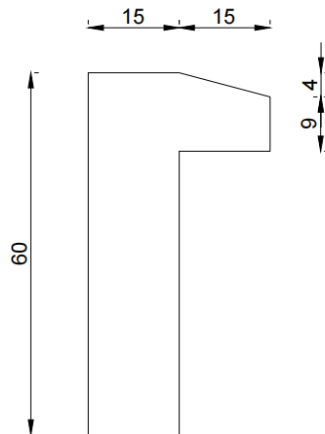


Figure II. 13: Schéma de l'acrotère

- **Evaluation des charges**

- **Charge permanente :**

$$S = 0,60 \times 0,15 + 0,09 \times 0,15 + \frac{0,15 \times 0,04}{2} = 0,1065 \text{ m}^2$$

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

- Revêtement en ciment ($e = 2\text{cm}$)

$$G = 18 \times 0,02(0,60 + 0,15 + 0,155 + 0,09 + 0,15 + 0,47) = 0,58 \text{ KN /ml}$$

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

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

Tableau II. 11: Les charges de l'acrotère

Matériaux	Poids volumique (KN/m ³)	Surface	G	Q
BA	25	0,1065 m ²	3,24 KN/ml	1 KN/ml

II .11.2. Prédimensionnement des éléments structuraux

- Le prédimensionnement est une étape préliminaire indispensable permettant d'estimer les sections des éléments structuraux (voiles, planchers...), à partir des charges déterminées par la descente de charges.

II .11.2.1. Prédimensionnement du plancher

Les planchers sont des éléments structuraux plans destinés à reprendre les charges permanentes et d'exploitation et les transmettre aux éléments porteurs verticaux.

En ce qui concerne le type de plancher, le choix de la dalle pleine a été retenu pour les raisons suivantes :

- Meilleurs diaphragmes.
- Importance des charges et surcharges.
- Importance des portées.
- Résistance au feu.
- Facilité de réalisation pour les formes particulières.

La dalle pleine est un élément rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles, murs) ou ponctuels (poteaux), et qui peut travailler dans une ou deux directions selon le rapport de ses portées, conformément au BAEL A 5.2.1.

Le sens de travail d'une dalle est déterminé par le rapport $\alpha = l_x/l_y$

Tableau II. 12: Types des dalles selon leur mode de travail

Type de panneau	$\alpha = l_x/l_y$	Mode de fonction
Dalle appuyée sur deux appuis	$\alpha \leq 0.4$	Dalle travail suivant un seul sens.
Dalle appuyée sur quatre appuis	$\alpha > 0.4$	Dalle travail suivant deux sens

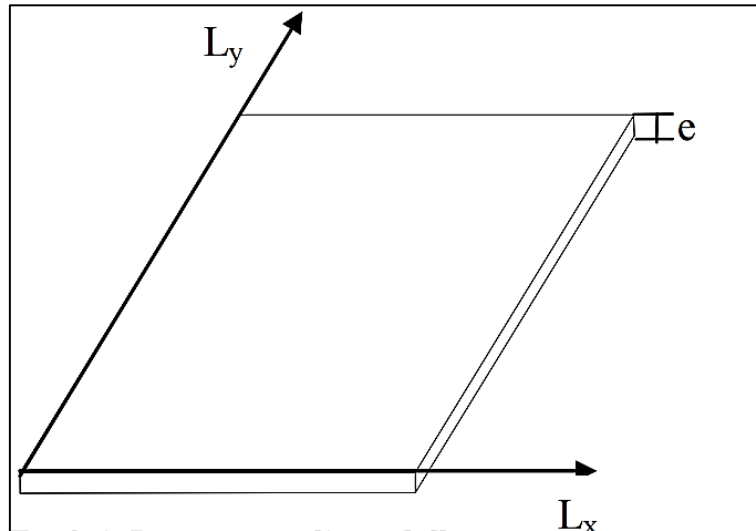


Figure II.14 : Dimensions d'une dalle

L'épaisseur « e » est ensuite estimée à partir des conditions de prédimensionnement :

a. Condition d'isolation phonique : $e \geq 14$ cm

b. Condition de coupe-feu :

- $e \geq 07$ cm : pour une heure de coup feu (toute type de construction).
- $e \geq 11$ cm : pour deux heures de coup feu (habitation de grande hauteur).
- $e \geq 15$ cm : pour trois heures de coup feu (habitation de grande hauteur).
- $e \geq 17$ cm : pour quatre heures de coup feu (pour les sous-sols).

c. Condition de résistance à la flexion :

Pour le prédimensionnement de la hauteur du plancher, on a

- Pour les dalles reposant sur 2 appuis :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

- Pour les dalles reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

Dans notre bâtiment, tous les planchers reposent sur quatre appuis : $e = L_x/40$

L_x : la portée mesurée entre nus des appuis correspondants à la plus petite portée de la dalle la plus sollicitée (cas défavorable).

- **Pour un étage courant :**

Les dimensions de panneau le plus sollicité sont :

$$L_x = 4,1 \text{ m et } L_y = 5,85 \text{ m}$$

$$\alpha = l_x/l_y = 4,1/5,85 = 0,7 \geq 0,4 \Rightarrow \text{Dalle portant dans les deux sens}$$

$$e = L_x/40 = 10,25 \text{ cm}$$

On prend : **e = 22 cm** étages courants.

- **Pour parking et étage commercial :**

$$L_x = 6,25 \text{ m et } L_y = 7,40 \text{ m}$$

$$\alpha = l_x/l_y = 6,25/7,4 = 0,84 \geq 0,4 \Rightarrow \text{Dalle portant dans les deux sens}$$

$$e = L_x/40 = 15,63 \text{ cm}$$

Puisque cette dalle est située dans le sous-sol, on doit prendre au moins une épaisseur supérieure à 17cm

On prend : **$e = 22 \text{ cm}$** parking et étage commercial

d. Condition de flèche :

On doit s'assurer que : $f_{\max} < f_{\text{adm}}$

La flèche admissible : Selon BAEL91 (B.6.5.3), à défaut de données plus précises, on peut admettre que la flèche qui est susceptible de mettre en cause le bon comportement des cloisons et des revêtements de sols ou de plafonds ne doit pas dépasser :

$$f_{\max} < L/500$$

Si L est au plus égale à 5 m

$$f_{\max} < L/1000 + 0,05 \text{ cm}$$

Si L est supérieur à 5 m

La flèche maximale :

$$f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

Avec :

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 43166,67 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = 8,87 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

✚ Pour un étage courant :

$$L_{\max} = 5,85 \text{ m} \geq 5 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } f_{\text{adm}} = \frac{L}{1000} + 0,005 = 10,85 \text{ mm}$$

$$G = 25 \times 0,22 \times 1 = 5,5 \text{ kn/ml}$$

$$Q = 1,5 \text{ kn/ml}$$

$$\text{D'où : } f_{\max} = 0,67 \text{ mm} \leq 10,85 \text{ mm}$$

✓ La flèche est admissible.

✚ Pour parking et étage commercial :

$$L_{\max} = 7,4 \text{ m} \geq 5 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } f_{\text{adm}} = \frac{L}{1000} + 0,005 = 12,4 \text{ mm}$$

$$G = 25 \times 0,22 \times 1 = 5,5 \text{ kn /ml}$$

$$Q = 2,5 \text{ kn /ml}$$

$$\text{D'où : } f_{\max} = 4,15 \text{ mm} \leq 12,4 \text{ mm}$$

✓ La flèche est admissible.

II .11.2.2. Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulé sur place supportant les charges et surcharges. Leur prédimensionnement s'effectue par des formules données par le BAEL91 et vérifie les dimensions données par le RPA2024.

D'après le BAEL91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0,4h \leq b \leq 0,7h \end{array} \right. ; \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} L_{\max}: \text{distance maximale entre nus d'appuis} \\ h: \text{Hauteur de la poutre} \\ b: \text{Largeur de la poutre} \end{array} \right.$$

$$\text{D'après le RPA 2024 [article 7.5.1 P113] : } \left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 25 \text{ cm; en zone IV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Tableau II. 13: Les dimensions des poutres ($b \times h$) utilisées

$L_{\max}$ (nue) cm	$h_{\min} = \frac{L_{\max}}{15}$	$h_{\max} = \frac{L_{\max}}{10}$	h (adoptée) Cm	$b_{\min} = 0,4h$	$b_{\max} = 0,7h$	b (adoptée) cm	$\frac{h}{b} \leq 4$	Poutre (bxh) cm ²
740	49,33	74	50	20	35	30	1,67	30 x 50
750	50	75	60	24	42	40	1,5	40 x 60
960	64	96	65	26	45,5	45	1,44	45 x 65

On remarque que les dimensions des poutres vérifient les exigences de l'article 7.5.1 P113 du RPA 2024.

❖ Vérification de la flèche

- **Poutre 45x65 :**

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 43166,67 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = 10,3 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$L_{\max} = 8,1 \text{ m} \geq 5 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0,005 = 13,1 \text{ mm}$$

$$G = 25 \times 0,45 \times 0,65 + 7,9 \times 0,45 = 10,87 \text{ kn /ml}$$

$$Q = 1,5 \times 0,45 = 0,675 \text{ kn /ml}$$

$$q = G + Q = 11,55 \text{ kn /ml}$$

$$f_{max} = 1,46 \text{ mm} \leq 13,1 \text{ mm}$$

✓ La flèche est admissible.

• **Poutre 40x60 :**

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 43166,67 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = 7,2 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$L_{max} = 4,05 \text{ m} \leq 5 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } f_{adm} = \frac{L}{500} = 8,1 \text{ mm}$$

$$G = 25 \times 0,4 \times 0,6 + 7,9 \times 0,4 = 9,16 \text{ kn /ml}$$

$$Q = 1,5 \times 0,4 = 0,6 \text{ kn /ml}$$

$$q = G + Q = 9,76 \text{ kn /ml}$$

$$f_{max} = 0,02 \text{ mm} \leq 8,1 \text{ mm}$$

✓ La flèche est admissible

• **Poutre 30x50 :**

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 43166,67 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = 3,125 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$L_{max} = 5,85 \text{ m} \geq 5 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0,005 = 10,85 \text{ mm}$$

$$G = 25 \times 0,3 \times 0,5 + 7,9 \times 0,3 = 6,12 \text{ kn /ml}$$

$$Q = 1,5 \times 0,3 = 0,45 \text{ kn /ml}$$

$$q = G + Q = 6,57 \text{ kn /ml}$$

$$f_{max} = 0,74 \text{ mm} \leq 10,85 \text{ mm}$$

✓ La flèche est admissible

II.11.2.3. Prédimensionnement des voiles : « justifié par l'article 7.7.1 du RPA2024 »

Les voiles en béton armé sont des structures verticales destinées à supporter les charges gravitaires et à s'opposer aux sollicitations horizontales, notamment sismiques. Leur prédimensionnement permet d'assurer la stabilité, l'efficacité structurelle et la conformité aux normes en vigueur, tout en optimisant les quantités de matériaux.

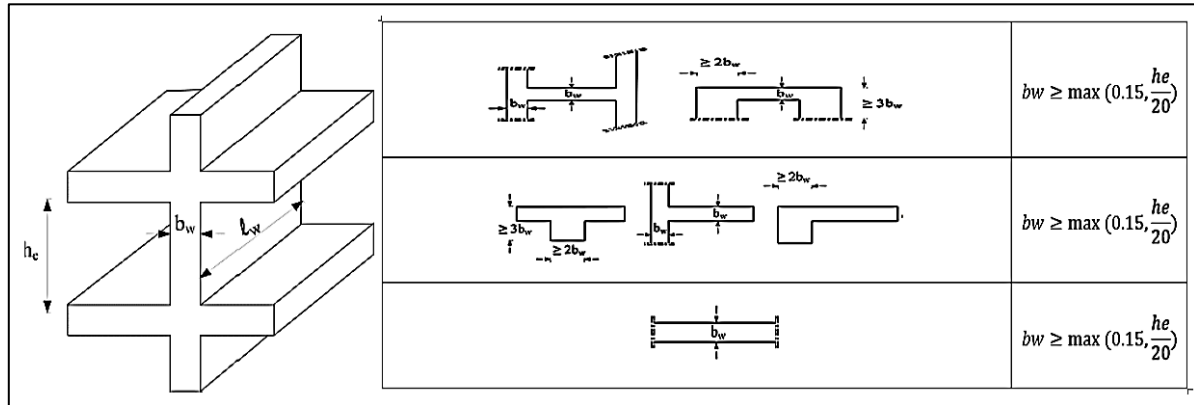


Figure II. 15: Dimensions minimales des voiles selon RPA2024

l_w : portée du voile.

b_w : épaisseur du voile

h_e : hauteur libre d'étage

Selon les prescriptions du RPA 2024, un élément vertical en béton armé est reconnu comme un voile de contreventement uniquement s'il respecte la condition géométrique suivante :

$$l_w \geq \max \left(\frac{h_e}{3}; 4b_w; 1m \right)$$

Où : l_w est la longueur du voile, h_e la hauteur libre entre planchers, et b_w l'épaisseur du voile. Si cette exigence n'est pas satisfaite, l'élément est alors assimilé à une structure linéaire, à l'instar des poteaux. Par ailleurs, l'épaisseur minimale du voile doit répondre à la contrainte

$$b_w \geq \max \left(15cm; \frac{h_e}{20} \right)$$

Cela permet d'assurer une rigidité suffisante et un bon comportement vis-à-vis des sollicitations latérales (sismique).

Calcul des dimensions minimales des voiles constituant la structure :

Tableau II.14 : Dimensions minimales des voiles de contreventement

Niveau	$h_w(m)$	$b_w (cm)$	$l_w (m)$
Etage courant	3,2	16	1,067
RDC / étage commercial / Sous-sol	3,88	19,4	1,29

En conclusion ; les épaisseurs adoptées de 30 ,45 et 50 cm sont en stricte conformité avec les exigences de cet article.

II .12. Conclusion

Ce chapitre a permis d'établir les bases techniques nécessaires à la conception structurelle de la tour R+33. À travers la présentation de l'ouvrage, la définition du cadre normatif, la caractérisation des matériaux et l'évaluation des charges, les paramètres fondamentaux du projet ont été clairement définis. Le prédimensionnement des éléments structuraux, notamment les poutres, les dalles et les voiles, a permis de fixer des dimensions préliminaires cohérentes avec les exigences du RPA 2024 et du BAEL 91. Ces résultats constituent le point de départ indispensable pour les étapes de modélisation et d'analyse détaillée qui feront l'objet des chapitres suivants.

CHAPITRE III :

ETUDE DYNAMIQUE

III.1. Introduction

Ce chapitre est consacré à la modélisation numérique du bloc A de la tour R+33 ainsi qu'à son étude sismique. Dans un premier temps, le modèle numérique de la structure est élaboré à l'aide du logiciel ETABS, en s'appuyant sur les données de prédimensionnement établies au chapitre précédent. Ensuite, une analyse modale est réalisée afin d'identifier les caractéristiques vibratoires de la structure, notamment ses périodes propres et ses modes de vibration. Enfin, la réponse sismique de la structure est évaluée par l'analyse dynamique modale spectrale, conformément aux exigences du RPA 2024.

III.2. Élaboration du modèle numérique et analyse modale

Dans le cadre de cette étude, la mise en place d'un modèle numérique constitue une étape essentielle pour représenter et analyser avec précision le comportement global de la structure. Cette démarche s'appuie sur l'utilisation de logiciels de calcul basés sur la méthode des éléments finis, permettant une modélisation fiable et une analyse structurale de grande précision.

La modélisation réalisée porte uniquement sur le bloc A de la tour R+33. Ce choix est justifié par la présence d'un joint de dilatation de 25 cm séparant les deux blocs A et B, ce qui assure leur indépendance structurelle vis-à-vis des sollicitations, notamment sismiques. Par ailleurs, les deux blocs étant strictement identiques en géométrie et en conception, l'étude d'un seul bloc est suffisante pour représenter le comportement de l'ensemble, tout en optimisant le temps et les ressources de calcul.

Cette partie est consacrée à la modélisation numérique du bloc A, réalisée à l'aide du logiciel ETABS version C 21.0.0, ainsi qu'à l'exploitation des résultats issus de l'analyse modale.

Cette analyse permet de déterminer les fréquences propres et les modes de vibration de la structure, paramètres fondamentaux pour caractériser son comportement dynamique et évaluer sa réponse face aux actions dynamiques, en particulier les sollicitations sismiques.

III.3. Modèle Numérique De La Structure

III.3.1. Vue en 3D de la structure

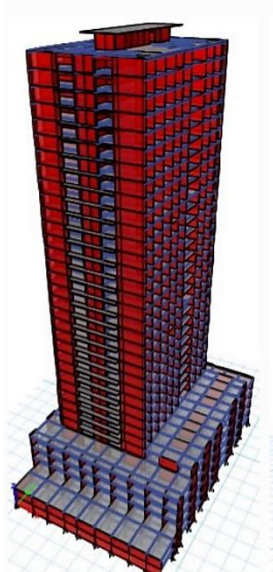


Figure III.1 : Vue en 3D du modèle numérique de la structure

III.3.2. Les vues en plan de la structure

➤ Vue en plan de 1er et de 2ème sous-sol :

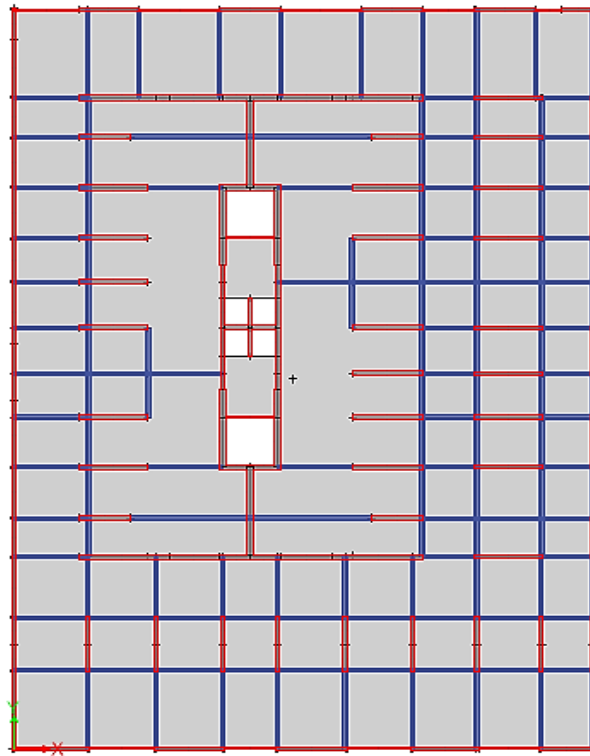


Figure III.2 : Vue en plan de 1er et de 2ème sous-sol

➤ Vue en plan de Rez de chaussée (RDC) :

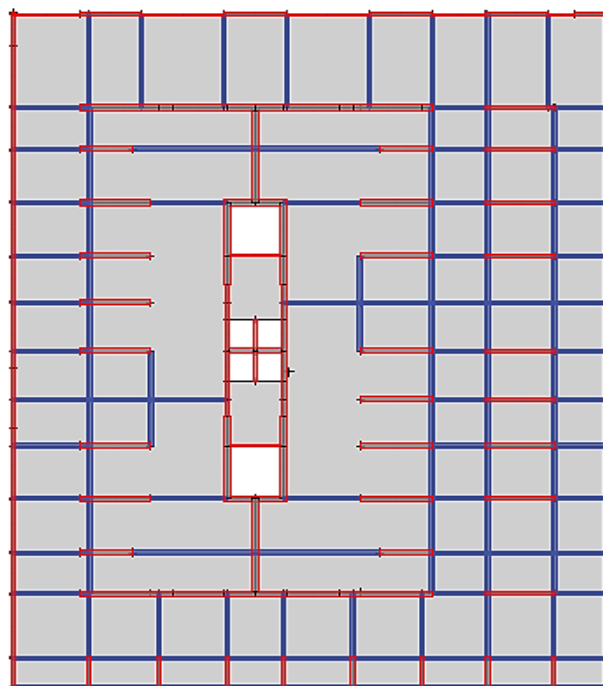


Figure III.3 : Vue en plan de rez de chaussée (RDC)

➤ Vue en plan de 1er et 2ème étage :

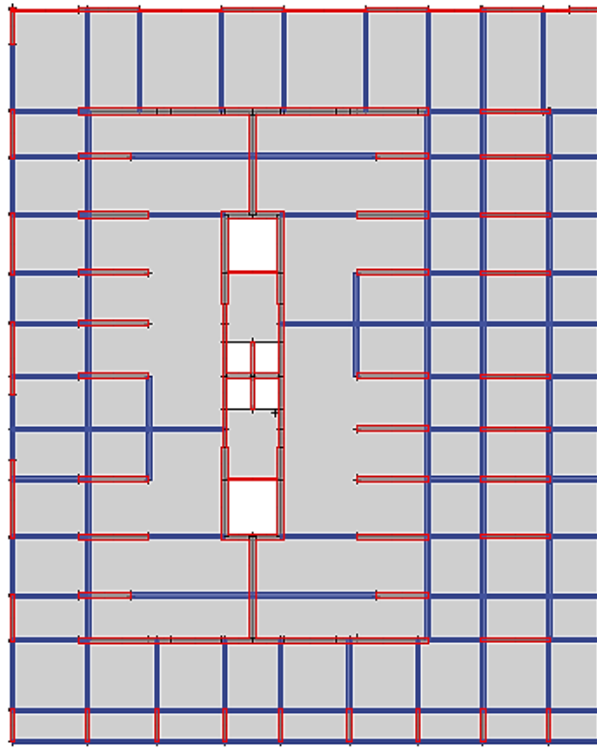


Figure III.4 : Vue en plan de 1er et 2ème étage

➤ Vue en plan de 3ème étage :

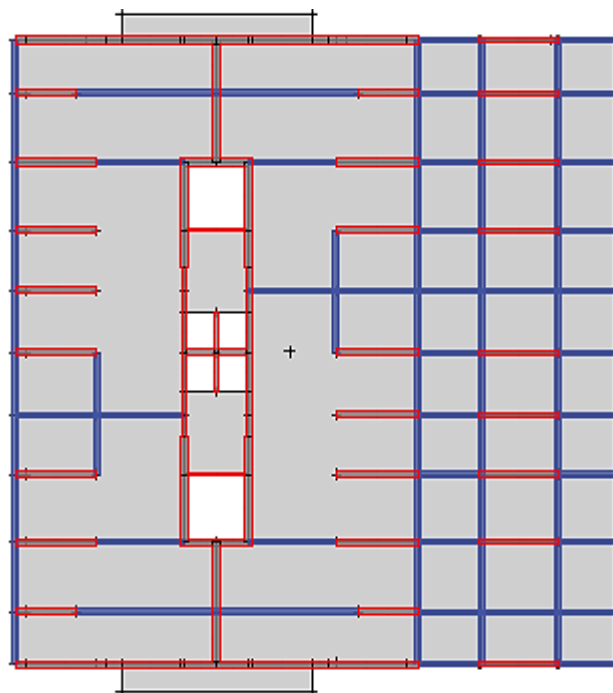


Figure III.5 : Vue en plan de 3ème étage

➤ Vue en plan des étages courants (du 4ème au 32ème étage) :

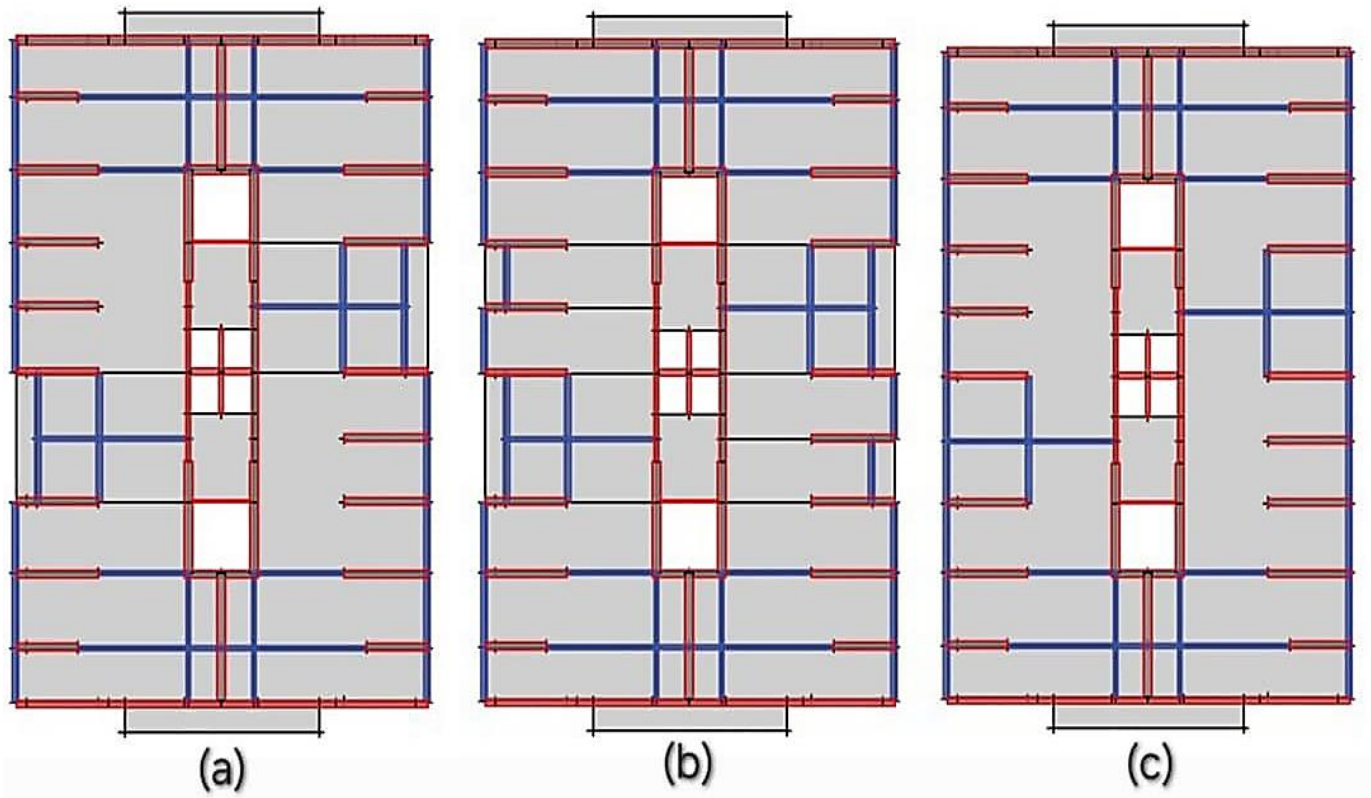


Figure III.6 : Vue en plan : (a) Etage courant / (b) Duplexe niveau 01/ (c) Duplexe niveau 02

➤ Vue en plan de la terrasse :

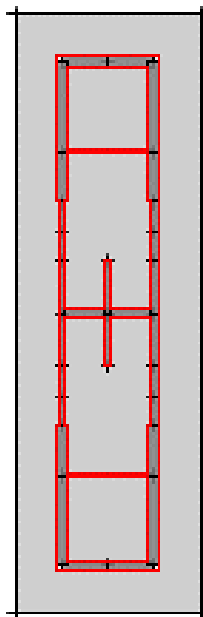


Figure III.7 : Vue en plan de la terrasse

III.3.3. Vue en élévation de la structure

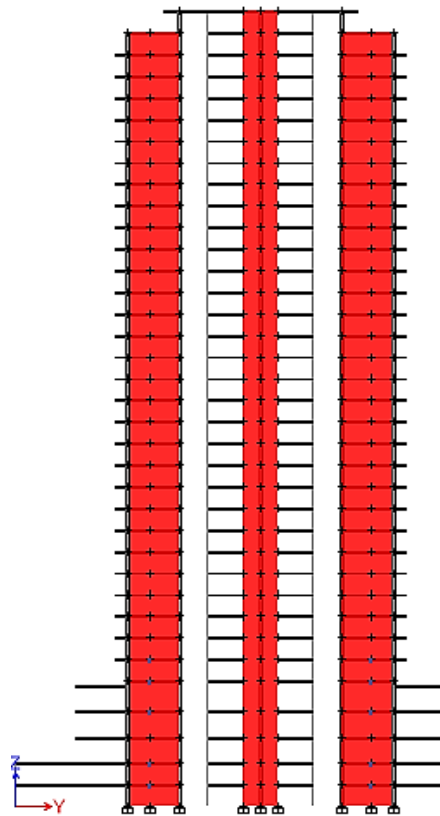


Figure III.8 : Vue en élévation de la structure (X-Z)

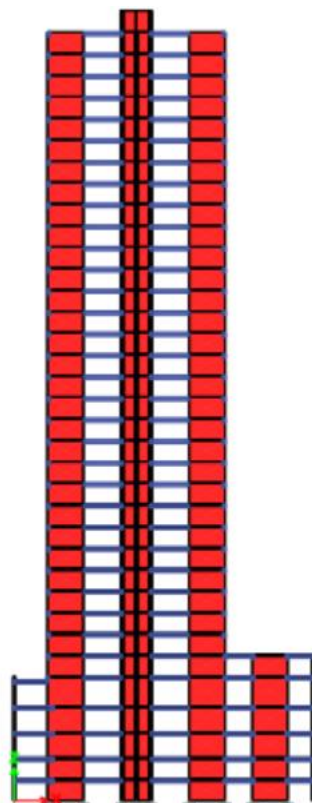


Figure III.9 : Vue en élévation de la structure (Y-Z)

III.4. L'analyse modale

L'analyse modale est une étape essentielle en dynamique des structures, permettant d'identifier les caractéristiques vibratoires fondamentales d'une structure à travers ses périodes propres, ses modes propres et ses facteurs de participation massique. Elle constitue la base de toute prédiction fiable de la réponse structurale face aux sollicitations dynamiques telles que les séismes ou les vibrations induites par le vent.

Dans l'analyse modale, le nombre de modes à retenir est obtenu lorsque la participation massique atteint 90% de la masse.

Tableau III.1 : Périodes et facteurs de participation modale

Mode	Période (s)	UX	UY	ΣUX	ΣUY	RZ
1	2,191	0,5581	2,22E-05	0,5581	2,22E-05	0,0004
2	1,221	0,0002	8,38E-03	0,5583	0,0084	0,4274
3	1,158	0	5,81E-01	0,5583	0,5893	0,0137
4	0,552	0,163	0,00E+00	0,7213	0,5893	0,0004
5	0,359	0	2,90E-03	0,7213	0,5922	0,1094
6	0,297	1E-04	1,99E-01	0,7214	0,7912	0
7	0,262	0,0774	4,00E-04	0,7988	0,7916	0,0004
8	0,192	0	1,70E-03	0,7988	0,7933	0,086
9	0,164	0,0513	5,00E-04	0,8501	0,7938	0,0001
10	0,152	0,0035	7,42E-02	0,8536	0,868	0,0147
11	0,13	0,0025	3,90E-03	0,8561	0,8719	0,0843
12	0,114	0,0351	0,00E+00	0,8912	0,8719	0,0015
13	0,105	0,0014	1,62E-02	0,8926	0,8881	0,0247
14	0,095	0,0023	2,14E-02	0,8949	0,9095	0,0382
15	0,084	0,0196	0,00E+00	0,9145	0,9095	1,78E-05
16	0,078	1E-04	3,40E-03	0,9146	0,9129	0,0187
17	0,073	0,0008	1,91E-02	0,9154	0,932	0,0095
18	0,065	0,0149	0,00E+00	0,9303	0,932	0,0036
19	0,061	1E-04	5,50E-03	0,9304	0,9375	0,0157
20	0,059	0,0002	1,17E-02	0,9306	0,9492	0,0039

III.4.1. Interprétation des résultats

L'analyse modale de la structure met en évidence son comportement dynamique global à travers l'identification de sa période fondamentale et de la contribution des différents modes de vibration. Les résultats obtenus sont comme suit :

La période fondamentale de la structure obtenue par la méthode numérique : **T= 2,191s.** ce qui indique une longue période caractéristique aux structures élancées.

Les 90% de la participation massique sont atteint au bout du **14^{ème} mode selon Y et au 15^{ème} mode selon X.**

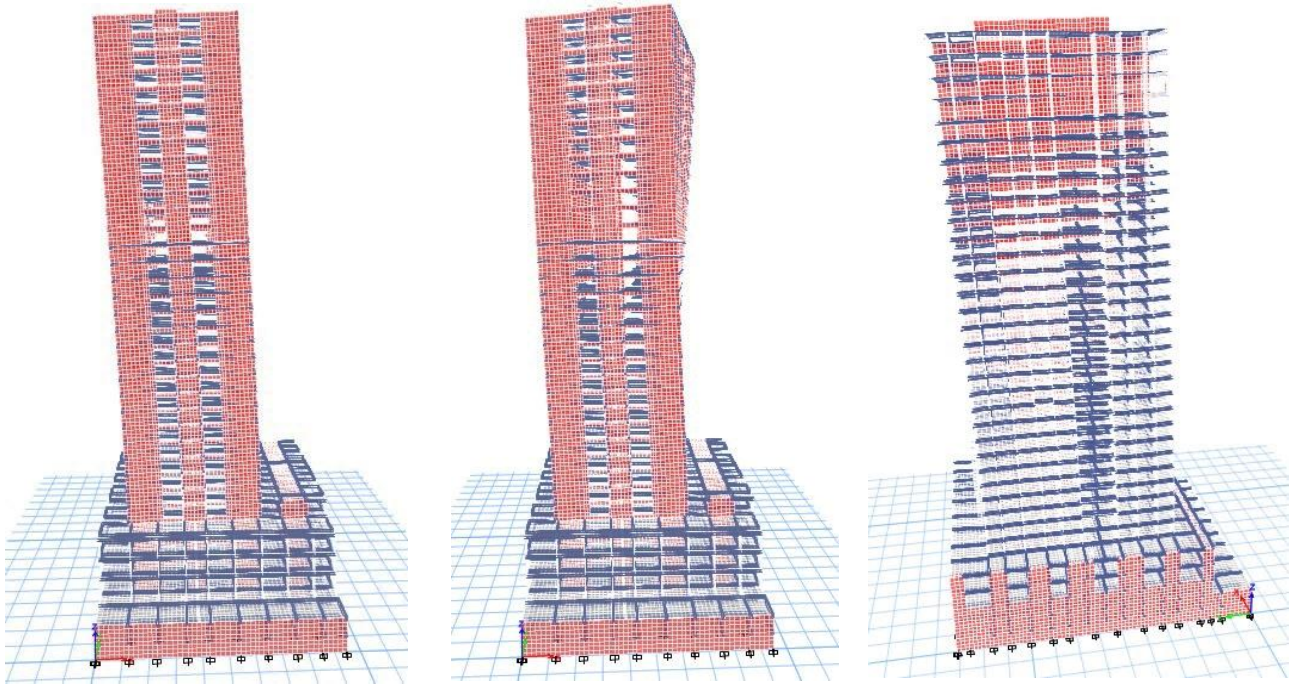


Figure III.10 : Représentation du 1er, 2ème et 3ème mode.

- **Mode 1** : Un mouvement de translation selon l'axe x ($\alpha_1 U_x = 55\%$).
- **Mode 2** : Une rotation suivant z ($\alpha_1 R_z = 42\%$).
- **Mode 3** : Une translation suivant y ($\alpha_1 U_y = 58\%$).

III.4.2. Vérification de la période fondamentale de la structure

Selon l'article 4.2.4 de RPA 2024, la période fondamentale de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ($T_{\text{empirique}}$) ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques (T_{calcul}).

- La période fondamentale définie par la méthode numérique : $\begin{cases} \text{Suivant x : } T_x = 2,191 \text{ s} \\ \text{Suivant y : } T_y = 1,221 \text{ s} \end{cases}$
- La période fondamentale définie par la méthode empirique : $T_{\text{empirique}} = CT \cdot (h_N)^{3/4}$
Avec :
 - h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau : $h_N = 121,72\text{m}$
 - CT : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 de RPA 2024 : $CT = 0,05$

Tableau III.2 : Valeurs de coefficient C_T (RPA2024)

Cas	Système de contreventement	C_T
1	Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Ossatures en portique en acier, sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Autres types de structures	0.050

Donc : $T_{\text{empirique}} = 0,05 \times (121,72)^{3/4} = 1,832 \text{ s}$

- Le Tableau 4.4 de RPA 2024 donne les valeurs de la période (T_0), à utiliser dans la formule de calcul de l'effort tranchant à la base V :

Tableau III.3 : Les valeurs de la période T_0 (RPA2024)

Cas	Période à utiliser
$T_{\text{calcul}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = T_{\text{calcul}}$
$T_{\text{calcul}} \geq 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = 1.3 T_{\text{empirique}}$

Tableau III.4 : Vérification de la période fondamentale de la structure

T_x (s)	T_y (s)	$1,3 \times T_{\text{empirique}}$	$T_{\text{cal}} < 1,3 \times T_{\text{emp}}$	Période à utiliser
2,191	1,221	2,382	Vérifiée	$T_0 = T_{\text{calcul}}$

III.5. L'étude sismique de la structure

L'analyse dynamique d'une structure nécessite au préalable la détermination d'un ensemble de coefficients qui interviennent directement dans les méthodes de calcul parasismique et dans la construction du spectre de réponse de calcul.

Dans le cadre du règlement parasismique algérien RPA2024, deux méthodes de calcul sont principalement utilisées. La **méthode statique équivalente** remplace l'action sismique par un système de forces statiques horizontales dont la résultante, appelée force sismique de base, est exprimée en fonction de ces coefficients. La **méthode d'analyse modale spectrale** quant à elle, s'appuie sur le spectre de réponse de calcul pour évaluer la contribution de chaque mode propre de vibration à la réponse globale de la structure. Ce spectre est directement construit à partir des mêmes coefficients, traduisant ainsi les caractéristiques du site, le niveau de sismicité de la zone et les propriétés de ductilité de la structure.

III.5.1. Pourcentage d'amortissement critique ξ

Selon le RPA 2024, tableau 3.6, l'ouvrage est contreventé par des voiles en béton armé, donc : $\xi=10\%$

Tableau III.5 : Les valeurs de ξ selon RPA2024

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

III.5.2. Facteur de correction d'amortissement visqueux η

Sa valeur peut être déterminée par l'équation (3.9) de RPA 2024 :

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

III.5.3. Coefficient d'accompagnement ψ pour la charge d'exploitation Q

Selon l'article 4.2.3 du RPA 2024, tableau 4.2, la valeur de Coefficient d'accompagnement ψ pour la charge d'exploitation Q est égale à : $\psi=0,3$

Tableau III.6 : Les valeurs de coefficient d'accompagnement ψ

Cas	Type d'ouvrage	ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.30
2	Bâtiments recevant du public temporairement : Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions, salles de classes, restaurants, dortoirs	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs, ouvrages assimilés, bâtiment recevant des équipements médicaux critiques	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

III.5.4. Classification et justification du système de contreventement

- Effort tranchant total

Tableau III.7 : l'effort tranchant total suivant x et y

Cas de charge	FX (KN)	FY (KN)
Ex	100161,22	5179,7194
Ey	5179,6972	153310,885

Dans le cas de cette structure, il n'y a pas d'autres éléments de contreventement autres que les voiles donc tous les voiles reprennent plus de 65% de l'effort tranchant total à chaque niveau.

↓

- Vérification du système de contreventement

Le tableau suivant présente les déplacements horizontaux des centres de masse et les composantes de rotation de chaque étage, obtenus à partir du cas de charge d'accélération unitaire. Ces valeurs sont ensuite utilisées pour calculer les déformations inter-étages, la rigidité des étages, les excentricités de torsion et les rayons de torsion nécessaires à la vérification de la régularité structurelle.

Tableau III.8 : les déplacements horizontaux des centres de masse et les composantes de rotation

Niveaux	Direction x		Direction y		Torsion	Propriétés de masse	
	$U_{X,G,i}$	$\theta_{x,i}$	$U_{Y,G,i}$	$\theta_{y,i}$	$\theta_{z,i}$	Masse	$I_{O,i}$
	Mm	Rad	Mm	Rad	Rad	(Kg)	(t/m ²)
Terrasse	120200,2	0,213698	34069,29	0,035356	0,154441	306701,9	23740,58
Etage 32	116881,8	0,213416	33144,13	0,035382	0,15321	1322143	283912,8
Etage 31	113552,9	0,212802	32216,21	0,035516	0,150418	1330565	302721,9
Etage 30	110216,7	0,212018	31277,11	0,035507	0,147509	1322299	300970,4
Etage 29	106840,2	0,211163	30325,43	0,035444	0,144462	1322299	300970,4
Etage 28	103414,2	0,210254	29360,99	0,035347	0,141255	1322299	300970,4
Etage 27	99932,15	0,209301	28383,58	0,03523	0,137873	1322299	300970,4
Etage 26	96389,68	0,20831	27393,25	0,035102	0,134307	1322299	300970,4
Etage 25	92784,19	0,207283	26390,25	0,034967	0,130551	1322299	300970,4
Etage 24	89114,62	0,206218	25375,04	0,034829	0,126602	1322299	300970,4
Etage 23	85381,3	0,205113	24348,13	0,034685	0,122459	1314177	299465
Etage 22	81585,73	0,203965	23310,65	0,034539	0,118122	1330565	302721,9
Etage 21	77730,52	0,202771	22263,24	0,0344	0,113592	1322299	300970,4
Etage 20	73819,51	0,201528	21206,9	0,034263	0,108871	1322299	300970,4
Etage 19	69857,56	0,200228	20143,14	0,034127	0,103964	1322299	300970,4
Etage 18	65850,57	0,198867	19073,39	0,033991	0,098875	1322299	300970,4
Etage 17	61805,58	0,197435	17999,29	0,033855	0,093612	1322299	300970,4
Etage 16	57730,71	0,195922	16922,66	0,033718	0,08818	1322299	300970,4
Etage 15	53635,35	0,194317	15845,48	0,033576	0,082589	1322299	300970,4
Etage 14	49530,15	0,192601	14769,93	0,033429	0,076851	1322299	300970,4
Etage 13	45427,3	0,190752	13698,27	0,03327	0,070976	1314177	299465
Etage 12	41340,55	0,188737	12633,38	0,033098	0,064981	1330565	302721,9

Etage 11	37285,52	0,186512	11577,68	0,032914	0,058883	1322299	300970,4
Etage 10	33280,21	0,184009	10533,91	0,032707	0,052703	1322299	300970,4
Etage 09	29345,29	0,181127	9505,472	0,032463	0,04647	1322299	300970,4
Etage 08	25504,73	0,177713	8495,68	0,032165	0,040221	1322299	300970,4
Etage 07	21786,7	0,173538	7508,149	0,031785	0,034006	1322299	300970,4
Etage 06	18224,84	0,168245	6546,758	0,031281	0,027893	1322299	300970,4
Etage 05	14860,17	0,161283	5615,59	0,030588	0,021981	1322299	300970,4
Etage 04	11744,1	0,151789	4719,509	0,029608	0,016415	1322299	300970,4
3eme commerce	8948,007	0,138348	4051,912	0,028172	0,011422	2101733	633904,2
2eme-commerce	6607,144	0,117404	3209,481	0,026125	0,007602	2497632	845730
1er commerce	4109,02	0,064274	2138,647	0,021132	0,004617	3419337	1595069
RDC	2276,673	0,024467	1317,614	0,015294	0,002379	3034870	1375313
Sous-sol 2	939,464	0,000833	689,4	0,00603	0,000882	3491955	1877009
Sous-sol 1	321,778	-0,00018	290,505	0,002064	0,000357	3474513	1881303

Afin de déterminer le coefficient de comportement de la structure, il convient de s'assurer du respect de la condition énoncée à l'article 3.5 du RPA 2024, concernant les systèmes à ossature noyau ou soumis à l'influence d'un effet noyau :

$$\begin{cases} r_x \leq l_s \\ r_y \leq l_s \end{cases}$$

Où :

- r_x ; r_y : Représentent respectivement les rayons de torsion suivant x et y,
- l_s : Le rayon de giration massique en plan, qui est la racine carrée du moment d'inertie polaire du plancher en plan, mesuré par rapport au centre de gravité de ce plancher, divisé par la masse de ce plancher.

$$r_{x,i} = \sqrt{\frac{\Delta U_{Y,G,i}}{\Delta \theta_{z,i}}} \quad ; \quad r_{y,i} = \sqrt{\frac{\Delta U_{X,G,i}}{\Delta \theta_{z,i}}} \quad ; \quad l_s = \sqrt{\frac{I_{0,i}}{m_i}}$$

Avec :

$$\Delta U_{Y,G,i} = U_{Y,G,i} - U_{Y,G,i-1} \quad ; \quad \Delta U_{X,G,i} = U_{X,G,i} - U_{X,G,i-1}$$

$$\Delta\theta_{z,i} = \theta_{z,i} - \theta_{z,i-1}$$

Tableau III.9 : Résultats pour vérification du système 6

Niveaux	$r_{x,i}$ (m)	$r_{y,i}$ (m)	l_s (m)	$L_s/r_{x,i}$	$L_s/r_{y,i}$	$r_x \leq l_s$	$r_y \leq l_s$
Terrasse	27,41	51,9203988	8,80	0,32092974	0,16945308	Non vérifiée	Non vérifiée
Etage 32	18,23	34,5296521	14,65	0,80381417	0,42438597	Non vérifiée	Non vérifiée
Etage 31	17,97	33,8652659	15,08	0,83949884	0,44539921	Non vérifiée	Non vérifiée
Etage 30	17,67	33,2887377	15,09	0,85366535	0,45321033	Non vérifiée	Non vérifiée
Etage 29	14,49	27,1950513	15,09	1,04128711	0,55476269	Vérifiée	Non vérifiée
Etage 28	14,42	27,0574887	15,09	1,0464386	0,55758315	Vérifiée	Non vérifiée
Etage 27	14,35	26,9223089	15,09	1,05148541	0,56038283	Vérifiée	Non vérifiée
Etage 26	14,28	26,7895377	15,09	1,05639114	0,56316014	Vérifiée	Non vérifiée
Etage 25	14,22	26,6591393	15,09	1,06112251	0,56591474	Vérifiée	Non vérifiée
Etage 24	14,16	26,5309854	15,09	1,06564896	0,5686483	Vérifiée	Non vérifiée
Etage 23	14,10	26,4049384	15,10	1,07055445	0,57169053	Vérifiée	Non vérifiée
Etage 22	14,05	26,2809317	15,08	1,07372304	0,57393561	Vérifiée	Non vérifiée
Etage 21	14,00	26,1589861	15,09	1,07764788	0,57673488	Vérifiée	Non vérifiée
Etage 20	13,96	26,0392448	15,09	1,08097273	0,57938699	Vérifiée	Non vérifiée

Etage 19	13,92	25,9217313	15,09	1,0838649	0,58201358	Vérifiée	Non vérifiée
Etage 18	13,89	25,8068629	15,09	1,08624201	0,58460417	Vérifiée	Non vérifiée
Etage 17	13,87	25,6948806	15,09	1,08801614	0,58715197	Vérifiée	Non vérifiée
Etage 16	13,85	25,5868472	15,09	1,08905048	0,58963106	Vérifiée	Non vérifiée
Etage 15	13,85	25,4837059	15,09	1,08919516	0,5920175	Vérifiée	Non vérifiée
Etage 14	13,86	25,3867992	15,09	1,08826047	0,59427735	Vérifiée	Non vérifiée
Etage 13	13,89	25,2988187	15,10	1,08659904	0,59668609	Vérifiée	Non vérifiée
Etage 12	13,94	25,2227286	15,08	1,08177673	0,5980147	Vérifiée	Non vérifiée
Etage 11	14,02	25,163536	15,09	1,07592403	0,59955007	Vérifiée	Non vérifiée
Etage 10	14,14	25,128766	15,09	1,06713742	0,60037965	Vérifiée	Non vérifiée
Etage 09	14,30	25,1291397	15,09	1,05486562	0,60037072	Vérifiée	Non vérifiée
Etage 08	14,53	25,1812464	15,09	1,03806642	0,5991284	Vérifiée	Non vérifiée
Etage 07	14,86	25,3109901	15,09	1,01533491	0,59605727	Vérifiée	Non vérifiée
Etage 06	15,32	25,5606648	15,09	0,98476535	0,59023503	Non vérifiée	Non vérifiée
Etage 05	15,98	25,9998509	15,09	0,94389742	0,58026486	Non vérifiée	Non vérifiée
Etage 04	16,96	26,7462796	15,09	0,88975742	0,56407096	Non vérifiée	Non vérifiée
3eme commerce	18,83	27,9866818	17,37	0,92207827	0,62054256	Non vérifiée	Non vérifiée
2eme-commere	20,55	29,477005	18,40	0,8955798	0,62426406	Non vérifiée	Non vérifiée

1er commerce	21,52	29,8292202	21,60	1,00354983	0,7240638	Non vérifiée	Non vérifiée
RDC	23,53	30,9335032	21,29	0,90458647	0,68817938	Non vérifiée	Non vérifiée
Sous-sol 2	27,96	32,6366517	23,18	0,82929785	0,71038422	Non vérifiée	Non vérifiée
Sous-sol 1	28,53	30,0223029	23,27	0,81573418	0,77506555	Non vérifiée	Non vérifiée

Dans la direction x, la structure (la plupart des étages) ne satisfait pas la condition de rigidité minimale à la torsion définie par l'expression du RPA 2024. Par conséquent, elle est classée comme système à noyau ou à effet noyau dans cette direction.

- Le coefficient de comportement retenu est donc **R = 3**

III.5.5. Facteur de qualité QF

Selon l'article 3.8 du RPA2024 le facteur de qualité, Q_F , tient compte de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure.
- La régularité en plan et en élévation.

La valeur de Q_F est déterminée par la formule suivante :

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

- P_q : Est la pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au cas par cas dans le Tableau (3.18).
- i : Est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.

Les valeurs des pondérations P_q sont données suivant le tableau 3.19 de RPA 2024 :

Tableau III.10 : Les valeurs des pondérations P_q (RPA2024)

Catégorie	Critère, q	P_q	
		Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20

	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

Pondérations de la catégorie (b) :

❖ Régularité en plan :

a1) 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 **non Observé**.

a2) 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 :

$$\begin{cases} e_{0x} \leq 0,3r_x \\ r_x \geq l_s \end{cases}$$

Et

$$\begin{cases} e_{0y} \leq 0,3r_y \\ r_y \geq l_s \end{cases}$$

- 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.
- e_{0y} : est la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité, mesurée suivant la direction y perpendiculaire à la direction de calcul considérée.

Avec :

$$e_{0x,i} = \frac{\Delta U_{Y,G,i}}{\Delta \theta_{z,i}} \quad ; \quad e_{0y} = \frac{\Delta U_{x,G,i}}{\Delta \theta_{z,i}}$$

Tableau III.11 : Vérifications de régularité en plan a2

Niveaux	$e_{0x,i}$ m	$e_{0y,i}$ m	$r_{x,i}$ m	$r_{y,i}$ m	$0,3 r_{x,i}$	$0,3 r_{y,i}$	$e_{0x,i} \leq 0,3 r_{x,i}$	$e_{0y,i} \leq 0,3 r_{y,i}$
Terrasse	0,02112104	0,22908205	27,4143226	51,9203988	8,22429679	15,5761196	Vérifiée	Vérifiée
Etag 32	0,04799427	0,21991404	18,2304571	34,5296521	5,46913714	10,3588956	Vérifiée	Vérifiée
Etag 31	-0,0030938	0,26950842	17,9673417	33,8652659	5,39020252	10,1595798	Vérifiée	Vérifiée

Etage 30	-0,0206761	0,28060387	17,6729672	33,2887377	5,30189017	9,98662132	Vérifiée	Vérifiée
Etage 29	-0,2453517	1,46172004	14,488607	27,1950513	4,34658209	8,1585154	Vérifiée	Vérifiée
Etage 28	-0,2502354	1,4884712	14,4172814	27,0574887	4,32518442	8,1172466	Vérifiée	Vérifiée
Etage 27	-0,255525	1,51807098	14,3480828	26,9223089	4,30442483	8,07669268	Vérifiée	Vérifiée
Etage 26	-0,2613564	1,55099883	14,2814524	26,7895377	4,28443571	8,03686131	Vérifiée	Vérifiée
Etage 25	-0,2678417	1,58775498	14,2177737	26,6591393	4,26533212	7,99774178	Vérifiée	Vérifiée
Etage 24	-0,2751062	1,62886842	14,1573823	26,5309854	4,24721469	7,95929562	Vérifiée	Vérifiée
Etage 23	-0,2832377	1,67495243	14,1005934	26,4049384	4,23017803	7,92148152	Vérifiée	Vérifiée
Etage 22	-0,2924011	1,72673168	14,047908	26,2809317	4,21437241	7,88427952	Vérifiée	Vérifiée
Etage 21	-0,3028382	1,7850817	13,999749	26,1589861	4,19992469	7,84769584	Vérifiée	Vérifiée
Etage 20	-0,3147119	1,85107145	13,9566886	26,0392448	4,18700657	7,81177344	Vérifiée	Vérifiée
Etage 19	-0,3282579	1,9259359	13,9194468	25,9217313	4,17583403	7,7765194	Vérifiée	Vérifiée
Etage 18	-0,3437775	2,01129709	13,8889856	25,8068629	4,16669569	7,74205888	Vérifiée	Vérifiée
Etage 17	-0,3616524	2,1090779	13,8663382	25,6948806	4,15990147	7,70846418	Vérifiée	Vérifiée
Etage 16	-0,382377	2,22184169	13,8531684	25,5868472	4,15595053	7,67605417	Vérifiée	Vérifiée
Etage 15	-0,4065432	2,35281938	13,8513283	25,4837059	4,15539849	7,64511177	Vérifiée	Vérifiée
Etage 14	-0,4349846	2,50616127	13,863225	25,3867992	4,15896751	7,61603977	Vérifiée	Vérifiée
Etage 13	-0,46875	2,68755636	13,8923859	25,2988187	4,16771576	7,5896456	Vérifiée	Vérifiée
Etage 12	-0,5093489	2,90449516	13,9433232	25,2227286	4,18299696	7,56681857	Vérifiée	Vérifiée
Etage 11	-0,5589729	3,16750166	14,0221794	25,163536	4,20665381	7,54906079	Vérifiée	Vérifiée
Etage 10	-0,6205909	3,49143313	14,1376354	25,128766	4,24129061	7,5386298	Vérifiée	Vérifiée
Etage 09	-0,6985797	3,89771896	14,3021059	25,1291397	4,29063177	7,5387419	Vérifiée	Vérifiée
Etage 08	-0,7997066	4,41841327	14,5335592	25,1812464	4,36006775	7,55437391	Vérifiée	Vérifiée
Etage 07	-0,934688	5,10315827	14,8589392	25,3109901	4,45768177	7,59329704	Vérifiée	Vérifiée
Etage 06	-1,1214642	6,03180009	15,3201976	25,5606648	4,59605928	7,66819944	Vérifiée	Vérifiée
Etage 05	-1,3915654	7,33738228	15,9835163	25,9998509	4,79505488	7,79995528	Vérifiée	Vérifiée
Etage 04	-1,8037161	9,24696924	16,956082	26,7462796	5,08682461	8,02388388	Vérifiée	Non vérifiée
3eme commerce	-2,4664682	12,1124146	18,8345479	27,9866818	5,65036438	8,39600454	Vérifiée	Non vérifiée

2eme-commere	-3,4365956	15,4438306	20,5469516	29,477005	6,16408547	8,84310149	Vérifiée	Non vérifiée
1er commerce	-4,5769981	13,9211609	21,5218597	29,8292202	6,4565579	8,94876605	Vérifiée	Non vérifiée
RDC	-6,4287516	10,2845734	23,5331832	30,9335032	7,05995495	9,28005095	Vérifiée	Non vérifiée
Sous-sol 2	-6,8367347	0,94444444	27,9568581	32,6366517	8,38705742	9,79099552	Vérifiée	Vérifiée
Sous-sol 1	-5,7815126	-0,512605	28,5255336	30,0223029	8,55766009	9,00669088	Vérifiée	Vérifiée

- Donc : $P_q=0.05$

❖ **Régularité en élévation :**

b1) 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)**

b2) Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment. **(Non Vérifiée)**

Tableau III.11 : Les masses de chaque niveau

Niveau	Masse (Kg)
Terrasse	306701,86
Etage 32	1322143,19
Etage 31	1330564,87
Etage 30	1322298,67
Etage 29	1322298,67
Etage 28	1322298,67
Etage 27	1322298,67
Etage 26	1322298,67
Etage 25	1322298,67
Etage 24	1322298,67
Etage 23	1314176,65
Etage 22	1330564,87
Etage 21	1322298,67
Etage 20	1322298,67

Etage 19	1322298,67
Etage 18	1322298,67
Etage 17	1322298,67
Etage 16	1322298,67
Etage 15	1322298,67
Etage 14	1322298,67
Etage 13	1314176,65
Etage 12	1330564,87
Etage 11	1322298,67
Etage 10	1322298,67
Etage 09	1322298,67
Etage 08	1322298,67
Etage 07	1322298,67
Etage 06	1322298,67
Etage 05	1322298,67
Etage 04	1322298,67
3eme commerce	2101733,39
2eme-commere	2497631,52
1er commerce	3419336,99
RDC	3034869,86
Sous-sol 2	3491955,04
Sous-sol 1	3474512,91

- Donc : $P_q=0.20$.

❖ **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins deux (02) files de voiles dans la direction des forces latérales. Cette condition concerne uniquement les deux systèmes de contreventements, (4) et (5).

Comme nous dans le système 6 donc observée et $P_q=0$

D'où :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q = 1 + 0,05 + 0,20 + 0 = 1,25$$

III.5.6. Spectres de réponse selon le RPA 2024

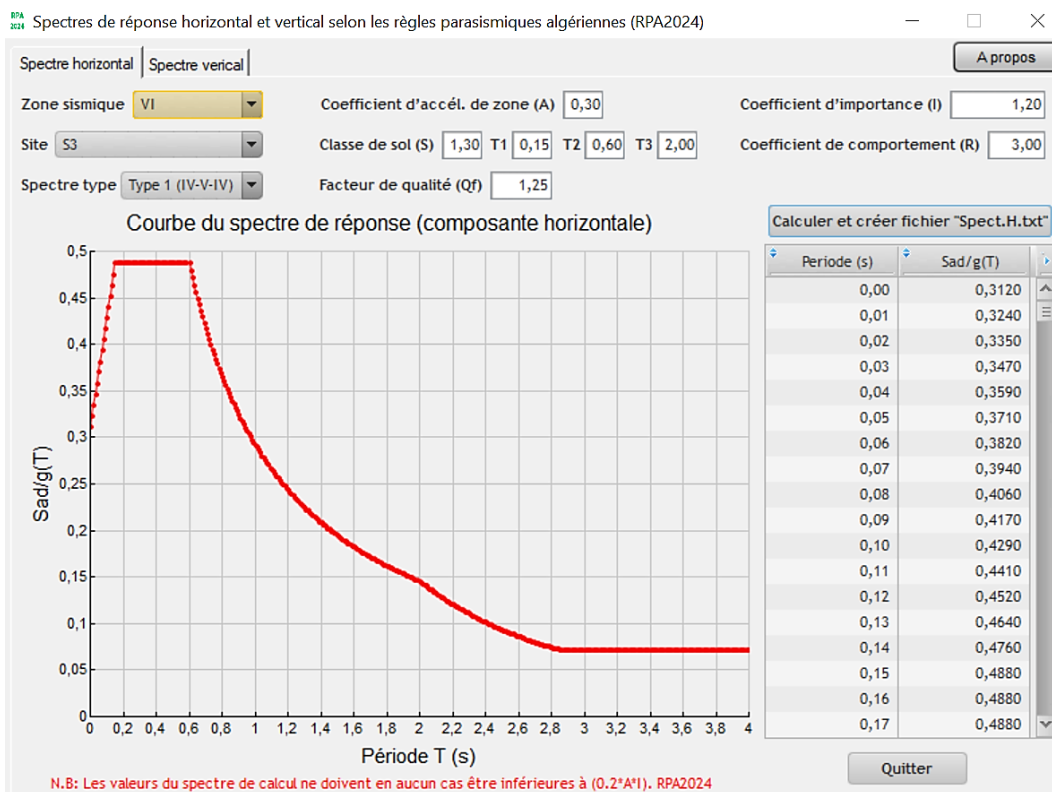


Figure III.11 : Spectre de réponse horizontal selon le RPA 2024

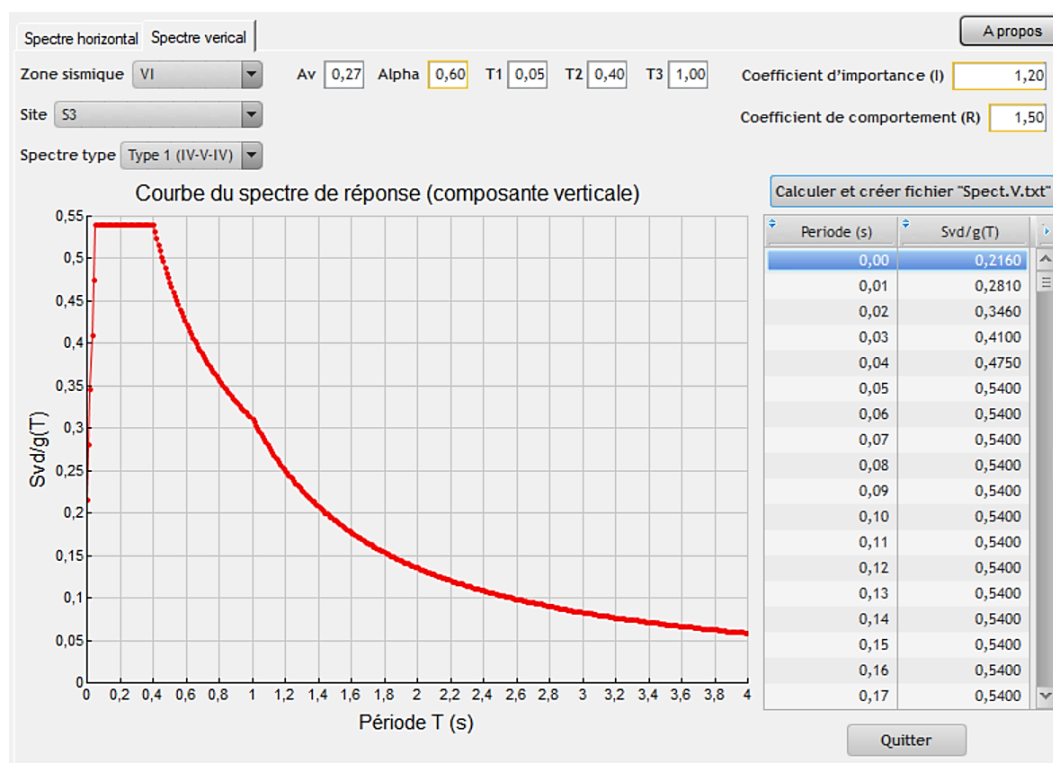


Figure III. 12: Spectre de réponse vertical selon le RPA 2024

III.5.7. Calcul de la force sismique totale

- La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée dans les deux directions horizontales x et y , selon l'équation (4.1) de RPA 2024 :

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

- λ : Coefficient de correction, il est donné par l'équation (4.2) :

$$\lambda = \begin{cases} 0,85 & \text{si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1 & \text{autrement} \end{cases}$$

- On a pour la classe de sol (S3) et pour le spectre de Type 1, suivant le tableau (3.4) : $T_1 = 0,15s$; $T_2 = 0,6s$ et $T_3 = 2s$

Tableau III.12 : Paramètres du Spectre Type 1 (Zones IV, V et VI) par site

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

<i>site S4</i>	1.35	0.15	0.70	2.0
----------------	------	------	------	-----

- Comme : $\begin{cases} \text{Suivant } x : T_0 = 2,191 \text{ s} > (2 \cdot T_2) \\ \text{Suivant } y : T_0 = 1,221 \text{ s} > (2 \cdot T_2) \end{cases}$ et le bâtiment a plus de 2 niveaux
- Alors : $\lambda=1$
 - $\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur g , pour la période T_0 , donnée par l'équation (3.15) :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2,5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si: } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si: } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si: } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si: } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

- W : Le poids sismique total de la structure est déterminé par le logiciel **ETABS** par la combinaison suivante :

$$W = G + \psi Q = G + 0,3Q$$

Tableau III.13 : la force sismique totale suivant x et y

	A	I	S	Q	R	Sad/g	W (KN)	λ	V (KN)
Xx	0,3	1,2	1,3	1,25	3	0,122	825773,41	1	100744,36
Yy	0,3	1,2	1,3	1,25	3	0,239	825773,41	1	197359,85

Tableau III.14 : l'effort tranchant total suivant x et y + le poids total de la structure

Cas de charge	Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)
Ex	100161,2202	5179,7194	0,0011
Ey	5179,6972	153310,885	0,0014
W=G+0,3Q	-0,0033	0,0005	825773,41

• Vérification de la résultante

Selon (Art 4.3.5) : La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales **ne doit pas être inférieure à 80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Tableau III.15 : Vérification de la résultante des forces sismiques

$V_{tx}(\text{KN})$	$V_{ty}(\text{KN})$	$0,8V_x(\text{KN})$	$0,8V_y(\text{KN})$	$V_{tx} > 0,8V_x$	$V_{ty} > 0,8V_y$
---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	-------------------	-------------------

100161,22	153310,88	80595,49	157887,88	Vérifiée	Non vérifiée
-----------	-----------	----------	-----------	----------	--------------

Comme la condition $V_{ty} > 0,8V_y$ n'est pas vérifiée, selon l'article 4.3.5 de RPA 2024, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments, etc.), dans le rapport :

$$\frac{0,8V_y}{V_{ty}} = \frac{157887,88}{153310,885} = 1,03$$

Tableau III.16 : Vérification de la résultante des forces sismiques corrigée

$V_{tx}(KN)$	$V_{ty}(KN)$	$0,8V_x(KN)$	$0,8V_y(KN)$	$V_{tx} > 0,8V_x$	$V_{ty} > 0,8V_y$
100161,2202	157910,211	80595,49	157887,88	Vérifiée	Vérifiée

Alors Les efforts calculés par la méthode dynamique sont donc acceptables.

III.6. Justification de la sécurité

III.6.1. Calcul des déplacements

Selon l'article 4.5.2 du RPA 2024, Le déplacement horizontal, à chaque niveau « k », de la structure est calculé selon l'équation (4.15) :

$$\delta_k = \frac{R}{QF} \cdot \delta_{ek} = 2,4 \cdot \delta_{ek}$$

Où :

- δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques.
- R : Coefficient de comportement = 3
- QF : Coefficient de qualité = 1,25

Tableau III.17 : Les déplacements horizontaux suivant X

Niveaux	Hauteur (m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)
Terrasse	3,4	0,2231	0,5354
Etage 32	3,4	0,2161	0,5187
Etage 31	3,4	0,2092	0,5021
Etage 30	3,4	0,2023	0,4855
Etage 29	3,4	0,1953	0,4688
Etage 28	3,4	0,1883	0,4519
Etage 27	3,4	0,1812	0,4348
Etage 26	3,4	0,1740	0,4176
Etage 25	3,4	0,1668	0,4003

Etage 24	3,4	0,1595	0,3828
Etage 23	3,4	0,1522	0,3653
Etage 22	3,4	0,1449	0,3477
Etage 21	3,4	0,1375	0,3301
Etage 20	3,4	0,1302	0,3125
Etage 19	3,4	0,1228	0,2948
Etage 18	3,4	0,1155	0,2772
Etage 17	3,4	0,1082	0,2597
Etage 16	3,4	0,1009	0,2422
Etage 15	3,4	0,0937	0,2248
Etage 14	3,4	0,0865	0,2075
Etage 13	3,4	0,0793	0,1903
Etage 12	3,4	0,0722	0,1733
Etage 11	3,4	0,0652	0,1564
Etage 10	3,4	0,0583	0,1398
Etage 09	3,4	0,0515	0,1235
Etage 08	3,4	0,0448	0,1076
Etage 07	3,4	0,0384	0,0921
Etage 06	3,4	0,0322	0,0772
Etage 05	3,4	0,0263	0,0632
Etage 04	3,4	0,0209	0,0501
3eme commerce	3,4	0,0160	0,0383
2eme commerce	4,76	0,0118	0,0284
1er commerce	4,08	0,0074	0,0177
RDC	4,08	0,0041	0,0098
Sous-sol 2	3,4	0,0017	0,0040

Sous-sol 1	3,4	0,0006	0,0014
------------	-----	--------	--------

Tableau III.18 : Les déplacements horizontaux suivant Y

Niveaux	Hauteur (m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)
Terrasse	3,4	0,1338	0,3211
Etage 32	3,4	0,1299	0,3117
Etage 31	3,4	0,1260	0,3023
Etage 30	3,4	0,1220	0,2928
Etage 29	3,4	0,1179	0,2831
Etage 28	3,4	0,1138	0,2732
Etage 27	3,4	0,1097	0,2632
Etage 26	3,4	0,1055	0,2531
Etage 25	3,4	0,1012	0,2429
Etage 24	3,4	0,0969	0,2326
Etage 23	3,4	0,0926	0,2222
Etage 22	3,4	0,0882	0,2117
Etage 21	3,4	0,0838	0,2012
Etage 20	3,4	0,0795	0,1907
Etage 19	3,4	0,0751	0,1802
Etage 18	3,4	0,0707	0,1697
Etage 17	3,4	0,0663	0,1592
Etage 16	3,4	0,0620	0,1488
Etage 15	3,4	0,0577	0,1384
Etage 14	3,4	0,0534	0,1282
Etage 13	3,4	0,0492	0,1181
Etage 12	3,4	0,0451	0,1082
Etage 11	3,4	0,0410	0,0984
Etage 10	3,4	0,0370	0,0888

Etage 09	3,4	0,0331	0,0795
Etage 08	3,4	0,0294	0,0705
Etage 07	3,4	0,0257	0,0617
Etage 06	3,4	0,0222	0,0532
Etage 05	3,4	0,0188	0,0452
Etage 04	3,4	0,0156	0,0375
3eme commerce	3,4	0,0131	0,0314
2eme commerce	4,76	0,0102	0,0245
1er commerce	4,08	0,0067	0,0160
RDC	4,08	0,0040	0,0095
Sous-sol 2	3,4	0,0020	0,0048
Sous-sol 1	3,4	0,0008	0,0020

III.6.2. Vérification des déplacements inter-étages

III.6.2.1. Justification de non-effondrement

Selon l'article 5.10.1 du RPA 2024, les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calculés selon l'article 4.5.2, ne doivent pas dépasser les limites $\overline{\Delta k}$, données dans le Tableau (5.2), selon l'équation (5.11) : $\Delta k \leq \overline{\Delta k}$

Tableau III.19 : Les déplacements limites selon (RPA2024)

Type de Structure	Déplacement limite: Δk
Bâtiments en Acier	0.0200 hk
Bâtiments en Béton Armé	0.0150 hk
Bâtiment en PAF	0.0100 hk
Bâtiments en Bois	0.0150 hk
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0.0100 hk
<i>Légende: hk est la hauteur du niveau « k »</i>	

Dans notre cas le type de la structure est un bâtiment en béton armé, alors :

$$\overline{\Delta k} = 0,0150 \cdot h_k$$

Avec : h_k est la hauteur du niveau « k »

Et Δk est le déplacement relatif, au niveau "k" par rapport au niveau "k -1", est égal à :

$$\Delta k = \delta k - \delta_{k-1}$$

Tableau III. 20: Justification de non-effondrement suivant X

Niveaux	Hauteur (m)	δk (m)	Δk (m)	$\overline{\Delta k}$ (m)	$\Delta k \leq \overline{\Delta k}$
Terrasse	3,4	0,5354	0,0167	0,051	Vérifiée
Etage 32	3,4	0,5187	0,0166	0,051	Vérifiée
Etage 31	3,4	0,5021	0,0166	0,051	Vérifiée
Etage 30	3,4	0,4855	0,0167	0,051	Vérifiée
Etage 29	3,4	0,4688	0,0169	0,051	Vérifiée
Etage 28	3,4	0,4519	0,0171	0,051	Vérifiée
Etage 27	3,4	0,4348	0,0172	0,051	Vérifiée
Etage 26	3,4	0,4176	0,0173	0,051	Vérifiée
Etage 25	3,4	0,4003	0,0174	0,051	Vérifiée
Etage 24	3,4	0,3828	0,0175	0,051	Vérifiée
Etage 23	3,4	0,3653	0,0176	0,051	Vérifiée
Etage 22	3,4	0,3477	0,0176	0,051	Vérifiée
Etage 21	3,4	0,3301	0,0176	0,051	Vérifiée
Etage 20	3,4	0,3125	0,0176	0,051	Vérifiée
Etage 19	3,4	0,2948	0,0176	0,051	Vérifiée
Etage 18	3,4	0,2772	0,0175	0,051	Vérifiée
Etage 17	3,4	0,2597	0,0175	0,051	Vérifiée
Etage 16	3,4	0,2422	0,0174	0,051	Vérifiée
Etage 15	3,4	0,2248	0,0173	0,051	Vérifiée
Etage 14	3,4	0,2075	0,0172	0,051	Vérifiée
Etage 13	3,4	0,1903	0,0170	0,051	Vérifiée

Etage 12	3,4	0,1733	0,0169	0,051	Vérifiée
Etage 11	3,4	0,1564	0,0166	0,051	Vérifiée
Etage 10	3,4	0,1398	0,0163	0,051	Vérifiée
Etage 09	3,4	0,1235	0,0159	0,051	Vérifiée
Etage 08	3,4	0,1076	0,0155	0,051	Vérifiée
Etage 07	3,4	0,0921	0,0149	0,051	Vérifiée
Etage 06	3,4	0,0772	0,0141	0,051	Vérifiée
Etage 05	3,4	0,0632	0,0131	0,051	Vérifiée
Etage 04	3,4	0,0501	0,0118	0,051	Vérifiée
3eme commerce	3,4	0,0383	0,0099	0,051	Vérifiée
2eme commerce	4,76	0,0284	0,0107	0,0714	Vérifiée
1er commerce	4,08	0,0177	0,0079	0,0612	Vérifiée
RDC	4,08	0,0098	0,0058	0,0612	Vérifiée
Sous-sol 2	3,4	0,0040	0,0026	0,051	Vérifiée
Sous-sol 1	3,4	0,0014	0,0014	0,051	Vérifiée

Tableau III. 21: Justification de non-effondrement suivant Y

Niveaux	Hauteur (m)	δk (m)	Δk (m)	$\overline{\Delta k}$ (m)	$\Delta k \leq \overline{\Delta k}$
Terrasse	3,4	0,3211	0,0094	0,051	Vérifiée
Etage 32	3,4	0,3117	0,0094	0,051	Vérifiée
Etage 31	3,4	0,3023	0,0096	0,051	Vérifiée
Etage 30	3,4	0,2928	0,0097	0,051	Vérifiée
Etage 29	3,4	0,2831	0,0099	0,051	Vérifiée
Etage 28	3,4	0,2732	0,0100	0,051	Vérifiée
Etage 27	3,4	0,2632	0,0101	0,051	Vérifiée
Etage 26	3,4	0,2531	0,0102	0,051	Vérifiée

Etage 25	3,4	0,2429	0,0103	0,051	Vérifiée
Etage 24	3,4	0,2326	0,0104	0,051	Vérifiée
Etage 23	3,4	0,2222	0,0105	0,051	Vérifiée
Etage 22	3,4	0,2117	0,0105	0,051	Vérifiée
Etage 21	3,4	0,2012	0,0105	0,051	Vérifiée
Etage 20	3,4	0,1907	0,0105	0,051	Vérifiée
Etage 19	3,4	0,1802	0,0105	0,051	Vérifiée
Etage 18	3,4	0,1697	0,0105	0,051	Vérifiée
Etage 17	3,4	0,1592	0,0104	0,051	Vérifiée
Etage 16	3,4	0,1488	0,0103	0,051	Vérifiée
Etage 15	3,4	0,1384	0,0102	0,051	Vérifiée
Etage 14	3,4	0,1282	0,0101	0,051	Vérifiée
Etage 13	3,4	0,1181	0,0099	0,051	Vérifiée
Etage 12	3,4	0,1082	0,0098	0,051	Vérifiée
Etage 11	3,4	0,0984	0,0096	0,051	Vérifiée
Etage 10	3,4	0,0888	0,0093	0,051	Vérifiée
Etage 09	3,4	0,0795	0,0091	0,051	Vérifiée
Etage 08	3,4	0,0705	0,0088	0,051	Vérifiée
Etage 07	3,4	0,0617	0,0084	0,051	Vérifiée
Etage 06	3,4	0,0532	0,0081	0,051	Vérifiée
Etage 05	3,4	0,0452	0,0077	0,051	Vérifiée
Etage 04	3,4	0,0375	0,0061	0,051	Vérifiée
3eme commerce	3,4	0,0314	0,0069	0,051	Vérifiée
2eme commerce	4,76	0,0245	0,0086	0,0714	Vérifiée
1er commerce	4,08	0,0160	0,0064	0,0612	Vérifiée
RDC	4,08	0,0095	0,0047	0,0612	Vérifiée
Sous-sol 2	3,4	0,0048	0,0029	0,051	Vérifiée

Sous-sol 1	3,4	0,0020	0,0020	0,051	Vérifiée
------------	-----	--------	--------	-------	----------

III.6.2.2. Justification de limitation des dommages

Selon l'article 5.10.2 du RPA 2024, les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

- 1) Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixés à la structure :

$$v_A \Delta k \leq 0,005 \cdot h_k$$

- 2) Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux ductiles :

$$v_A \Delta k \leq 0,0075 \cdot h_k$$

v_A : Coefficient réducteur, il est pris égal à 0,5

Tableau III.22 : Justification de limitation des dommages suivant X

Niveaux	Hauteur (m)	$v_A \Delta k$ (m)	$0,005 \cdot h_k$ (m)	$0,0075 \cdot h_k$ (m)	$v_A \Delta k \leq 0,005 h_k$	$v_A \Delta k \leq 0,0075 h_k$
Terrasse	3,4	0,0083	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 32	3,4	0,0083	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 31	3,4	0,0083	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 30	3,4	0,0084	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 29	3,4	0,0084	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 28	3,4	0,0085	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 27	3,4	0,0086	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 26	3,4	0,0087	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 25	3,4	0,0087	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 24	3,4	0,0088	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 23	3,4	0,0088	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 22	3,4	0,0088	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 21	3,4	0,0088	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 20	3,4	0,0088	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 19	3,4	0,0088	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 18	3,4	0,0088	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 17	3,4	0,0087	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée

Etage 16	3,4	0,0087	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 15	3,4	0,0087	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 14	3,4	0,0086	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 13	3,4	0,0085	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 12	3,4	0,0084	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 11	3,4	0,0083	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 10	3,4	0,0082	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 09	3,4	0,0080	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 08	3,4	0,0077	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 07	3,4	0,0074	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 06	3,4	0,0070	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 05	3,4	0,0065	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 04	3,4	0,0059	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
3eme commerce	3,4	0,0050	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
2eme commerce	4,76	0,0054	0,0238	0,0357	Vérifiée	Vérifiée
1er commerce	4,08	0,0040	0,0204	0,0306	Vérifiée	Vérifiée
RDC	4,08	0,0029	0,0204	0,0306	Vérifiée	Vérifiée
Sous-sol 2	3,4	0,0013	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Sous-sol 1	3,4	0,0007	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.23 : Justification de limitation des dommages suivant Y

Niveaux	Hauteur (m)	$vA.\Delta k$ (m)	$0,005.hk$ (m)	$0,0075$ hk (m)	$vA.\Delta k$ $\leq 0,005.hk$	$vA.\Delta k$ $\leq 0,0075.hk$
---------	----------------	----------------------	-------------------	-------------------------	----------------------------------	-----------------------------------

Terrasse	3,4	0,0047	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 32	3,4	0,0047	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 31	3,4	0,0048	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 30	3,4	0,0049	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 29	3,4	0,0049	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 28	3,4	0,0050	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 27	3,4	0,0051	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 26	3,4	0,0051	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 25	3,4	0,0052	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 24	3,4	0,0052	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 23	3,4	0,0052	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 22	3,4	0,0052	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 21	3,4	0,0053	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 20	3,4	0,0053	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 19	3,4	0,0053	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 18	3,4	0,0052	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 17	3,4	0,0052	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 16	3,4	0,0052	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 15	3,4	0,0051	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 14	3,4	0,0050	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 13	3,4	0,0050	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 12	3,4	0,0049	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 11	3,4	0,0048	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 10	3,4	0,0047	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 09	3,4	0,0045	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 08	3,4	0,0044	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 07	3,4	0,0042	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 06	3,4	0,0040	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Etage 05	3,4	0,0038	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée

Etage 04	3,4	0,0030	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
3eme commerce	3,4	0,0034	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
2eme commerce	4,76	0,0043	0,0238	0,0357	Vérifiée	Vérifiée
1er commerce	4,08	0,0032	0,0204	0,0306	Vérifiée	Vérifiée
RDC	4,08	0,0024	0,0204	0,0306	Vérifiée	Vérifiée
Sous-sol 2	3,4	0,0014	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée
Sous-sol 1	3,4	0,0010	0,017	0,0255	Vérifiée	Vérifiée

III.6.3. Vérification de l'effet P-Δ

Selon l'RPA version 2024 (Art 5.9) Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 \text{ (10\%)}$$

Avec :

- P_k : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation, au-dessus du niveau k.
- Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.
- V_k : L'effort tranchant d'étage au niveau k ; $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$.
- h_k : La hauteur du niveau k.

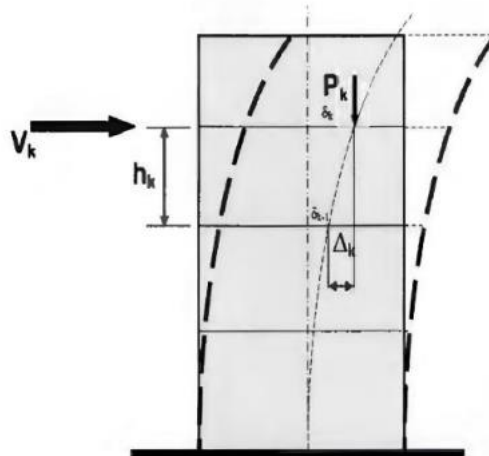


Figure III.13 : Schéma explicatif de l'effet P-Δ

• Vérification dans le sens (xx)

Tableau III.24 : Vérification Effet P-Δ sens x-x

Etage	$h_k(m)$	Pk (KN)	Vx (KN)	$\Delta k \times (m)$	$\theta_k(\%)$	$\theta_k \leq 10 \%$
Terrasse	3,4	5964,9707	2451,5376	0,0167	1,19510843	Vérifiée
Etage 32	3,4	26313,7876	11052,6662	0,0166	1,16237291	Vérifiée
Etage 31	3,4	45852,8287	19060,8519	0,0166	1,17449993	Vérifiée
Etage 30	3,4	65383,4596	25627,5283	0,0167	1,25313751	Vérifiée
Etage 29	3,4	84914,0906	30919,3149	0,0169	1,36507869	Vérifiée
Etage 28	3,4	104444,721	35121,2711	0,0171	1,49566201	Vérifiée
Etage 27	3,4	123975,352	38401,4364	0,0172	1,63319263	Vérifiée
Etage 26	3,4	143505,983	40898,649	0,0173	1,78537	Vérifiée
Etage 25	3,4	163036,614	42735,632	0,0174	1,95238449	Vérifiée
Etage 24	3,4	182567,245	44034,3773	0,0175	2,13397897	Vérifiée
Etage 23	3,4	202090,881	44915,343	0,0176	2,32908719	Vérifiée
Etage 22	3,4	221629,922	45488,1475	0,0176	2,52210924	Vérifiée
Etage 21	3,4	241160,553	45845,9922	0,0176	2,7229436	Vérifiée
Etage 20	3,4	260691,184	46083,135	0,0176	2,92831694	Vérifiée
Etage 19	3,4	280221,815	46311,1593	0,0176	3,132204	Vérifiée
Etage 18	3,4	299752,446	46656,1742	0,0175	3,30683666	Vérifiée
Etage 17	3,4	319283,077	47233,1927	0,0175	3,47926677	Vérifiée
Etage 16	3,4	338813,708	48121,3159	0,0174	3,60324513	Vérifiée
Etage 15	3,4	358344,338	49362,8775	0,0173	3,69374802	Vérifiée
Etage 14	3,4	377874,969	50980,5344	0,0172	3,74967193	Vérifiée
Etage 13	3,4	397398,605	52984,045	0,0170	3,75017238	Vérifiée
Etage 12	3,4	416937,646	55360,9224	0,0169	3,74348054	Vérifiée
Etage 11	3,4	436468,277	58052,3781	0,0166	3,67080944	Vérifiée
Etage 10	3,4	455998,908	60971,1759	0,0163	3,58548507	Vérifiée
Etage 09	3,4	475529,539	64027,8636	0,0159	3,47317523	Vérifiée
Etage 08	3,4	495060,169	67154,4195	0,0155	3,3607497	Vérifiée
Etage 07	3,4	514590,8	70298,0878	0,0149	3,2079372	Vérifiée
Etage 06	3,4	534121,431	73397,5229	0,0141	3,01785797	Vérifiée

Etage 05	3,4	553652,062	76372,5003	0,0131	2,79313735	Vérifiée
Etage 04	3,4	573182,693	79142,8798	0,0118	2,51353137	Vérifiée
3eme commerce	3,	601843,598	82829,8158	0,0099	2,11569582	Vérifiée
2eme commerce	4,76	647571,994	88135,2665	0,0107	1,65163912	Vérifiée
1eme commerce	4,08	690858,864	93422,5486	0,0079	1,43187317	Vérifiée
RDC	4,08	732760,301	97065,9731	0,0058	1,07315573	Vérifiée
Sous-sol2	3,4	780786,863	99260,3223	0,0026	0,60152163	Vérifiée
Sous-sol1	3,4	825773,413	100161,22	0,0014	0,33947704	Vérifiée

Tableau III.25 : Vérification Effet P- Δ sens x-x

- Vérification dans le sens (yy)

Tableau III. 26 : Vérification Effet P- Δ sens y-y

Etage	Hk (m)	Pk (KN)	Vy (KN)	$\Delta k y$ (m)	θ_k(%)	$\theta_k \leq 10 \%$
Terrasse	3,4	5964,9707	2611,7047	0,0094	0,63144159	Vérifiée
Etage 32	3,4	26313,7876	12736,754	0,0094	0,57118072	Vérifiée
Etage 31	3,4	45852,8287	23105,5773	0,0096	0,5603271	Vérifiée
Etage 30	3,4	65383,4596	32546,2339	0,0097	0,57313901	Vérifiée
Etage 29	3,4	84914,0906	41059,2873	0,0099	0,60217765	Vérifiée
Etage 28	3,4	104444,721	48681,6192	0,01	0,63101919	Vérifiée
Etage 27	3,4	123975,352	55476,2027	0,0101	0,66385171	Vérifiée
Etage 26	3,4	143505,983	61517,4413	0,0102	0,69983072	Vérifiée
Etage 25	3,4	163036,614	66882,8062	0,0103	0,73846339	Vérifiée
Etage 24	3,4	182567,245	71652,3884	0,0104	0,77937526	Vérifiée
Etage 23	3,4	202090,881	75910,6364	0,0105	0,82215645	Vérifiée
Etage 22	3,4	221629,922	79755,5691	0,0105	0,85817875	Vérifiée
Etage 21	3,4	241160,553	83277,7906	0,0105	0,89430871	Vérifiée

Etage 20	3,4	260691,184	86567,6182	0,0105	0,92999638	Vérifiée
Etage 19	3,4	280221,815	89699,9951	0,0105	0,96476137	Vérifiée
Etage 18	3,4	299752,446	92734,2728	0,0105	0,99823512	Vérifiée
Etage 17	3,4	319283,077	95718,2723	0,0104	1,02031782	Vérifiée
Etage 16	3,4	338813,708	98693,2477	0,0103	1,03999641	Vérifiée
Etage 15	3,4	358344,338	101694,671	0,0102	1,05711833	Vérifiée
Etage 14	3,4	377874,969	104747,809	0,0101	1,07163191	Vérifiée
Etage 13	3,4	397398,605	107860,892	0,0099	1,07279961	Vérifiée
Etage 12	3,4	416937,646	111030,257	0,0098	1,08237293	Vérifiée
Etage 11	3,4	436468,277	114233,416	0,0096	1,07882707	Vérifiée
Etage 10	3,4	455998,908	117450,475	0,0093	1,06197198	Vérifiée
Etage 09	3,4	475529,539	120663,646	0,0091	1,05478399	Vérifiée
Etage 08	3,4	495060,169	123856,495	0,0088	1,03452968	Vérifiée
Etage 07	3,4	514590,8	127006,313	0,0084	1,00100691	Vérifiée
Etage 06	3,4	534121,431	130077,52	0,0081	0,97823648	Vérifiée
Etage 05	3,4	553652,062	133022,48	0,0077	0,94259187	Vérifiée
Etage 04	3,4	573182,693	135790,745	0,0061	0,75731022	Vérifiée
3eme commerce	3,4	601843,5984	139680,472	0,0069	0,87441606	Vérifiée
2eme commerce	4,76	647571,994	145120,998	0,0086	0,80621208	Vérifiée
1eme commerce	4,08	690858,864	150351,783	0,0064	0,72077641	Vérifiée
RDC	4,08	732760,301	154022,319	0,0047	0,54804468	Vérifiée
Sous-sol2	3,4	780786,863	156661,86	0,0029	0,42509726	Vérifiée
Sous-sol1	3,4	825773,413	157910,211	0,002	0,30761093	Vérifiée

La valeur de θ_k est inférieure à 0.1 (10%), alors l'effet P- Δ est négligé dans les deux sens x-x et y-y.

III.6.4. Vérification de non-renversement

Chaque bâtiment doit être vérifié vis-à-vis de la stabilité au renversement par rapport au niveau de ses fondations. Le moment de renversement, au niveau des fondations, est égal à la somme des forces latérales à chaque niveau, multipliées par la hauteur de chacune d'entre elles depuis le niveau de fondation. Le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement doit être au minimum de 1,3 (Conformément aux prescriptions du RPA2024).

Le moment stabilisant est déterminé à partir des charges verticales considérées pour le calcul de la force sismique latérale, auxquelles sont ajoutés les poids de la fondation et du sol au-dessus. Ce moment doit être calculé au niveau bas de la fondation, par rapport au bord extrême.

$$\frac{M_{stabilisant}}{M_{renversement}} \geq 1,3$$

Avec :

$$M_{stabilisant} = L_i \times W$$

$$M_{renversement} = \sum F_i \times H_i$$

Où :

L_i : Coordonnée du centre de gravité de la structure

- **Vérification suivant l'axe x**

Calcul du moment de renversement :

Tableau III.27 : Résultats de moment de renversement suivant X

Etage	Hauteur	H_i (m)	F_i (KN)	M_R
Terrasse	3,4	125,12	2451,54	306736,38
Etage 32	3,4	121,72	8601,13	1046929,36
Etage 31	3,4	118,32	8008,19	947528,53
Etage 30	3,4	114,92	6566,68	754642,44
Etage 29	3,4	111,52	5291,79	590140,18
Etage 28	3,4	108,12	4201,96	454315,50
Etage 27	3,4	104,72	3280,17	343498,90
Etage 26	3,4	101,32	2497,21	253017,65
Etage 25	3,4	97,92	1836,98	179877,37

Etage 24	3,4	94,52	1298,75	122757,41
Etage 23	3,4	91,12	880,97	80273,59
Etage 22	3,4	87,72	572,80	50246,39
Etage 21	3,4	84,32	357,84	30173,45
Etage 20	3,4	80,92	237,14	19189,59
Etage 19	3,4	77,52	228,02	17676,44
Etage 18	3,4	74,12	345,01	25572,48
Etage 17	3,4	70,72	577,02	40806,73
Etage 16	3,4	67,32	888,12	59788,45
Etage 15	3,4	63,92	1241,56	79360,60
Etage 14	3,4	60,52	1617,66	97900,59
Etage 13	3,4	57,12	2003,51	114440,52
Etage 12	3,4	53,72	2376,88	127685,85
Etage 11	3,4	50,32	2691,46	135434,05
Etage 10	3,4	46,92	2918,80	136949,99
Etage 09	3,4	43,52	3056,69	133027,05
Etage 08	3,4	40,12	3126,56	125437,42
Etage 07	3,4	36,72	3143,67	115435,51
Etage 06	3,4	33,32	3099,44	103273,19
Etage 05	3,4	29,92	2974,98	89011,32
Etage 04	3,4	26,52	2770,38	73470,47
3eme commerce	3,4	23,12	3686,94	85241,96
2eme-commerce	4,76	19,72	5305,45	104623,49
1er commerce	4,08	14,96	5287,28	79097,74
RDC	4,08	10,88	3643,42	39640,46
Sous-sol 2	3,4	6,8	2194,35	14921,57
Sous-sol 1	3,4	3,4	900,90	3063,05

$$\sum M_R = 6981185,67$$

Calcul du moment stabilisant :

$$M_{stabilisant} = L_i \times W = 19,3 \times 825773,41 = 15937426,81 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{stabilisant}}{M_{renversement}} = \frac{15937426,81}{6981185,67} = 2,28 \geq 1,3 \quad (CV)$$

- **Vérification suivant l'axe y**

Calcul du moment de renversement :

Tableau III.28 : Résultats de moment de renversement suivant Y

Etage	Hauteur	H _i (m)	F _i (KN)	M _R
Terrasse	3,4	125,12	2611,70	326776,49
Etage 32	3,4	121,72	10125,05	1232420,99
Etage 31	3,4	118,32	10368,82	1226839,17
Etage 30	3,4	114,92	9440,66	1084920,26
Etage 29	3,4	111,52	8513,05	949375,73
Etage 28	3,4	108,12	7622,33	824126,51
Etage 27	3,4	104,72	6794,58	711528,76
Etage 26	3,4	101,32	6041,24	612098,42
Etage 25	3,4	97,92	5365,36	525376,53
Etage 24	3,4	94,52	4769,58	450820,91
Etage 23	3,4	91,12	4258,25	388011,56
Etage 22	3,4	87,72	3844,93	337277,49
Etage 21	3,4	84,32	3522,22	296993,72
Etage 20	3,4	80,92	3289,83	266212,86
Etage 19	3,4	77,52	3132,38	242821,86
Etage 18	3,4	74,12	3034,28	224900,66
Etage 17	3,4	70,72	2984,00	211028,44
Etage 16	3,4	67,32	2974,98	200275,34

Etage 15	3,4	63,92	3001,42	191850,99
Etage 14	3,4	60,52	3053,14	184775,88
Etage 13	3,4	57,12	3113,08	177819,32
Etage 12	3,4	53,72	3169,37	170258,29
Etage 11	3,4	50,32	3203,16	161182,96
Etage 10	3,4	46,92	3217,06	150944,39
Etage 09	3,4	43,52	3213,17	139837,23
Etage 08	3,4	40,12	3192,85	128097,09
Etage 07	3,4	36,72	3149,82	115661,32
Etage 06	3,4	33,32	3071,21	102332,62
Etage 05	3,4	29,92	2944,96	88113,20
Etage 04	3,4	26,52	2768,26	73414,37
3eme commerce	3,4	23,12	3889,73	89930,49
2eme-commerce	4,76	19,72	5440,53	107287,19
1er commerce	4,08	14,96	5230,78	78252,54
RDC	4,08	10,88	3670,54	39935,43
Sous-sol 2	3,4	6,8	2639,54	17948,87
Sous-sol 1	3,4	3,4	1248,35	4244,39
$\sum M_R = 12133692,27$				

Calcul du moment stabilisant :

$$M_{stabilisant} = L_i \times W = 37,33 \times 825773,41 = 30825295,62 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{stabilisant}}{M_{renversement}} = \frac{30825295,62}{12133692,27} = 2,54 \geq 1,3 \quad (CV)$$

III.7. Conclusion

Toutes les vérifications de sécurité ont été réalisées conformément aux exigences du RPA 2024, et les résultats obtenus sont satisfaisants. On peut donc conclure que la structure est conforme aux règles de sécurité et présente un bon comportement face aux actions sismiques. Cela dit, d'après l'article 4.1.3 du RPA2024 pour les bâtiments de plus de 70m (ce qui est le cas) ou dont la période fondamentale T_0 dépasse les 2s (ce qui est le cas) il convient de compléter les analyses réalisées par la méthode modale spectrale par des analyses dynamiques temporelles non linéaires, ce qui justifie la suite des chapitres de cette thèse.

CHAPITRES IV : ETUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURELS

IV.1. Introduction

Le ferrailage constitue une étape essentielle dans le dimensionnement des éléments en béton armé, car il conditionne directement leur comportement face aux sollicitations, notamment d'origine sismique. Dans ce cadre, le calcul et la disposition des armatures des différents éléments structuraux, dans le présent cas d'étude, les dalles, poutres et voiles ; sont réalisés conformément aux prescriptions du BAEL 91 modifié 99 et du RPA 2024, garantissant ainsi la sécurité et la performance de l'ouvrage.

IV.2. Etude des dalles

Dans le cadre de cette étude, le dimensionnement du ferrailage a été effectué sur un exemple représentatif portant sur un panneau en béton armé de dimensions **5,85m × 4,45m** de l'un des étages courants

il faut d'abord vérifier dans quel cas nos dalles se catégorisent : dalle proprement dites qui porte dans deux directions ou des poutres-dalles qui portent dans une seule direction. Il faut calculer le rapport des dimensions $\alpha = l_x / l_y$.

- Si $0.4 \leq \alpha \leq 1$: la dalle porte dans les deux directions
- Si $\alpha < 0.4$: la dalle porte uniquement dans la direction de sa plus petite portée.

l_x : la plus petite travée du panneau de dalle.

l_y : la plus grande travée du panneau de dalle.

$$\alpha = l_x / l_y = 4,45 / 5,85 = 0,78$$

$$0,4 < \alpha < 1 \Rightarrow \text{Dalle portant dans les deux sens}$$

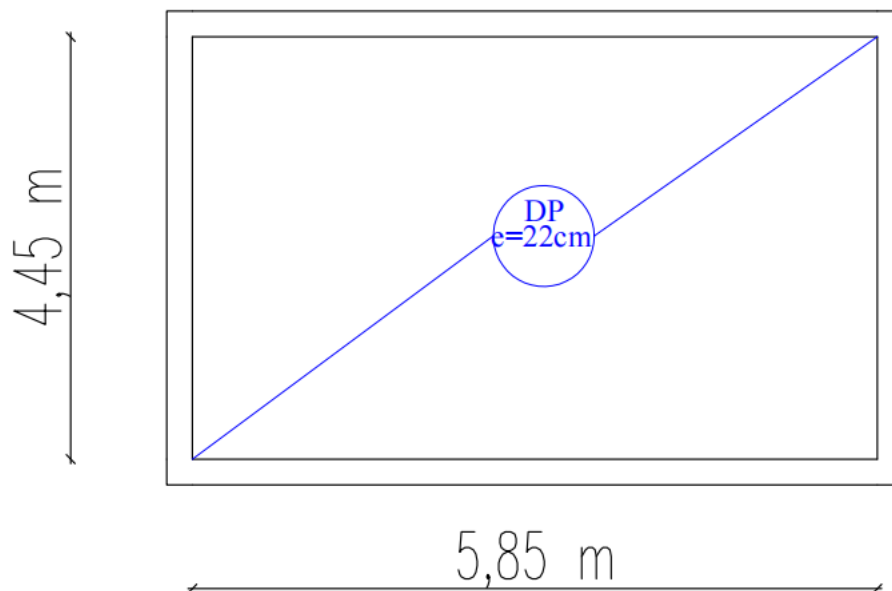


Figure IV.1 : Dimensions du panneau étudié (5,85×4,45×0,22)

IV.2.1. Combinaison des charges

Tableau IV.1 : Combinaison de charges des planchers

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Combinaison ELU	Combinaison ELS
Etage courant	7,9	1,5	12,92	9,4

IV.2.2. Evaluation des sollicitations

Pour le calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants nécessaires au dimensionnement, on applique la méthode forfaitaire proposée par le BAEL91/99. Cette méthode s'applique exclusivement aux cas de charges uniformément réparties.

Les moments isostatiques de la dalle sont calculés suivant le sens de la petite et la grande portée :

$$\text{Petite portée : } M_{0x} = \mu_x q L_x^2$$

$$\text{Grande portée : } M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

μ_x, μ_y : coefficients donnés en fonction de α , 2 cas peuvent se présenter :

- $\nu = 0,2$: utilisé pour le calcul des déformations
- $\nu = 0,0$: utilisé pour le calcul des sollicitations (ELU/ELS sauf pour le calcul des déformations)

Avec : ν coefficient de poisson

- Dans notre cas à l'ELU : $\begin{cases} \mu_x = 0,0584 \\ \mu_y = 0,5606 \end{cases}$

- Et à l'ELS : $\begin{cases} \mu_x = 0,065 \\ \mu_y = 0,6832 \end{cases}$

- **Les moments isostatiques :**

$$\text{à l'ELU : } \begin{cases} M_{0x} = 14,94 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 8,38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{à l'ELS : } \begin{cases} M_{0x} = 12,1 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 8,27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Les moments réels :** La continuité est prise en compte par la multiplication des moments par des coefficients forfaitaires

- à l'ELU :

$$\text{En appuis : } M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{0x} = 7,47 \text{ KN.m}$$

En travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_{0x} = 11,21 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,75M_{0y} = 6,29 \text{ KN.m} \end{cases}$

• à l'ELS :

En appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_{0x} = 6,05 \text{ KN.m}$

En travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_{0x} = 9,075 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,75M_{0y} = 6,20 \text{ KN.m} \end{cases}$

• **Les efforts tranchants :**

Au milieu de $L_x : V_{max} = \frac{P \times L_x \times L_y}{2L_y + L_x}$

Au milieu de $L_y : V_{max} = \frac{P \times L_x}{3}$

IV.2.3. Calcul du ferrailage

Le ferrailage de la dalle se fait en flexion simple pour une section (100x22cm²), comme dans la figure :

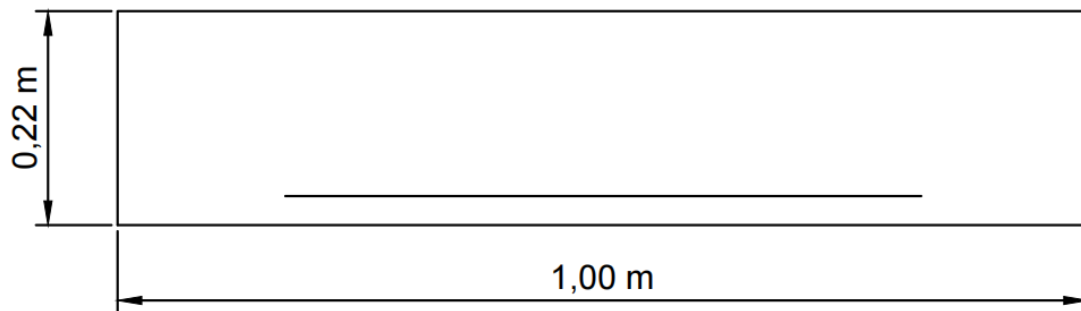


Figure IV.2 : Dimensions du panneau étudié

• **En travée :**

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 22 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 19,8 \text{ cm}$; $c' = 0,1 h = 2,2 \text{ cm}$; $f_{bu} = 19,83 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$

Suivant x : $d_x = h - c' = 20 \text{ cm}$

Tableau IV.2 : Ferrailage du panneau en travée suivant X

Position	M_u	μ_u	$\mu = 0,186$	α	$z \text{ en cm}$	$A_{t,x}$	$A_{t,x} \text{ Adoptée}$
En travée	11,21	0,014	$\mu_u \leq 0,186$	0,018	19,86	1,3	$5\phi 10 = 3,93 \text{ cm}^2$

Suivant y : $d_y = 20 \text{ cm}$

Tableau IV.3 : Ferrailage du panneau en travée suivant Y

Position	M_u	μ_u	$\mu = 0,186$	α	z en cm	$A_{t,y}$	$A_{t,y}$ Adoptée
En travée	6,29	0,008	$\mu_u \leq 0,186$	0,01	19,92	0,73	5Ø10= 3,93 cm²

- En appuis : $d = h - c' = 20 \text{ cm}$

Tableau IV.4 : Ferrailage du panneau en appuis suivant X et Y

Position	M_u	μ_u	$\mu = 0,186$	α	z en cm	$A_{ax} = A_{ay}$	A_s Adoptée
En appuis	7,47	0,0094	$\mu_u \leq 0,186$	0,012	19,91	0,86	5Ø10= 3,93 cm²

- La section minimale :
 - Suivant y : $A_{y,min} = 6 h = 6 \times 0,22 = 1,32 \text{ cm}^2$ (Fe500)

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,73 \text{ cm}^2 \leq A_{y,min} \\ A_{ay} = 0,86 \text{ cm}^2 \leq A_{y,min} \end{cases}$$
 - Suivant x : $A_{x,min} = \frac{3-\alpha}{2} A_{y,min} = 1,47 \text{ cm}^2$

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,3 \text{ cm}^2 \leq A_{x,min} \\ A_{ax} = 0,86 \text{ cm}^2 \leq A_{x,min} \end{cases}$$

- Choix de diamètre des barres :

$$\phi \leq \frac{h}{10} = \frac{220}{10} = 22 \text{ mm} \rightarrow \phi = 10 \text{ mm}$$

- Suivant y : $A_{ty} = 1,32 \text{ cm}^2 \rightarrow 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2$
- Suivant x : $A_{tx} = 1,46 \text{ cm}^2 \rightarrow 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2$
- L'espacement minimal : (art A.7.2.4.2 BAEL91/99)

Pour une fissuration peu préjudiciable, l'espacement est donné par la formule suivante :

 - Dans le sens x : $S_{tx} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$
Donc : $S_{tx} = 15 \text{ cm}$
 - Dans le sens y : $S_{ty} \leq \min(4h; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$
Donc : $S_{ty} = 15 \text{ cm}$

- Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91 (art A-5-2-2), les armatures transversales ne sont pas nécessaires s'il n'y a pas de reprise de bétonnage et que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\overline{\tau_u} = 1,63 \text{ MPa} \text{ et } \tau_u = 0,1 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ condition vérifiée.

Donc : Les armatures transversales **ne sont pas nécessaires**.

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$\frac{bx^2}{2} + \eta A's(x - c') - \eta As(d - x) = 0$$

$$\text{Avec : } A's = 0 ; As = 3,93 \text{ cm}^2 ; \eta = 15$$

$$0,11x^2 + 5,94 \times 10^{-3}x - 1,19 \times 10^{-3} = 0$$

- Donc : $x = 0,08 \text{ m}$

$$I = \frac{bx^3}{3} + \eta As(d - x)^2$$

$$I = 1,22 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} x = \frac{9,075 \times 10^{-3}}{1,22 \times 10^{-4}} \times 0,08 = 5,95 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa} \geq \sigma_{bc} = 5,95 \text{ MPa}$$

- Donc la condition est vérifiée.

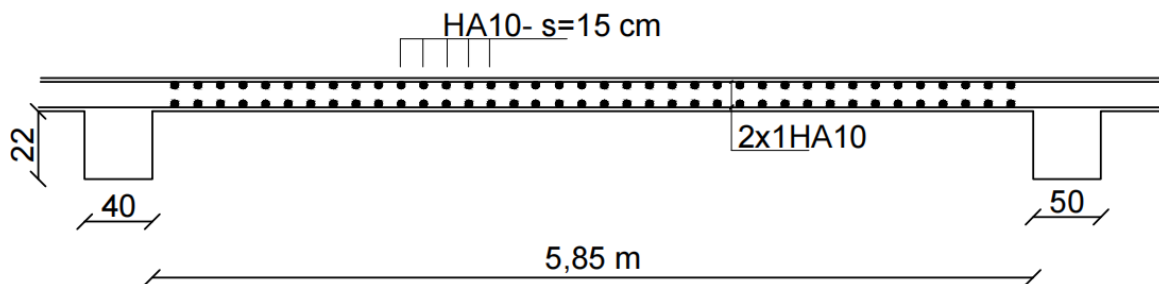


Figure IV.3 : Ferrailage de la dalle suivant Y

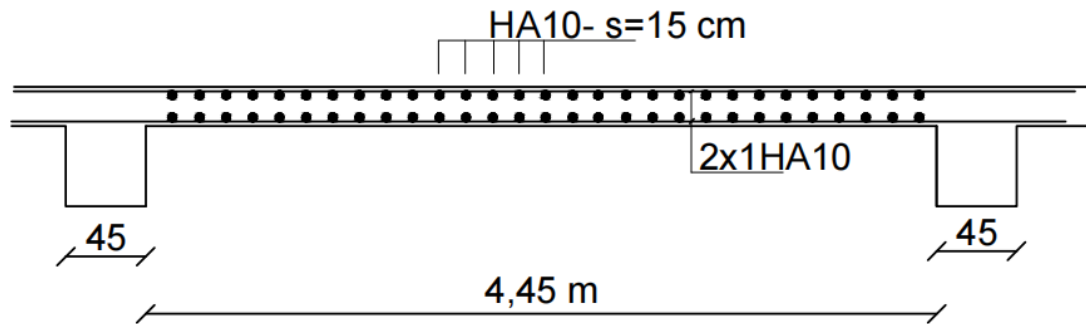


Figure IV. 4: Ferrailage de la dalle suivant X

IV.3. Etude des poutres

Les poutres sont principalement sollicitées en flexion simple, résultant de l'action combinée d'un moment fléchissant et d'un effort tranchant. Le moment fléchissant gouverne le dimensionnement des armatures longitudinales, tandis que l'effort tranchant conditionne celui des armatures transversales.

Après détermination des sollicitations internes : moment fléchissant (M), effort normal (N) et effort tranchant (T), le calcul du ferrailage est effectué conformément aux exigences du RPA 2024 et du CBA93.

Les combinaisons d'actions à considérer pour l'évaluation des sollicitations de calcul sont définies par le CBA93 et le RPA 2024, et s'écrivent comme suit :

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

Les composantes horizontales de l'action sismique :

$$\begin{cases} G + \psi Q + E1 \\ G + \psi Q + E2 \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} E1 = \pm E_x \pm 0,3E_y \\ E2 = \pm 0,3E_x \pm E_y \end{cases}$$

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation, non pondérées

Ψ : coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

IV.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.

Avec : $l_{cr} = 1,5h$ et h : est la hauteur de la poutre

Tableau IV.5 : Longueurs critiques des poutres

Poutres (bxh) cm ²	Hauteur (cm)	Longueur critique (cm)
45 x 65	65	97,5
40 x 60	60	90
30 x 50	50	75

IV.3.2. Les sollicitations extrêmes sur les poutres

Dans le cadre de l'étude du ferrailage, l'analyse s'est concentrée sur les poutres les plus sollicitées suivant la direction x-x, de section 45×65 cm². Ce choix vise à considérer le cas le plus défavorable en termes de sollicitations internes, notamment le moment fléchissant et l'effort tranchant, afin de vérifier que le dimensionnement satisfait aux exigences réglementaires en matière de résistance et de sécurité.

Tableau IV.6 : Les sollicitations extrêmes sur la poutre

Poutre (bxh) cm ²	Moment de calcul (KN.m)	Combinaison de charges	Effort tranchant Vu (KN)
45 x 65	190,54	ELU	223,64
	-430,11	$G + \psi Q + E1$	

IV.3.3. Calcul de ferrailage des poutres

a) Armatures longitudinales :

Selon l'article 7.5.2 du RPA 2024, les sections des armatures longitudinales doivent vérifier les conditions suivantes :

- 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 et 6% en zone de recouvrement.

Avec :

- Au moins deux barres d'aciers longitudinaux, à haute adhérence de diamètre 12 mm (dans les zones IV, V et VI), doivent être placées sur les faces supérieure et inférieure, sur la longueur totale de la poutre.
- Un quart de la section maximale d'armatures supérieures sur appuis est prolongée sur toute la longueur de la poutre.
- La longueur minimale de recouvrement est de 60ϕ en zone VI.

Calcul par logiciel SOCOTEC :

$$\begin{cases} Mu (\text{travée}) = 190,54 \text{ kn.m} \\ Mu (\text{appui}) = -430,11 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Tableau IV.7 : Armatures longitudinales des poutres

Poutre (bxh) cm ²	As travée cm ²	As appui cm ²	As min cm ²		Choix des barres		As max (RPA) cm ²	
			RPA	CNF	Travée	Appui	Zone courante	Zone de recouvrement
45 x 65	6,27	14,51	14,63	3,27	3HA25 14,73 cm ²	3HA25 14,73 cm ²	117	175,5

Données saisies :

Largeur section : 0,45 m
 Hauteur section : 0,65 m
 Position centre de gravité des armatures supérieures : 0,03 m
 Position centre de gravité des armatures inférieures : 0,03 m
 Contrainte du béton : f_{cj} 35 MPa
 Limite élastique de l'acier : f_{ce} 500 MPa
 Coefficient de durée d'application des charges : θ 0,85
 Coefficient de sécurité du béton : γ_b 1,15
 Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s 1

Effort normal ELU : 0 kN
 Moment fléchissant ELU : 190,5 kN.m

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures : 0 cm²
 Section des armatures inférieures : 6,27 cm²
 Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,03 \text{ m}$

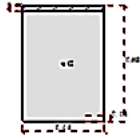


Figure IV.5 : Section d'acier de la poutre (45x65) à mi- travée

<u>Données saisies :</u>	
Largeur section :	0,45 m
Hauteur section :	0,65 m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,03 m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,03 m
Contrainte du béton : f_{cj}	35 MPa
Limite élastique de l'acier : f_e	500 MPa
Coefficient de durée d'application des charges : θ	0,85
Coefficient de sécurité du béton : γ_b	1,15
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s	1
Effort normal ELU :	0 kN
Moment fléchissant ELU :	-430,1 kN*m
<u>Résultats des calculs aux ELU</u>	
Section des armatures supérieures :	14,51 cm ²
Section des armatures inférieures :	0 cm ²
Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,07$ m	

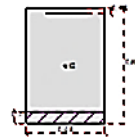


Figure IV. 6: Ferrailage de la poutre (45x65) sur appui

• **Armatures de construction :**

$$Ar = \frac{As}{4}$$

$$\begin{cases} A \text{ mi} - \text{travée} \rightarrow Ar = 3,68 \text{ cm}^2 \\ \text{Sur appui} \rightarrow Ar = 4,25 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Choix des barres: $\begin{cases} A \text{ mi} - \text{travée} \rightarrow 3HA25 (14,73 \text{ cm}^2) \\ \text{Sur appui} \rightarrow 3HA25 (14,73 \text{ cm}^2) \end{cases}$

b) Armatures transversales :

❖ Selon RPA2024 : (l'article 7.5.2)

$$A = 0,003 \times s \times b$$

• **L'espacement des cadres :**

- En zone nodale : $St \leq \min (h/4 ; 24\phi_t ; 17,5 \text{ cm} ; 6\phi_l) ; St \leq 7,2 \text{ cm}$
et donc $St = 7 \text{ cm}$

- En zone courante : $S't \leq h/2 ; St \leq 32,5 \text{ cm}$

et donc $St = 25 \text{ cm}$

$$At = \begin{cases} = 0,95 \text{ cm}^2 (\text{zone nodale}) \\ = 3,38 \text{ cm}^2 (\text{zone courante}) \end{cases}$$

❖ Selon BAEL91 :

- **La vérification de la contrainte de cisaillement :**

- l'effort tranchant max : $V = 223,64 \text{ KN}$

$$\tau = \frac{V}{bd} = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 4,56 \text{ MPa} \geq \tau = 0,85 \text{ MPa}$$

- **Choix de l'armature transversale :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l\right)$$

Donc :

$$\phi_t \leq \min(1,86, 4,5, 2,5) = 1,86 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 12 \text{ mm}$$

D'où : $A_t = 4,52 \text{ cm}^2$ (1 cadres + 1 étrier)

- **L'espacement des cadres :**

- ✓ **Mécaniquement nécessaire :**

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,9 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0 \times \gamma_s (\tau - 0,3 f_{tj} \times K)}$$

$$A_t = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\tau = 0,85 \text{ MPa}$$

$K = 1$ en flexion simple sans reprise de bétonnage.

$$\alpha = 90^\circ$$

$$S_{t1} = 983 \text{ cm}$$

- ✓ **Dispositions constructives :**

$$S_{t2} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_{t2} = 40 \text{ cm}$$

- ✓ **Section min :**

$$S_{t3} = \frac{A_t f_e}{0,4 b_0} = 87 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = 87 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) = 40 \text{ cm}$$

Alors on adopte un : $S_t = 30 \text{ cm}$

$$A_t = \max(A_{t,RPA}; A_{t,BAEL}) = 4,52 \text{ cm}^2$$

- Finalement on opte pour : $A_t = 4,52 \text{ cm}^2$ (1 cadre $\phi 12$ et 1 étrier $\phi 12$).

- Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\frac{bx^2}{2} + \eta A's(x - c') - \eta As(d - x) = 0$$

Avec : $A's = 0$; $As = 16,99 \text{ cm}^2$; $\eta = 15$

$$0,225x^2 + 0,025x - 0,015 = 0$$

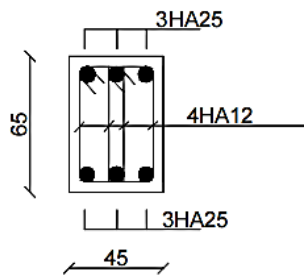
- Donc : $x = 0,21 \text{ m}$

$$I = \frac{bx^3}{3} + \eta As(d - x)^2$$

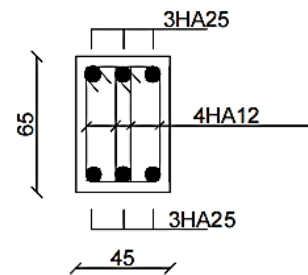
$$I = 4,97 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} x = \frac{273,64 \times 10^{-3}}{4,97 \times 10^{-3}} \times 0,21 = 11,56 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa} \geq \sigma_{bc} = 11,56 \text{ MPa}$$



POUTRE (45x65): "En travée"



POUTRE (45x65): "Sur appuis "

Figure IV. 7: Croquis de ferrailage de la poutre (45x65)

IV.4. Etude des voiles

IV.4.1. Ferrailage d'un voile

Le ferrailage des voiles est réalisé conformément au RPA 2024, en assurant leur résistance aux sollicitations sismiques et en respectant l'hypothèse de plastification sur la hauteur critique, avec un comportement élastique au-delà. L'étude couvre la vérification des efforts, des conditions réglementaires et la disposition des armatures.

Dans cette étude, le voile en question est **le voile VB-2** choisi comme cas représentatif pour l'analyse.

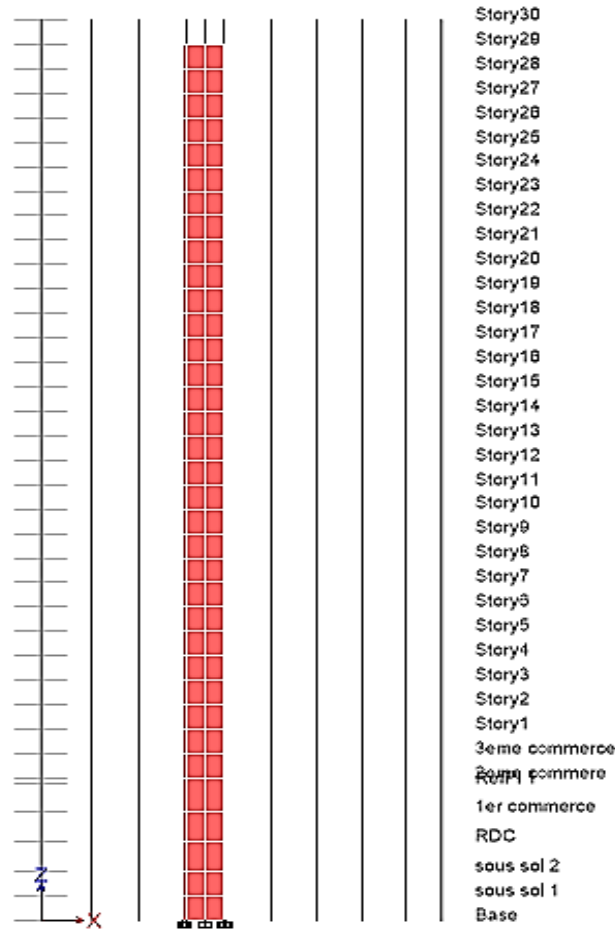


Figure IV.8 : Vue en élévation du voile VB-2 de la structure

IV.4.1.1. Vérification de la condition de l'effort normal réduit

- Selon l'article 7.7.3 du RPA 2024. 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 par la condition suivante :

$$V_d = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,4$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de compression de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

Tableau IV.8 : Résultats de la vérification de l'effort normal réduit

Voile	N_d (KN)	B_c (m ²)	f_{c28}	V_d	Observation
VB-2	3763,924	2,295	35	0,05	Vérifiée

IV.4.1.2. Vérification de la contrainte limite de cisaillement

- 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 :

$$\tau_b \leq 0,2f_{c28}$$

Avec :

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{b_w \times d} = \frac{1,4V_u}{b_w \times d}$$

- b_w : épaisseur du voile.
- d : la hauteur utile telle que $d = 0,9h$.
- h : hauteur totale de la section brute.

Tableau IV.9 : Résultats de la vérification de la contrainte limite de cisaillement

Voile	V_u (KN)	τ_b (MPa)	$0,2f_{c28}$ (MPa)	Observation
VB-2	4941,3061	3,35	7	Vérifiée

IV.4.1.3. Vérification de la condition d'élancement

L'élancement de voile est :

$$\frac{H_w}{l_w} = \frac{102}{5,1} = 20 \gg \gg 2$$

Donc : Le voile **VB-2** est considéré comme un voile élancé.

IV.4.1.4. Calcul de la hauteur critique

La hauteur, h_{cr} de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit :

$$h_{cr} = \max(l_w ; h_w/6)$$

Et :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 l_w \\ h_e: \text{pour } n \leq 6 \text{ niveau} \\ 2 h_e: \text{pour } n > 6 \text{ niveau} \end{cases}$$

- h_e : est la hauteur libre, de chaque niveau, la base étant le niveau des fondations ou de l'encastrement dans le soubassement, en présence de diaphragmes et de voiles périphériques adéquats

- h_w : est la hauteur totale du voile

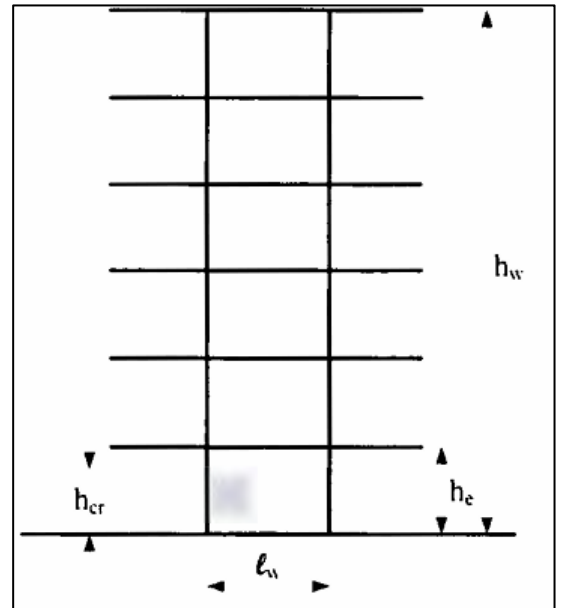
- La hauteur critique du voile VB-1 :

$$h_{cr} = \max(l_w ; h_w/6) = \max(5,1 ; 17) = 17 \text{ m}$$

Et :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 l_w = 2 \times 5,1 = 10,2 \text{ m} \\ 2 h_e = 2 \times 3,4 = 6,8 \text{ m} \end{cases}$$

- Donc : $h_{cr} = 6,8 \text{ m}$



IV.4.1.5. Enveloppe de calcul des moments fléchissant

La détermination du moment fléchissant de calcul représente une étape fondamentale dans le dimensionnement parasismique des voiles en béton armé. En effet, sous sollicitations sismiques, la distribution réelle des moments le long d'un voile élancé diffère sensiblement du diagramme issu d'une analyse élastique classique, en raison des effets dynamiques d'ordre supérieur et de la redistribution des efforts engendrée par la plastification à la base.

Pour tenir compte de ces phénomènes, le RPA 2024 prescrit, pour les voiles élancés, l'utilisation d'une enveloppe de calcul modifiée du diagramme de moment fléchissant. Cette enveloppe est construite en deux étapes : on génère d'abord une enveloppe linéaire du diagramme de moments obtenu par le calcul de structure, puis on procède à un décalage vertical de ce diagramme d'une hauteur égale à la hauteur de la zone critique h_{cr} .

Ce décalage vers le haut de l'enveloppe des moments a pour effet de majorer la sollicitation en flexion dans la zone située au-dessus de l'encastrement, c'est-à-dire dans la région potentiellement la plus vulnérable du voile, où la formation de la rotule plastique est attendue. Cette majoration garantit que le ferrailage longitudinal dimensionné en cette zone reste capable de reprendre les moments réels susceptibles de s'y développer, même en présence des effets non linéaires liés à la plastification en pied de voile, conformément à la Figure 7.13 du RPA 2024 :

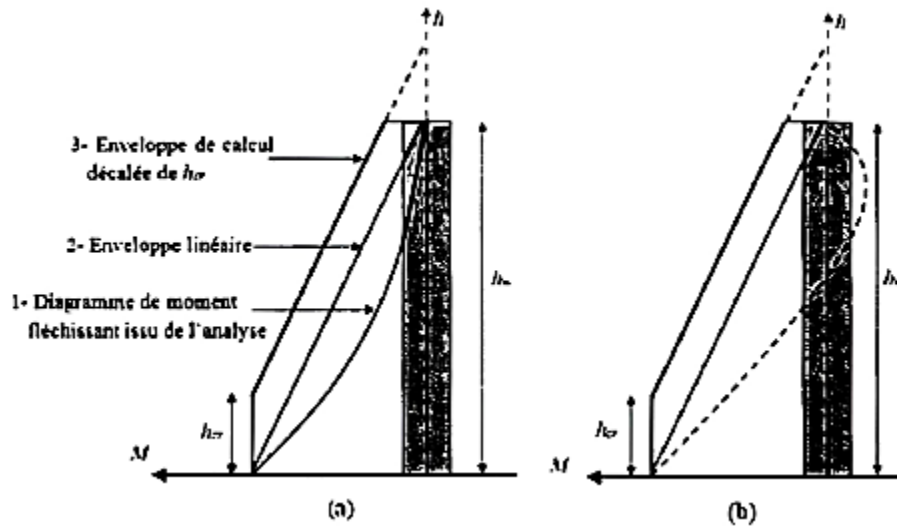


Figure IV.9 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant

Tableau IV.10 : Données pour le calcul de ferrailage des voiles

N étages	h_w (m)	h_e (m)	l_w (m)	b_w (m)	$d_{1,2}$ (cm)	F_{c28} (Mpa)	F_e (Mpa)	γ_b	γ_s
29	102	3,40	5,10	0,45	2,50	35,00	500,00	1,20	1,00
Type de système									
5- Système de contreventement constitué par des voiles									
Qf	T0 (s)	T2 (s)	N_{imax} [KN]	R	Type de voile				
1,25	2,19	0,6	3763,92	3,00	VOILES ELANCES				

Tableau IV.11 : Effort normal, moment fléchissant et effort tranchant en base du voile VB-2 sous la combinaison : $G+\psi Q+E1$.

Niveau	H_i [m]	N_i [KN]	M_i [KN.m]	T_i [KN]
0	3,4	-2699,11	20588,17	4941,306
1	3,4	-3063,55	20223,03	7487,693
2	3,4	-3276,61	17337,52	8118,114
3	3,4	-3443,24	15503,25	8470,763
4	3,4	-3571,42	14194,18	8622,53
5	3,4	-3663,78	13156,86	8604,056
6	3,4	-3724,65	12304,75	8460,586
7	3,4	-3757,14	11601,91	8230,371
8	3,4	-3763,92	11029,56	7946,074
9	3,4	-3747,66	10571	7635,185
10	3,4	-3710,21	10206,1	7319,175
11	3,4	-3656,92	9920,9	7021,673
12	3,4	-3589,69	9684,676	6753,659
13	3,4	-3509,06	9473,508	6519,239

14	3,4	-3418,88	9271,994	6322,829
15	3,4	-3320,79	9059,218	6161,524
16	3,4	-3216,5	8818,467	6029,091
17	3,4	-3107,09	8537,362	5915,935
18	3,4	-2992,69	8209,3	5810,897
19	3,4	-2872,14	7831,505	5702,769
20	3,4	-2741,91	7401,456	5579,95
21	3,4	-2599,42	6924,395	5440,196
22	3,4	-2436,86	6393,35	5276,365
23	3,4	-2243,7	5809,182	5079,836
24	3,4	-2009,66	5188,9	4848,848
25	3,4	-1720,45	4550,857	4581,205
26	3,4	-1364,44	3928,124	4280,378
27	3,4	-942,775	3377,106	3960,042
28	3,4	-474,703	2992,217	3652,896
29	3,4	57,6767	2884,543	3236,511

Nombre d'étages	29
h_e (m)	3,40
l_w (m)	5,10
h_w (m)	118,32
Moment à la base	20588,17
Moment au sommet	1737,752
$h_{critique}$ (m)	6,8
H_i [m]	3,40
M_i [KN.m]	20588,17

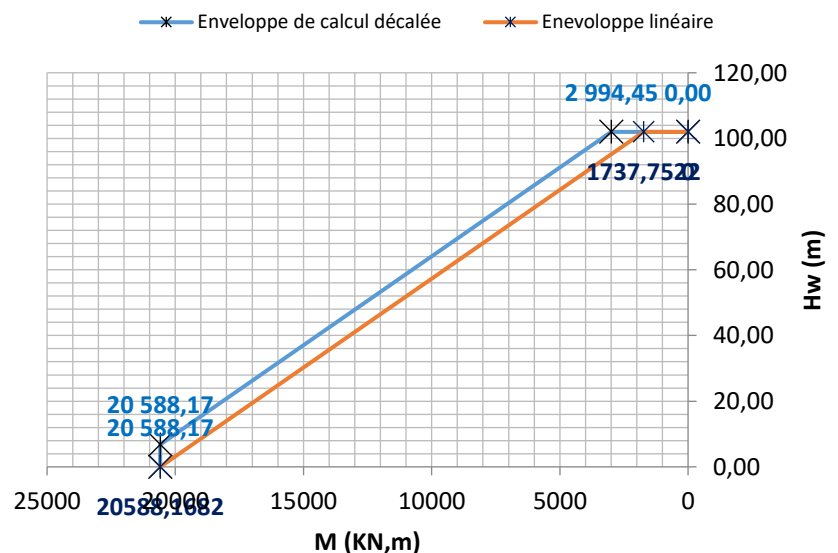


Figure IV.10 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant du voile VB-2 sous la combinaison : $G+0,3Q+E1$

IV.4.1.6. Exigences de ductilité pour la zone critique

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 $\epsilon_{cu}=3,5\%$.

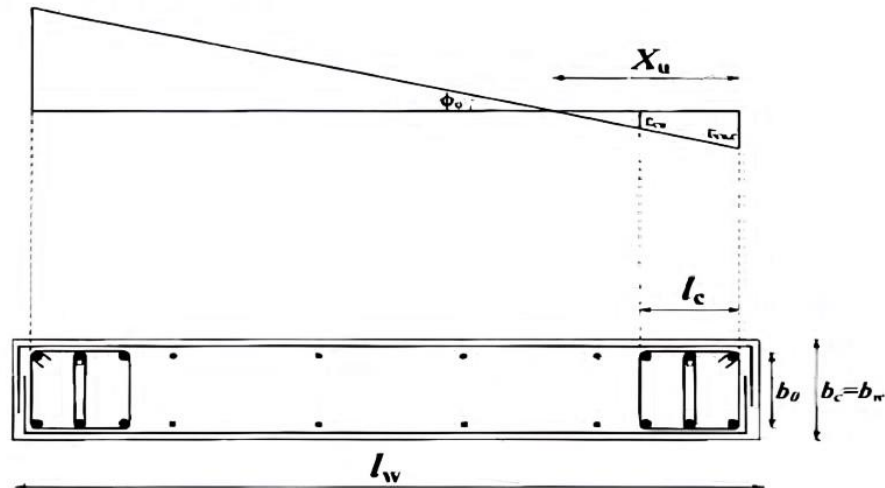


Figure IV.11 : Éléments de rive pour les voiles

- La longueur l_c , de l'élément de rive doit vérifier la condition suivante :

$$l_c \geq \max(0,15l_w ; 1,5b_w) = 0,765 \text{ m}$$

Avec : l_w : est la longueur du voile = 5,1 m

b_w : est la largeur de l'âme du voile = 0,45 m

- L'épaisseur des parties confinées ne doit pas être inférieure à 200 mm. Selon la valeur de l_c , deux cas se présente :

- Si : $l_c \leq \max(2b_w ; 0,2l_w) \rightarrow b_c \geq \frac{h_e}{15}$
- Si : $l_c > \max(2b_w ; 0,2l_w) \rightarrow b_c \geq \frac{h_e}{10}$

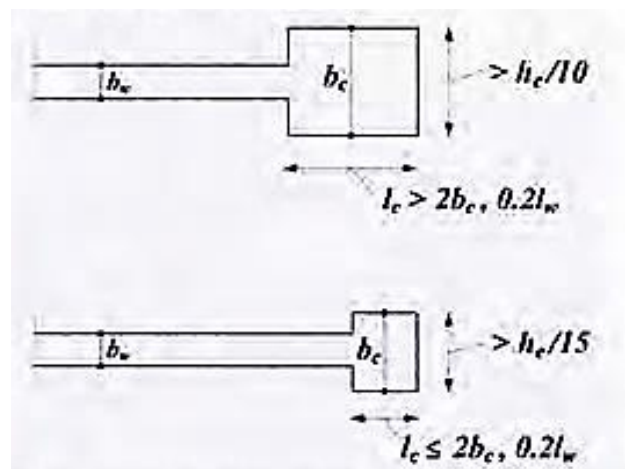


Figure IV. 12: Epaisseur minimale des éléments de rive confinés

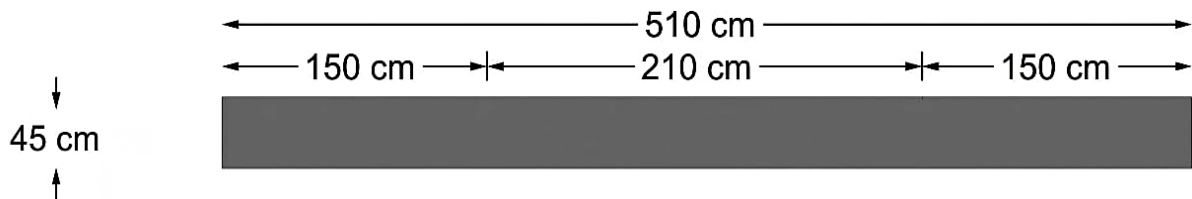
- On a :

$$bw = 45 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$\max(2bw ; 0,2lw) = 1,02 \text{ m}$$

$$lc = 1,5 \text{ m} > 1,02 \text{ m}$$

- Donc : $bc \geq \frac{he}{10} = \frac{340}{10} = 34 \text{ cm}$ (condition vérifiée)



IV.4.1.7. Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive

Le dimensionnement des armatures longitudinales des voiles repose sur le calcul en flexion composée sous efforts combinés N et M. La sollicitation de référence retenue pour ce calcul correspond au cas de charge le plus défavorable identifié parmi l'ensemble des combinaisons étudiées.

Le moment fléchissant de calcul est déterminé à partir de la courbe enveloppe des moments fléchissant, construite sur la base des résultats de l'analyse globale de la structure. Cette enveloppe, obtenue conformément aux prescriptions du RPA 2024, intègre le décalage vertical du diagramme des moments d'une hauteur égale à la hauteur de la zone critique h_{cr} , afin de majorer la sollicitation dans les zones potentiellement les plus vulnérables du voile et d'assurer ainsi un dimensionnement sécuritaire des armatures longitudinales.

Tableau IV.12 : Les armatures longitudinales dans les éléments de rive

Voile	M(KN.m)	N(KN)	As (cm ²)	Choix des barres	As adoptée (cm ²)	As min (cm ²)	Observation
VB-2	20588,166	-2699,16	58,93	20HA20	62,8	22,5	Condition vérifiée

IV.4.1.8. 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 :

$$St \leq \min(b_0/3 ; 12,5\text{cm} ; 6\phi_l) = 12 \text{ cm}$$

Où : ϕl représente le diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive ; en outre $\phi l \geq 12 \text{ mm}$

- La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne doit pas dépasser 20cm.
- 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 les équations (7.26) et (7.27) :

$$A_t \geq 0,09 St. b_0. \frac{f_{c28}}{f_e} = 2,84 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0,3 St. b_0. \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 1,05 \text{ cm}^2$$

b_0 : représente la largeur du noyau confinée de l'élément de rive = 40 cm

$\frac{A_g}{A_c}$: représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée.

Tableau IV.13 : Les armatures transversales dans les éléments de rive

Voile	St (cm)	Ag (cm ²)	Ac (cm ²)	fc28 (MPa)	Fe (MPa)	At (cm ²)	Choix des barres
VB-2	10	6750	6000	35	500	7,85	10HA10

IV.4.1.9. Ferrailage 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, reliés par des étriers espacés d'environ 500 mm. Le diamètre maximal, max, des armatures d'âme doivent respecter la condition :

$$8 \text{ mm} \leq \phi_{max} \leq \frac{b_w}{8} = 56,25 \text{ mm}$$

- 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 :

$$S_v \leq \min(25\phi l ; 250 \text{ mm}) = 250 \text{ mm}$$

- 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 IV.14 : Les aciers verticaux et l'espacement vertical de l'âme de voile

Voile	Φ_{max} (mm)	S_v (cm)
VB-2	16	20

- **Aciers horizontaux :**

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il 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 ferrailage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire l'équation (7.29) :

$$\frac{Ah}{S} \geq \frac{\bar{V}}{Z \cdot f_e}$$

Où :

$\bar{V}$: effort tranchant de calcul = 1,4Vu

Vu : effort tranchant issu de l'analyse

Z : distance entre les centres de gravité des armatures des extrémités confinées

Tableau IV.15 : Armatures transversales de l'âme du voile

Voile	S (cm)	Vu (KN)	$\bar{V}$ (KN)	Z (cm)	Fe (MPa)	Ah (cm ²)	Choix des barres
VB-2	20	4941,3061	6917,83	360	500	7,69	10HA10

IV.4.1.10. Dimensionnement du voile au-dessus de la zone critique

La partie supérieure des voiles élancés est considérée comme une zone à comportement élastique, destinée à reprendre les sollicitations sans entrer en domaine plastique. Son dimensionnement peut donc être réalisé selon les règles usuelles du béton armé.

Afin d'éviter toute plastification dans cette zone, les efforts de calcul sont déterminés à partir de l'enveloppe des moments fléchissant. Les dispositions constructives suivantes 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.
- Le tableau suivant présente les valeurs des efforts internes de calcul (N, M et V) pour chaque niveau :

Tableau IV.16 : les valeurs de calcul des efforts N, M et V du voile VB-2 au-dessus de la zone critique

Niveau (Bottom)	Z [m]	N [KN]	M [KN.m]
Etage 32	118,32	57,6767	2994,45
Etage 31	114,92	-474,703	3622,79
Etage 30	111,52	-942,775	4251,14
Etage 29	108,12	-1364,44	4879,49
Etage 28	104,72	-1720,45	5507,84
Etage 27	101,32	-2009,66	6136,18
Etage 26	97,92	-2243,7	6764,53
Etage 25	94,52	-2436,86	7392,88
Etage 24	91,12	-2599,42	8021,22
Etage 23	87,72	-2741,91	8649,57
Etage 22	84,32	-2872,14	9277,92
Etage 21	80,92	-2992,69	9906,27
Etage 20	77,52	-3107,09	10534,61
Etage 19	74,12	-3216,5	11162,96
Etage 18	70,72	-3320,79	11791,31
Etage 17	67,32	-3418,88	12419,65
Etage 16	63,92	-3509,06	13048,00
Etage 15	60,52	-3589,69	13676,35
Etage 14	57,12	-3656,92	14304,70
Etage 13	53,72	-3710,21	14933,04
Etage 12	50,32	-3747,66	15561,39
Etage 11	46,92	-3763,92	16189,74
Etage 10	43,52	-3757,14	16818,09
Etage 09	40,12	-3724,65	17446,43
Etage 08	36,72	-3663,78	18074,78
Etage 07	33,32	-3571,42	18703,13

Etage 06	29,92	-3443,24	19331,47
Etage 05	26,52	-3276,61	19959,82
Etage 04	Zone critique (déjà calculée)		
3eme commerce			
2eme commerce	14,96	-2403,86	8521,625
1er commerce	10,88	-2162	5677,288
RDC	6,8	-1894,44	6459,927
sous-sol 2	3,4	-1861,86	9495,335
sous-sol 1	0	-1781,45	13710,95

- **Ferraillage longitudinal aux extrémités (ferraillage de flexion) :**

Tableau IV.17 : Ferraillage longitudinal aux extrémités

Niveau (Bottom)	N [KN]	M [KN.m]	As [cm²]	As adoptée (cm²)
Etage 32	57,6767	2994,45	12,44	12HA12=13,57
Etage 31	-474,703	3622,79	9,66	6HA16= 12,06
Etage 30	-942,775	4251,14	7,56	6HA16= 12,06
Etage 29	-1364,44	4879,49	5,95	6HA16= 12,06
Etage 28	-1720,45	5507,84	5,02	6HA16= 12,06
Etage 27	-2009,66	6136,18	4,77	6HA16= 12,06
Etage 26	-2243,7	6764,53	5,08	6HA16= 12,06
Etage 25	-2436,86	7392,88	5,8	6HA16= 12,06
Etage 24	-2599,42	8021,22	6,83	6HA16= 12,06
Etage 23	-2741,91	8649,57	8,07	6HA16= 12,06
Etage 22	-2872,14	9277,92	9,44	6HA16= 12,06

Etage 21	-2992,69	9906,27	10,91	6HA16= 12,06
Etage 20	-3107,09	10534,61	12,45	8HA16= 16,08
Etage 19	-3216,5	11162,96	14,05	8HA16= 16,08
Etage 18	-3320,79	11791,31	15,72	8HA16= 16,08
Etage 17	-3418,88	12419,65	17,45	12HA16= 24,13
Etage 16	-3509,06	13048,00	19,26	12HA16= 24,13
Etage 15	-3589,69	13676,35	21,18	12HA16= 24,13
Etage 14	-3656,92	14304,70	23,23	12HA16= 24,13
Etage 13	-3710,21	14933,04	25,42	14HA16 =28,15
Etage 12	-3747,66	15561,39	27,76	14HA16 =28,15
Etage 11	-3763,92	16189,74	30,31	12HA20 = 37,70
Etage 10	-3757,14	16818,09	33,07	12HA20 = 37,70
Etage 09	-3724,65	17446,43	36,08	12HA20 = 37,70
Etage 08	-3663,78	18074,78	39,35	14HA20 = 43,98
Etage 07	-3571,42	18703,13	42,9	14HA20 = 43,98
Etage 06	-3443,24	19331,47	46,79	16HA20= 50,27
Etage 05	-3276,61	19959,82	51,03	18HA20 = 56,55
Etage 04	Zone critique (déjà calculée)		58,93	20HA20 = 62,8
3eme commerce				
2eme commerce	-2403,86	8521,625	10,76	10HA20 = 31,42
1er commerce	-2162	8521,625	15,65	12HA16= 24,13
RDC	-1894,44	6459,927	7,21	12HA16= 24,13
sous-sol 2	-1861,86	9495,335	19,99	12HA16= 24,13
sous-sol 1	-1781,45	13710,95	38,24	14HA20 = 43,98

- Ferrailage horizontale de l'âme de voile :

Tableau IV.18 : Ferrailage horizontale de l'âme de voile au-dessus de la zone critique

Niveau	Z [m]	V [KN]	1,4 V [KN]	Sh [cm]	Ah [cm ²]	Choix des barres	Ah adoptée
Etage 32	118,32	3236,5109	4531,1153	20	5,0345725	6HA12	6,78
Etage 31	114,92	3652,8959	5114,0543	20	5,6822825	6HA12	6,78
Etage 30	111,52	3960,042	5544,0588	20	6,1600653	6HA12	6,78
Etage 29	108,12	4280,3779	5992,5291	20	6,6583656	6HA12	6,78
Etage 28	104,72	4581,2051	6413,6871	20	7,126319	8HA12	9,05
Etage 27	101,32	4848,8479	6788,3871	20	7,5426523	8HA12	9,05
Etage 26	97,92	5079,8364	7111,771	20	7,9019677	8HA12	9,05
Etage 25	94,52	5276,3646	7386,9104	20	8,2076783	8HA12	9,05
Etage 24	91,12	5440,1961	7616,2745	20	8,4625273	8HA12	9,05
Etage 23	87,72	5579,9498	7811,9297	20	8,6799219	8HA12	9,05
Etage 22	84,32	5702,7694	7983,8772	20	8,8709746	8HA12	9,05
Etage 21	80,92	5810,8968	8135,2555	20	9,0391728	8HA12	9,05
Etage 20	77,52	5915,9349	8282,3089	20	9,2025654	10HA12	11,31
Etage 19	74,12	6029,0908	8440,7271	20	9,3785857	10HA12	11,31
Etage 18	70,72	6161,5238	8626,1333	20	9,5845926	10HA12	11,31
Etage 17	67,32	6322,8289	8851,9605	20	9,8355116	10HA12	11,31
Etage 16	63,92	6519,2387	9126,9342	20	10,141038	10HA12	11,31
Etage 15	60,52	6753,6594	9455,1232	20	10,505692	10HA12	11,31
Etage 14	57,12	7021,6727	9830,3418	20	10,922602	10HA12	11,31
Etage 13	53,72	7319,1752	10246,845	20	11,385384	12HA12	13,56
Etage 12	50,32	7635,1851	10689,259	20	11,876955	12HA12	13,56
Etage 11	46,92	7946,0735	11124,503	20	12,360559	12HA12	13,56
Etage 10	43,52	8230,3713	11522,52	20	12,8028	12HA12	13,56
Etage 09	40,12	8460,5857	11844,82	20	13,160911	12HA12	13,56
Etage 08	36,72	8604,0562	12045,679	20	13,384087	12HA12	13,56
Etage 07	33,32	8622,5301	12071,542	20	13,412825	12HA12	13,56
Etage 06	29,92	8470,7629	11859,068	20	13,176742	12HA12	13,56
Etage 05	26,52	8118,1143	11365,36	20	12,628178	12HA12	13,56
Etage 04	Zone critique (déjà calculée)					8HA12	9,05
3eme commerce							
2eme commerce	14,96	1424,0902	1993,7263	20	2,2152514	4HA12	4,52
1er commerce	10,88	1808,2508	2531,5511	20	2,8128346	4HA12	4,52
RDC	6,8	2172,3499	3041,2899	20	3,379211	4HA12	4,52
sous-sol 2	3,4	2868,7827	4016,2958	20	4,4625509	4HA12	4,52
sous-sol 1	0	2614,0247	3659,6346	20	4,0662606	4HA12	4,52

- Aciers verticaux de l'âme de voile :

Tableau IV.19 : Les aciers verticaux et l'espacement vertical de l'âme de voile.

Voile	Φ_{max} (mm)	S_v (cm)
VB-2	14	20

IV.4.1.11. 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 requises, ω_{wd} , dans les éléments de rive, doit respecter la condition ci-dessous :

$$\alpha \omega_{wd} = 30 \cdot \mu \phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \epsilon_{sy} \cdot d \frac{bc}{b_0} - 0,035$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{Volume des armatures de confinement}}{\text{Volume du noyau en béton}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Avec :

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_s} = 13,71$$

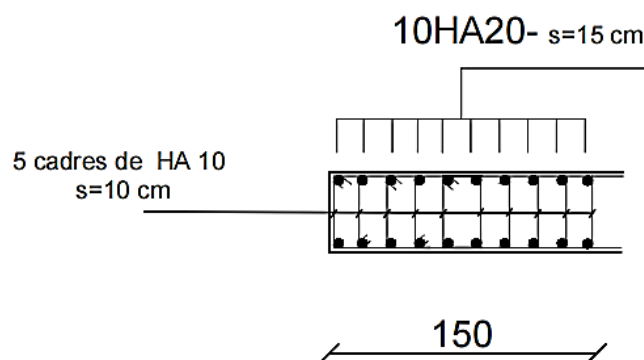
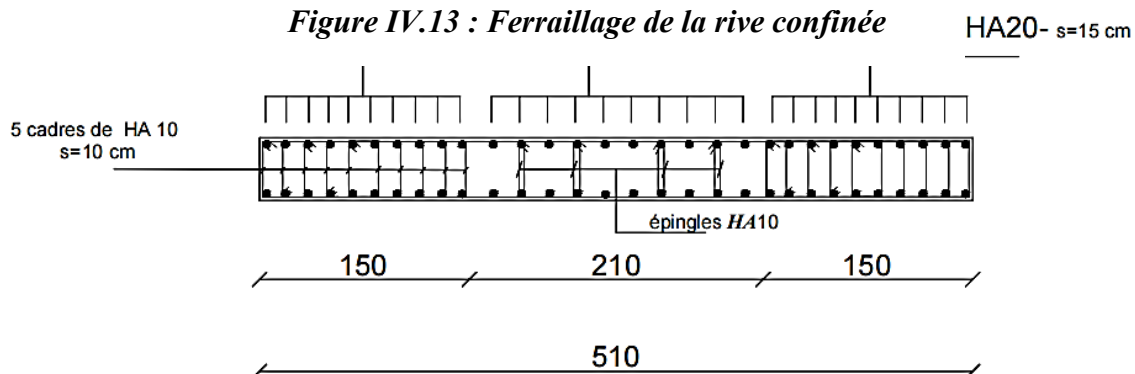
Tableau IV.20 : Vérification de la ductilité locale

ÉLÉMENT DE RIVE	
v_d (KN)	F_{yd}/F_{cd}
0.05	13,71
ω_v	χu (cm)
0.058	62
V_{nc} (cm ³)	V_{st} (cm ³)
1360000	44938,91
ϵ_{cu}	$\mu \phi$
0,035	3,73
α_n	α_s
0,875	0,85
α	$\epsilon_{cu, c}$
0.74	0,034
ϵ_{sy}	ω_{wd}
0,0025	0,45
l_c, l (cm)	M_{rd} (KN.m)

56,14	20906
$l_{c,calculé} \leq l_c = 150 \text{ cm}$	
Condition vérifié	

Remarque :

- La longueur critique calculée L_c , calculée, représentant la longueur minimale nécessaire, est inférieure à la longueur supposée initialement. La valeur adoptée est donc suffisante (la sécurité est assurée).
- Mais, il convient que la longueur l_c de l'élément de rive confine ne soit pas prise inférieure à $0,15 l_w$ ou $1,5 b_w$.

**Figure IV.13 : Ferrailage de la rive confinée****Figure IV.14 : Ferrailage de voile sur la hauteur critique****IV.4.2. Ferrailage d'un linteau**

Un linteau est un élément porteur horizontal qui couvre une ouverture, dont le rôle est d'assurer la continuité de la structure au-dessus du vide créé par la porte ou la fenêtre, en transmettant les charges aux voiles (dans notre cas) qui l'encadrent.

Dans cette étude, le linteau **LB-1** d'un RDC est choisi comme cas représentatif pour l'analyse.

- On a : $b = 45 \text{ cm}$, $d = 0,9 \cdot 1 = 0,9 \text{ m}$ et $l = 4,1 \text{ m}$

$V_u = 1270,7437 \text{ KN}$ induit un moment $M = 991,9565 \text{ KN.m}$

IV.4.2.1. Vérification de la contrainte limite de cisaillement

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 :

$$\tau_b \leq 0,2f_{c28}$$

Avec :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_w \times d} = \frac{1,4V_U}{b_w \times d}$$

b_w : épaisseur du linteau

d : la hauteur utile telle que $d = 0,9h$

h : hauteur totale de la section brute

Tableau IV.21 : Vérification de la contrainte limite de cisaillement pour un linteau

Linteau	V_U (KN)	τ_b (MPa)	$0,2f_{c28}$ (MPa)	Observation
LB-1	1270,7437	4,39	7	Vérifiée

- On remarque que $\tau_b > 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$ (2^{ème} cas).

IV.4.2.2. Calcul des armatures

❖ **Armatures longitudinales :**

$$A_l \geq \frac{M}{Z \times f_e} = \frac{991,9565}{0,95 \times 500} = 2,61 \text{ cm}^2$$

Avec :

M : moment due à l'effort tranchant $\bar{V} = 1,4 V$

$Z = h - 2d'$; (d' :la distance d'enrobage)

$$(A_l, A_l') \geq 0,0015b_w h = 0,0015 \times 0,45 \times 1 = 6,75 \text{ cm}^2$$

- Choix des barres : 4HA16 = 8,04 cm²

❖ **Armatures transversales :**

$$\lambda g = l / h > 1 \text{ (linteau long)}$$

- On doit vérifier :

$$s \leq \frac{A_t \times Z \times f_e}{\bar{V}}$$

- Pour un espacement de 10 cm

$$A_t \geq \frac{s \times V}{z \times f_e} = \frac{0,1 \times 1,4 \times 1270,7437}{0,95 \times 500} = 3,75 \text{ cm}^2$$

- Pour $\tau_b > 0,025 f_{c28} = 0,875 \text{ MPa}$

- La section des armatures transversales minimales :

$$A_t > 0,0025 \times b_w \times s = 0,0025 \times 0,45 \times 0,1 = 1,13 \text{ cm}^2$$

- Choix des barres : 1 cadre = 2 HA10 = 1,57 cm²

❖ **Armatures de peau :**

$$A_c > 0,002 \times b_w \times h = 0,002 \times 0,45 \times 1 = 9 \text{ cm}^2 \text{ (2 nappes)}$$

- Choix des barres : 5HA14 = 7,70 cm² / face

❖ **Armatures diagonales :**

$$A_D = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha} = \frac{1271 \times 10^{-3}}{2 \times 500 \times 0,33} = 56,29 \text{ cm}^2$$

- Telle que :

$$\tan \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = 0,23 \rightarrow \alpha = 13,05^\circ$$

$$A_{D,min} \geq 0,0015 b_w h = 6,75 \text{ cm}^2$$

- Choix des barres : 12HA25 = 58,91 cm²

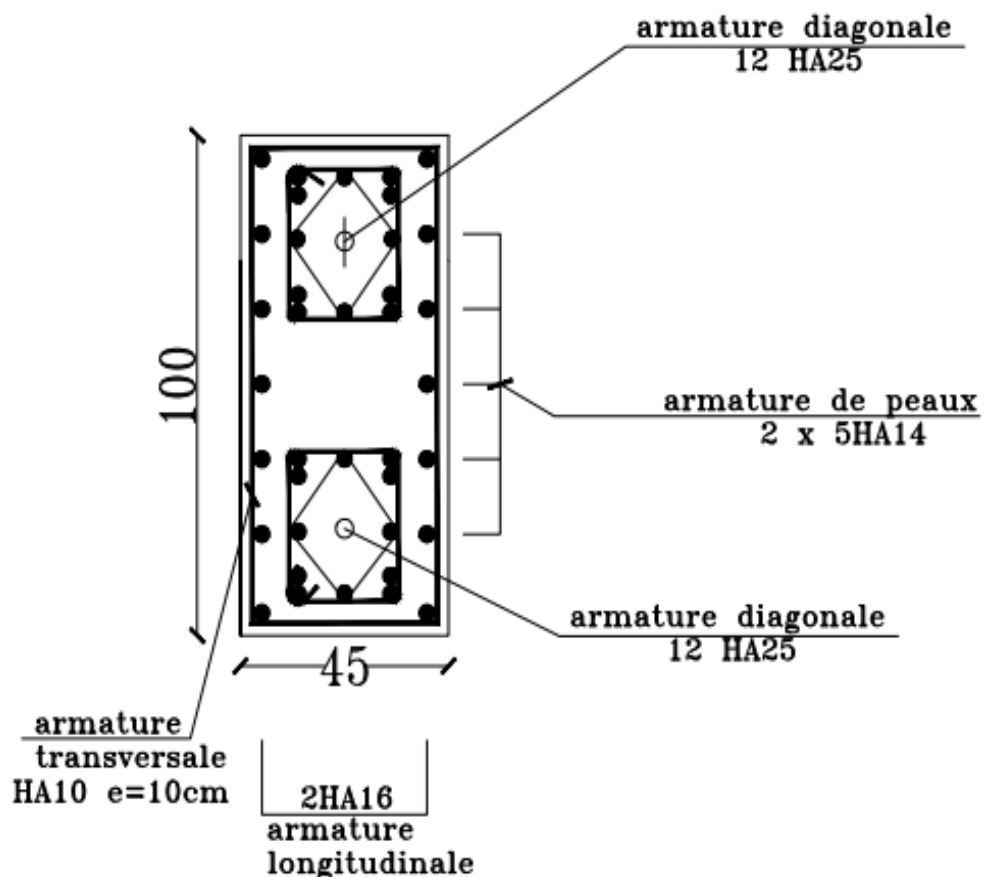


Figure IV.15 : Les armatures de linteau 45x100 cm2

IV.5. Conclusion

Ce chapitre a été consacré au dimensionnement du ferrailage des principaux éléments structuraux de l'ouvrage, à savoir les dalles, les poutres, les voiles et les linteaux, en conformité avec les prescriptions du BAEL 91 modifié 99, du CBA 93 et du RPA 2024.

Pour chaque élément, une démarche méthodique a été adoptée, allant de l'évaluation des sollicitations jusqu'au choix définitif des armatures, en passant par les vérifications réglementaires à l'état limite ultime et à l'état limite de service. Une attention particulière a été portée aux zones critiques, où les dispositions constructives, espacement des cadres, longueurs d'ancrage et de recouvrement, confinement des éléments de rive ont été soigneusement définies afin de garantir un comportement ductile de la structure sous sollicitations sismiques.

Au terme de cette étude, il ressort que les sections adoptées et les armatures mises en place satisfont pleinement aux exigences normatives, garantissant ainsi la sécurité et la stabilité de la structure sur le long terme.

CHAPITRE V :
ANALYSE NON-LINÉAIRE
STATIQUE
« PUSHOVER »

V.1. Introduction

Les structures élancées en phase de conception présentent des caractéristiques dynamiques particulières, qui rendent l'analyse linéaire élastique insuffisante pour appréhender leur comportement réel sous sollicitations sismiques.

L'analyse linéaire menée dans les chapitres précédents a permis de vérifier la conformité de la structure aux exigences du RPA 2024, mais elle reste limitée au domaine élastique et adhère au concept de structure à comportement ductile. Afin d'étudier la capacité de déformation, ainsi que les mécanismes de ruine susceptibles de se développer sous un séisme sévère, il est indispensable donc de réaliser une analyse complémentaire dans le domaine non linéaire.

C'est dans cette perspective que le présent chapitre est consacré à l'analyse statique non linéaire de la structure « **PUSHOVER** » qui signifie « **poussée progressive** ». C'est une approche capacitaire ancienne, qui consiste à appliquer des charges latérales représentant l'action sismique de manière croissante, et à suivre pas à pas la réponse de la structure depuis son état élastique initial jusqu'à l'apparition des premiers mécanismes de plastification et ensuite de ruine, en tenant compte de la formation progressive des rotules plastiques, de la dégradation de la rigidité et de la redistribution des efforts internes.

V.2. Généralités sur « PUSHOVER »

V.2.1. Principe

- La méthode Pushover est une procédure statique non linéaire consistant à appliquer des charges gravitationnelles constantes, puis des forces latérales croissantes représentant l'action sismique. Au fur et à mesure de l'augmentation de ces forces, des rotules plastiques se forment successivement dans les éléments structuraux, entraînant une modification progressive de la rigidité du modèle. Le processus se poursuit de manière itérative jusqu'à l'atteinte du déplacement cible ou jusqu'à l'instabilité de la structure.
- Dans l'analyse Pushover, la distribution des charges latérales est supposée invariante et que les déformations obtenues doivent être comparables avec celles données par un calcul dynamique. Deux distributions de forces sont généralement utilisées, conformément aux recommandations de l'RPA (Annexe J) :
 - ✓ **Distribution uniforme** : forces proportionnelles aux masses à chaque niveau. Simule un profil de déformation uniforme.
 - ✓ **Distribution modale** : (inverse triangulaire ou proportionnelle au mode fondamental). les forces sismiques augmentent progressivement avec la hauteur du bâtiment. Cette distribution représente principalement l'influence du premier mode de vibration.

- La figure ci-dessous présente les différentes distributions de forces latérales proposées par Chopra & Goel (2001) :

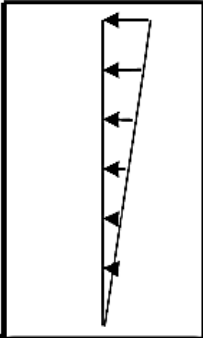
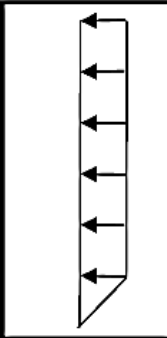
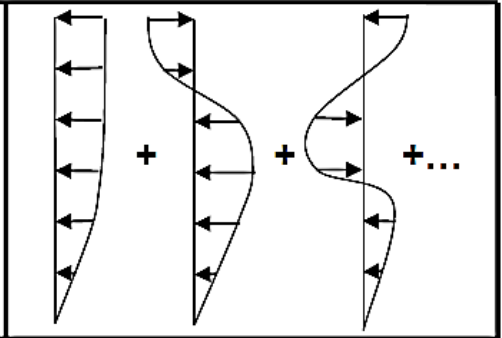
			
<i>Distribution des Forces sismiques</i>	<i>Triangulaire</i>	<i>Uniforme</i>	<i>Multi-modale</i>

Figure V.1 : Distributions des forces sismiques horizontales [21]

Le comportement post élastique est pris en compte par l'insertion des rotules plastiques concentrées « **concentrated hinges** » aux extrémités des poutres, simulant la formation des zones de dissipation d'énergie par flexion. Pour les voiles, on privilégie une modélisation par des rotules à fibres « **Fiber hinges** », afin de capturer l'interaction complexe entre l'effort axial et le moment fléchissant sur toute la hauteur de la zone plastique.

Un seul cas de charge est considéré à la fois. Les poussées dans les deux directions principales longitudinale et transversale sont analysées séparément (Push XX et Push YY)

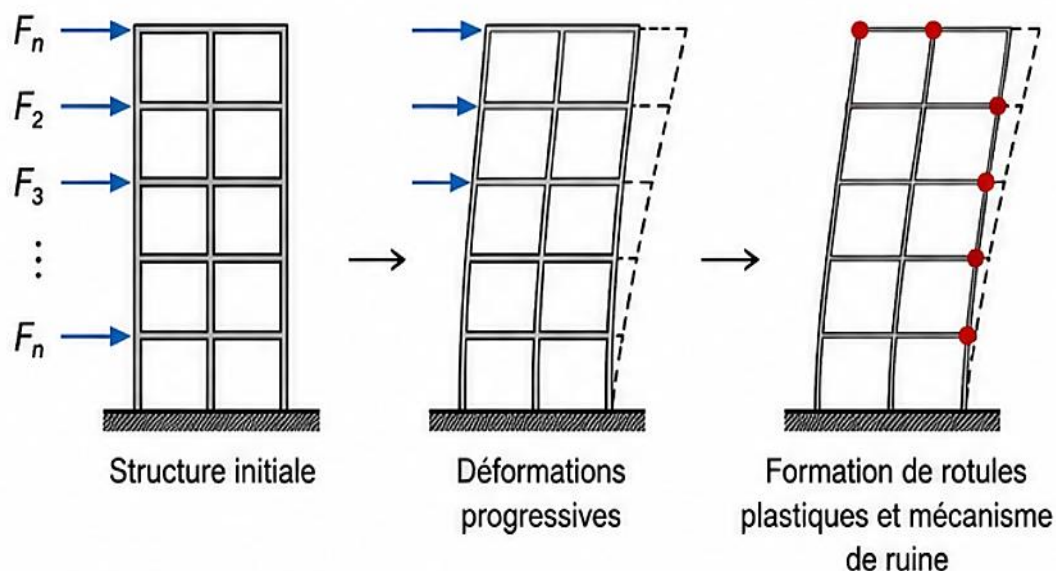


Figure V.2 : Le principe de « PUSHOVER »

- Les résultats de l'analyse pushover sont représentés sous forme d'une **courbe**, mettant en évidence la relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet de la structure. Cette courbe traduit le comportement global non linéaire et permet d'identifier les différentes phases clés du comportement structural, notamment l'élasticité, la

plastification, la dégradation et la capacité ultime, comme le montre le graphique de la figure V.2.

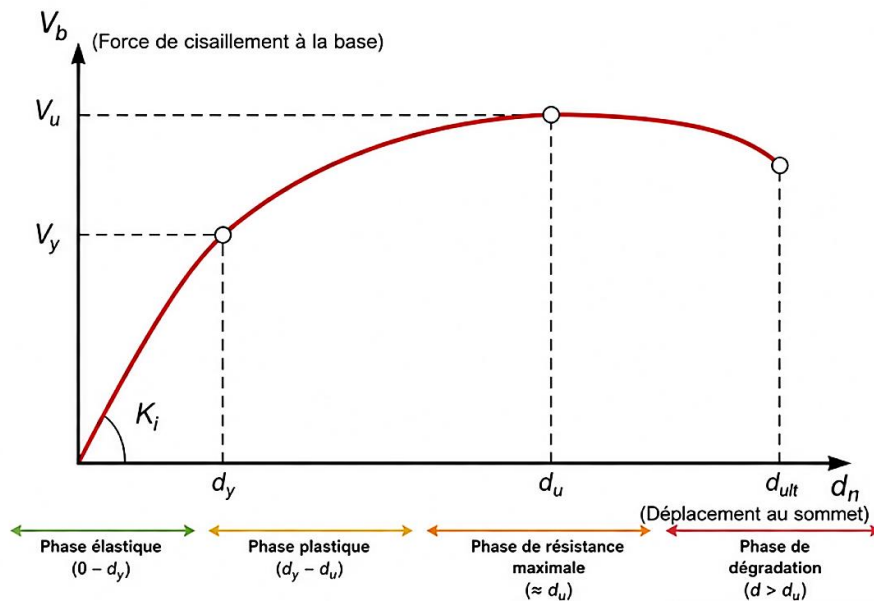


Figure V.3 : La courbe capacitaire « PUSHOVER »

- La courbe de capacité passe typiquement par plusieurs phases :
 - **Phase élastique** : comportement linéaire, pente = rigidité latérale initiale.
 - **Premières plastifications** : formation des premières rotules.
 - **Plastification généralisée** : formation du mécanisme plastique complet (mécanisme de portique ou mécanisme mixte).
 - **Phase post-pic** : perte progressive de résistance, instabilité et effondrement.

V.2.2. Objectifs de l'analyse PUSHOVER

Dans cette partie peuvent être cités plusieurs objectifs de l'analyse Pushover. En effet, cette dernière permet de :

- Évaluer les sollicitations réelles dans les éléments structuraux, notamment les plus fragiles.
- Estimer les déformations des éléments ductiles pour dissiper l'énergie sismique.
- Mettre en évidence l'effet des dégradations locales sur le comportement global.
- Analyser la redistribution des efforts dans la structure.
- Identifier les zones critiques de plastification (où se forment les rotules plastiques) et les modes de ruine possibles.
- Prendre en compte les effets du second ordre.
- Déterminer la courbe de capacité de la structure.
- Évaluer la performance sismique globale et les modes de ruine possibles.

V.2.3. Paramètres de contrôle de l'analyse Pushover

V.2.3.1. Types de contrôle

Deux types de contrôle sont disponibles pour l'application des charges. Le choix dépend de la nature physique de celles-ci et du comportement attendu de la structure :

- **Contrôle en force** : le chargement est appliqué intégralement tel que prédéfini. Cette approche est retenue lorsque les charges sont connues et que la structure est présumée capable de les supporter, comme c'est le cas pour les charges gravitaires [18].
- **Contrôle en déplacement** : l'intensité des charges est augmentée progressivement jusqu'à ce que le déplacement atteigne la valeur cible fixée. Cette approche est privilégiée lorsque les charges sont mal connues ou lorsque leur augmentation risque de provoquer une instabilité de la structure avant d'atteindre le déplacement visé. Elle est notamment utilisée pour l'application des forces sismiques [18].

Dans le cadre de cette étude, le contrôle en déplacement a été retenu pour mener l'analyse pushover, en raison de sa meilleure stabilité numérique pour capturer le comportement post-élastique et évaluer la ductilité de la structure [18].

V.2.3.2. Déplacement cible

Le déplacement cible représente le déplacement de référence attendu de la structure sous séisme. Le nœud de contrôle du déplacement est placé au niveau de la terrasse (au niveau le plus élevé de notre tour), au point le plus proche du centre de gravité du plancher supérieur. Dans notre étude, le déplacement cible a été fixé à 7000 mm, correspondant à environ **5%** de la hauteur totale de la structure.

V.2.4. Demande sismique

La demande sismique représente les sollicitations auxquelles la structure est soumise lors d'un séisme d'intensité donnée. Elle est initialement exprimée par un spectre d'accélération en fonction de la période, qui doit être converti au format ADRS (Acceleration-Displacement Response-Spectrum), exprimant l'accélération spectrale en fonction du déplacement spectral afin de pouvoir être confronté directement à la courbe de capacité.

V.2.5. Détermination du point de performance

Le point de performance est déterminé à l'intersection de la courbe de capacité et du spectre de demande inélastique, tous deux exprimés dans le format ADRS. Il donne simultanément le déplacement spectral (S_d) et l'accélération spectrale (S_a) que la structure atteindra lors du séisme de référence.

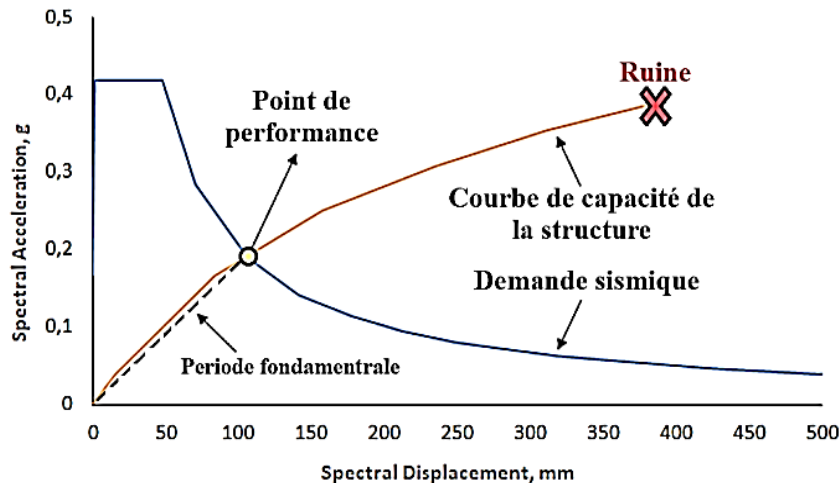


Figure V.4 : Définition du point de performance [17]

V.2.6. Les rotules plastiques et les niveaux de performance de la structure

Les rotules plastiques sont des zones localisées où se concentrent les déformations inélastiques lors d'un séisme, permettant à la structure de se déformer sans rupture immédiate tout en dissipant l'énergie sismique.

On distingue trois types principaux :

- **Les rotules de flexion**, situées aux extrémités des poutres et des poteaux, caractérisées par un comportement ductile permettant la rotation de ces éléments sans rupture.
- **Les rotules de cisaillement**, également aux extrémités des poutres et poteaux, qui gèrent les efforts tranchants induits par les déplacements horizontaux et présentent un comportement fragile.
- **Les rotules axiales**, placées aux extrémités des diagonales, qui simulent la fissuration des murs de maçonnerie sous charges sismiques par un mécanisme de bielles de compression.

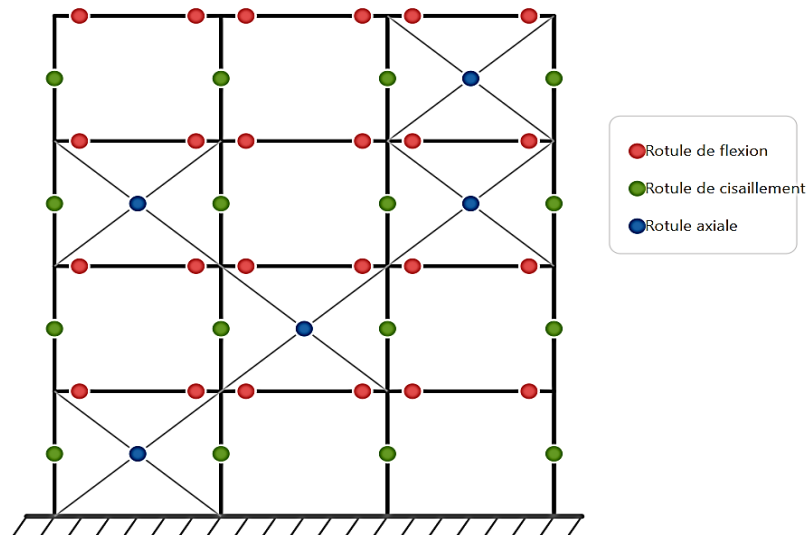


Figure V.5 : Localisation des rotules plastiques dans le modèle structural

❖ Les référentiels FEMA 356 et ATC-40 définissent trois niveaux de performance (IO, LS, CP) permettant de caractériser le degré de dégradation de chaque section et son niveau d'entrée dans le domaine plastique, tel qu'illustré dans la figure ci-dessus.

- **IO « Immediate Occupancy »** : Occupation immédiate. Etat d'endommagement négligeable. Le bâtiment peut être occupé mais nécessite peut être des petites réparations. Déplacement relatif $< 0,2\%$ [22].
- **LS « Life Safety »** : Sécurité des vies. Effondrement des éléments secondaires. Etat d'endommagement irréparable avec un déplacement relatif $< 0,5\%$ [22].
- **CP « Collapse Prevention »** : Prévention de l'effondrement. Consiste à éviter les vies et les biens. La structure peut engendrer un sérieux dommage mais doit rester debout après le séisme. Le déplacement $< 2,5\%$ [22].

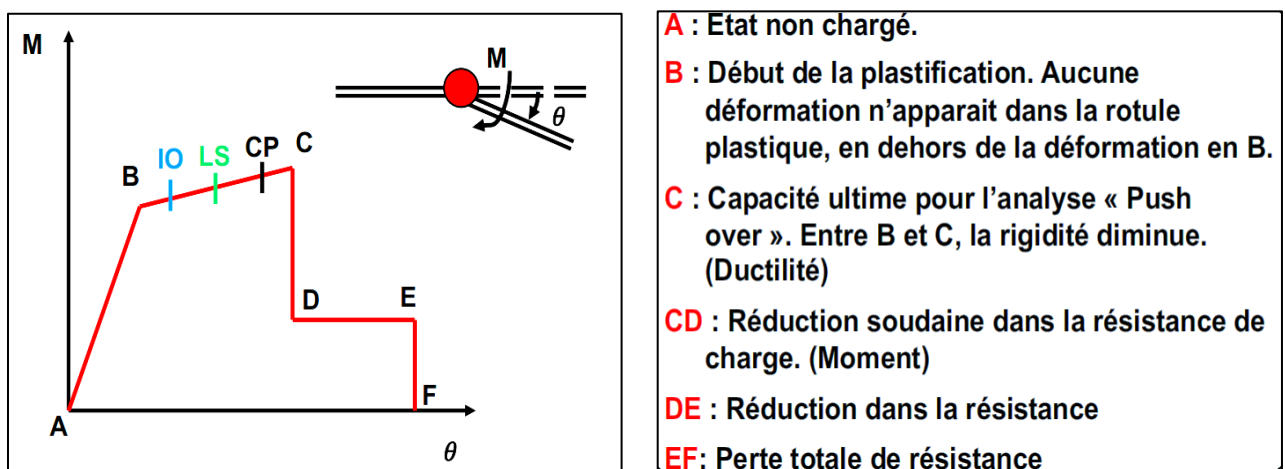


Figure V.6 : Niveaux d'endommagement d'une rotule plastique selon FEMA 356 [22]

V.3. Méthodologie de l'analyse

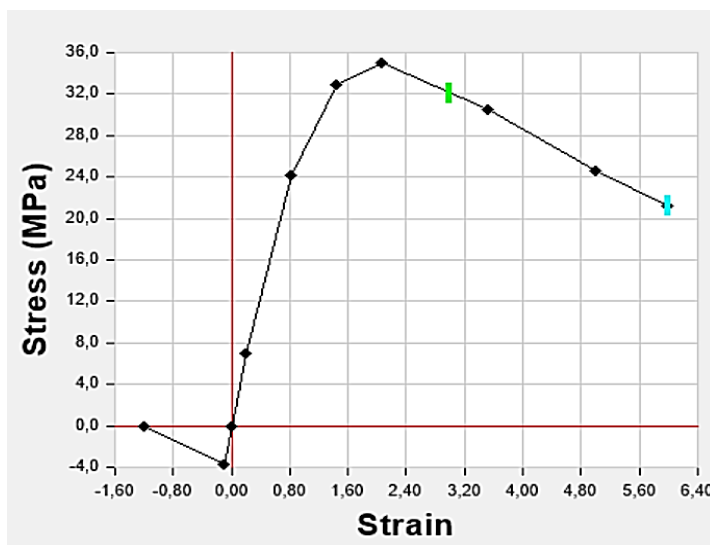
V.3.1 Définition du comportement non linéaire de la structure

Afin de réaliser l'analyse PUSHOVER, le modèle linéaire validé précédemment a été enrichi par l'intégration de lois de comportement non linéaires au niveau des zones de plastification potentielles, tout en conservant l'ensemble des paramètres géométriques et mécaniques déjà validés.

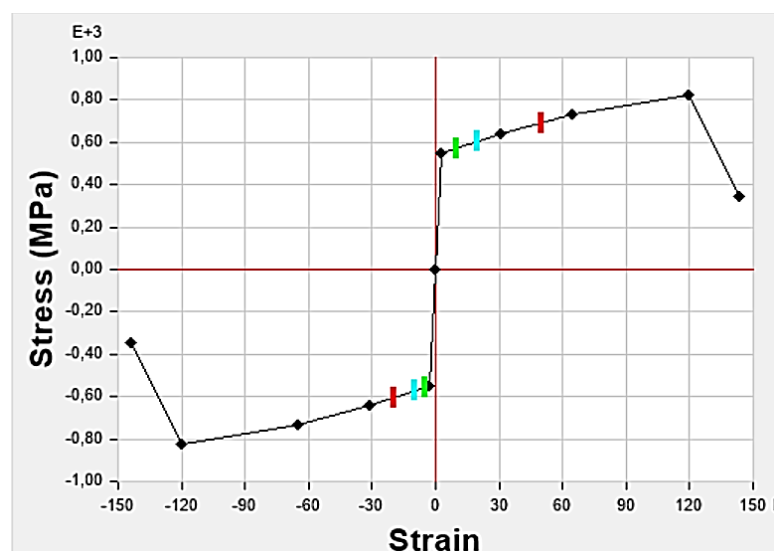
V.3.1.1. Définition du comportement non linéaire des matériaux

La modélisation du comportement réel des sections en béton armé nécessite de dépasser le cadre élastique et d'intégrer les lois de comportement post-élastiques propres à chaque matériau, tel que :

- **Loi de comportement du béton** : Le modèle Mander a été choisi pour la modélisation du bâtiment (définition des matériaux) ; cela permet une simulation efficace du comportement du béton confiné.
- **Loi de comportement de l'acier** : est représenté par la loi de comportement élastoplastique avec écrouissage.



(a)



(b)

Figure V.7 : Loi de comportement élastoplastique : (a) du béton / (b) de l'acier

V.3.1.2. Définition du comportement non linéaire des éléments

L'introduction du comportement non linéaire dans le modèle numérique est assurée par l'incorporation de rotules plastiques, connues sous le terme anglais de Plastic Hinge, localisées aux extrémités des éléments structuraux. Les propriétés des rotules plastiques ont été définies automatiquement selon les standards de la norme américaine **ASCE 41-17**, retenue pour sa mise à jour des normes antérieures (ATC40, ASCE 41-13, FEMA 356), ses relations force-

déformation actualisées et sa facilité d'interprétation des résultats selon les critères de performance sismique.

L'affectation des rotules dans nos modèles numériques se fait selon le type d'élément comme suit :

- Affectation de rotules de flexion (M3) aux extrémités des poutres
- Affectation de rotules de type Auto fiber (P-M3) aux extrémités des voiles assurant ainsi une meilleure prise en compte de l'interaction effort normal - moment fléchissant, et reflétant avec plus de précision la réponse réelle des voiles face aux actions sismiques.

V.3.1.3. Affectation du ferrailage des éléments structuraux

Les sections d'armatures des poutres et des voiles ont été intégrées dans les modèles de calcul des différents blocs, conformément au ferrailage réel fourni par l'ingénieur concepteur de l'ouvrage.

V.3.1.4. Définition du chargement de l'analyse PUSHOVER

V.3.1.4.1. Définition des charges gravitaires

Les charges gravitaires sont appliquées en mode à force contrôlée. Elles sont représentées par la combinaison de charges recommandée par le RPA 2024 pour la prise en compte du poids de la structure dans le domaine non linéaire, définie comme suit :

$$W_{NL} = G + 0,3 Q$$

Cette combinaison est maintenue constante tout au long de l'analyse et constitue l'état de chargement initial à partir duquel le chargement latéral est appliqué.

The screenshot shows the 'General' section with the following settings:

- Load Case Name: G+0.3Q
- Load Case Type: Nonlinear Static
- Mass Source: Previous
- Analysis Model: Default

The 'Initial Conditions' section has two options:

- ☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- ☐ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

The 'Loads Applied' section contains a table with the following data:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	G	1
Load Pattern	Q	0.3

The 'Other Parameters' section includes:

- Modal Load Case: Modal
- Geometric Nonlinearity Option: None
- Load Application: Full Load
- Results Saved: Final State Only
- Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis
- Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event

Figure V.8 : chargement gravitaire non linéaire pour PUSHOVER

V.3.1.4.2. Définition des charges latérales

Une fois les charges gravitaires définies dans le domaine non linéaire, nous passons à l'analyse statique non linéaire sous l'effet de charges horizontales (analyse PUSHOVER).

The 'Load Case Data' dialog box is shown with the following settings:

- General:** Load Case Name: **PUSHMX**, Load Case Type: **Nonlinear Static**, Mass Source: **Previous**, Analysis Model: **Default**.
- Initial Conditions:** ☒ **Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)**, Nonlinear Case: **PP**.
- Loads Applied:** A table with one entry: Load Type: **Acceleration**, Load Name: **UX**, Scale Factor: **1**.
- Other Parameters:** Modal Load Case: **Modal**, Geometric Nonlinearity Option: **P-Delta**, Load Application: **Displacement Control**, Results Saved: **Multiple States**, Floor Cracking Analysis: **No Cracked Analysis**, Nonlinear Parameters: **User Defined - Iterative Event-to-Event**.

Figure V.9 : charges latérales non linéaire pour PUSHOVER dans sens xx

The 'Load Case Data' dialog box is shown with the following settings:

- General:** Load Case Name: **PUSHMY**, Load Case Type: **Nonlinear Static**, Mass Source: **Previous**, Analysis Model: **Default**.
- Initial Conditions:** ☒ **Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)**, Nonlinear Case: **PP**.
- Loads Applied:** A table with one entry: Load Type: **Acceleration**, Load Name: **UY**, Scale Factor: **1**.
- Other Parameters:** Modal Load Case: **Modal**, Geometric Nonlinearity Option: **P-Delta**, Load Application: **Displacement Control**, Results Saved: **Multiple States**, Floor Cracking Analysis: **No Cracked Analysis**, Nonlinear Parameters: **Default - Iterative Event-to-Event**.

Figure V.10 : charges latérales non linéaire pour PUSHOVER dans sens yy

Dans cette phase, nous appliquons deux types de charges horizontales : celles agissant selon l'axe x-x et celles agissant selon l'axe y-y

V.4. Les résultats d'analyse

V.4.1. La courbe de capacité

Après analyse, les courbes de capacité ont été obtenues pour chacun des sens d'application de l'action sismique (Pushover XX et Pushover YY). Les résultats sont présentés ci-dessous :

Tableau V.1 : Valeurs numériques de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet selon les directions X et Y

Pas	pushX-X		pushY-Y	
	Displ (mm)	base force (KN)	Displ (mm)	base force (KN)
0	0	0	0	0
1	53,643	25269,0759	28,803	56650,1151
2	167,048	60507,2951	35,027	68145,7046
3	200,3	67505,1408	39,664	72761,869
4	202,873	67538,6444	45,921	76489,8626
5	202,904	67535,78	51,25	78629,8626
6	209,432	68660,5065	55,223	81418,8709
7	340,901	102191,253	65,468	93190,6657
8	344,283	102467,287	66,595	92381,694
9	344,363	102431,199	67,39	92380,8769
10	344,829	102437,877	69,644	92025,3102
11	344,832	102458,259	71,898	92399,6693
12	353,726	104642,425	91,108	107984,326
13	353,756	104666,919	92,911	108672,845
14	354,985	104947,349	94,123	108503,271
15	355,989	104403,897	98,217	111525,003
16	356,099	104446,026	103,519	114388,797
17	356,142	104144,258	124,188	132718,425
18	363,119	105788,199	140,428	144953,071
19	363,219	105825,659	140,448	144959,694

20	363,954	105962,44	140,488	145016,466
21	373,432	107049,709	165,629	160714,789
22	377,69	107337,916	179,981	167326,016
23	378,537	107462,372	180,051	167675,944
24	381,427	107427,337	188,388	171833,558
25	381,472	107388,16	189,333	172095,581
26	385,09	107348,307	193,729	173972,388
27	385,16	107509,688	194,078	174454,546
28	389,394	108593,897	207,28	180274,37
29	400,434	110273,142		
30	403,653	110493,589		
31	403,661	110505,051		
32	491,161	123496,844		
33	502,098	123223,493		
34	760,323	150572,47		
35	761,765	150398,5		
36	849,265	154271,954		
37	941,871	156542,151		
38	947,339	156438,941		
39	991,089	156942,043		
40	1012,58	157013,195		
41	1143,83	158569,18		
42	1231,33	160327,886		

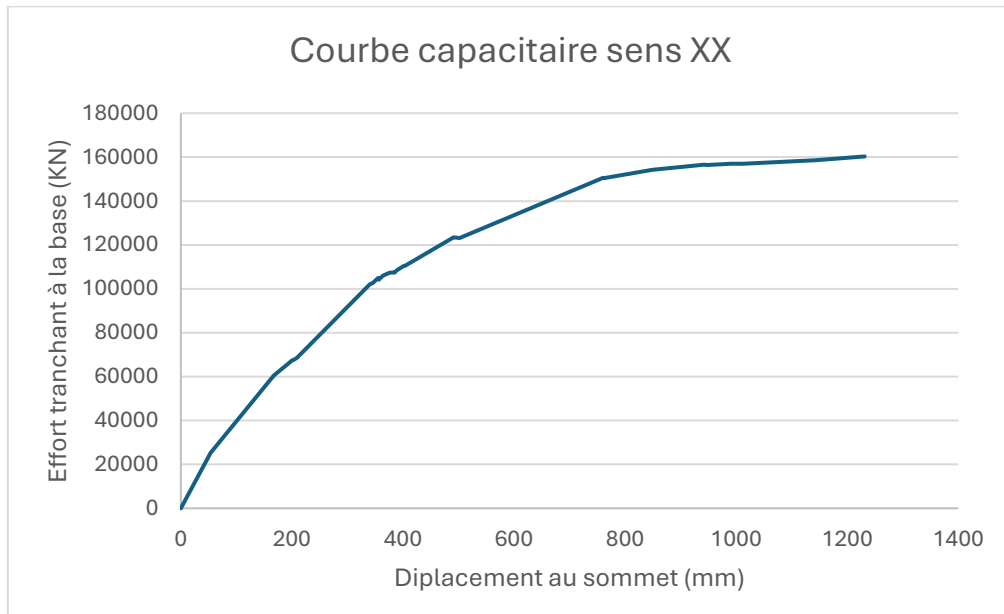


Figure V.10 : courbe capacitaire « Pushover sens xx »

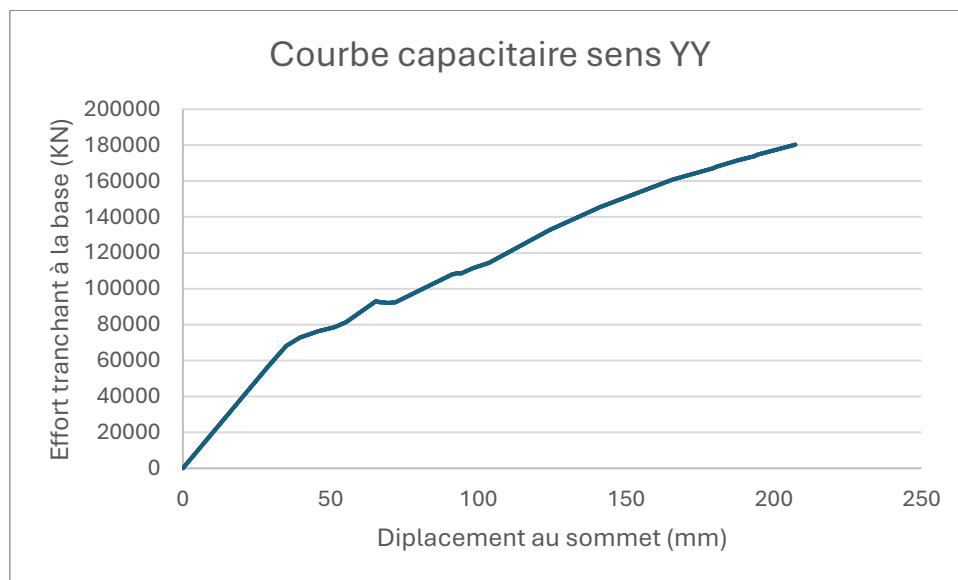


Figure V.11 : courbe capacitaire « Pushover sens yy »

- Ce tableau présente les résultats clés de l'analyse PUSHOVER dans les deux directions principales de la structure (X et Y). Voici ce que représente chaque paramètre :
 - **V_{max}** : C'est l'effort tranchant à la base maximal.
 - **δ_{max}** : c'est le déplacement maximal au sommet.

Tableau V.2 : Caractéristiques de la courbe de capacité en valeurs maximales (V_{max} , δ_{max})

Paramètres		V_{max} (KN)	δ_{max} (mm)
Sens de la poussée	Sens xx	160327,89	1231,33

	Sens yy	180274	207,28
--	---------	--------	--------

V.4.2. le point de performance

Le point de performance correspond à l'intersection entre la courbe de capacité de la structure et la courbe de demande sismique exprimée en format Accélération-Déplacement (ADRS). Sa position traduit l'état dans lequel la structure est censée se trouver lors du séisme de dimensionnement.

V.4.2.1. Détermination de la demande sismique

L'action sismique est représentée par le spectre de réponse, qui exprime l'accélération spectrale relative « S_a/g » en un point du sol soumis aux secousses sismiques. Cette accélération est déterminée à partir du spectre de réponse élastique $S_{ae}(T)$ applicable aux composantes horizontales et verticales du séisme, en fonction de la période propre non amortie « T », de la sismicité de la zone et de la nature du sol. Elle est définie selon le RPA 2024 par l'expression suivante :

$$\frac{S_{ae}(T)}{g} = \begin{cases} A * I * S * (1 + \frac{1}{T_1} * (2,5 * \eta - 1)) & Si : 0 \leq T < T_1 \\ A * I * S * (2,5 * \eta) & Si : T_1 \leq T < T_2 \\ A * I * S * (2,5 * \eta) * (\frac{T_2}{T}) & Si : T_2 \leq T < T_3 \\ A * I * S * (2,5 * \eta) * (\frac{T_2 * T_3}{T}) & Si : T_3 \leq T < T_4 \end{cases}$$

- Dans notre cas :

Tableau V.3 : Paramètres de définition du spectre de réponse élastique

Zone	Coefficient d'accélération	Type du sol	Coefficient d'importance	Facteur de qualité	Coefficient d'amortissement	Coefficient de comportement
VI	A=0.3g	S3	I = 1,2	Q = 1	$\xi = 5 \%$	R = 1

- Nous avons utilisé une valeur minimale de facteur d'amortissement (de dissipation d'énergie), qui correspond au spectre de référence non réduit, garantissant une demande sismique conservative et sécuritaire.
- La figure ci-dessous représente le spectre élastique (horizontal) appliqué :

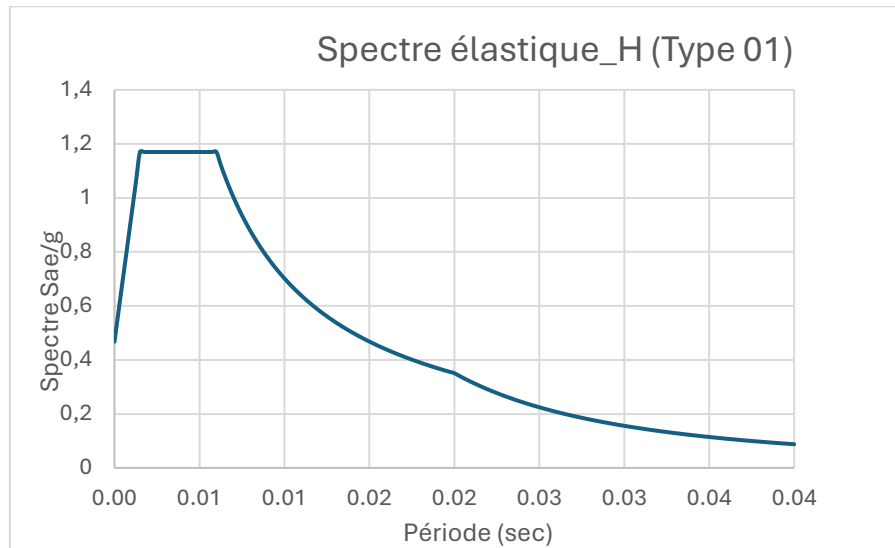


Figure V.12 : Spectre élastique horizontale d'accélération sismique

- Il convient de comparer entre la demande avec la capacité en superposant leurs courbes en format ADRS. Cela nécessite la conversion de l'abscisse T en déplacements, tel que : $S_d = \frac{S_a \times T^2}{4\pi^2} g$

V.4.2.2. Localisation du point de performance

- Pour la détermination du point de performance, ETABS utilise la méthode FEMA 440 par linéarisation équivalente, Les résultats obtenus sont les suivants :

➤ **La direction x :**

Tableau V.4 : Coordonnées des points de la courbe de capacité dans le format ADRS (S_a vs S_d) « direction x-x »

sens XX		
S_d (mm)	S_a (g)	Période (sec)
0	0	0
36,282	0,059318	1,569
112,985	0,141491	1,793
135,475	0,15742	1,861
137,215	0,157419	1,873
137,236	0,1574	1,873
141,651	0,159667	1,89
230,572	0,238982	1,971
232,859	0,239701	1,978

232,914	0,239576	1,978
233,229	0,239556	1,98
233,231	0,239604	1,98
239,246	0,244734	1,984
239,267	0,244791	1,984
240,098	0,245446	1,984
240,777	0,244174	1,992
240,851	0,244419	1,992
240,88	0,243732	1,995
245,599	0,247577	1,998
245,667	0,247673	1,998
246,164	0,248026	1,999
252,575	0,251141	2,012
255,455	0,251102	2,024
255,875	0,251346	2,024

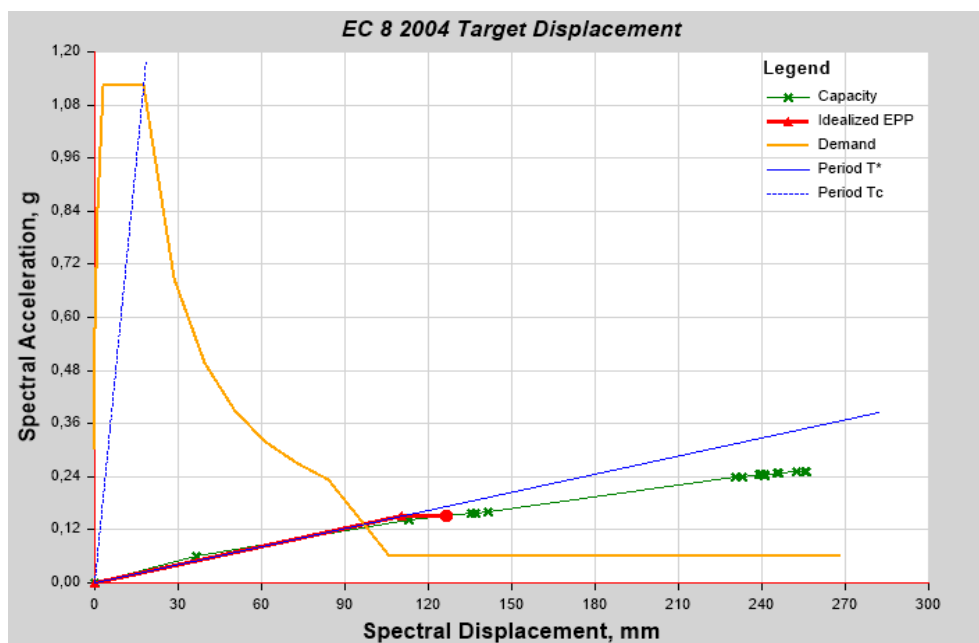


Figure V.13 : Location des points de performances sens xx

➤ La direction y :*Tableau V.5 : Coordonnées des points de la courbe de capacité dans le format ADRS(Sa vs Sd) « direction y-y »*

sens YY		
Sd (mm)	Sa(g)	Période (sec)
0	0	0
19,383	0,121371	0,802
23,572	0,146049	0,806
26,693	0,154352	0,834
30,903	0,164708	0,869
34,489	0,169808	0,904
37,163	0,175732	0,923
44,057	0,202072	0,937
44,816	0,200674	0,948
45,351	0,200906	0,953
46,867	0,200843	0,969
48,384	0,201896	0,982
61,312	0,237553	1,019
62,525	0,23913	1,026
63,341	0,239021	1,033
66,096	0,246027	1,04
69,664	0,253592	1,052
83,573	0,294461	1,069
94,502	0,322704	1,086
94,516	0,322753	1,086
94,543	0,322872	1,086
111,462	0,35901	1,118
121,12	0,374472	1,141
121,167	0,374478	1,141

126,778	0,38362	1,153
127,414	0,384465	1,155
130,372	0,388444	1,162
130,607	0,390388	1,161
139,491	0,403555	1,18



Figure V.14 : Location des points de performances sens yy

- ❖ A partir de la localisation graphique des points d'intersections entre la demande et la capacité de la structure, on peut tirer les paramètres V_p et δp au point de performance :

Tableau V.6 : Location des points de performances dans les deux sens x et y

Paramètres		V_p (KN)	δp (mm)
Sens de la poussée	Sens xx	64752,71	187,221
	Sens yy	108620,67	93,284

V.4.3. Etat de plastification des éléments structuraux

Les détails sur le développement des rotules plastiques dans notre tour en fonction de l'avancée de l'analyse dans les deux directions de poussées sont mentionnés ci-dessous :

- sens xx :

Tableau V.7 : Rotules plastiques formées à chaque pas de l'analyse dans les sens xx

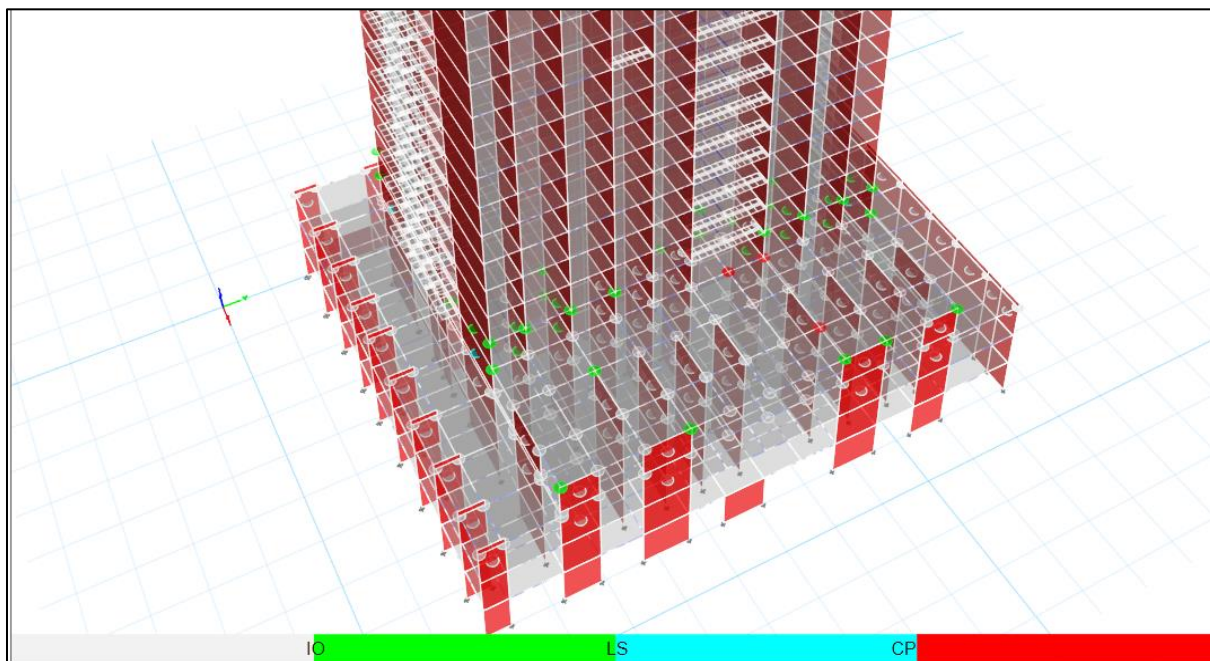
Pas	δ (mm)	V (kN)	A-B	B-C	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	716	0	0	0	0	716
1	-53,643	25269,0759	716	0	0	0	0	716
2	-167,048	60507,2951	716	0	0	0	0	716
PP	187,221	64752,71	VI	VI	0	0	0	716
3	-200,3	67505,1408	714	2	0	0	0	716
4	-202,873	67538,6444	714	2	0	0	0	716
5	-202,904	67535,78	714	2	0	0	0	716
6	-209,432	68660,5065	712	4	0	0	0	716
7	-340,901	102191,253	694	22	2	0	0	716
8	-344,283	102467,287	693	23	2	0	0	716
9	-344,363	102431,199	693	23	2	0	0	716
10	-344,829	102437,877	693	23	2	0	0	716
11	-344,832	102458,259	693	23	2	0	0	716
12	-353,726	104642,425	689	27	2	0	0	716
13	-353,756	104666,919	689	27	2	0	0	716
14	-354,985	104947,349	689	27	2	0	0	716
15	-355,989	104403,897	686	30	2	0	0	716
16	-356,099	104446,026	685	31	2	0	0	716
17	-356,142	104144,258	685	31	2	0	0	716
18	-363,119	105788,199	685	31	2	0	0	716
19	-363,219	105825,659	685	31	2	0	0	716
20	-363,954	105962,44	685	31	2	0	0	716
21	-373,432	107049,709	680	36	2	0	0	716
22	-377,69	107337,916	679	37	2	0	0	716

23	-378,537	107462,372	679	37	2	0	0	716
24	-381,427	107427,337	679	37	2	0	0	716
25	-381,472	107388,16	679	37	2	0	0	716
26	-385,09	107348,307	677	39	2	0	0	716
27	-385,16	107509,688	677	39	2	0	0	716
28	-389,394	108593,897	677	39	2	0	0	716
29	-400,434	110273,142	673	43	3	0	0	716
30	-403,653	110493,589	670	46	3	0	0	716
31	-403,661	110505,051	670	46	3	0	0	716
32	-491,161	123496,844	646	70	4	1	0	716
33	-502,098	123223,493	641	75	5	1	0	716
34	-760,323	150572,47	528	184	52	2	3	716
35	-761,765	150398,5	519	188	55	3	8	716
36	-849,265	154271,954	508	198	73	8	8	716
37	-941,871	156542,151	487	210	78	8	17	716
38	-947,339	156438,941	484	211	76	8	20	716
39	-991,089	156942,043	480	214	79	7	22	716
40	-1012,58	157013,195	479	213	79	6	24	716
41	-1143,83	158569,18	466	223	87	13	27	716
42	-1231,33	160327,886	463	219	94	17	30	716

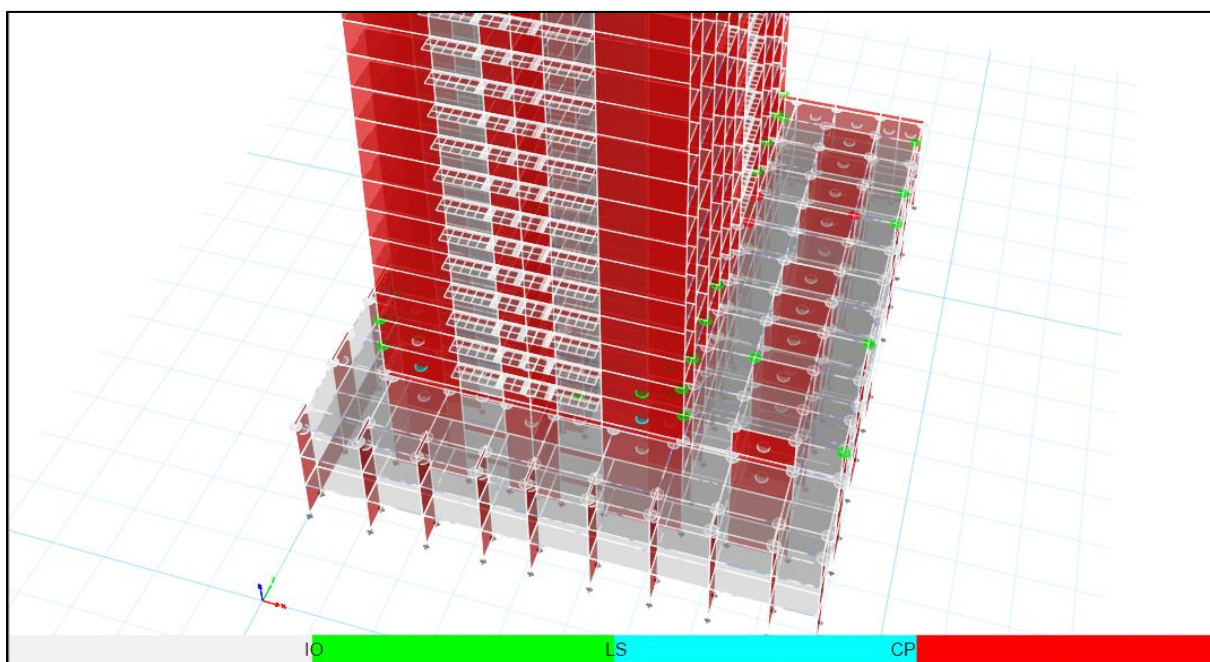
Avec : **P.P** → Point de performance

V.I → valeur intermédiaire

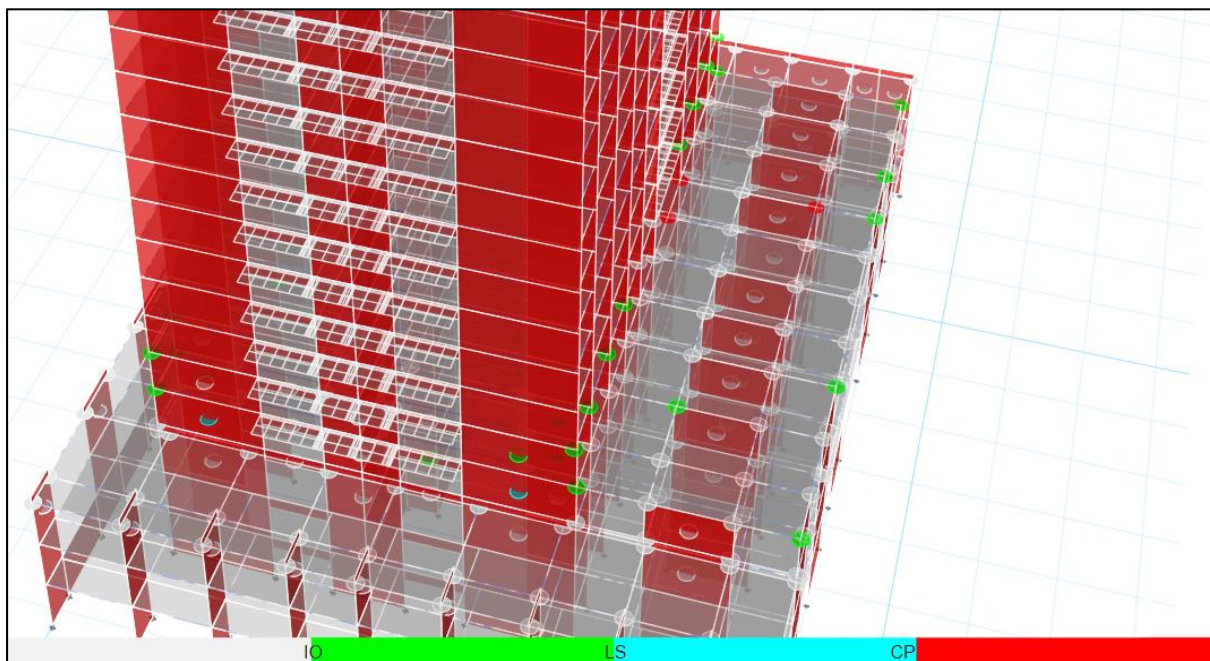
- La figure ci-dessous illustre la distribution et la progression des rotules plastiques dans la structure au cours de l'analyse pushover dans la direction X-X :



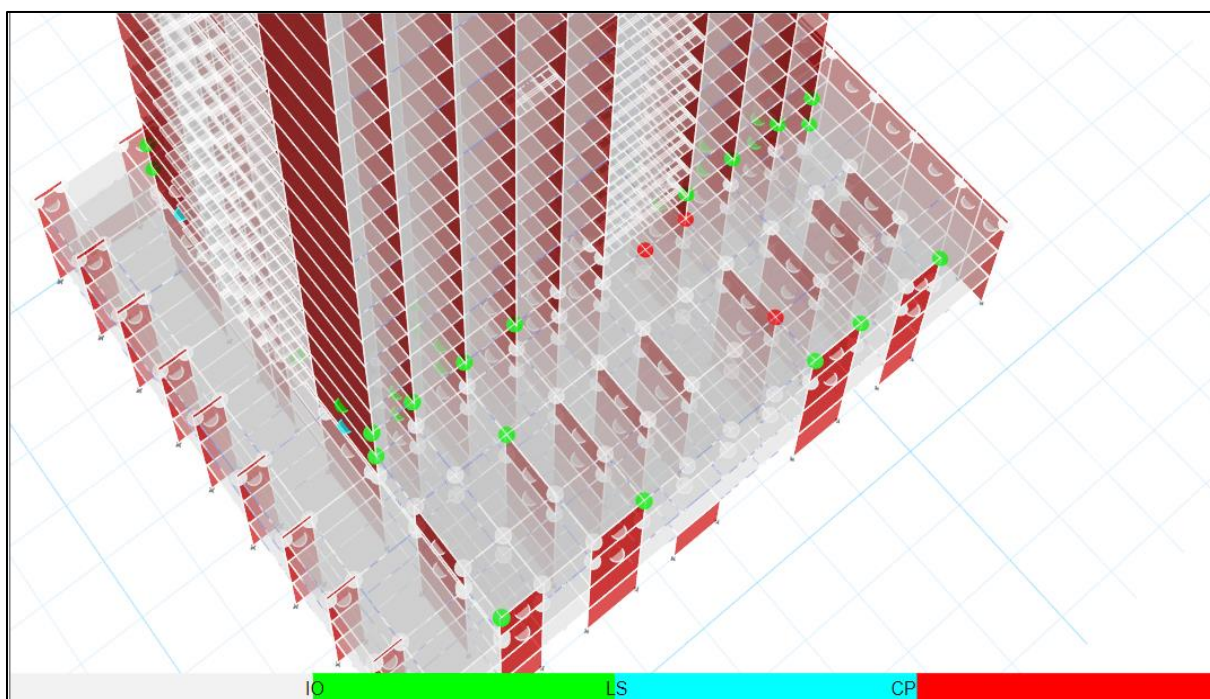
(a)



(b)



(c)



(d)

FiguresV.15 : Rotules plastique formées dans les sens xx (a, b, c et d)

➤ sens yy :

Tableau V.8 : Rotules plastiques formées à chaque pas de l'analyse dans les sens yy

Pas	δ (mm)	V (kN)	A-B	B-C	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	716	0	0	0	0	716
1	-28,803	56650,1151	716	0	0	0	0	716
2	-35,027	68145,7046	716	0	0	0	0	716
3	-39,664	72761,869	716	0	0	0	0	716
4	-45,921	76489,8626	716	0	0	0	0	716
5	-51,25	78629,8626	716	0	0	0	0	716
6	-55,223	81418,8709	716	0	0	0	0	716
7	-65,468	93190,6657	716	0	0	0	0	716
8	-66,595	92381,694	716	0	0	0	0	716
9	-67,39	92380,8769	716	0	0	0	0	716
10	-69,644	92025,3102	716	0	0	0	0	716
11	-71,898	92399,6693	716	0	0	0	0	716
12	-91,108	107984,326	716	0	0	0	0	716
13	-92,911	108672,845	716	0	0	0	0	716
PP	-93,284	108620,67	VI	VI	0	0	0	716
14	-94,123	108503,271	716	0	0	0	0	716
15	-98,217	111525,003	715	1	0	0	0	716
16	-103,519	114388,797	715	1	0	0	0	716
17	-124,188	132718,425	715	1	0	0	0	716
18	-140,428	144953,071	709	7	0	0	0	716
19	-140,448	144959,694	709	7	0	0	0	716
20	-140,488	145016,466	709	7	0	0	0	716
21	-165,629	160714,789	705	11	0	0	0	716
22	-179,981	167326,016	699	17	0	0	0	716

23	-180,051	167675,944	699	17	0	0	0	716
24	-188,388	171833,558	696	20	0	0	0	716
25	-189,333	172095,581	693	23	0	0	0	716
26	-193,729	173972,388	693	23	0	0	0	716
27	-194,078	174454,546	691	25	0	0	0	716
28	-207,28	180274,37	675	41	0	0	0	716

➤ Interprétation des résultats

- Les résultats de l'analyse PUSHOVER dans le sens x-x indiquent qu'au point de performance, le modèle ne développe aucune rotule plastique ; l'ensemble de ses éléments structuraux conserve un comportement entièrement élastique.

À partir du pas 3, les premières rotules plastiques apparaissent avec seulement 2 rotules sur 716 atteignant l'état B-C. La plastification reste très limitée et localisée.

Entre les pas 7 et 31, la plastification reste limitée et progressive. Le nombre de rotules en état B-C passe de 22 à 46, avec seulement 2 à 3 rotules atteignant le niveau IO-LS au niveau des extrémités des poutres. Aucune rotule critique LS-CP ou >CP n'est enregistrée durant cette phase.

Au pas 32, la plastification s'accélère brutalement avec 70 rotules en B-C, 4 en IO-LS et 1 première rotule en LS-CP, marquant le début de la dégradation de la structure.

À partir du pas 34, la dégradation devient importante. Au pas final, on dénombre 219 rotules en B-C, 94 en IO-LS, 17 en LS-CP et 30 rotules dépassant le niveau >CP, indiquant des dommages sévères dans certains éléments (la ruine des poutres).

- Les résultats de l'analyse PUSHOVER dans le sens y-y indiquent qu'au point de performance, le modèle conserve un comportement entièrement élastique, sans formation de rotules plastiques aux extrémités de ses éléments structuraux. Cet état se confirme jusqu'à la fin de l'analyse, témoignant d'une réserve de capacité satisfaisante face à la sollicitation sismique dans cette direction.

V.4.4. Calcul de l'Indice de dégradation global de la structure

La ductilité globale de la structure traduit la capacité collective de ses éléments structuraux à se déformer au-delà du domaine élastique. Dès qu'un élément atteint sa résistance ultime, il entre en phase de plastification, générant des dommages localisés qui se manifestent par une réduction progressive de la rigidité. Au point de performance, la rigidité post-élastique K_p est évaluée à partir de l'effort tranchant et des déplacements correspondants. L'indice de dégradation globale I_d est alors défini comme le taux de diminution de cette rigidité par rapport à la rigidité élastique initiale K_e , selon les relations suivantes :

$$K_p = \frac{V_p}{\delta_p} \quad , \quad I_d = 1 - \frac{K_p}{K_e}$$

K_p : la rigidité post-élastique,

K_e : la rigidité élastique initiale K_e ,

I_d : l'indice de dégradation globale

Tableau V.9 : Récapitulatif de la diminution de la rigidité structurelle dans le domaine plastique

Paramètres		K_P (KN/m)	K_e (KN/m)	I_d (%)
Sens de la poussée	Sens xx	345862,43	471060,08	26,58
	Sens yy	1164408,37	1966813	40,80

V.4.5. Ductilité de la structure

Ce paramètre traduit, le degré de pénétration de la structure dans le domaine post élastique au niveau de son point de performance. Il se calcule par la formule suivante :

$$\mu = \frac{\delta_p}{\delta_e}$$

Tels que : δ_e est le déplacement limite élastique

Tableau V.10 : facteur de ductilité global dans les deux sens

Paramètres		δ_p (mm)	δ_e (mm)	μ
Facteur de ductilité	Sens xx	187,221	110,705	1,69
	Sens yy	93,284	47,752	1,96

V.5. Interprétation des résultats de l'analyse PUSHOVER

- Les résultats de l'analyse PUSHOVER dans les deux directions montrent qu'aucune rotule plastique ne se forme aux extrémités des éléments structuraux au point de performance. Ce constat, associé à une préservation d'au moins 75% de la rigidité initiale dans les sens xx et d'au moins 60% dans les sens yy, montre que la tour est apte à supporter la demande sismique sans subir de dommages significatifs.
- L'effort tranchant à la base enregistré au point de performance de chacun des deux sens est inférieur à celui obtenu lors de l'analyse élastique. Cet écart témoigne de la capacité de la structure à dissiper une partie de l'énergie sismique par plastification, confirmant ainsi son comportement dissipatif.
- L'absence de formations de rotules plastiques aux extrémités des éléments structuraux au niveau des points de performances dans les deux directions de l'analyse, montre que les blocs sont aptes à supporter la demande sismique sans subir de dommages.
- Au cours de l'analyse PUSHOVER, les poutres plastifient en premier sur toute la hauteur de la structure, suivie par la base des voiles. Ce comportement est conforme aux exigences parasismiques, les voiles jouant le rôle d'éléments ductiles principaux assurant la dissipation d'énergie sismique.

- Les valeurs de ductilité globale obtenues pour l'ensemble des blocs s'inscrivent dans l'intervalle $[1 ; 3]$, ce qui est conforme à la plage de ductilité implicitement exigée par le RPA 2024.

V.6. Limites observées de l'analyse PUSHOVER

La méthode statique non linéaire PUSHOVER, malgré ses avantages reconnus, présente plusieurs limitations qu'il convient de prendre en compte dans l'interprétation des résultats. Reposant sur un chargement statique monotone, elle ne peut reproduire avec précision les phénomènes dynamiques inhérents à la réponse sismique réelle, et sa fiabilité nécessiterait d'être validée sur un grand nombre de configurations structurelles variées [20].

Par ailleurs, elle s'avère insuffisante pour les structures dont la réponse est influencée par les modes de vibration supérieurs, et peut ne pas détecter certaines faiblesses structurelles n'apparaissant qu'après la formation du premier mécanisme plastique local, voire surestimer certains aspects de la réponse [20].

L'hypothèse de réduction à un système équivalent à un seul degré de liberté, sur laquelle repose la détermination du déplacement cible, constitue une simplification qui peut s'avérer inadaptée pour certaines typologies structurelles [20].

De manière générale, la méthode PUSHOVER est mieux appropriée aux structures de faible hauteur présentant des périodes de vibration courtes, et perd en précision pour les structures élancées à longue période, pour lesquelles une analyse dynamique non linéaire par accélérogrammes reste la méthode la plus rigoureuse.

V.7. Conclusion

L'analyse statique non linéaire PUSHOVER, réalisée suivant les deux directions principales de la structure, a permis d'évaluer son comportement réel au-delà du domaine élastique et d'identifier son point de performance sous l'effet d'une sollicitation sismique croissante. malgré que cette approche est connue pour fournir des résultats fiables principalement pour les structures en portiques ou en voiles dont la période fondamentale est inférieure à 2 secondes, la réaliser a permis d'obtenir un aperçu sur le comportement non linéaire, et à principalement mettre au point un modèle avec l'introduction de toutes les non linéarités localisées afin de passer à l'étape clé de cette étude qui est l'analyse temporelle non linéaire par accélérogrammes développée dans le chapitre suivant.

CHAPITRES VI :
L'ANALYSE DYNAMIQUE
NON-LINÉAIRE
TEMPORELLE
« NLTHA »

VI.1. Introduction

Les méthodes d'analyse linéaires classiques, bien qu'utilisées depuis longtemps, présentent certaines limites lorsqu'il s'agit de représenter le comportement réel des structures soumises à des séismes importants. En effet, elles ne permettent pas de prendre correctement en compte les phénomènes de non-linéarité, tels que la plastification des éléments structuraux, la dégradation de la rigidité ou encore les effets du second ordre.

Pour répondre à ces limitations, l'Analyse Non-Linéaire Temporelle (NLTHA : Nonlinear Time History Analysis) est devenue l'une des méthodes les plus fiables pour l'étude du comportement sismique des structures post élastique. Cette approche consiste à analyser la réponse dynamique d'une structure soumise à une accélération sismique temporelle, à travers un accélérogramme réel ou artificiel, tout en tenant compte des non-linéarités des matériaux et de la géométrie. Elle permet ainsi de suivre l'évolution du comportement de la structure pendant toute la durée du séisme.

Dans le cadre de ce travail, l'analyse non linéaire temporelle est réalisée à l'aide de la méthode FNA (Fast Nonlinear Analysis). Cette méthode repose sur la superposition modale utilisant les vecteurs de Ritz dépendants de la charge, tandis que les non-linéarités sont traitées sous forme de forces externes appliquées au système. Grâce à cette approche, la méthode FNA offre un excellent compromis entre précision et efficacité numérique, particulièrement pour les structures présentant des non-linéarités localisées.

L'objectif de cette étude est d'appliquer la méthode FNA à une structure à grande période (ce qui est le cas) afin d'évaluer sa réponse sous sollicitations sismiques et d'analyser les principaux paramètres de comportement obtenus.

VI.2. Méthodes de « NLTHA »

L'Analyse Non-Linéaire Temporelle (NLTHA — *Nonlinear Time-History Analysis*) est une technique de simulation qui modélise les effets sismiques sur les structures en intégrant explicitement l'hystérésis des matériaux et les non-linéarités géométriques. Elle s'appuie sur des formulations d'amortissement avancées et des schémas de discrétisation temporelle afin de prédire avec précision les réponses dynamiques et la dissipation d'énergie dans le cadre de l'ingénierie parasismique basée sur la performance [23].

Il est largement reconnu que l'analyse temporelle non-linéaire constitue la méthode la plus précise pour simuler la réponse des structures soumises à des niveaux élevés d'excitation sismique. Cette méthode analytique repose sur des principes théoriques solides et possède la capacité de reproduire le comportement dynamique inélastique intrinsèque des structures.

Par opposition aux approches linéaires classiques, telles que l'analyse spectrale modale ou l'analyse linéaire temporelle, la NLTHA permet de s'affranchir de l'hypothèse de proportionnalité entre les déformations et les forces internes, hypothèse qui n'est plus vérifiée dès lors que les matériaux entrent en plasticité ou que les déplacements deviennent importants [22]. Elle offre ainsi une représentation fidèle des phénomènes dissipatifs cycliques, des effets P-Delta, et de la dégradation de rigidité et de résistance des éléments structuraux.

➤ Sources de non-linéarités :

Deux grandes familles de non-linéarités sont prises en compte dans la NLTHA :

a) Non-linéarité matérielle :

La non-linéarité matérielle est associée au comportement inélastique d'un composant ou d'un système. Ce comportement peut être caractérisé par une relation force-déformation (F-D), ou backbone curve, qui mesure la résistance en fonction de la déformation translationnelle ou rotationnelle. Une fois que la structure atteint sa résistance au seuil de plasticité, une charge supplémentaire entraîne une déviation par rapport à la rigidité tangente initiale (comportement élastique). La réponse non-linéaire peut alors augmenter (écrouissage) jusqu'à un point ultime avant de se dégrader (adoucissement) jusqu'à une valeur de résistance résiduelle [24].

La prise en compte de modèles d'hystérésis pour les éléments en cours de plasticité dans la NLTHA est cruciale, car ces modèles permettent de simuler adéquatement le comportement inélastique des matériaux sous chargement cyclique, tel qu'il se produit lors des séismes. Parmi ces modèles figurent notamment les modèles de Bouc-Wen, Takeda ou Clough-Penzien, qui sont capables de représenter la dissipation d'énergie et les effets de pincement (pinching) observés dans les structures [23].

b) Non-linéarité géométrique :

Les fonctions de stabilité et la matrice de rigidité géométrique sont employées pour prédire les effets du second ordre, afin de minimiser le temps de calcul et les ressources informatiques. Ces effets, connus sous la dénomination d'effets P-Delta, deviennent significatifs lorsque les structures subissent de grandes déformations latérales, notamment pour des bâtiments élancés ou des systèmes à isolation sismique [22].

VI.2.1. Rappel mathématique et méthodes de résolution

Le comportement dynamique d'une structure discrétisée par éléments finis est gouverné par l'équation matricielle du mouvement :

$$M \ddot{u}(t) + C \dot{u}(t) + K u(t) = F(t)$$

Où :

M : est la matrice de masse

C : représente la matrice d'amortissement

K : est la matrice de rigidité

$u(t)$, $\dot{u}(t)$, $\ddot{u}(t)$: désignent respectivement les déplacements, vitesses et accélérations nodales

$F(t)$: est le vecteur des charges appliquées

Cette équation exprime l'équilibre dynamique entre les forces d'inertie, les forces d'amortissement, les forces élastiques internes et les forces extérieures appliquées à la structure.

Dans le cas des structures présentant des non-linéarités localisées ou distribuées, Wilson introduit un terme supplémentaire représentant les forces non linéaires :

$$M \ddot{u}(t) + C \dot{u}(t) + K u(t) + RNL(t) = R(t)$$

Le vecteur $RNL(t)$ correspond aux efforts internes produits par les éléments non linéaires tels que les rotules plastiques, les isolateurs, les éléments gap ou les amortisseurs.

La résolution de cette équation différentielle non linéaire constitue le cœur des méthodes NLTHA. Deux grandes approches sont principalement utilisées : la méthode FNA et la méthode d'intégration directe.

VI.2.2. Méthode FNA (Fast Nonlinear Analysis)

➤ Principe général :

Wilson a proposé la méthode d'Analyse Non-Linéaire Rapide (FNA) pour résoudre les problèmes non-linéaires, dans laquelle la méthode des charges équivalentes et le processus de superposition modale sont utilisés [25]. Cette méthode repose sur l'idée que, dans de nombreuses structures parasismiques, les non-linéarités restent localisées dans un nombre limité d'éléments spécifiques, tandis que le reste de la structure demeure essentiellement élastique.

L'efficacité de la formulation FNA repose largement sur la séparation du vecteur de forces non-linéaires $R_{NL}(t)$ de la matrice de rigidité élastique et des équations du mouvement amorties. Les vecteurs de Ritz dépendant de la charge (Load-Dependent Ritz Vectors), orthogonaux en rigidité et en masse, représentent les relations d'équilibre au sein du système structural élastique. À chaque incrément de temps, les équations modales découplées sont résolues de manière exacte, tandis que les forces dans les degrés de liberté non-linéaires prédéfinis, indexés dans $R_{NL}(t)$, sont résolues par un processus itératif convergeant vers l'équilibre.

La détermination des modes de vibration sous excitation sismique est réalisée à l'aide de vecteurs de Ritz plutôt que de vecteurs propres (eigenvectors). Ainsi, seuls les modes d'intérêt sont obtenus. De plus, la méthode FNA a été formulée pour permettre l'introduction facile de non-linéarités telles que l'amortissement concentré dans un modèle de construction. L'idée principale consiste à transférer les forces non-linéaires au membre de droite de l'équation du mouvement.

Elle est particulièrement adaptée aux structures comportant : des isolateurs sismiques, des amortisseurs visqueux ou hystérétiques, des dispositifs à friction, des éléments de contact et des rotules plastiques localisées.

➤ Transformation modale par vecteurs de Ritz :

La première étape consiste à projeter la réponse structurale sur une base réduite de vecteurs de Ritz :

$$u(t) = \Phi Y(t)$$

Où :

Φ : représente la matrice des vecteurs de Ritz

$Y(t)$: est le vecteur des coordonnées modales généralisées

Les vecteurs de Ritz vérifient les conditions d'orthogonalité :

$$\begin{cases} \Phi^T M \Phi = I \\ \Phi^T K \Phi = \Omega^2 \end{cases}$$

Contrairement aux vecteurs propres classiques, les vecteurs de Ritz sont construits à partir des distributions réelles de chargement et permettent donc une meilleure représentation des effets dynamiques avec un nombre réduit de modes.

A chaque pas de temps, la structure linéaire est résolue très rapidement par superposition de ces vecteurs. Les éléments non-linéaires (isolateurs, amortisseurs, contacts) sont traités séparément comme des forces extérieures dont la valeur est ajustée par itération jusqu'à convergence.

➤ Équations modales découplées :

Après projection sur la base modale, l'équation du mouvement devient :

$$\ddot{Y}(t) + \Lambda \dot{Y}(t) + \Omega^2 Y(t) = F(t)$$

Avec : Λ est une matrice diagonale de termes $2 \zeta_n \omega_n$ (amortissement modal) et $F(t)$ est le vecteur de force modale généralisée.

Chaque équation modale s'écrit alors :

$$\ddot{y}_n(t) + 2 \zeta_n \omega_n \dot{y}_n(t) + \omega_n^2 y_n(t) = f_n(t)$$

Où :

- ω_n : est la pulsation propre du mode n
- ζ_n : est le taux d'amortissement modal
- $f_n(t)$: est la force modale généralisée

Les équations modales sont couplées via le vecteur de force non-linéaire qui dépend de tous les modes au même instant. Elles doivent donc être intégrées simultanément avec itération à chaque pas de temps.

➤ Calcul des forces non linéaires :

Après la transformation de l'équation du mouvement dans l'espace modal à l'aide des vecteurs de Ritz, les déformations des éléments non linéaires sont calculées à partir des coordonnées modales. Les lois de comportement non linéaires permettent ensuite de déterminer les forces internes correspondantes. Ces forces sont finalement retransférées dans l'espace modal sous forme de forces généralisées qui viennent compléter les équations dynamiques modales. Cette procédure permet de prendre en compte les effets non linéaires tout en conservant les avantages d'une analyse modale réduite, ce qui améliore considérablement l'efficacité numérique de la méthode FNA.

➤ Intégration exacte des équations modales :

L'un des aspects fondamentaux de la méthode FNA est l'utilisation d'une intégration exacte par morceaux (Piece Wise exact integration). Cette technique suppose une variation analytique des charges à l'intérieur du pas de temps et conduit à une solution fermée des équations modales.

- Les principaux avantages sont :

- Absence d'amortissement numérique
 - Meilleure précision
 - Possibilité d'utiliser des pas de temps relativement grands
 - Réduction importante du temps de calcul
- Cependant, la méthode FNA reste limitée aux structures présentant des non-linéarités localisées et n'est pas adaptée aux phénomènes fortement distribués de plasticité diffuse.

VI.2.3. Méthode d'intégration directe

➤ Principe général

La méthode d'intégration directe constitue l'approche la plus générale pour résoudre l'équation du mouvement non linéaire. Contrairement à la méthode FNA, elle résout l'équation du mouvement directement, degré de liberté par degré de liberté, sans aucune réduction de base. À chaque pas de temps, on met à jour l'état complet de la structure.

Cette approche est particulièrement adaptée : aux structures fortement non linéaires, aux grandes déformations, aux problèmes de plasticité diffuse et aux analyses complexes avec couplages multiples.

➤ Méthodes explicites et implicites

Wilson distingue deux grandes familles :

❖ Méthodes explicites :

- Calcul direct sans inversion matricielle
- Conditionnellement stables
- Nécessitent de très petits pas de temps

❖ Méthodes implicites :

- Résolution d'un système matriciel à chaque pas
- Inconditionnellement stables
- Adaptées aux structures réelles

Wilson recommande principalement les méthodes implicites pour les analyses sismiques pratiques.

➤ Schéma d'accélération constante

C'est le schéma recommandé par Wilson. Il suppose que l'accélération reste constante à la valeur moyenne entre deux instants consécutifs. Sa propriété essentielle est d'être inconditionnellement stable quel que soit le pas de temps choisi, le calcul ne diverge pas. En contrepartie, il n'introduit aucune dissipation numérique, les modes de très haute fréquence (parasites dans un modèle éléments finis) oscillent indéfiniment. Wilson corrige cela par un très faible amortissement proportionnel à la rigidité, qui atténue précisément ces oscillations sans toucher aux modes qui gouvernent la réponse.

À chaque pas de temps, on résout un système d'équations impliquant toute la matrice de rigidité de la structure. Pour les systèmes linéaires, cette matrice est factorisée une seule fois avant le calcul et réutilisée à chaque pas, ce qui est économique. Pour les systèmes non-linéaires, la rigidité change à chaque pas et doit être reformée et re-factorisée à chaque itération, c'est là que réside le coût principal.

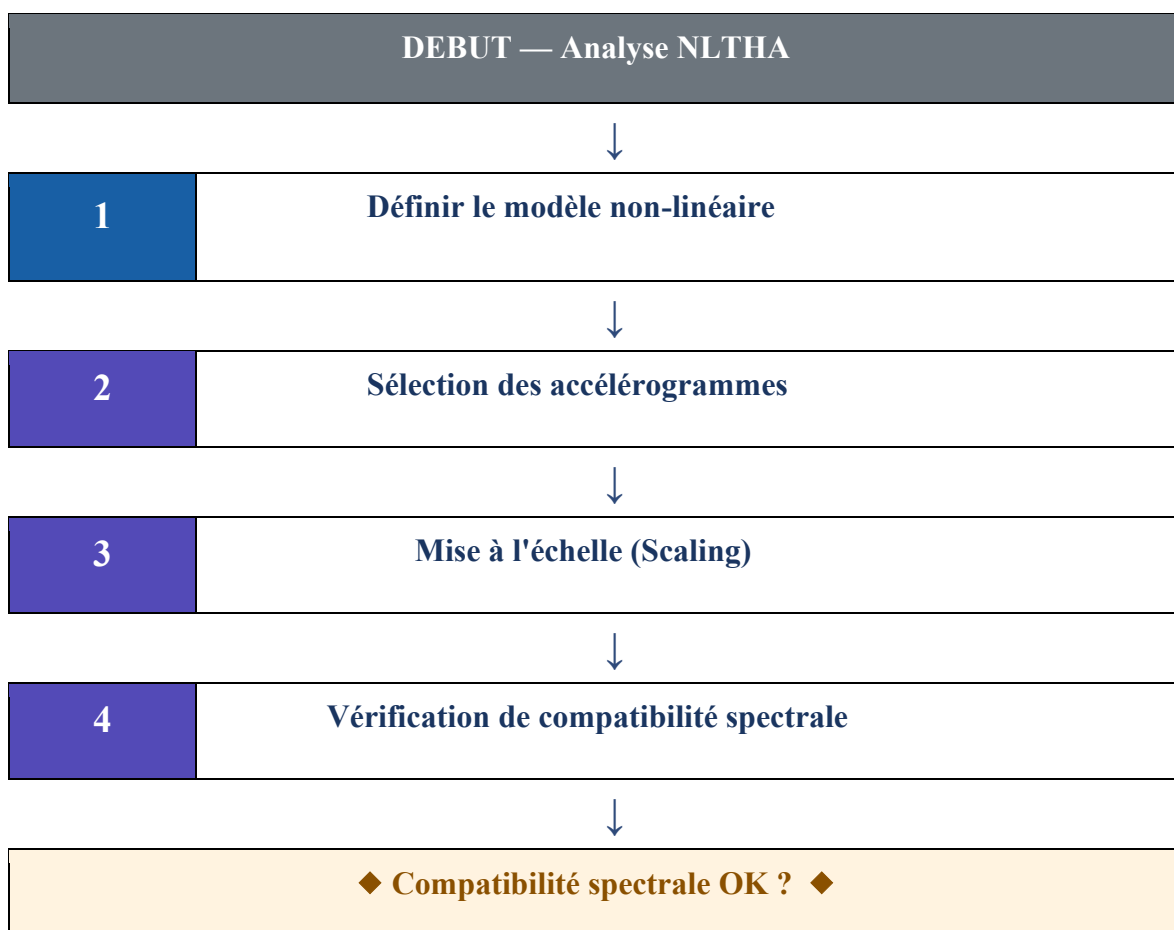
- **Point fort** : méthode universelle, aucune hypothèse sur la localisation des non-linéarités.
- **Limite** : coût de calcul élevé pour les grands modèles non-linéaires, avec risques de non-convergence que Wilson lui-même souligne explicitement.

VI.2.4. Comparaison entre FNA et intégration directe

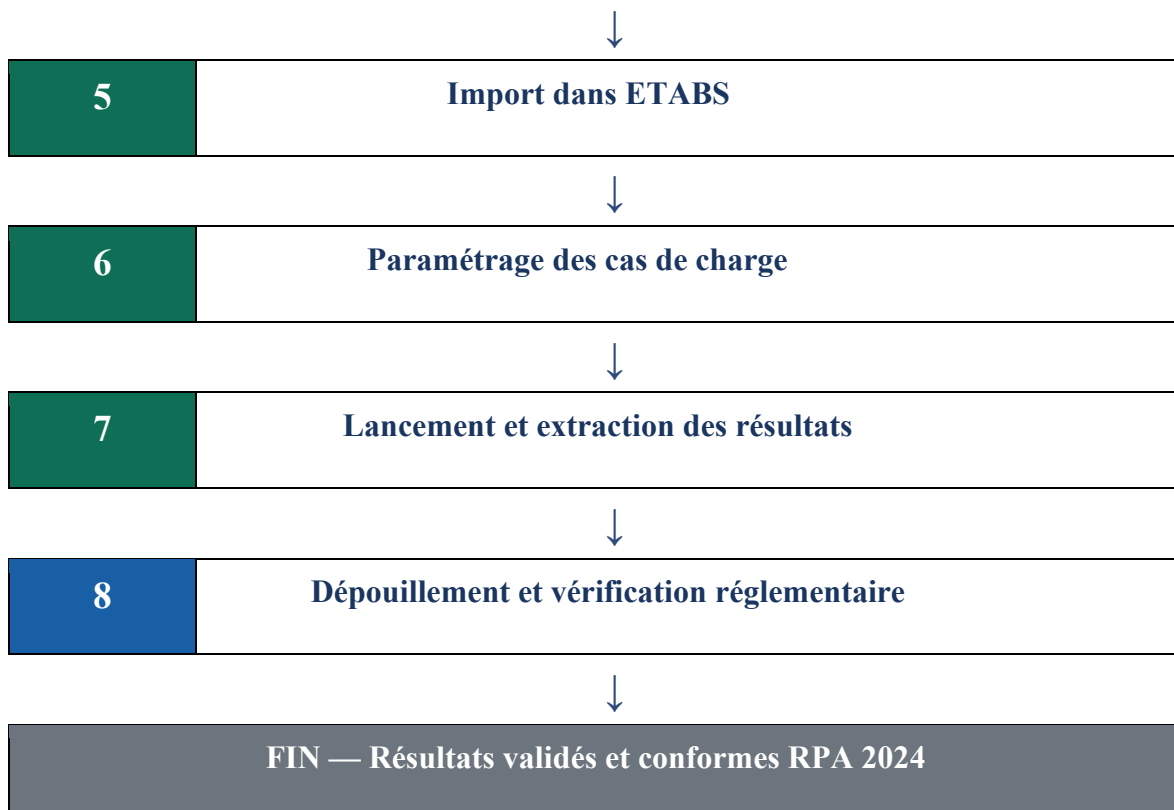
L'amortissement est traité différemment entre ces deux méthodes d'analyse. La FNA limite l'amortissement proportionnel aux fréquences extrêmes à 0,99995 fois la valeur critique, tandis que l'intégration directe utilise un amortissement proportionnel à la masse et à la rigidité, dans lequel l'amortissement aux fréquences très basses et très élevées peut dépasser la valeur critique. Il est recommandé d'utiliser la tolérance de convergence par défaut ($1e-4$) pour la FNA, et une tolérance inférieure ou égale à $1e-3$ pour l'intégration directe. Les résultats peuvent être sensibles aux paramètres physiques, aux conditions de chargement et à la technique analytique employée, en particulier pour les structures irrégulières et les systèmes non-linéaires avancés.

Selon la base de connaissances CSI, la méthode FNA est généralement plus précise et plus efficace que l'analyse temporelle par intégration directe. Cependant, la FNA est fondée sur la méthode de superposition modale et est conçue pour les systèmes principalement élastiques linéaires comportant un nombre limité d'éléments non-linéaires prédéfinis,

VI.2.5. Organigramme des étapes pour l'analyse temporelle non linéaire par accélérogramme :



Oui → continuer | Non → changer les accélérogrammes (retour étape 2)



VI.3. La sélection des accélérogrammes

Pour caractériser l'action sismique dans le cadre d'une analyse temporelle, celle-ci est représentée par un ensemble d'accélérogrammes pouvant être d'origine réelle (enregistrements) ou artificielle. Afin d'obtenir une estimation statistiquement fiable de la demande sismique, cet ensemble doit comprendre un nombre suffisant d'enregistrements.

Selon le RPA2024, chaque ensemble doit contenir au minimum trois accélérogrammes. Dans ce cas, la réponse structurale retenue est la valeur maximale obtenue parmi les trois analyses. Si l'ensemble comprend au moins sept enregistrements, la réponse peut être prise égale à la valeur moyenne des résultats de toutes les analyses [réf RPA... annexe ...].

Dans cette étude, trois d'accélérogrammes ont été utilisés pour l'analyse dynamique non linéaire temporelle. Chaque accélérogramme regroupe deux composantes horizontales d'un même séisme, appliquées simultanément selon les directions X et Y de la structure.

Ces enregistrements, extraits de la base de données du Pacific Earthquake Engineering Research Center (**PEER**), afin de garantir la compatibilité des enregistrements avec les caractéristiques de l'aléa sismique local. leur sélection a été effectuée sur la base de plusieurs critères, à savoir :

- La magnitude du moment sismique (M_w variant entre 5,5 et 7,3),
- la distance épacentrale (R_{jb} entre 10 Km et 50 Km),
- le type de sol (S3),

- l'environnement sismotectonique du site.
- La correspondance spectrale, de manière que les spectres de réponse des accélérogrammes sélectionnés soient compatibles avec le spectre de calcul cible défini pour le site étudié.

➤ Définition du spectre cible (RPA 2024)

L’élaboration du spectre élastique du notre structure est basée sur les conditions de l’RPA 2024, il doit être adapté aux paramètres suivants :

Tableau VI. 1: Paramètres de définition du spectre de réponse élastique

Zone	Type du sol	Coefficient d’importance	Facteur de qualité	Coefficient d’amortissement	Coefficient de comportement
VI	S3	I = 1,2	Q = 1	$\xi = 5 \%$	R = 1

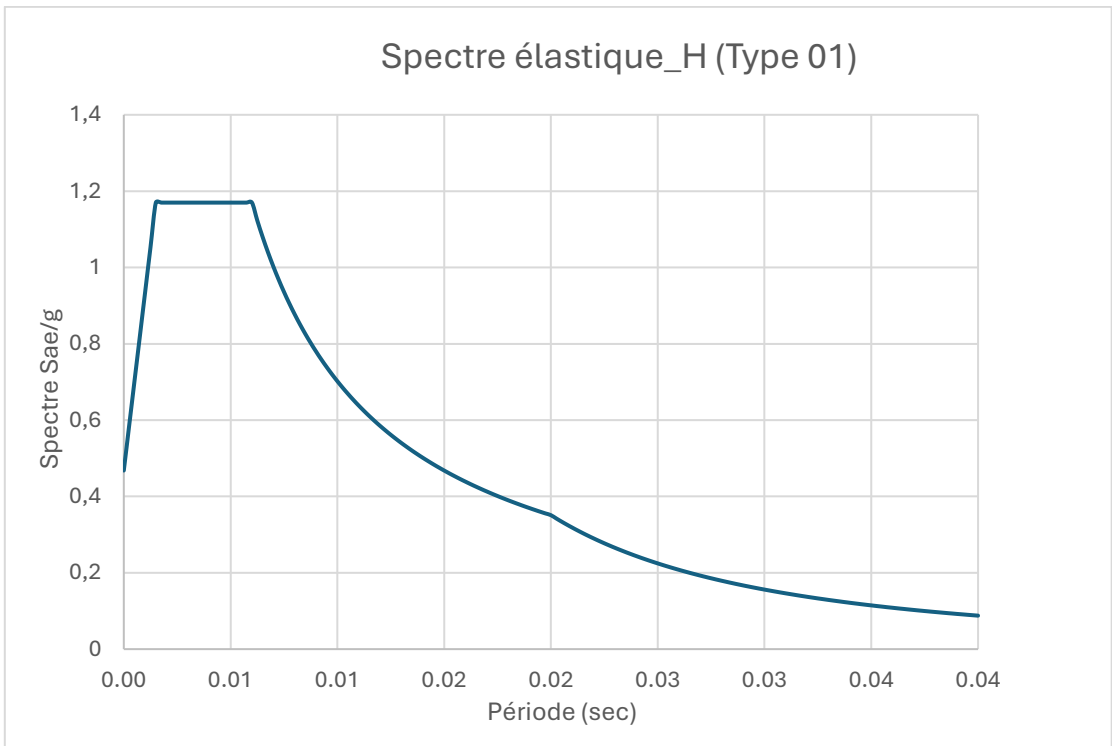


Figure VI. 1: Spectre élastique horizontal (type 01)

- Les caractéristiques des accélérogrammes utilisés sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau VI. 2: Les caractéristiques des accélérogrammes sélectionnés

ID	Séisme	Station	Année	Magnitude	R _{jb} (Km)	RSN
1	Superstition Hills-02	Poe road(temp)	1987	6,64	11,16	RSN 725
2	Loma prieta	Gilroy Array #2	1989	6,93	10,38	RSN766
3	Northridge-01	Canyon country-W lost cany	1994	6,69	11,39	RSN960

Afin d'adapter les enregistrements au niveau d'aléa sismique du site, une étape importante est réalisée à ce stade qui est le « scaling », qui consiste en la multiplication des accélérogrammes par un facteur de mise à l'échelle de sorte que son pic d'accélération au sol (PGA) corresponde à la valeur de 0.3g.

- **Les accélérogrammes domaine temporel :**

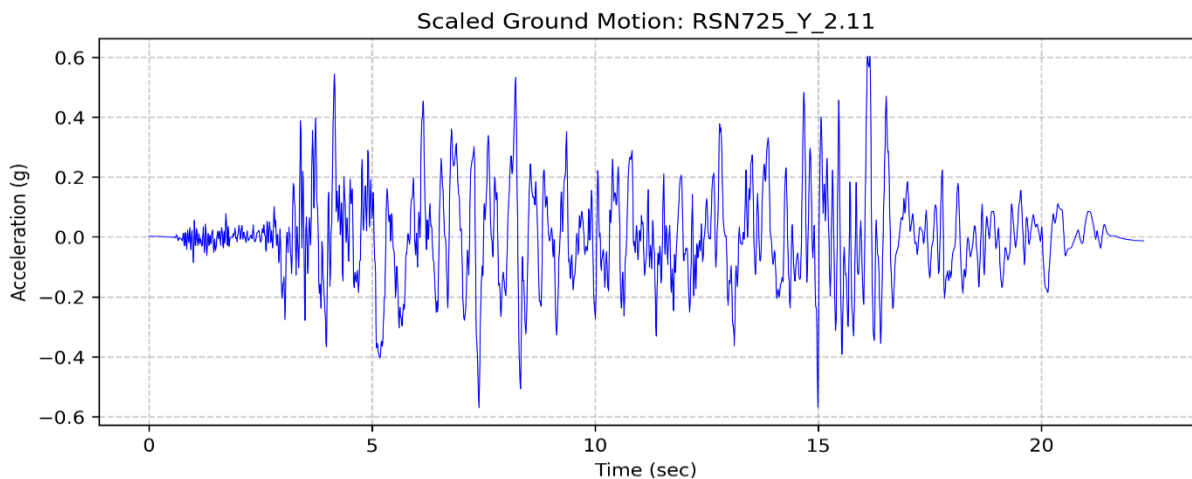


Figure VI.2 : Accélérogramme mis à l'échelle : enregistrement RSN725, composante Y (facteur d'échelle 2.11)

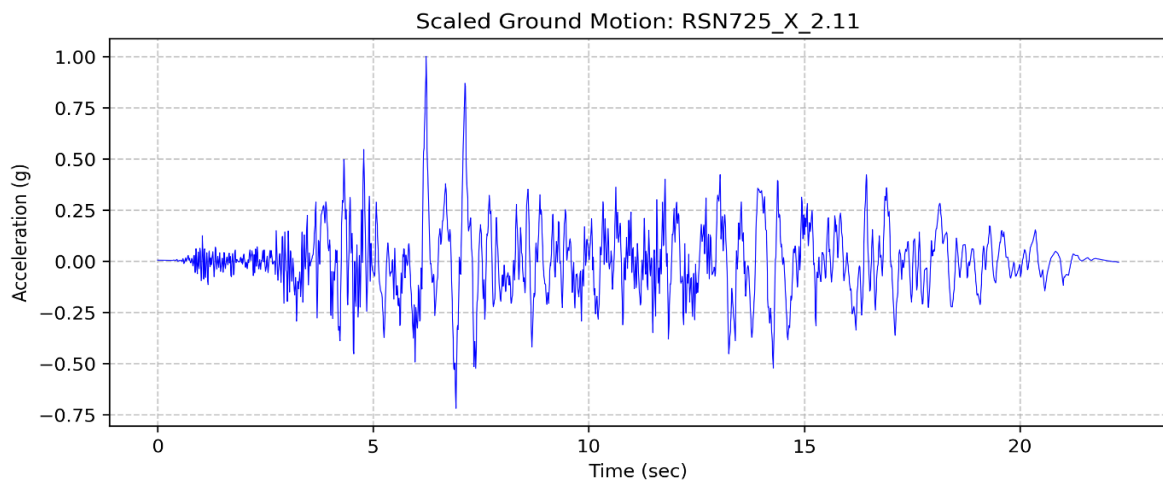


Figure VI.3 : Accélérogramme mis à l'échelle : enregistrement RSN725, composante X (facteur d'échelle 2.11)

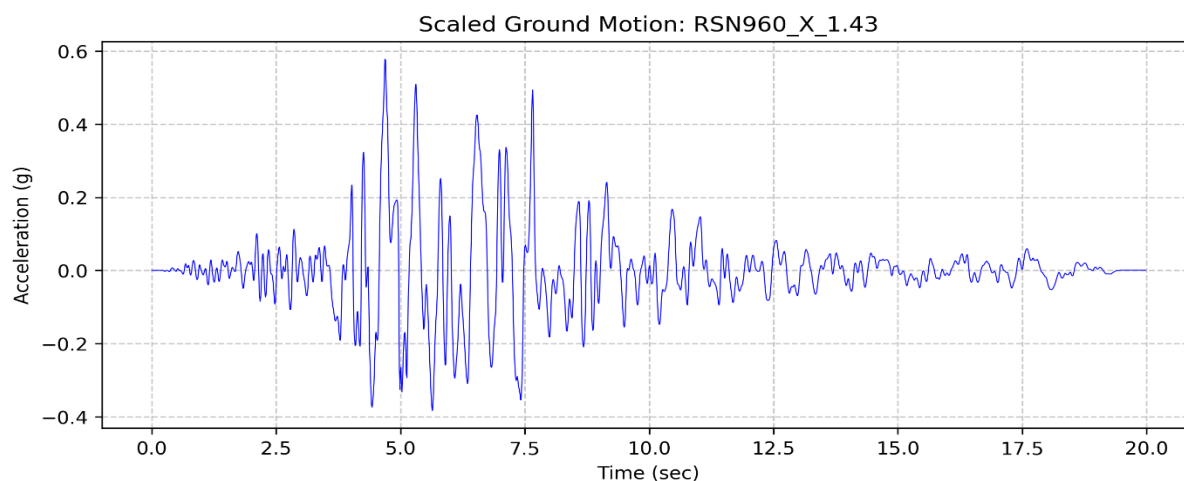


Figure VI. 4: Accélérogramme mis à l'échelle : enregistrement RSN960, composante X (facteur d'échelle 1.43)

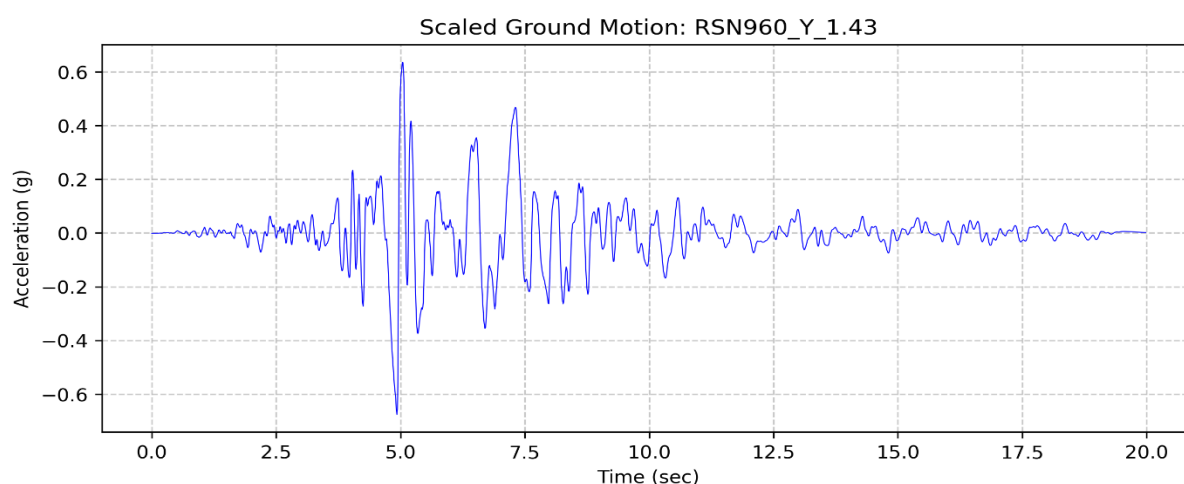


Figure VI.5 : Accélérogramme mis à l'échelle : enregistrement RSN960, composante Y (facteur d'échelle 1.43)

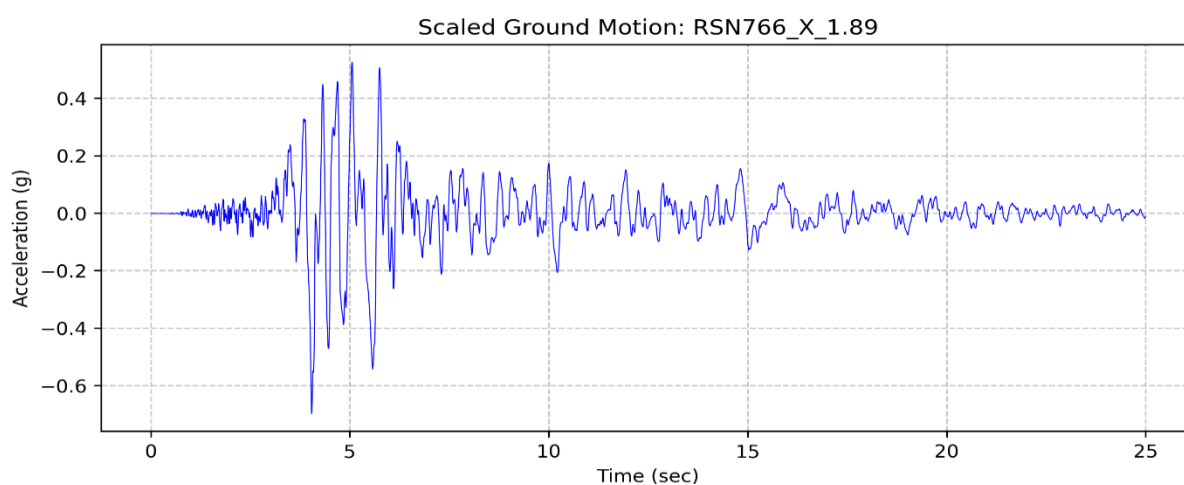


Figure VI. 6: Accélérogramme mis à l'échelle : enregistrement RSN766, composante X (facteur d'échelle 1.89)

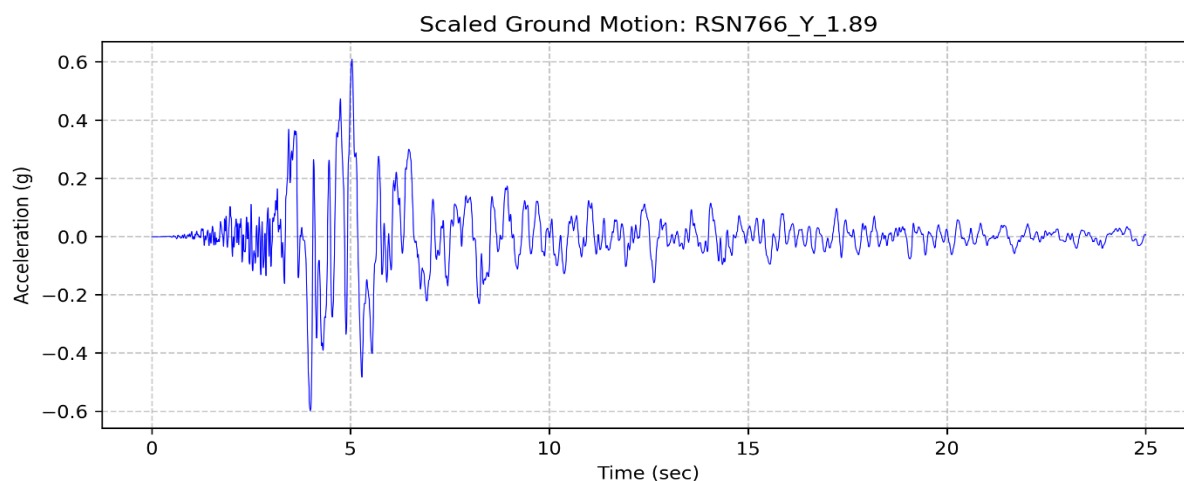


Figure VI.7 : Accélérogramme mis à l'échelle : enregistrement RSN766, composante Y (facteur d'échelle 1.89)

- **Les accélérogrammes domaine fréquentiel :**

les figures suivantes présentent la transformation de Fourier des accélérogrammes utilisées dans l'analyse temporelle non linéaire :

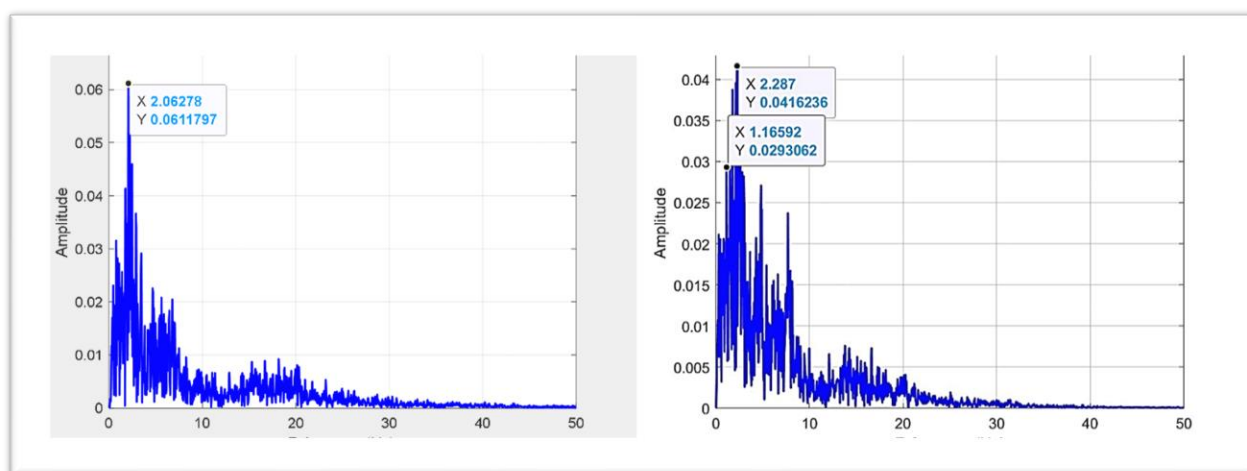


Figure VI. 8 : Le spectre fréquentiel de l'accélérogramme Superstition Hills-02

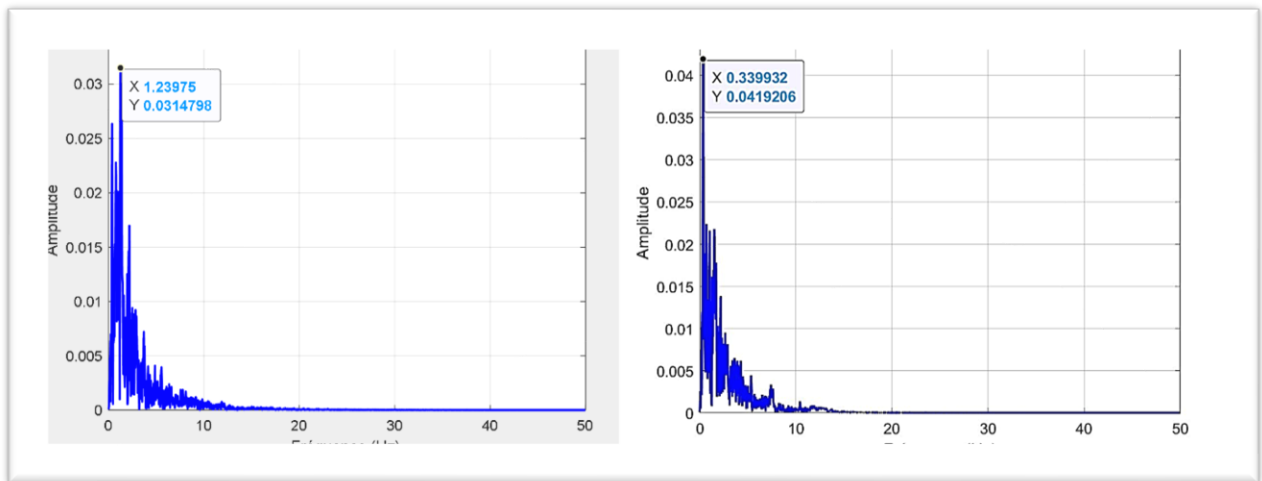


Figure VI. 9: le spectre fréquentiel de l'accélérogramme Loma prieta

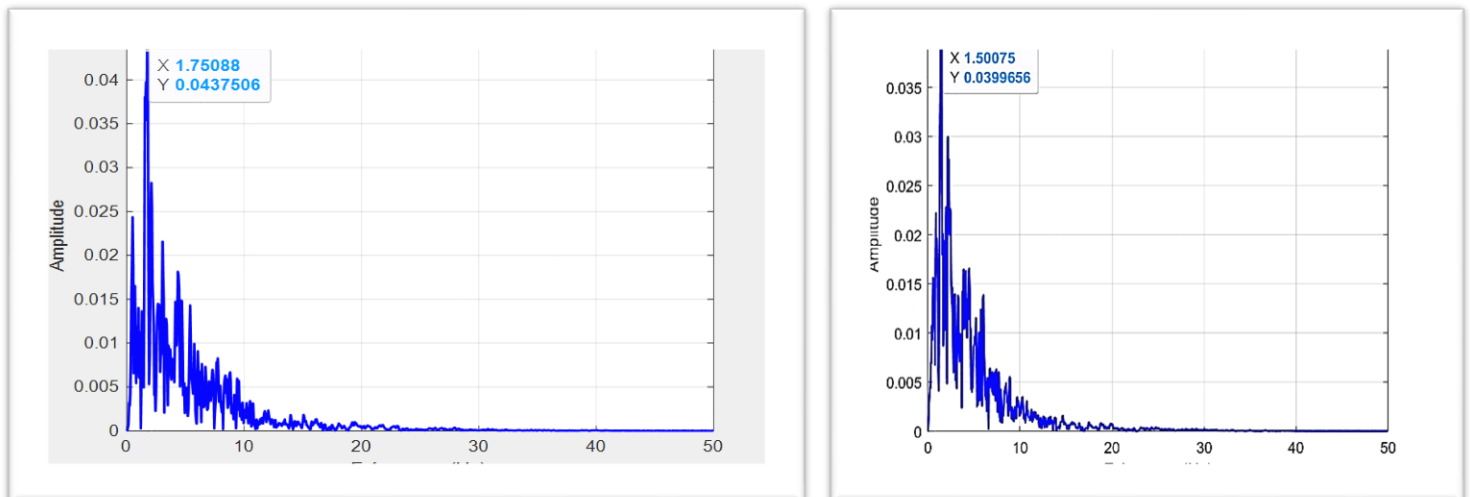


Figure VI. 10: le spectre fréquentiel de l'accélérogramme Northridge-01

➤ **Vérification de la compatibilité spectrale des accélérogrammes mis à l'échelle par rapport au spectre cible RPA 2024 :**

Après mise à l'échelle, les spectres de réponse individuels des six composantes (X et Y) ont été comparés au spectre cible RPA 2024 :

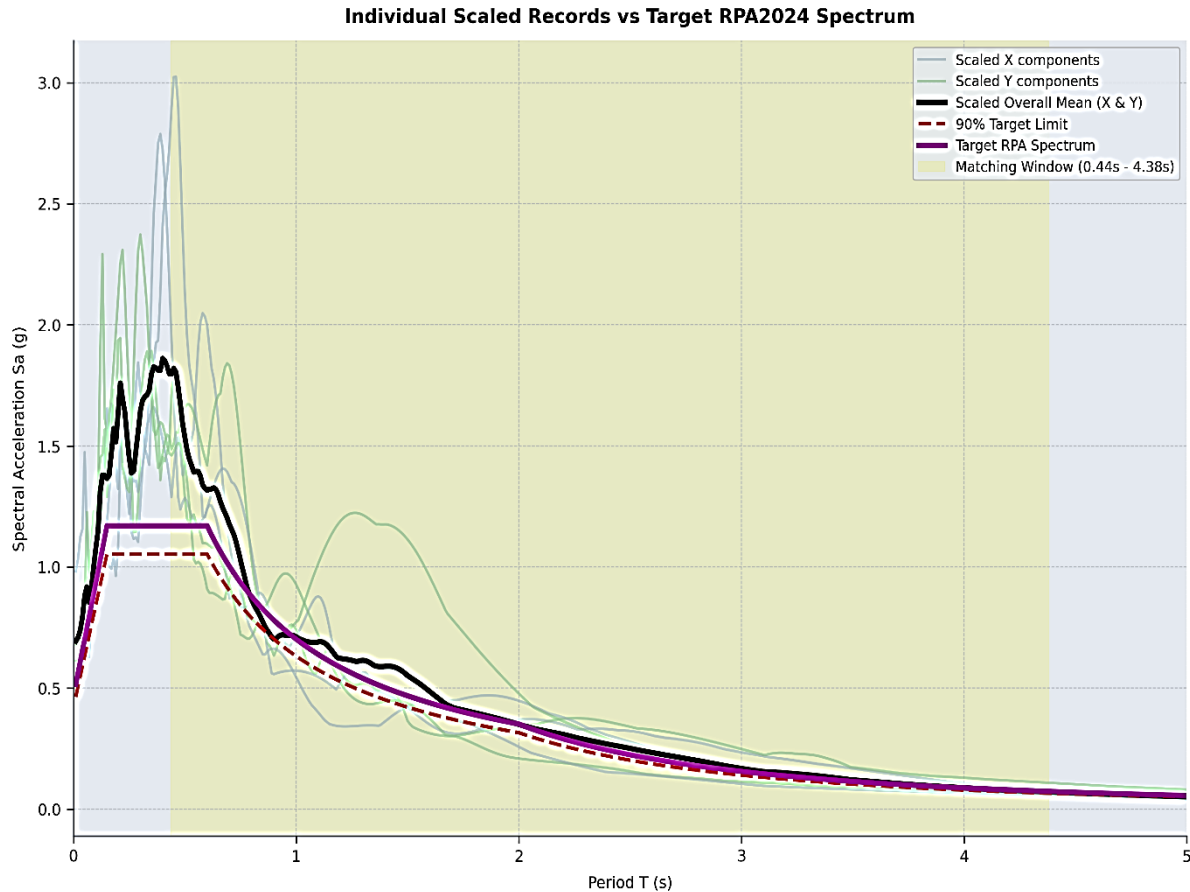


Figure VI. 11: Spectres de réponse individuels mis à l'échelle comparés au spectre

VI.4. APPLICATION DE LA METHODE FNA ET RESULTATS

VI.4.1. Définition des fonctions d'histoire temporelle et des cas de charge FNA

➤ **Définition des fonctions temporelles :**

La figure suivante présente l'ensemble des fonctions temporelles définies dans ETABS. On y retrouve la fonction RampTH (utilisée pour l'application progressive du poids propre) ainsi que les six composantes horizontales des trois accélérogrammes sélectionnés (composantes X et Y), importées au format ETABS depuis la base de données PEER.

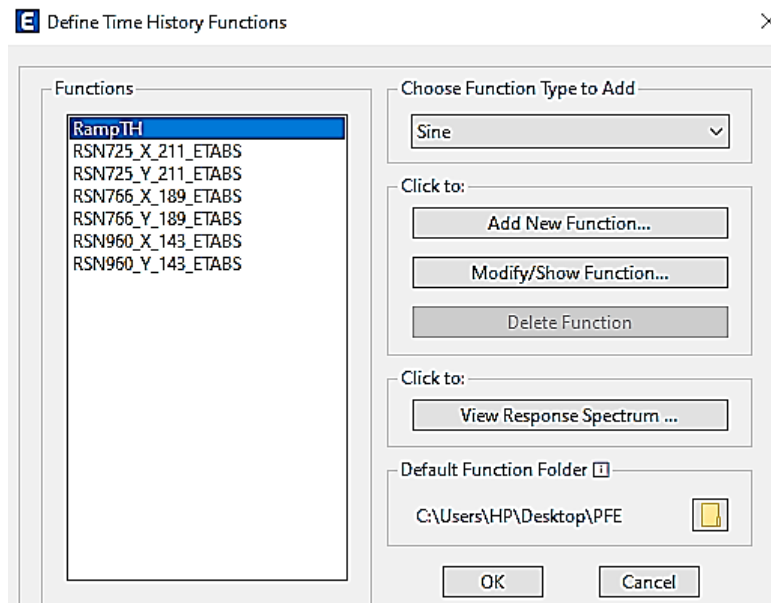


Figure VI. 12: Définition des fonctions d'histoire temporelle importées dans ETABS

La fonction RampTH est une rampe linéaire croissante de 0 à 1 entre $t = 0$ s et $t = 15$ s, puis constante à 1 jusqu'à $t = 30$ s. Elle permet d'appliquer progressivement et sans choc dynamique les charges de poids propre (G) et d'exploitation (Q) avant le déclenchement de l'excitation sismique, évitant ainsi toute oscillation parasite en début d'analyse.

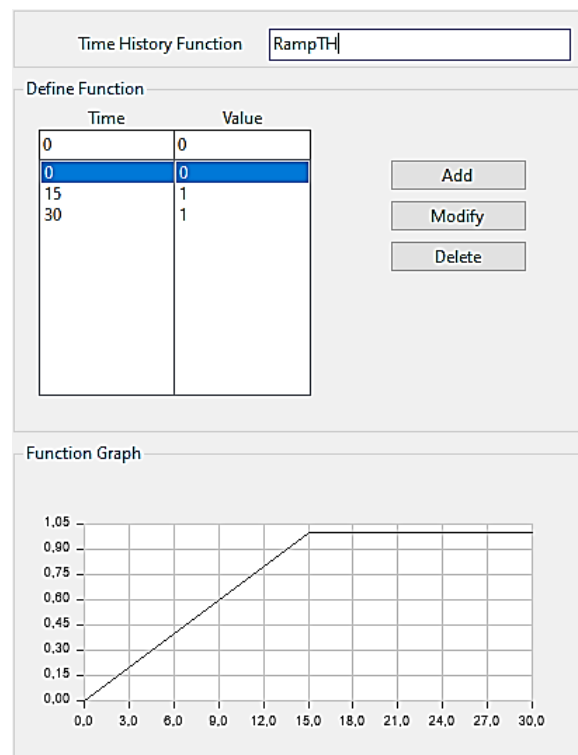


Figure VI. 13: Définition de la fonction RampTH

➤ **Définition des cas de charges FNA :**

- Le cas de charge PP dyn correspond à l'application dynamique du poids propre de la structure. Il est défini en Time History Non-Linéaire Modal (FNA), avec conditions initiales nulles (état non contraint). Les charges G et Q sont appliquées via la fonction RampTH avec des facteurs d'échelle de 1 et 0,3 respectivement.
- L'amortissement modal est fixé à 0,99 pour amortir rapidement les oscillations transitoires et stabiliser la structure avant l'analyse sismique. Ce cas sert de point de départ pour les trois cas FNA sismiques.

The screenshot shows the 'General' dialog box for defining a dynamic load case. The 'Load Case Name' is 'PP dyn'. The 'Load Case Type/Subtype' is 'Time History' and 'Nonlinear Modal (FNA)'. The 'Mass Source' is 'Previous (Masse)' and the 'Analysis Model' is 'Default'. The 'Initial Conditions' section has 'Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State' selected. The 'Loads Applied' table lists two loads: 'G' with function 'RampTH' and scale factor '1', and 'Q' with function 'RampTH' and scale factor '0,3'. The 'Other Parameters' section has 'Modal Load Case' set to 'Ritz', 'Number of Output Time Steps' set to '300', 'Output Time Step Size' set to '0,1' sec, 'Modal Damping' set to 'Constant at 0,99', and 'Nonlinear Parameters' set to 'Default'.

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Load Pattern	G	RampTH	1
Load Pattern	Q	RampTH	0,3

Figure VI. 14: Cas de charge PP dyn (Application dynamique des charges gravitaires)

- Le cas Ritz est un cas d'analyse modale utilisé comme base de projection pour la méthode FNA. Il est défini avec les accélérations UX et UY comme charges d'activation, un maximum de 20 modes et un minimum de 1 mode.

General

Load Case Name: Ritz

Load Case Type/Subtype: Modal Ritz

Mass Source: Masse

Analysis Model: Default

P-Delta/Nonlinear Stiffness

☒ Use Preset P-Delta Settings: None

☐ Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dyn. Par. Ratio, %
Acceleration	UX	0	99
Acceleration	UY	0	99

Other Parameters

Maximum Number of Modes: 20

Minimum Number of Modes: 1

OK Cancel

Figure VI. 15: Cas modal Ritz (Calcul des modes propres pour l'analyse FNA)

General

Load Case Name: FNA 725

Load Case Type/Subtype: Time History Nonlinear Modal (FNA)

Mass Source: Previous (Masse)

Analysis Model: Default

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: PP dyn

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	RSN725_X_211_ETA...	9810
Acceleration	U2	RSN725_Y_211_ETA...	9810

Other Parameters

Modal Load Case: Ritz

Number of Output Time Steps: 2230

Output Time Step Size: 0,1 sec

Modal Damping: Constant at 0,1

Nonlinear Parameters: Default

OK Cancel

Figure VI. 16: Paramétrage du cas de charge RSN 725

- Ce cas applique simultanément les deux composantes horizontales d'accélérogramme de Superstition Hills-02 (U1 → X, U2 → Y) avec un facteur d'échelle de 9810 (conversion en mm/s²). L'analyse continue depuis l'état final de PP dyn, intégrant ainsi les charges gravitaires comme conditions initiales. Le pas de temps de sortie est de 0,1 s pour 2230 pas, couvrant la durée totale de l'enregistrement. L'amortissement modal est de 10%.

General

Load Case Name: FNA 766

Load Case Type/Subtype: Time History | Nonlinear Modal (FNA)

Mass Source: Previous (Masse)

Analysis Model: Default

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: PP dyn

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	RSN766_X_189_ETA...	9810
Acceleration	U2	RSN766_Y_189_ETA...	9810

Other Parameters

Modal Load Case: Ritz

Number of Output Time Steps: 5001

Output Time Step Size: 0,05 sec

Modal Damping: Constant at 0,1

Nonlinear Parameters: Default

Figure VI. 17: Paramétrage du cas de charge RSN 766

- Ce cas applique les deux composantes de RSN766 avec le même facteur d'échelle de 9810, en continuant depuis PP dyn. Le nombre de pas est de 5001 avec un pas de temps de 0,05 s, reflétant la durée plus longue de l'enregistrement de Loma Prieta (environ 250 secondes).

General

Load Case Name: FNA 960

Load Case Type/Subtype: Time History | Nonlinear Modal (FNA)

Mass Source: Previous (Masse)

Analysis Model: Default

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: PP dyn

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	RSN960_X_143_ETA...	9810
Acceleration	U2	RSN960_Y_143_ETA...	9810

Other Parameters

Modal Load Case: Ritz

Number of Output Time Steps: 1999

Output Time Step Size: 0,1 sec

Modal Damping: Constant at 0,1

Nonlinear Parameters: Default

OK Cancel

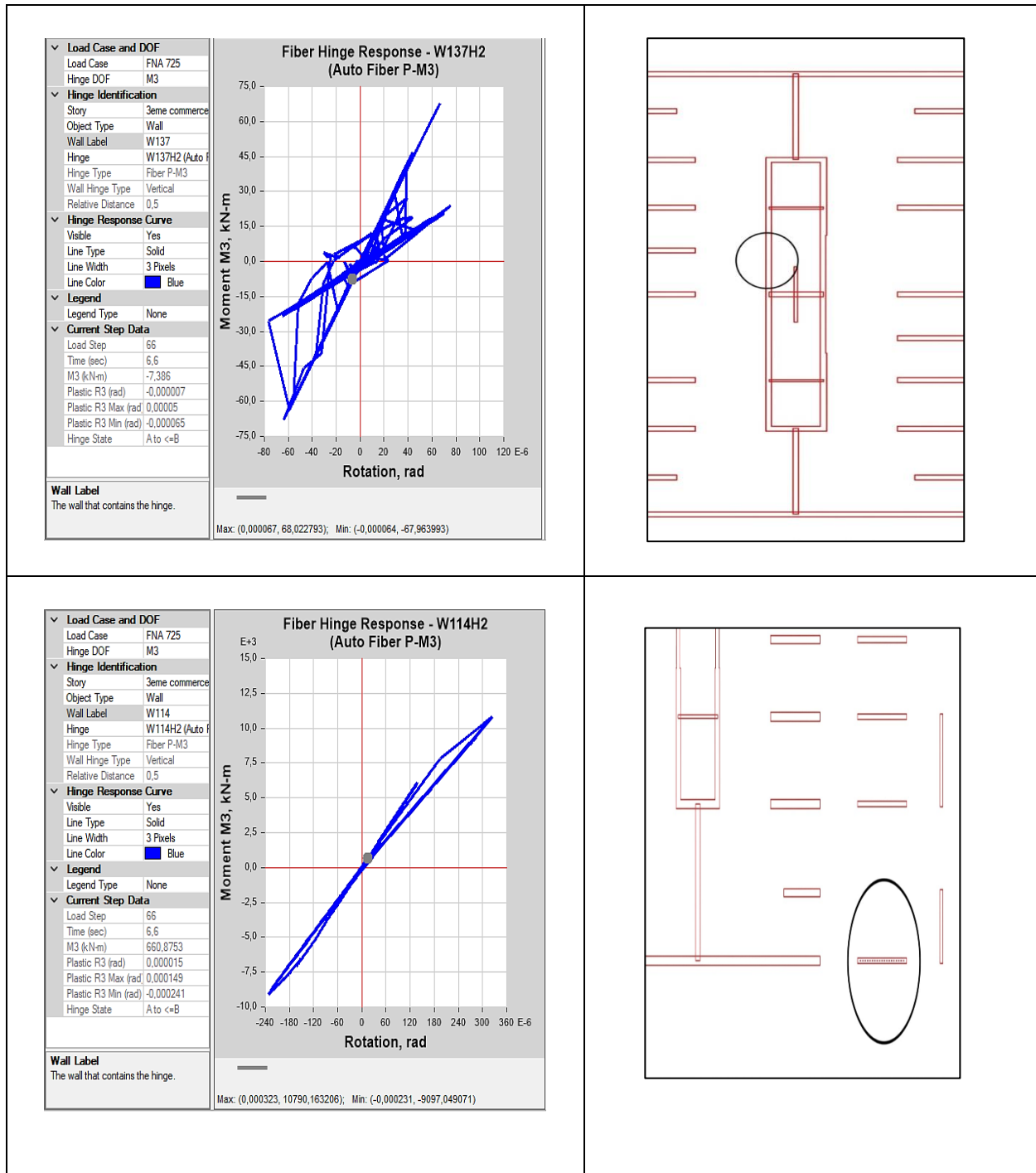
Figure VI. 18: Paramétrage du cas de charge RSN 960

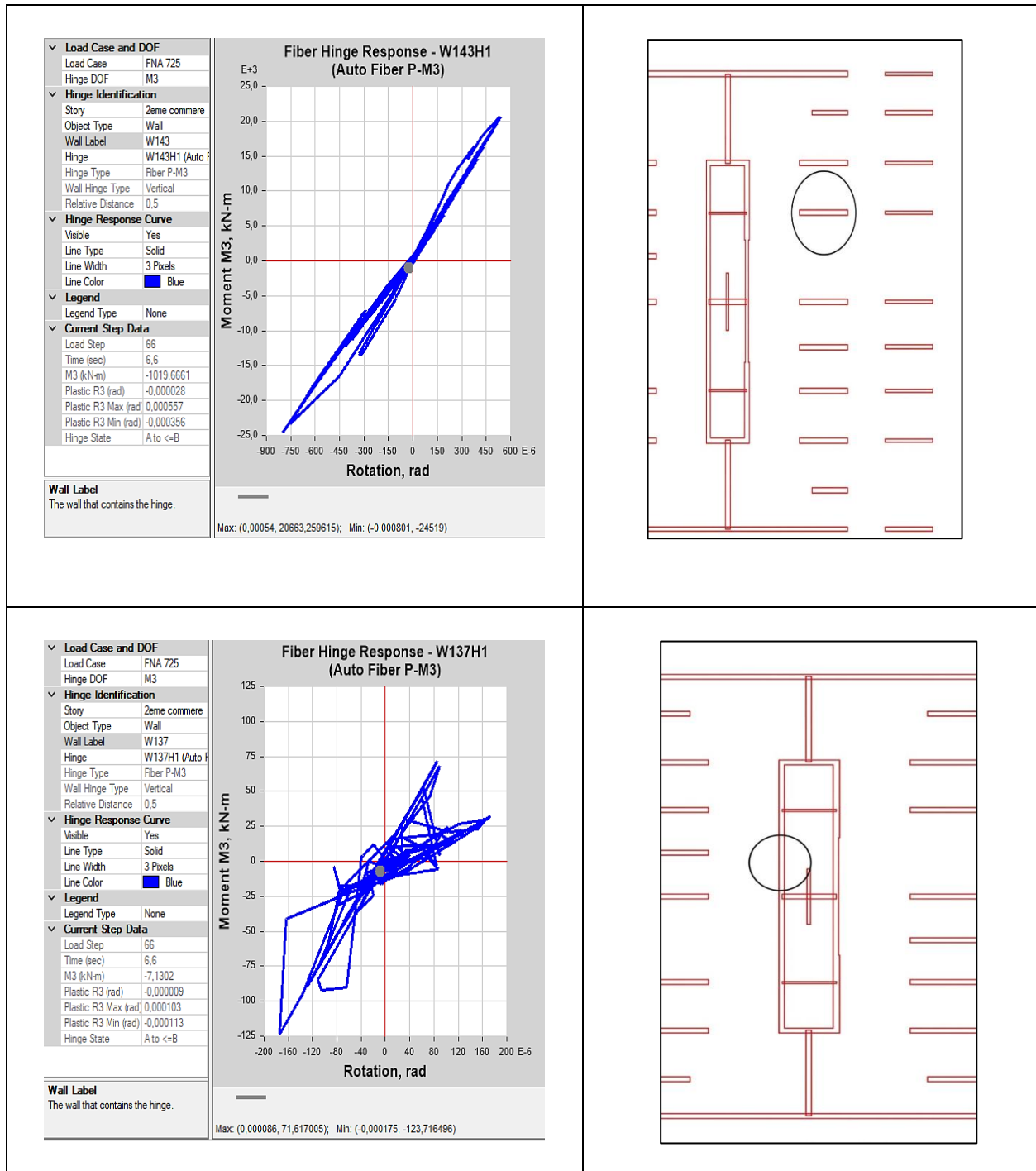
- Ce cas applique les deux composantes de RSN960 avec le facteur d'échelle de 9810, en continuant depuis PP dyn. Le nombre de pas est de 1999 avec un pas de 0,1 s, couvrant environ 200 secondes d'analyse. L'amortissement de 10% est identique aux deux autres cas FNA, assurant une cohérence méthodologique entre les trois analyses sismiques.

VI.4.2. Réponses des rotules plastiques

Les courbes suivantes représentent les réponses collectées au niveau des rotules plastiques préalablement définies dans le modèle numérique sous le séisme SUPERSTITION HILLS :

Tableau VI. 3 : La réponse de rotules de quelques voiles sous le séisme Superstition Hills-02



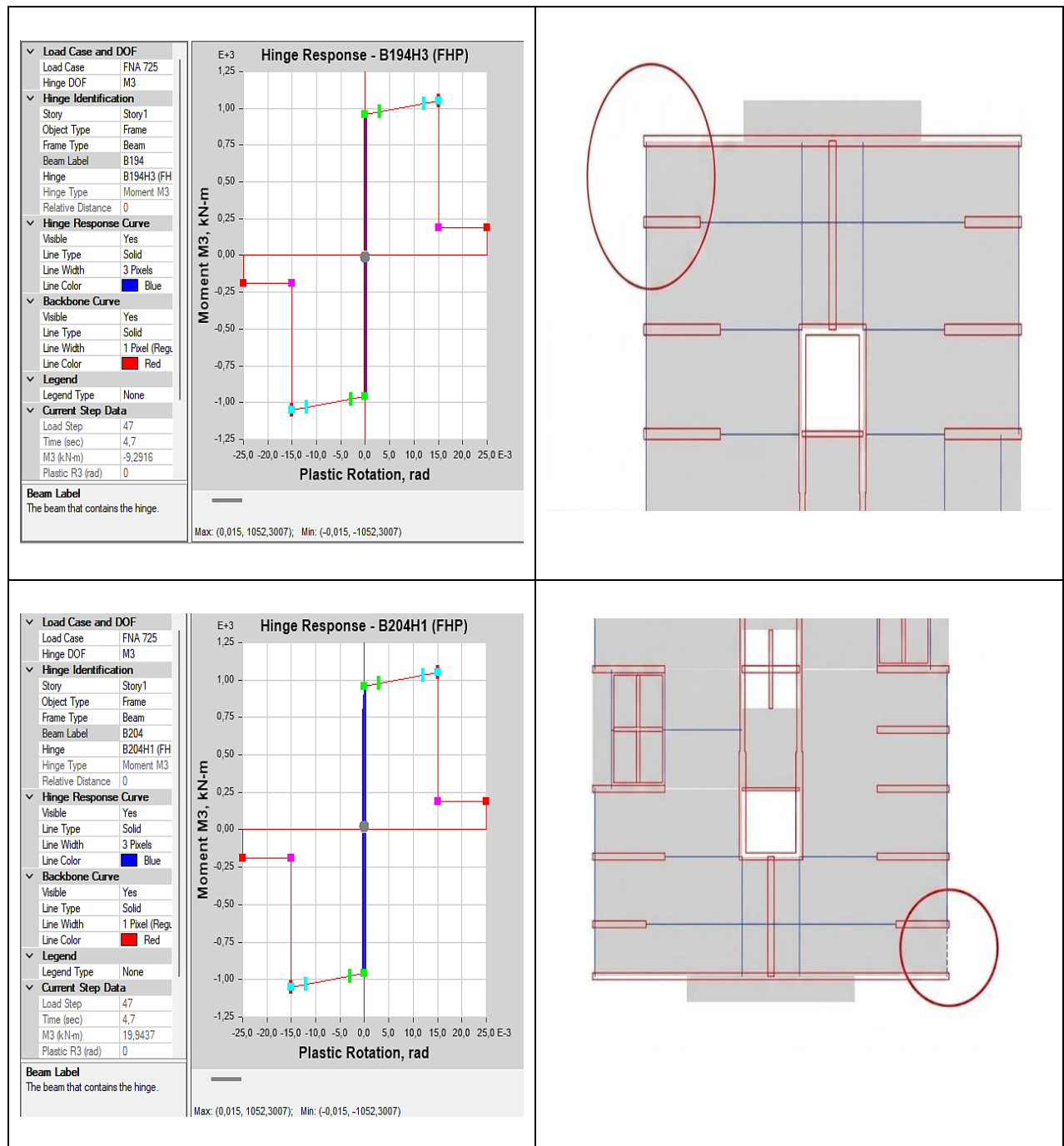


La même analyse des rotules plastiques dans les poutres est réalisée et plusieurs courbes sont présentées ci-dessous. La première figure représente la courbe hystérésis d'une rotule de type FHP (Frame Hinge Properties) sur poutre, de type Moment M3. La courbe de réponse (bleue) est confondue avec l'axe vertical, indiquant que la poutre B194 reste en domaine élastique avec une rotation plastique nulle (Plastic R3 = 0). La courbe backbone (rouge) montre la capacité disponible avec des rotations plastiques admissibles de $\pm 15 \times 10^{-3}$ rad et une résistance de ± 1052 KN.m, largement non atteintes.

Identique à la figure précédente, la rotule de la poutre B204 présente une rotation plastique nulle (Plastic R3 = 0), avec une réponse strictement élastique. La backbone curve indique une

capacité de $\pm 1\,052\text{ KN.m}$ pour $\pm 15 \times 10^{-3}\text{ rad}$, très loin d'être mobilisée. Cela confirme que les poutres du Story 1 restent bien en domaine élastique sous le séisme Superstition Hills-02, ce qui est cohérent avec une conception où la plastification est concentrée dans les voiles plutôt que dans les poutres

Tableau VI. 4 : La réponse de rotules des poutres



➤ **Interprétation**

L'absence de non-linéarités significatives observée lors des analyses temporelles non linéaires peut effectivement s'expliquer, en grande partie, par l'inadéquation entre le contenu fréquentiel des accélérogrammes utilisés et la période fondamentale de la structure.

En effet, la transformation de Fourier révèle que l'énergie sismique des signaux d'excitation est concentrée dans la plage de 0,5 à 1 Hz, ce qui correspond à des périodes comprises entre 1 et 2 secondes. Or, la période fondamentale du bâtiment R+33 se situe aux alentours de 2 secondes, ce qui place la structure à la limite supérieure, voire en dehors, de la bande fréquentielle énergétiquement significative des accélérogrammes. Cette situation implique que la structure n'a pas été soumise à une excitation résonante optimale : les modes propres qui ont les facteurs de participation massique les plus élevés, et donc les plus contributifs, n'ont été que partiellement sollicités par les fréquences dominantes du signal. Par conséquent, les niveaux de déformation imposés aux éléments structuraux sont restés au-dessous des seuils d'activation des mécanismes non linéaires, tels que la plastification des rotules.

Il convient donc, avant de conclure sur le comportement réel de la structure, de vérifier la compatibilité spectrale des accélérogrammes avec le spectre cible de la réglementation applicable, et d'envisager l'utilisation de signaux dont le contenu fréquentiel couvre effectivement la plage autour de 0,5 Hz (soit des périodes proches de 2 secondes), afin de solliciter pleinement le mode fondamental et d'obtenir une évaluation fiable du niveau de non-linéarité structurale.

VI.4.3. Déplacements minimaux et maximaux par niveau

➤ En direction X

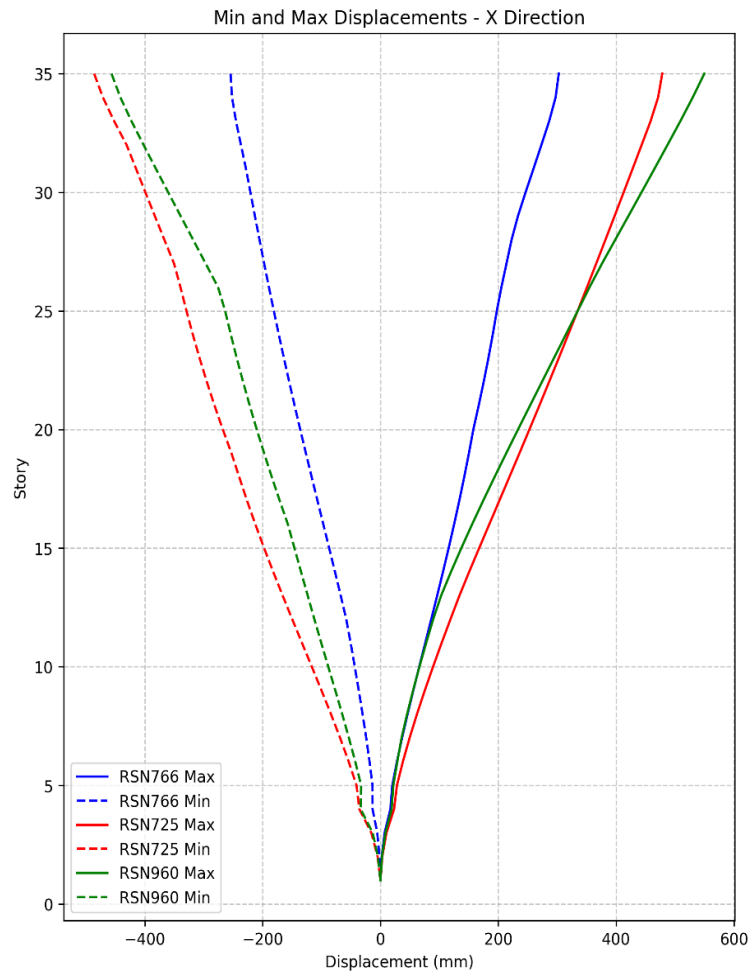


Figure VI. 19: Déplacements minimaux et maximaux par niveau (Direction X), pour les trois accélérogrammes (RSN725, RSN766, RSN960)

- RSN960 est le séisme gouvernant en X Bien que sa magnitude soit intermédiaire, il génère les déplacements les plus importants ($\sim +550$ mm au sommet). Cela s'explique par la compatibilité de son contenu fréquentiel avec la période fondamentale de la structure en X.
- RSN725 est presque aussi critique Avec $\sim +480$ mm, il reste très proche de RSN960 et confirme la sévérité de ces deux enregistrements dans cette direction.
- RSN766 est nettement moins critique en X Seulement $\sim +280$ mm, alors qu'il domine en direction Y. Cela illustre l'effet de la directionnalité des composantes sismiques.
- Légère dissymétrie Max/Min Le déplacement positif dépasse légèrement le négatif en valeur absolue, traduisant une asymétrie du signal temporel combinée à la non-linéarité du comportement structural.

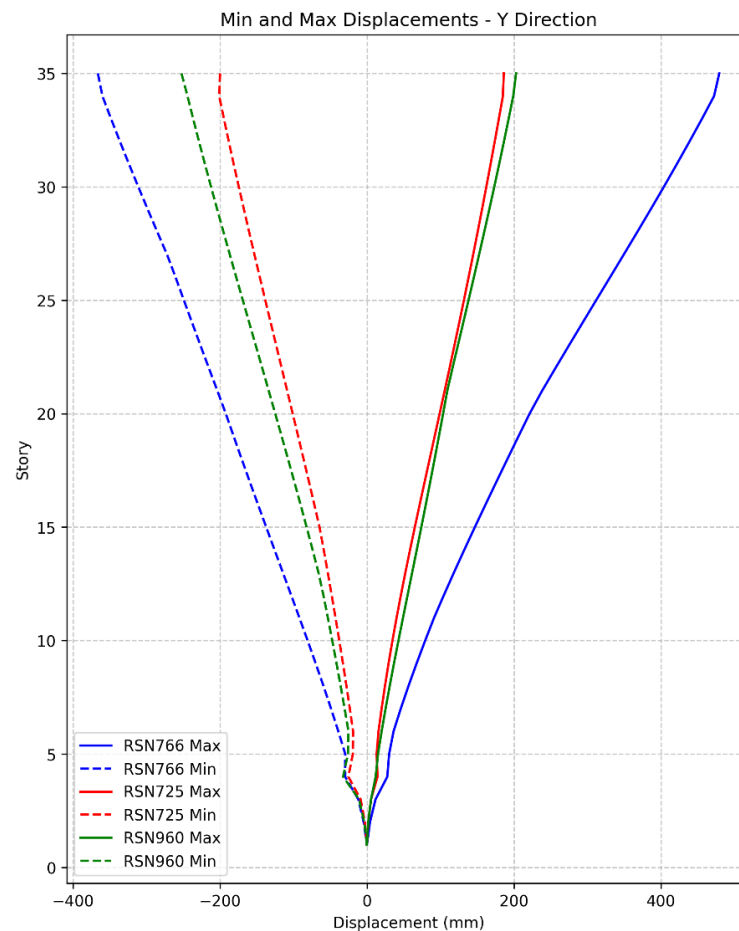
➤ En direction Y

Figure VI. 20: Déplacements minimaux et maximaux par niveau (Direction Y), pour les trois accélérogrammes (RSN725, RSN766, RSN960)

- RSN766 est le séisme gouvernant en Y, avec une magnitude plus élevée des trois et une distance de seulement 10,38 km, RSN766 génère un déplacement maximal de +480 mm au sommet en Y. Sa composante horizontale Y est bien accordée avec la période propre de la structure dans cette direction.
- RSN725 et RSN960 sont nettement moins critiques en Y, leurs déplacements positifs n'atteignent que $\sim +200$ mm, soit 2 fois moins que RSN766. En revanche, leurs déplacements négatifs (~ -200 à -250 mm) restent significatifs, révélant une réponse fortement asymétrique entre les deux sens de sollicitation.
- Dissymétrie Max/Min très prononcée pour RSN766 L'écart entre +480 mm (Max) et -370 mm (Min) est important, ce qui peut traduire un effet de cumul de déformation plastique dans un sens privilégié, lié à la nature du signal sismique de Loma Prieta.

➤ Implications réglementaires (RPA 2024)

Avec seulement 3 accélérogrammes, le RPA 2024 impose de retenir la valeur maximale parmi les trois analyses (et non la moyenne). Les courbes à retenir pour le dimensionnement sont donc :

Tableau VI. 5: Les déplacements maximaux pour chaque accélérogramme

Accélérogramme	Déplacement maximal (mm) Selon x-x	Déplacement maximal (mm) Selon y-y
Superstition Hills-02	486	200
Loma prieta	303	480
Northridge-01	550	253
La valeur maximale de tous les accélérogrammes	550	480

➤ Résultat :

La direction X est plus sollicitée que la direction Y pour deux des trois séismes. Le séisme Northridge-01 constitue le cas de chargement le plus défavorable en X, non pas en raison de sa magnitude, mais de la compatibilité de son contenu spectral avec la période propre de la structure. Ce résultat souligne l'importance du choix et de la diversité des accélérogrammes dans une analyse NLTHA.

VI.4.4. Déplacements inter-étages (inter-story drift)

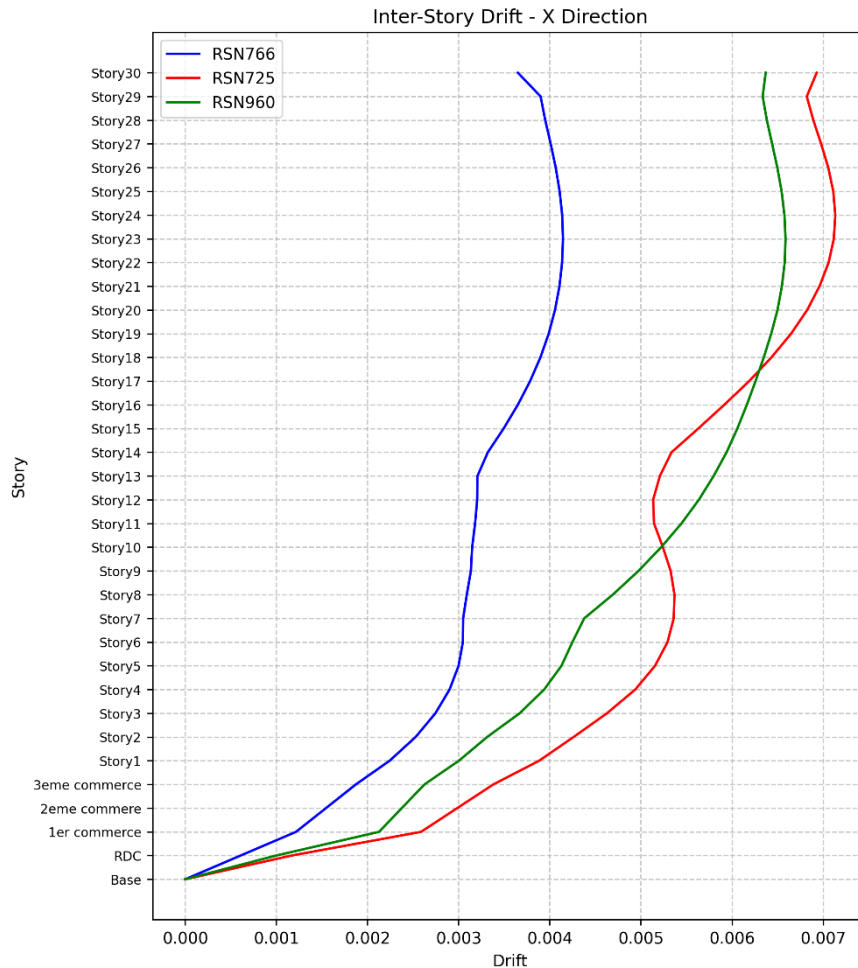
➤ En direction X

Figure VI. 21: Déplacements inter-étages maximales en direction X

Cette figure présente les dérivées inter-étages maximales en direction X pour les trois séismes. Les valeurs sont nulles à la base et croissent progressivement vers le haut, avec un pic marqué aux niveaux supérieurs (Story 29-30) pour tous les séismes. En direction X, RSN725 (rouge) et RSN960 (vert) sont les plus critiques, atteignant respectivement $\sim 0,0072$ et $\sim 0,0065$ au sommet, tandis que RSN766 (bleu) est le moins sévère avec $\sim 0,0038$. On note une inflexion notable autour des niveaux commerciaux (1er, 2ème, 3ème commerce), traduisant un changement de rigidité à ces niveaux.

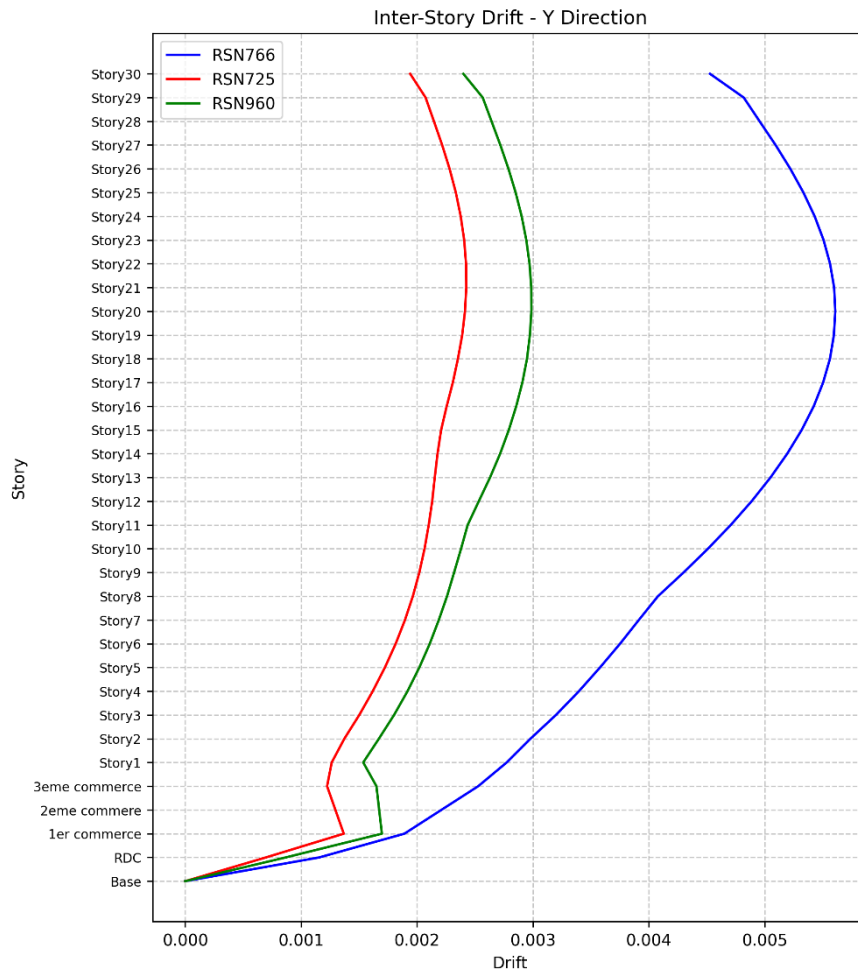
➤ En direction Y

Figure VI. 22: Déplacements inter-étages maximaux en direction Y

En direction Y, la hiérarchie des séismes est inversée par rapport à X : c'est RSN766 (bleu) qui gouverne avec une dérive maximale atteignant $\sim 0,0055$ au sommet (Story 29-30), suivi de RSN960 (vert) à $\sim 0,0026$ et RSN725 (rouge) à $\sim 0,0022$. Les profils présentent une forme plus prononcée en S comparée à X, avec une croissance accélérée à partir de Story 1 et un maximum net aux derniers niveaux. On observe également une discontinuité au niveau du 1er commerce, visible pour RSN960 (vert), qui reflète probablement un changement de section ou de rigidité à ce niveau.

VI.4.5. Déplacements temporels du sommet (time history plot)

➤ L'accélérogramme « Superstition Hills » ($M_w = 6,64$)

Le signal débute de façon progressive des $t = 3$ s, avec une montée en amplitude rapide atteignant les premiers pics significatifs autour de $t = 5$ à 8 s. La phase la plus intense s'étend de $t = 5$ s à $t = 22$ s, ce qui représente une durée d'excitation relativement longue comparée aux deux autres séismes. Cette durée étalée est caractéristique de l'enregistrement de Superstition Hills.

Après $t = 22$ s, les oscillations s'amortissent progressivement. La courbe u_x (bleue) tend vers une valeur légèrement positive non nulle, indiquant un déplacement résiduel faible mais perceptible en X. La courbe u_y (verte) revient pratiquement à zéro, sans résiduel notable. Ce faible résiduel en X est cohérent avec l'état des rotules plastiques observé, confirmant que la structure a subi quelques déformations plastiques légères sans endommagement significatif.

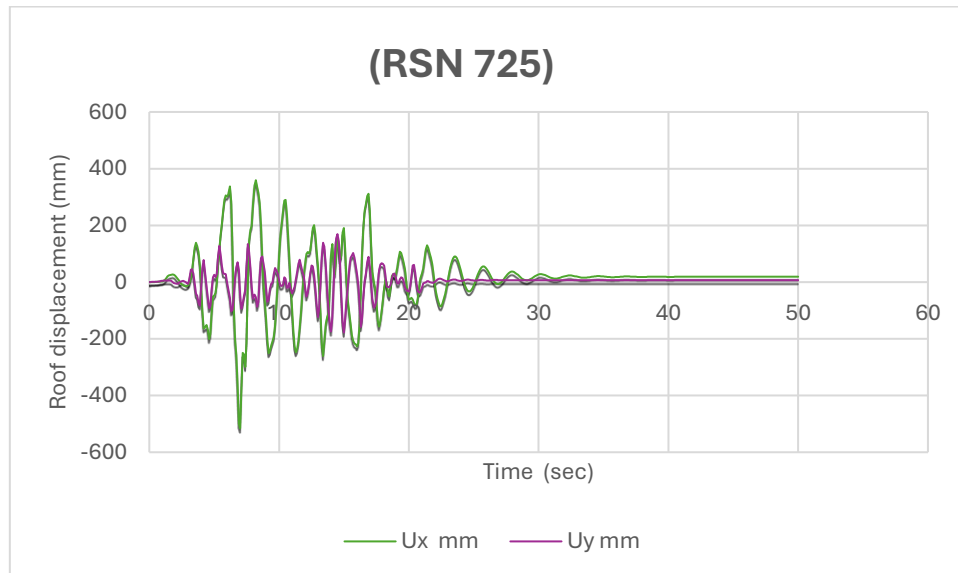


Figure VI. 23: Historique temporel des déplacements au sommet selon X et Y (RSN 725)

➤ L'accélérogramme « Loma Prieta » ($M_w = 6,93$)

L'excitation démarre brusquement à $t \approx 3$ s avec une montée en amplitude très rapide, atteignant les pics maximaux dès $t = 4$ à 6 s. La phase intense est la plus courte des trois séismes, concentrée entre $t = 3$ s et $t = 12$ s environ, ce qui reflète le caractère impulsif et énergétique du séisme de Loma Prieta, lié à sa forte magnitude ($M_w = 6,93$) et sa faible distance épacentrale (10,38 km).

Après $t = 15$ s pour U_y et $t = 20$ s pour U_x , les oscillations déclinent nettement. La courbe u_y (verte) atteint un résiduel strictement nul, avec une convergence rapide et nette vers l'axe zéro. En revanche, la courbe U_x (bleue) présente un déplacement résiduel positif perceptible, se stabilisant autour d'une valeur légèrement positive après $t = 30$ s. Ce résiduel en X est le plus marqué des trois séismes.

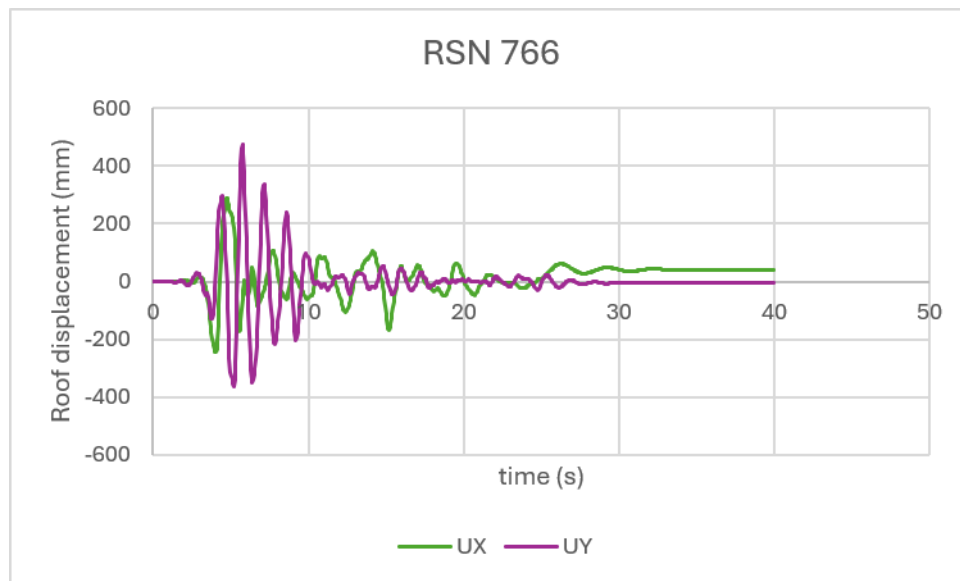


Figure VI. 24: Historique temporel des déplacements au sommet selon X et Y (RSN 766)

➤ L'accélérogramme « Northridge-01 » ($M_w = 6,69$)

L'excitation s'amorce à $t \approx 2$ s et monte très rapidement vers les amplitudes maximales atteintes entre $t = 5$ s et $t = 10$ s. La phase sismique significative s'étend de $t = 2$ s à $t = 15$ s, avec une intensité extrêmement concentrée dans cet intervalle. C'est le séisme qui génère les déplacements absolus les plus élevés parmi les trois cas.

Après $t = 15$ s, les oscillations décroissent rapidement. La structure revient vers un état proche de l'équilibre avec un déplacement résiduel quasi nul dans les deux directions X et Y. La courbe U_x (bleue) oscille légèrement autour de zéro après $t = 25$ s avant de se stabiliser. L'absence de résiduel significatif confirme que FNA 960 n'a pas entraîné de plastification cumulée notable, malgré ses pics importants, la réponse est restée majoritairement élastique ou quasi-élastique.

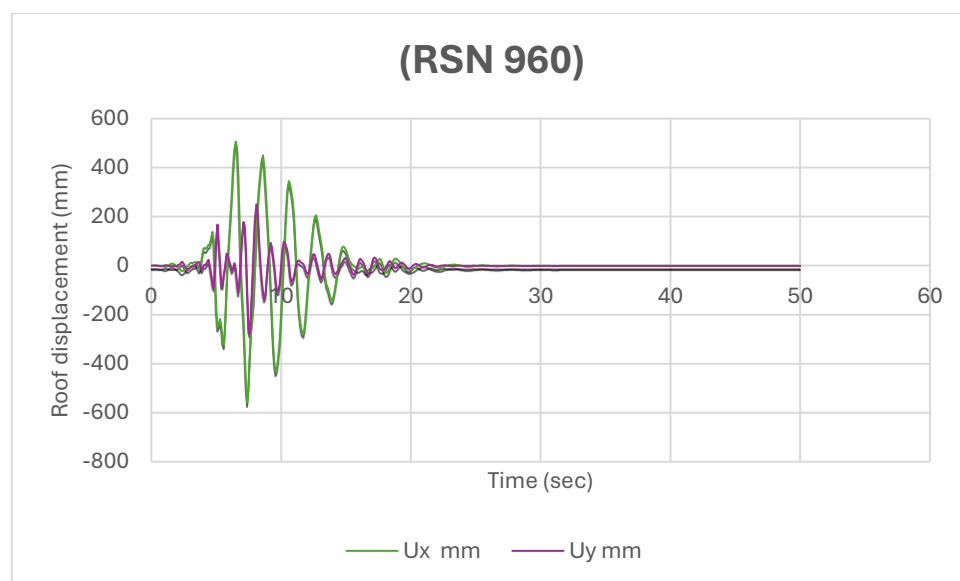


Figure VI. 25: Historique temporel des déplacements au sommet selon X et Y (RSN 960)

➤ Résultat

Les historiques temporels de déplacement au sommet obtenus pour les trois cas FNA montrent une réponse structurale dominée par le premier mode de vibration, avec une phase sismique intense concentrée dans les premières secondes suivies d'un amortissement progressif. Le séisme Northridge-01 génère les déplacements absolus les plus élevés au sommet (−558 mm en direction X), constituant ainsi le cas dimensionnant pour le contrôle des déplacements maximaux conformément au RPA 2024. Le séisme Superstition Hills se distingue par la durée la plus longue de sa phase d'excitation (~22 s), impliquant un nombre de cycles de sollicitation plus important. Quant au séisme Loma Prieta, bien que ses pics de déplacement soient les plus modérés des trois, il présente le résiduel de déplacement le plus significatif en direction X, traduisant une accumulation de déformation plastique unilatérale liée à l'asymétrie directionnelle de son signal. Dans les trois cas, la direction Y s'amortit plus rapidement et ne présente aucun résiduel notable. L'ensemble de ces résultats confirme un comportement structural globalement satisfaisant, cohérent avec l'état des rotules plastiques relevé, sans endommagement structurel significatif sous les trois séismes analysés.

VI.5. Etude comparative

L'objet de cette partie consiste à faire une étude comparative entre les résultats déduite de l'analyse adoptées dans le cadre de ce projet de fin d'études, à savoir la méthode modale spectrale et l'analyse temporelle non linéaire (NLTHA - FNA). Cette comparaison porte sur deux paramètres essentiels : les déplacements d'étage et les déplacements inter-étages, évalués pour chacune des deux méthodes.

VI.5.1. Variation des déplacements en fonction de la hauteur

➤ Dans le sens x-x

Tableau VI. 6: Les déplacements des étages dans le sens x-x

Niveau	Hauteur (m)	déplacement selon x-x (mm)	
		l'analyse dynamique modale spectrale	l'analyse dynamique temporelle
Terrasse	118,32	535,37	549,72
Etage 32	114,92	518,7	530,042
Etage 31	111,52	502,1	509,048
Etage 30	108,12	485,5	487,259
Etage 29	104,72	468,8	465,281
Etage 28	101,32	451,9	443,13
Etage 27	97,92	434,8	420,851
Etage 26	94,52	417,6	398,499

Etage 25	91,12	400,3	376,137
Etage 24	87,72	382,8	354,918
Etage 23	84,32	365,3	334,778
Etage 22	80,92	347,7	318,689
Etage 21	77,52	330,1	306,841
Etage 20	74,12	312,5	294,529
Etage 19	70,72	294,8	281,421
Etage 18	67,32	277,2	267,504
Etage 17	63,92	259,7	252,792
Etage 16	60,52	242,2	239,707
Etage 15	57,12	224,8	226,387
Etage 14	53,72	207,5	212,259
Etage 13	50,32	190,3	197,409
Etage 12	46,92	173,3	181,941
Etage 11	43,52	156,4	165,97
Etage 10	40,12	139,8	149,63
Etage 09	36,72	123,5	133,068
Etage 08	33,32	107,6	116,455
Etage 07	29,92	92,1	99,984
Etage 06	26,52	77,2	83,883
Etage 05	23,12	63,2	68,41
Etage 04	19,72	50,1	53,865
3eme commerce	16,32	38,3	40,586
2eme commerce	12,92	28,4	35,811
1er commerce	8,16	17,7	15,413
RDC	4,08	9,8	4,823
Base	0	0	0,0001325

- Les résultats sont présentés graphiquement sous forme de courbes pour chacune des deux méthodes :

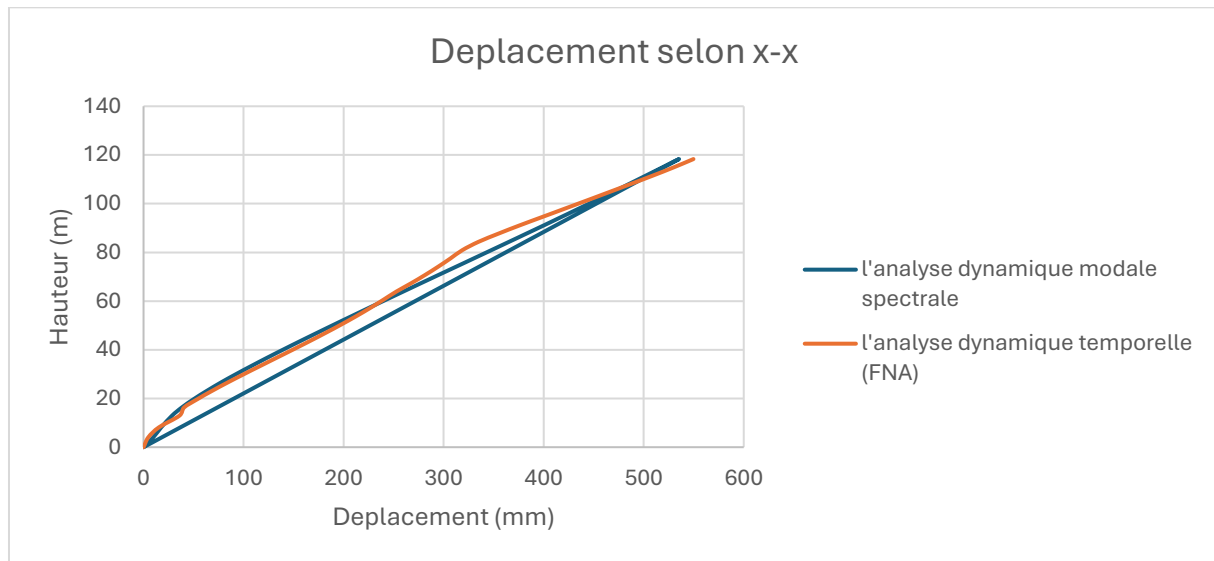


Figure VI. 26: Les déplacements des étages dans le sens x-x

➤ Dans le sens y-y

Tableau VI. 7 : Les déplacements des étages dans le sens y-y

Niveau	Hauteur (m)	déplacement selon y-y (mm)	
		l'analyse dynamique modale spectrale	l'analyse dynamique temporelle
Terrasse	118,32	321,1	479,446
Etage 32	114,92	311,7	472,35
Etage 31	111,52	302,3	455,921
Etage 30	108,12	292,8	438,983
Etage 29	104,72	283,1	421,659
Etage 28	101,32	273,2	404,01
Etage 27	97,92	263,2	385,999
Etage 26	94,52	253,1	367,702
Etage 25	91,12	242,9	349,2
Etage 24	87,72	232,6	330,574

Etage 23	84,32	222,2	311,904
Etage 22	80,92	211,7	293,267
Etage 21	77,52	201,2	274,729
Etage 20	74,12	190,7	256,35
Etage 19	70,72	180,2	238,192
Etage 18	67,32	169,7	221,321
Etage 17	63,92	159,2	206,175
Etage 16	60,52	148,8	191,133
Etage 15	57,12	138,4	176,216
Etage 14	53,72	128,2	161,45
Etage 13	50,32	118,1	146,867
Etage 12	46,92	108,2	132,508
Etage 11	43,52	98,4	118,423
Etage 10	40,12	88,8	104,666
Etage 09	36,72	79,5	91,816
Etage 08	33,32	70,5	80,702
Etage 07	29,92	61,7	69,786
Etage 06	26,52	53,2	59,136
Etage 05	23,12	45,2	48,82
Etage 04	19,72	37,5	38,923
3eme commerce	16,32	31,4	30,222
2eme commerce	12,92	24,5	32,381
1er commerce	8,16	16	11,75
RDC	4,08	9,5	4,447
Base	0	0	0,0002043

- Les résultats sont présentés graphiquement sous forme de courbes pour chacune des deux méthodes :

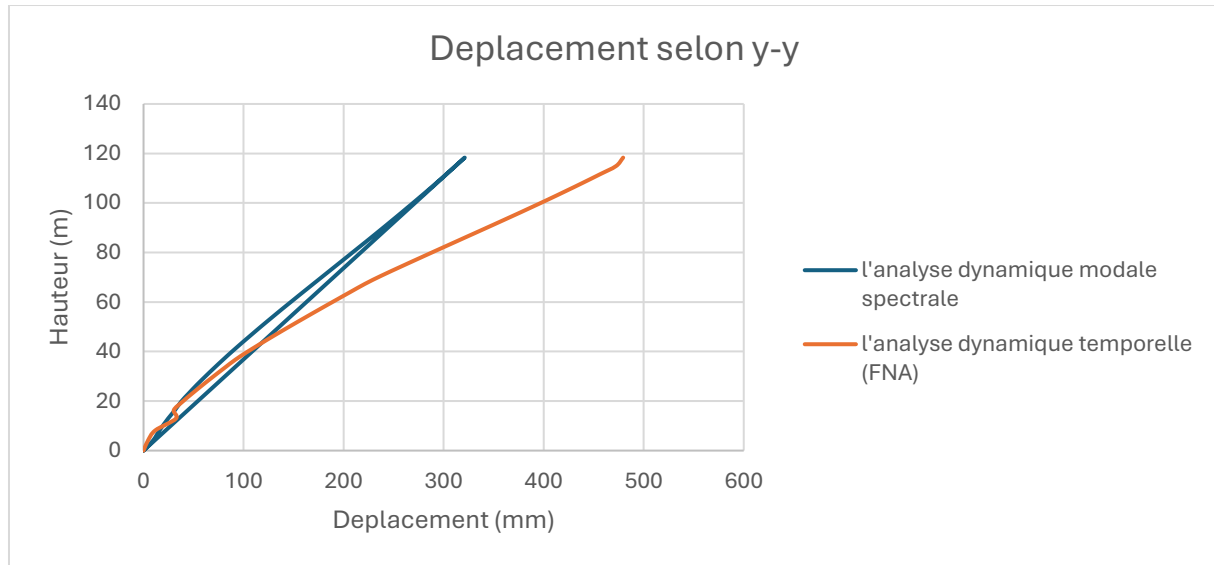


Figure VI. 27: Les déplacements des étages dans le sens y-y

❖ À partir des deux graphes qui précèdent, on peut constater que les déplacements obtenus par les deux méthodes sont globalement comparables dans le sens x-x, avec une très bonne concordance sur toute la hauteur du bâtiment. En revanche, dans le sens y-y, la NLTHA (FNA) produit des déplacements nettement plus importants que ceux donnés par l'analyse modale spectrale, traduisant une meilleure prise en compte du comportement non linéaire de la structure.

VI.5.2. Les déplacements inter étages

❖ Justification de la sécurité

Il faut vérifier les déplacements inter étages de la tour vis-à-vis des prescriptions du RPA2024. Cette vérification se fera pour les deux limites suivantes :

- Justification de non-effondrement : $\Delta_k \leq \overline{\Delta_k} = 0,015 h_e$
- Justification de limitations de dommages : $\vartheta_A \Delta_k \leq \overline{\Delta_k} = 0,005 . h_k$

Avec : $\vartheta_A \rightarrow$ Facteur réducteur pris égal à 0.5

Tableau VI. 8 : Les valeurs limites de justification de sécurité

Justification	Non-effondrement	Limitation des dommages
La valeur limite	51 mm	17 mm

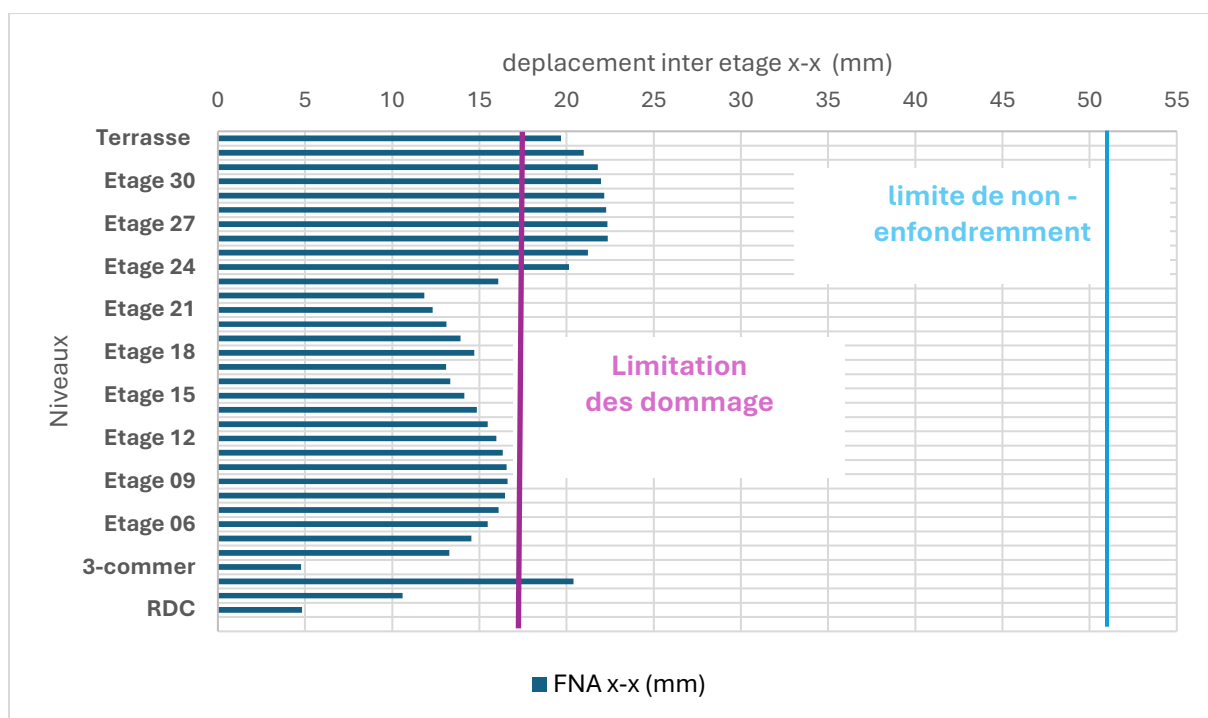


Figure VI. 28: Vérification des déplacements inter étages sens x-x

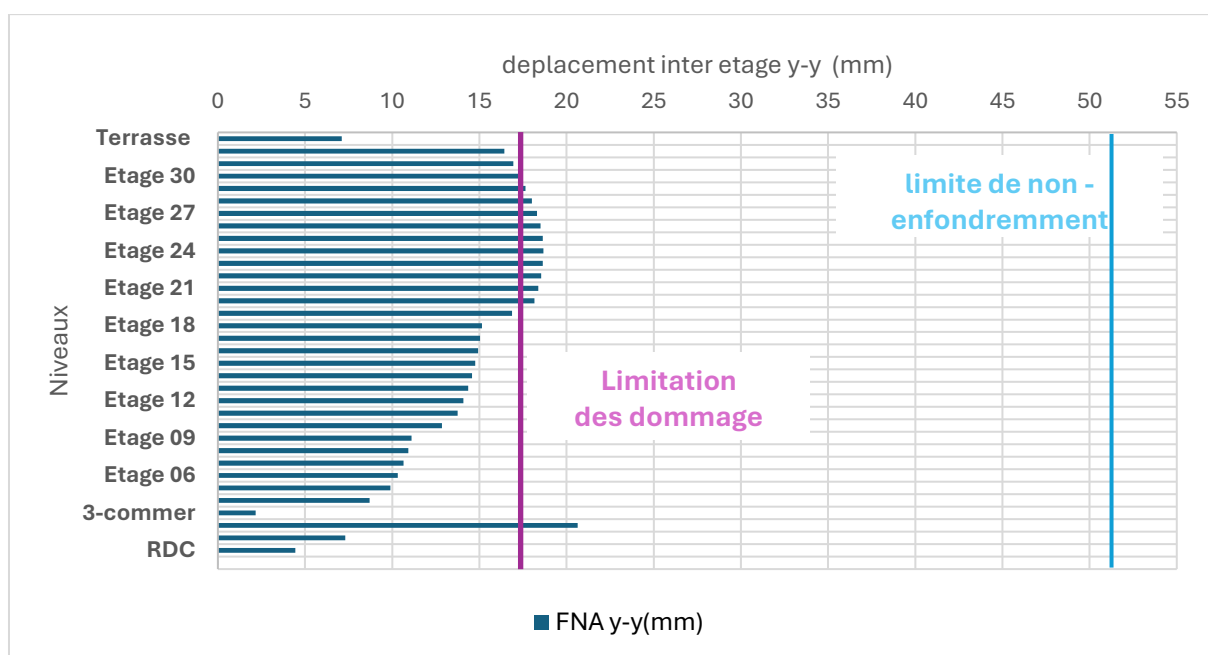


Figure VI. 29: Vérification des déplacements inter étages sens y-y

❖ Comparaison des déplacements inter-étages entre les deux analyses dynamiques

Les déplacements inter étages obtenus pour les deux types d'analyses sont récapitulés dans les tableaux suivants :

➤ Le sens x-x

Tableau VI. 9: Les déplacements inter-étages dans le sens x-x

Niveaux	Hauteur	l'analyse dynamique modale spectrale	l'analyse dynamique temporelle (FNA)
Terrasse	118,32	16,7	19,678
Etage 32	114,92	16,6	20,994
Etage 31	111,52	16,6	21,789
Etage 30	108,12	16,7	21,978
Etage 29	104,72	16,9	22,151
Etage 28	101,32	17,1	22,279
Etage 27	97,92	17,2	22,352
Etage 26	94,52	17,3	22,362
Etage 25	91,12	17,4	21,219
Etage 24	87,72	17,5	20,14
Etage 23	84,32	17,6	16,089
Etage 22	80,92	17,6	11,848
Etage 21	77,52	17,6	12,312
Etage 20	74,12	17,6	13,108
Etage 19	70,72	17,6	13,917
Etage 18	67,32	17,5	14,712
Etage 17	63,92	17,5	13,085
Etage 16	60,52	17,4	13,32
Etage 15	57,12	17,3	14,128
Etage 14	53,72	17,2	14,85
Etage 13	50,32	17	15,468
Etage 12	46,92	16,9	15,971

Etage 11	43,52	16,6	16,34
Etage 10	40,12	16,3	16,562
Etage 09	36,72	15,9	16,613
Etage 08	33,32	15,5	16,471
Etage 07	29,92	14,9	16,101
Etage 06	26,52	14,1	15,473
Etage 05	23,12	13,1	14,545
Etage 04	19,72	11,8	13,279
3eme commerce	16,32	9,9	4,775
2eme commerce	12,92	10,7	20,938
1er commerce	8,16	7,9	10,59
RDC	4,08	5,8	4,8228675
Base	0	0	0

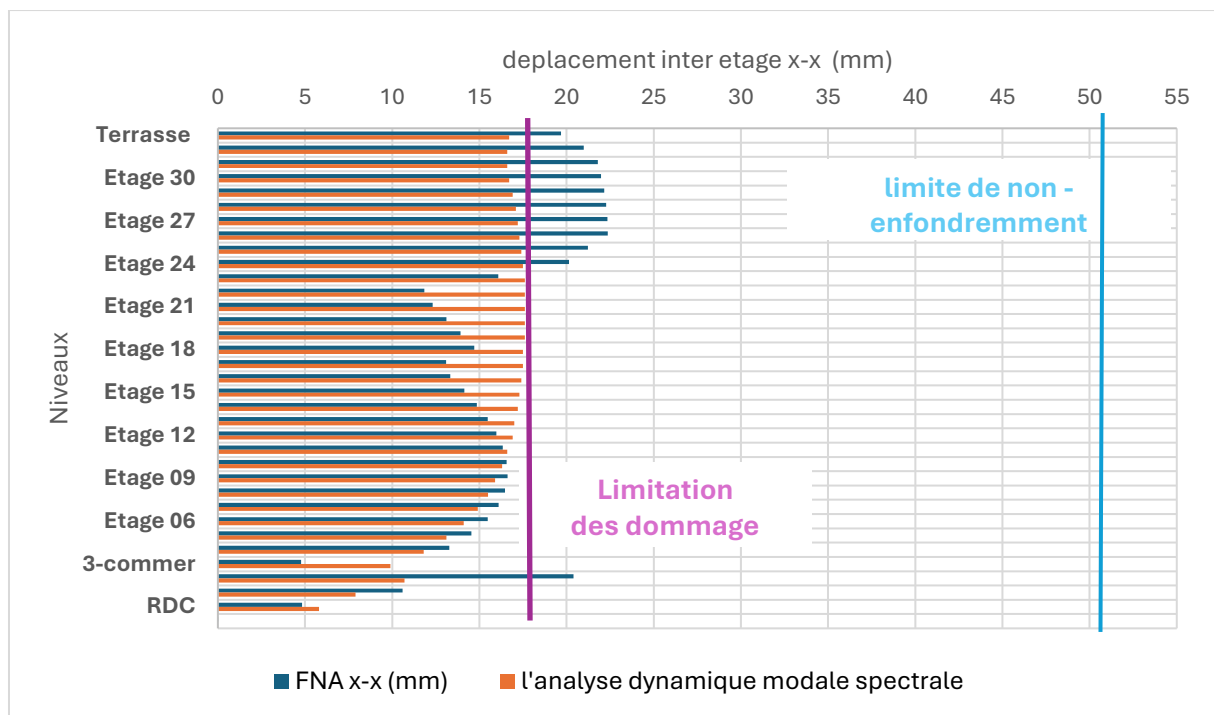


Figure VI. 30: Comparaison des déplacements inter étage entre les deux méthodes dynamiques sens x-x

➤ Le sens y-y

Tableau VI. 10: Les déplacements inter-étages dans le sens y-y

Niveaux	Hauteur	l'analyse dynamique modale spectrale	l'analyse dynamique temporelle (FNA)
Terrasse	118,32	9,4	7,096
Etage 32	114,92	9,4	16,429
Etage 31	111,52	9,6	16,938
Etage 30	108,12	9,7	17,324
Etage 29	104,72	9,9	17,649
Etage 28	101,32	10	18,011
Etage 27	97,92	10,1	18,297
Etage 26	94,52	10,2	18,502
Etage 25	91,12	10,3	18,626
Etage 24	87,72	10,4	18,67

Etage 23	84,32	10,5	18,637
Etage 22	80,92	10,5	18,538
Etage 21	77,52	10,5	18,379
Etage 20	74,12	10,5	18,158
Etage 19	70,72	10,5	16,871
Etage 18	67,32	10,5	15,146
Etage 17	63,92	10,4	15,042
Etage 16	60,52	10,3	14,917
Etage 15	57,12	10,2	14,766
Etage 14	53,72	10,1	14,583
Etage 13	50,32	9,9	14,359
Etage 12	46,92	9,8	14,085
Etage 11	43,52	9,6	13,757
Etage 10	40,12	9,3	12,85
Etage 09	36,72	9,1	11,114
Etage 08	33,32	8,8	10,916
Etage 07	29,92	8,4	10,65
Etage 06	26,52	8,1	10,316
Etage 05	23,12	7,7	9,897
Etage 04	19,72	6,1	8,701
3eme commerce	16,32	6,9	2,159
2eme commerce	12,92	8,6	20,631
1er commerce	8,16	6,4	7,303
RDC	4,08	4,7	4,4467957
Base	0	0	0

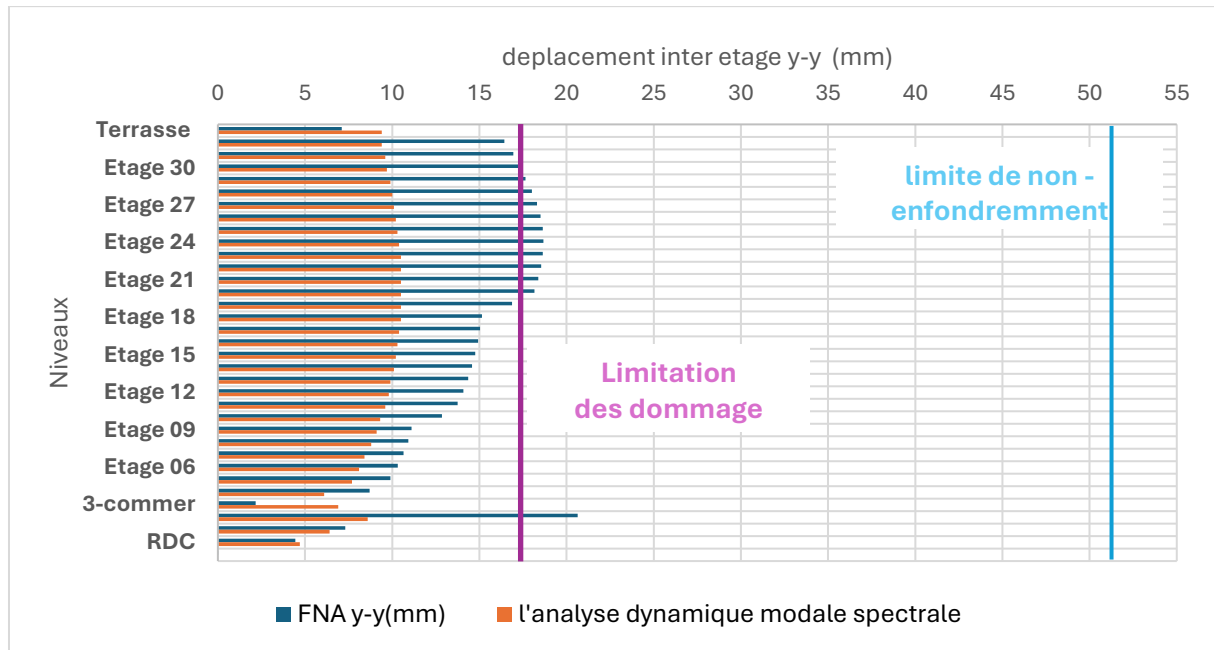


Figure VI. 31: Comparaison des déplacements inter étage entre les deux méthodes dynamique sens y-y

- ❖ les résultats des deux tableaux (VI.9 et VI.10), montrant que la méthode dynamique temporelle (FNA) présente les plus grandes valeurs de déplacements inter-étages dans les deux sens (à l'exception de RDC et le premier étage commercial)
- ❖ Le bâtiment résiste à l'effondrement dans les deux directions, mais présente des dépassements de la limite de dommages aux étages supérieurs et au niveau commercial bas.
- ❖ Globalement, les deux méthodes dynamiques donnent des valeurs de déplacements inter-étages comparables, avec un écart modéré en faveur de la méthode FNA, particulièrement prononcé en sens x-x. Le bâtiment présente une ductilité plus importante dans le sens y-y, ce qui se traduit par des déplacements nettement inférieurs dans cette direction par rapport au sens x-x.

VI.6. Conclusion

Ce chapitre a été consacré à l'étude de l'analyse dynamique non linéaire temporelle (NLTHA), considérée comme l'une des approches les plus fiables pour évaluer le comportement réel des structures soumises aux actions sismiques sévères. Après avoir présenté l'équation générale du mouvement et les principales méthodes de résolution, une attention particulière a été portée à la méthode FNA (Fast Nonlinear Analysis), retenue pour cette étude en raison de son efficacité dans le traitement des non-linéarités localisées tout en conservant un coût de calcul raisonnable.

L'analyse comparative entre la méthode FNA et l'intégration directe a montré que ces deux approches sont complémentaires. La méthode FNA se distingue par sa rapidité et son efficacité grâce à l'utilisation des vecteurs de Ritz et à la réduction modale, tandis que l'intégration directe demeure la solution la plus générale pour les structures présentant des comportements fortement non linéaires ou des phénomènes de plasticité diffuse.

Dans le cadre de l'application réalisée, trois accélérogrammes compatibles avec les exigences du RPA 2024 ont été sélectionnés et mis à l'échelle afin de représenter l'aléa sismique du site étudié. L'analyse FNA a permis d'évaluer la réponse de la structure à travers l'évolution des rotules plastiques, les déplacements absolus, les dérives inter-étages ainsi que les historiques temporels des déplacements au sommet.

En conclusion, l'application de la méthode FNA a permis de caractériser avec précision le comportement dynamique non linéaire de la structure étudiée et de vérifier sa conformité vis-à-vis des exigences de performance sismique. Les résultats obtenus confirment la pertinence de cette méthode pour l'analyse des structures à grande période et démontrent sa capacité à fournir une évaluation réaliste de leur réponse sous sollicitations sismiques sévères.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le développement croissant des bâtiments de grande hauteur dans les agglomérations denses comme Alger soulève des enjeux sismiques spécifiques. En raison de leur élancement, de leurs longues périodes fondamentales et de leur sensibilité aux effets du second ordre, ces structures se distinguent des bâtiments courants et nécessitent le recours à des méthodes d'analyse avancées, au-delà des approches réglementaires classiques.

C'est dans ce contexte que s'inscrit le présent travail, qui avait pour objectif l'évaluation approfondie du comportement sismique d'une tour en béton armé de type R+33, d'une hauteur totale d'environ 125 m, implantée à Saïd Hamdine (Alger), en zone VI de sismicité élevée et sur un site de classe S3. L'objectif principal était d'évaluer le comportement sismique de cette structure élancée à travers une démarche progressive, allant de l'analyse linéaire conventionnelle jusqu'aux approches non linéaires avancées, conformément aux exigences du RPA 2024.

Dans la première partie de cette étude, la modélisation tridimensionnelle de la structure sous ETABS a été réalisée conformément aux prescriptions du RPA 2024, permettant le prédimensionnement des éléments structuraux et la conduite d'une analyse modale spectrale complète. Les vérifications réglementaires relatives aux efforts sismiques, aux déplacements, aux dérives inter-étages et aux effets du second ordre ont été satisfaites, confirmant la conformité de la structure dans le cadre d'un comportement élastique et établissant ainsi un modèle de référence robuste pour la suite de l'étude.

Dans la deuxième partie de cette étude, consacrée à l'analyse non linéaire de la structure, deux approches complémentaires ont été mises en œuvre. L'analyse Pushover a montré qu'au point de performance, aucune rotule plastique ne se développe aux extrémités des éléments structuraux dans les deux directions de sollicitation. La structure conserve plus de 60 % de sa rigidité initiale après le domaine élastique et présente des facteurs de ductilité de l'ordre de 1,69 selon X et 1,96 selon Y, compatibles avec les exigences implicites du RPA 2024. La séquence de plastification observée respecte les principes du dimensionnement parasismique, avec une plastification des poutres précédant celle des voiles à leur base.

Par ailleurs, l'analyse dynamique non linéaire temporelle (NLTHA-FNA), réalisée à partir de trois accélérogrammes réels ajustés au spectre cible du RPA 2024, a permis d'appréhender de manière plus réaliste la réponse sismique de la structure. Les déplacements maximaux enregistrés au sommet atteignent 550 mm dans la direction X et 480 mm dans la direction Y, tandis que les dérives inter-étages demeurent inférieures à la limite réglementaire. Les rotules plastiques se concentrent principalement dans les voiles des niveaux commerciaux inférieurs, alors que les poutres conservent un comportement quasi élastique, traduisant ainsi un mécanisme de dissipation d'énergie cohérent avec les objectifs de conception parasismique.

La comparaison des résultats obtenus par l'analyse spectrale modale et l'analyse dynamique temporelle (FNA) met en évidence une cohérence globale entre les deux approches. Les déplacements inter-étages calculés par la méthode FNA sont généralement légèrement plus élevés dans les deux directions, traduisant sa capacité à prendre en compte de manière plus réaliste les effets des non-linéarités et de l'évolution temporelle de l'excitation sismique. Cet

écart demeure toutefois modéré et plus marqué dans la direction X-X, tandis que les réponses obtenues dans la direction Y-Y restent relativement proches en raison de la plus grande rigidité de la structure dans ce sens. Dans tous les cas, les déplacements inter-étages demeurent inférieurs aux limites admissibles prescrites par le RPA 2024, confirmant ainsi la conformité réglementaire et le bon comportement sismique de l'ouvrage.

En définitive, cette étude démontre que la tour R+33 de Saïd Hamdine présente un comportement sismique satisfaisant sous les trois niveaux d'analyse appliqués. Elle constitue également une contribution méthodologique à l'application de la NLTHA dans le contexte algérien, où ce type d'approche reste encore peu documenté pour les structures de grande hauteur, et ouvre la voie à des études similaires intégrant les spécificités de l'aléa sismique local et les particularités architecturales des tours algériennes modernes.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] The Concrete Centre & fib Task Group 1.6. *Tall Buildings — Structural Design of Concrete Buildings up to 300 m Tall*. MPA The Concrete Centre, Royaume-Uni.
- [2] Wahyuni, E. & Ji, T. J. (2010). Relationship between Static Stiffness and Modal Stiffness of Structures. *IPTEK Journal of Technology and Science*, 21(2). doi: 10.12962/j20882033.v21i2.36.
- [3] Park, R. (1989). Evaluation of Ductility of Structures and Structural Assemblages from Laboratory Testing. *NZSEE — New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 22(3), 155–166.
- [4] Auteur inconnu (1993). *Document de recherche*, vol. 10. Disponible sur : <http://www.researchgate.net/publication/233925391>
- [5] Zhang, Z. J., Chen, B. S., Bai, R. & Liu, Y. P. (2023). Non-Linear Behavior and Design of Steel Structures: Review and Outlook. *Buildings*, 13(8). doi: 10.3390/buildings13082111.
- [6] Riyas Moideen, K. K. & Dewangan, U. K. (2016). Effect of Material Nonlinearity on Deflection of Beams and Frames. *Indian Journal of Science and Technology*, 9(28). doi: 10.17485/ijst/2016/v9i28/92375.
- [7] Khebizi, M. (2015). *Comportement mécanique d'une semelle superficielle sous l'effet d'un séisme* [Thèse de doctorat]. Université 8 Mai 1945, Guelma.
- [8] Mander, J. B. & Priestley, M. J. N. (1988). Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 114(8), 1827–1849.
- [9] Park, R. & Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. John Wiley and Sons, Inc., Canada.
- [10] Wong, M. B. (2009). *Plastic Analysis and Design of Steel Structures*. Butterworth-Heinemann, Elsevier. — §2.3 : Moment–Curvature Relationship ; §2.4 : Plastic Hinge ; §7.2 : Plastic Rotation Capacity.
- [11] Chopra, A. K. (2019). *Dynamics of Structures in SI Units*. Pearson Education. — §20.6 : Structural Elements ; §20.6.1 : Concentrated Plasticity Model ; §20.6.3 : Hysteretic Models.
- [12] Paulay, T. & Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. Wiley.
- [13] Mahgoun, I. & Habel, H. (2020). *Étude de la performance sismique d'une structure en béton armé par analyse non linéaire* [Mémoire de master en Génie Civil — Structures]. Centre Universitaire El-Wancharissi de Tissemsilt. — Section I.3.1 : Spectre cible, p. 11.
- [14] Guéguen, Ph. *Génie parasismique — Comportement des structures sous séisme*. Université Joseph Fourier, Grenoble.

- [15] Michaud, D. (2012). *Méthodologie pour la sélection et l'étalonnage d'accélérographes pour l'analyse sismique non linéaire de bâtiments localisés dans l'est de l'Amérique du Nord* [Mémoire de maîtrise ès sciences appliquées, Génie Civil]. École Polytechnique de Montréal, Université de Montréal. — Section 2.3 : Critères de sélection des accélérographes, p. 14. Disponible sur : <https://publications.polymtl.ca/943/>
- [16] Menasri, Y., Nouaouria, M. S. & Guenfoud, M. (2010). Évaluation de la vulnérabilité sismique à l'échelle d'une structure en béton armé par l'analyse statique non linéaire (pushover). Dans : *SICZS_2010 : Symposium International sur la Construction en Zone Sismique*, Chlef, Algérie, Université Hassiba Benbouali de Chlef, 26–27 octobre.
- [17] Betka, A. M. *Étude de vulnérabilité sismique et renforcement de trois blocs d'un immeuble construit à l'époque coloniale (R+6 et R+9) conformément au règlement parasismique algérien RPA 2024* [Mémoire d'ingénieur d'État, Promotion 2024/2025]. École Nationale Supérieure des Travaux Publics Francis Jeanson (ENSTP-FJ), Garidi — Vieux Kouba, Alger.
- [18] Boucebha, M. (2024). *Optimisation du comportement des structures en béton armé en termes de rigidité et de ductilité* [Mémoire de master]. Université Saad Dahleb, Blida.
- [19] Le Nguyen, K. (2015). *Contribution à la compréhension du comportement des structures renforcées par FRP sous séismes* [Thèse de doctorat]. Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.
- [20] Boumaza, F. & Ferrouk, R. (2019/2020). *Influence de la régularité en plan et en élévation dans le comportement non linéaire des structures en béton armé R+3, R+6 et R+9 (Méthode Push-over)* [Mémoire de master en Génie Civil]. Université de Blida 1.
- [21] Louzai, A. (2016). *Évaluation du facteur de comportement de structures en portique en béton armé sur la base d'analyses statique et dynamique non linéaires* [Thèse de doctorat]. Université Mouloud Mammeri, Tizi-Ouzou.
- [22] Megnounif, A. *Cours de Dynamique des Structures : Méthode Push Over — Méthode Statique Non Linéaire Équivalente*, Chapitre 19, Cours du 22 février 2024. Faculté de Technologie, Université de Tlemcen (FT-Tlemcen).
- [23] Hashemi, G., Ramhormozian, S. & Clifton, G. C. (2024). A Review on Nonlinear Time History Analysis of Structures. *NZSEE Annual Technical Conference*, Wellington, Nouvelle-Zélande.
- [24] Abell, M. (2019). Material Nonlinearity. *CSI Knowledge Base*. Computers and Structures, Inc. Consulté le 11 juin 2026, à l'adresse : <https://web.wiki.csiamerica.com/wiki/spaces/kb/pages/1999779/Material+nonlinearity>
- [25] Hashemi, G., Ramhormozian, S. & Clifton, G. C. (2019). Review on Nonlinear Time History Analysis of Structures. *Engineering Structures*, 191, 383–395. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.04.036>