

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

فرنسيس جانشون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages

Thème

**Analyse comparative des performances sismiques d'un bâtiment
R+8 en béton armé avec et sans isolation à la base**

Présenté par :

❖ **ARAB Ouiza**

❖ **ALLOUCHE Ismahan**

Encadré par :

Dr. KEHILA Fouad

Mr. TOUNSI Khaled

Promotion 2025 / 2026

Remerciements



Nous tenons tout d'abord à remercier Allah Tout-Puissant de nous avoir accordé la santé, la patience et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce projet de fin d'études.

Nous exprimons notre profonde gratitude à notre encadrant, **Dr KEHILA**, pour la qualité de son encadrement, sa disponibilité et ses précieux conseils tout au long de ce travail. Son accompagnement constant a été déterminant dans l'aboutissement de ce projet.

Nous adressons nos sincères remerciements à notre co-encadrant, **Mr. TOUNSI**, pour son accompagnement et son soutien. Nous lui exprimons notre profonde gratitude et notre respect.

Nous adressons également nos sincères remerciements aux **membres du jury**, qui ont accepté d'évaluer ce travail avec attention et rigueur.

Nous remercions l'ensemble des enseignants de l'**École Nationale Supérieure des Travaux Publics** pour la qualité de la formation dispensée et pour leur contribution à notre parcours académique.

Une reconnaissance particulière est adressée à **nos familles**, pour leur soutien indéfectible, leur patience et leurs encouragements constants. Et plus spécialement à nos mères et à nos pères, dont l'amour, les sacrifices et les prières ont été notre première source de force et de motivation tout au long de ce parcours. Leur présence à nos côtés a été essentielle à chaque étape de notre réussite.

Ce mémoire est le résultat d'un travail collectif et d'un parcours partagé, porté par la confiance, le soutien et la générosité de toutes les personnes qui nous ont accompagnés. Nous leur exprimons ici notre profonde reconnaissance et nos sincères remerciements.

Merci, du fond du cœur.



Dédicaces

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

Avant toute chose, je remercie Allah, le Très-Haut, pour Sa grâce infinie, pour m'avoir guidée, soutenue et accordé la force nécessaire tout au long de ce parcours. Si j'ai aujourd'hui l'honneur d'achever ce travail et d'atteindre cette étape importante de ma vie, c'est grâce à Sa volonté et à Sa bienveillance. À Lui appartient toute ma reconnaissance, car c'est par Sa grâce que les bonnes œuvres s'accomplissent.

À moi-même,

À ma petite âme, à cette jeune fille innocente qui a cru en elle-même, qui a persévéré, lutté, chuté puis s'est relevée. Je dédie ce travail à cette personne que je suis devenue. Malgré les moments de doute, de fatigue et les obstacles rencontrés, je n'ai jamais cessé de croire en mes rêves et de poursuivre mon chemin avec détermination et persévérance.

À mon cher père, Mohamed,

Les mots ne sauraient exprimer toute ma gratitude, mon profond amour et mon immense respect envers toi. Merci pour tous les sacrifices consentis afin de m'offrir les meilleures conditions de réussite. Merci pour ton soutien inconditionnel, ta confiance en moi et tes encouragements constants. Merci d'avoir cru en ta petite fille. Puisse Allah te préserver et faire de toi un soutien éternel pour moi.

À ma très chère mère, Baya,

À celle qui a toujours été mon refuge, ma source de force et mon soutien. Merci pour ton amour infini, ta patience, tes sacrifices silencieux, tes prières sincères et ton soutien de chaque instant. Tout ce que je suis aujourd'hui, je le dois en grande partie, après la grâce d'Allah, à ton éducation, à tes valeurs et à ton affection sans limite. Qu'Allah te protège et te garde auprès de moi.

À ma sœur jumelle, Dalila,

À celle qui m'a accompagnée jusqu'au dernier instant, ma compagne de route et la confidente de tous mes jours. Aucun mot ne pourra exprimer toute ma reconnaissance envers toi. Merci d'avoir toujours été présente à mes côtés dans les moments difficiles, merci pour chacune de tes paroles qui m'ont redonné la force de continuer. Tu as été mon soutien et mon refuge, et ta présence dans ma vie est l'une des plus belles bénédictions qu'Allah m'ait accordées.

À mes chères sœurs, Souad, Fazia, Samira et Houria,

Merci pour votre amour, votre présence, vos encouragements et votre soutien tout au long de mon parcours. Votre affection a toujours été pour moi une source de bonheur et de motivation, et je resterai éternellement reconnaissante de vous avoir à mes côtés.

À mes chers frères, Younes, Ahmed et Amar,

Merci pour votre confiance, votre soutien et vos encouragements. Votre présence et votre affection ont toujours représenté pour moi une véritable source de force.

À ma très chère amie Maïssa,

Ma sœur de cœur que ma mère n'a pas mise au monde, mon refuge dans les moments difficiles. Merci pour ton écoute attentive, ta patience, ton soutien et ta présence constante. Ta présence dans ma vie est une bénédiction dont je remercie Allah.

À mes chères amies Meriem et Ferial,

Merci pour tous les beaux moments que nous avons partagés, pour votre soutien sans limite et votre écoute bienveillante. Votre amitié est l'un des plus beaux cadeaux qu'Allah m'ait accordés.

À ma chère amie Mariline,

Merci pour tous les merveilleux moments passés ensemble. Tu es l'une des plus belles rencontres que l'université m'ait offertes. Merci pour tous ces sourires et cette joie que tu as su faire renaître en moi.

À Kamelia,

Merci pour ton aide et ton soutien. Merci d'avoir toujours été présente lorsque j'avais besoin de toi.

À Safaa,

Merci pour tous les beaux souvenirs que nous avons partagés. Ta présence a marqué mon parcours d'une manière particulière.

À Kawther,

Merci pour tous les moments heureux passés ensemble et pour les précieux souvenirs que nous garderons toujours dans nos cœurs.

Une pensée toute particulière à Yasmine, Hind et Zahia,

Vous avez occupé une place spéciale dans mon parcours universitaire. Merci du fond du cœur pour votre aide précieuse, votre présence constante, vos conseils, votre patience et votre soutien indéfectible.

À mes chères grands-mères, Oum El-Khair et DHAHBIA,

Merci pour votre tendresse, votre bienveillance et surtout pour vos précieuses prières qui m'ont accompagnée tout au long de mon parcours. Votre amour, vos conseils et vos invocations ont toujours été pour moi une source de bénédiction, de réconfort et de sérénité. Puisse Allah vous accorder une longue vie, une bonne santé et vous récompenser abondamment pour tout le bien que vous m'avez apporté.

À mes petites chéries, Melissa, Anis, Lamis et Kamelia,

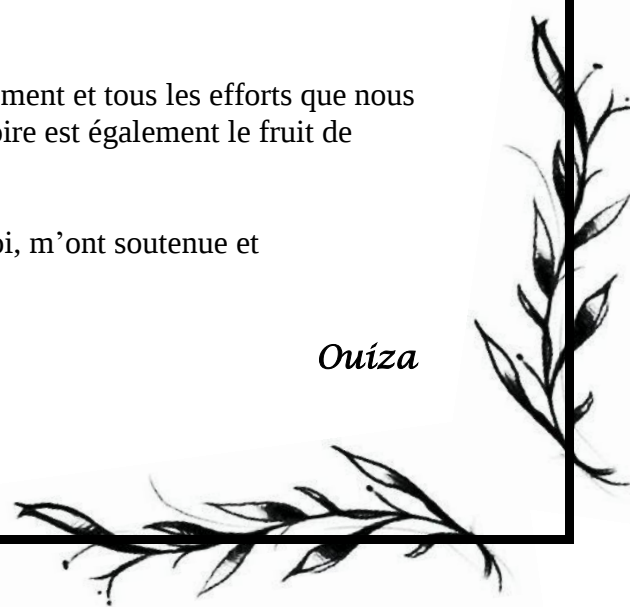
Vous êtes une source de joie, de tendresse et d'innocence. Je vous dédie une part de ma joie et de mon bonheur en ce jour. Puisse Allah vous accorder une vie remplie de réussite et de bonheur.

À ma binôme de projet, Ismahan,

Je te remercie pour ta collaboration, ton sérieux, ton engagement et tous les efforts que nous avons fournis ensemble tout au long de ce travail. Ce mémoire est également le fruit de notre coopération et de notre persévérance.

Enfin, à tous ceux que j'aime, à tous ceux qui ont cru en moi, m'ont soutenue et accompagnée par leurs prières et leurs encouragements.

Ouïza





Dédicaces

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

Je dédie ce travail à la mémoire de ma **chère mère** et de mon précieux **grand-père**. Leur amour, leurs prières et les valeurs qu'ils m'ont transmises continueront à m'accompagner tout au long de ma vie.

À mon **cher père**, pour ses sacrifices, son soutien et ses encouragements.

À ma précieuse **jumelle Siham**, que la distance éloigne de moi mais que le cœur garde toujours près de lui.

À mon cher frère **Wassim**, pour sa présence rassurante et les précieux moments que nous partageons.

À mes précieux **grands-parents**, pour leur sagesse et leur bienveillance.

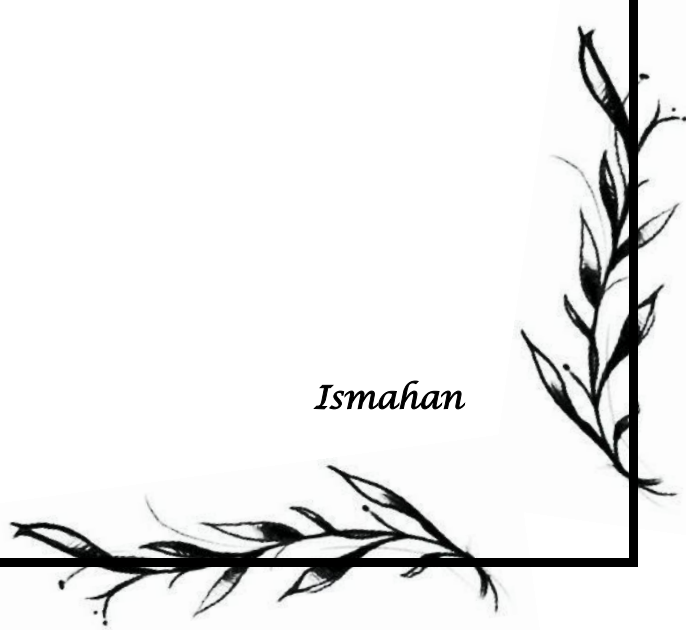
À mes tantes et à mes **cousins/cousines**, pour leurs encouragements et leur affection.

À mon **partenaire de projet**, avec qui j'ai partagé cette aventure.

À tous mes amis, qui ont rendu cette expérience mémorable et enrichissante.

Merci à vous tous.

Ismahan



ملخص

يتناول هذا البحث دراسة مقارنة للأداء الزلزالي لمبنى سكني من ثمانية طوابق، مُشيّد في مدينة الجزائر العاصمة ضمن المناطق ذات الخطر الزلزالي المرتفع (المنطقة السادسة)، وفق متطلبات التنظيم الجزائري لمقاومة الزلازل RPA 2024. تهدف الدراسة إلى المقارنة بين هيكل تقليدي ذي قواعد ثابتة وهيكل مجهّز بنظام عزل زلزالي قاعدي من نوع LRB.

لتحقيق هذا الهدف، تم إجراء تحليل ديناميكي طيفي باستخدام برنامج ETABS ، تبعه نمذجة مقارنة تحت برنامج SeismoStruct من خلال تحليلات مودية وغير خطية ستاتيكية وديناميكية، باستخدام تسجيلين زلزاليين حقيقيين. أثبتت النتائج أن العزل الزلزالي القاعدي يُخفف بشكل ملحوظ القوى المنتقلة إلى الهيكل والإزاحات، مما يؤكد فعاليته وملاءمته للسياق الزلزالي الجزائري.

الكلمات المفتاحية: دراسة زلزالية؛ التنظيم الجزائري لمقاومة الزلازل 2024؛ العزل الزلزالي القاعدي؛ LRB ؛ RPA 2024؛ الخرسانة المسلحة؛ التحليل الديناميكي اللاخطي؛ SeismoStruct؛ ETABS.

Résumé

Ce mémoire présente une étude comparative des performances sismiques d'un bâtiment résidentiel de type R+8, implanté dans la ville d'Alger, classée parmi les zones à fort risque sismique (Zone VI). L'analyse a été menée conformément aux exigences du Règlement Parasismique Algérien RPA 2024. L'étude confronte deux configurations structurales : une structure conventionnelle à appuis fixes et une structure équipée d'un système d'isolation sismique à la base de type LRB.

Afin d'évaluer l'apport de l'isolation sismique, une analyse dynamique modale spectrale a été réalisée sous ETABS, suivie d'une modélisation comparative sous SeismoStruct intégrant des analyses modale, pushover et dynamique non linéaire sous deux accélérogrammes réels. Les résultats obtenus démontrent que l'isolation sismique à la base réduit considérablement les efforts transmis à la superstructure et les déplacements, confirmant la pertinence de son intégration dans le RPA 2024.

Mots clés : Étude sismique ; Règlement Parasismique Algérien (RPA) 2024 ; Isolation sismique à la base ; LRB; béton armé ; analyse dynamique non linéaire ; SeismoStruct ; ETABS.

Abstract

This thesis presents a comparative study of the seismic performance of a residential R+8 building located in the city of Algiers, classified among high seismic risk zones (Zone VI), in accordance with the requirements of the Algerian Seismic Code RPA 2024. The study compares two structural configurations : a conventional fixed-base structure and a structure equipped with a Lead Rubber Bearing (LRB) base isolation system.

To evaluate the contribution of seismic isolation, a spectral modal dynamic analysis was carried out using ETABS, followed by a comparative numerical study under SeismoStruct involving modal, pushover and nonlinear dynamic analyses under two real accelerograms. The results demonstrate that base isolation significantly reduces the forces transmitted to the superstructure and the displacements, confirming the relevance of its integration into RPA 2024.

Keywords: Seismic analysis; Algerian Seismic Code 2024; Seismic base isolation ; LRB; reinforced concrete ; nonlinear dynamic analysis ; SeismoStruct ; ETABS.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. Contexte géodynamique et sismicité de l'Algérie	3
I.1.1. Introduction et contexte	3
I.1.2. Généralités sur les séismes.....	3
I.1.3. Effets des séismes sur les structures	4
I.1.4. Le risque sismique en Algérie.....	6
I.2. Problématique et enjeux du dimensionnement parasismique	8
I.2.1. L'évolution du zonage sismique en Algérie	9
I.2.2. Comportement dynamique des structures sous l'effet d'un séisme	10
I.3. L'isolation sismique à la base — une réponse innovante.....	11
I.3.1. Principe physique de l'isolation sismique	12
I.3.2. Types d'isolateurs sismiques	14
I.3.3. Matériaux des isolateurs sismiques.....	18
I.4. Cadre réglementaire RPA 2024.....	19
I.4.1. Domaine d'application et exigences fondamentales	20
I.4.2. Dispositions générales de dimensionnement	21
I.5. Objectifs du présent travail	23

CHAPITRE II : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

II.1. Introduction	26
II.2. Présentation de l'ouvrage	26
II.3. Caractéristiques architecturales.....	27
II.3.1. Dimensions en plan	27
II.3.2. En élévation	28
II.4. Classification de l'ouvrage selon RPA2024	29
II.4.1. Classification selon son importance	29
II.4.2. Classification du site.....	29
II.5. Caractéristiques des matériaux	29
II.5.1. Béton.....	30
II.5.2. Aciers	32
II.6. Conclusion	34

CHAPITRE III : DESCENTE DE CHARGE ET PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

III.1. Introduction	36
III.2. Pré-dimensionnement des dalles	36
III.2.1. Plancher en dalle pleine :	36
III.3. Evaluation des Charges et surcharges	37
III.3.1. Plancher terrasse inaccessible :	38
III.3.2. Plancher étage courant :	39
III.4. Pré-dimensionnement des poutres.....	39
III.4.1. Pré dimensionnement des Poutres :.....	40
III.5. Pré-dimensionnement des Poteaux.....	41
III.5.1. Calcul des surfaces offertes aux poteaux :	41
III.5.2. Calcul des charges et surcharges revenant à poteau P_1 :	41
III.5.3. Calcul de la section réduite B_r et le pré-dimensionnement des poteaux :	42
III.5.4. Vérification de l'effort normal réduit :	44
III.5.5. Vérification des articles 7.4.1 de RPA2024 :	45
III.6. Pré-dimensionnement des voiles	47
III.6.1. Pré-dimensionnement des voiles :.....	47
III.7. Conclusion.....	48

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE SELON LE RPA 2024

IV.1. Introduction	50
IV.2. Étude sismique.....	50
IV.3. Conditions d'application de la méthode statique équivalente	50
IV.4. Modélisation à l'aide du logiciel ETABS	51
IV.4.1. Description du logiciel ETABS :	51
IV.4.2. Les différentes vues du modèle numérique :	51
IV.4.3. Spectre de réponse de calcul :.....	53
IV.5. Résultats de l'analyse modale de la structure	61
IV.5.1. Nombre de modes de vibrations.....	61
IV.5.2. Estimation de la période fondamentale T :	64
IV.5.3. Calcul de la force sismique.....	65
IV.6. Justification de la sécurité :	66
IV.6.1. Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages :	66

IV.6.2. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :	69
IV.6.3. Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble :	72
IV.7. Conclusion	74

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

V.1. Introduction.....	76
V.2. Étude des poutres	76
V.2.1. Exigences de ductilité pour la zone critique.....	76
V.2.2. Les sollicitations extrêmes sur les poutres :.....	77
V.2.3. Croquis de ferrailage des poutres :	80
V.3. Étude des poteaux	80
V.3.1. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :	81
V.3.2. Vérification spécifique sous sollicitations normales :.....	82
V.3.3. Les sollicitations extrêmes sur les poteaux :.....	82
V.3.4. Calcul de ferrailage des poteaux :	83
V.3.5. Croquis de ferrailage des poteaux :	86
V.4. Étude des voiles	86
V.4.1. Vérification des voiles sous les sollicitations normales :.....	87
V.4.2. Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux :.....	87
V.4.3. Ferrailages des voiles et des trumeaux :	88
V.4.4. Distribution des moments fléchissant obtenue par la courbe enveloppe :	89
V.4.5. Les schémas de ferrailage des voiles	94
V.4.6. Vérification de la ductilité locale du voile 360*20 cm	94
V.5. Étude des dalles.....	96
V.5.1. Sollicitations extrêmes et ferrailage des dalles :.....	96
V.5.2. Schéma de ferrailage de la dalle :	97
V.6. Conclusion	97

CHAPITRE VI : ISOLATION A LA BASE

VI.1. Introduction.....	99
VI.2. Description des structures étudiées	99
VI.2.1. Présentation générale du bâtiment	99
VI.2.2. Structure à appuis fixes	100
VI.2.3. Structure à appuis isolés.....	102
VI.3. Modélisation numérique.....	104

VI.3.1. Logiciel utilisé : SeismoStruct	104
VI.3.2. Matériaux	105
VI.3.3. Sections Transversales	106
VI.3.4. Éléments Structuraux	107
VI.3.5. Conditions aux limites et chargements	107
VI.4. Analyse modale, Comparaison des deux structures	107
VI.4.1. Périodes et modes propres, structure à appuis fixes.....	107
VI.4.2. Périodes et modes propres, structure à appuis isolés	109
VI.4.3. Comparaison et interprétation	111
VI.5. Analyse Pushover - Structure à appuis fixes	112
VI.5.1. Introduction et méthodologie	112
VI.5.2. Courbes de capacité - Direction X-X.....	112
VI.5.3. Courbes de capacité - Direction Y-Y.....	113
VI.5.4. Interprétation des résultats Pushover	114
VI.6. Modèle bilinéaire et dimensionnement des isolateurs LRB.....	114
VI.6.1. Principe du modèle bilinéaire	114
VI.6.2. Formulation mathématique du modèle bilinéaire	115
VI.6.3. Procédure de dimensionnement de l'appui LRB	116
VI.6.4. Dimensionnement des appuis parasismiques du type LRB	122
VI.6.5. Analyse dynamique non linéaire — Comparaison des deux structures	127
VI.6.6. Comparaison globale des deux structures	135
VI.7. Conclusion	136

CHAPITRE VII : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1. Introduction.....	139
VII.1.1. Choix de type de fondations :	139
VII.1.2. Radier général :.....	141
VII.1.3. Vérifications Nécessaires :.....	143
VII.1.4. Sollicitation de calcul :	147
VII.1.5. Ferrailage du radier :.....	147
VII.1.6. Vérification des contraintes :	148
VII.1.7. Ferrailage des nervures du radier :.....	148
VII.2. Conclusion	150
CONCLUSION GÉNÉRALE.....	150

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ANNEXES

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Chronologie des séismes majeurs en Algérie (1716–2022) : magnitude et bilan humain.....	6
Figure I.2 : Zonage sismique de l'Algérie.....	9
Figure I.3 : Comparaison du comportement d'une structure à base fixe et d'une structure sur base isolée sous l'effet d'un séisme.....	12
Figure I.4 : Effet de l'isolation sismique sur le spectre de réponse : allongement de la période et réduction de l'accélération spectrale.....	14
Figure I.5 : Appui en caoutchouc haute dissipation (HDRB) : coupe transversale et comportement force-déplacement.....	15
Figure I.6 : Isolateur à noyau de plomb (LRB) : Coupe transversale et boucle hystérétique force-déplacement.....	16
Figure I.7 : Système à pendule friction (FPS) : coupe transversale, principe de fonctionnement et relation période-rayon de courbure.....	17
Figure II.1 : Vue en plan.....	27
Figure II.2 : Vue en plan-terrasse.....	28
Figure II.3 : Coupe en élévation.....	28
Figure II.4 : Diagramme des Contraintes Déformations de l'acier.....	33
Figure III.1 : Dalle pleine.....	36
Figure III.2 : Détails d'un plancher en dalle pleine en béton armé (Plancher terrasse inaccessible).....	38
Figure III.3 : Détails d'un plancher en dalle pleine en béton armé (Plancher étage).....	39
Figure III.4 : Section réduite de poteau.....	43
Figure III.5 : Coffrage des poteaux.....	46
Figure III.6 : Coupe de voile en élévation.....	47
Figure IV.1 : Vue 3D de la structure.....	52
Figure IV.2 : Vue en plan X-Y du RDC au 7 ^e étage.....	52
Figure IV.3 : Vue en plan X-Y du 8 ^e étage.....	53
Figure IV.4 : L'effort tranchant total à la base (sens X-X).....	57
Figure IV.5 : L'effort tranchant pris par les voiles (sens X-X).....	57
Figure IV.6 : L'effort tranchant total à la base (sens Y-Y).....	58
Figure IV.7 : L'effort tranchant pris par les voiles (sens Y-Y).....	58
Figure IV.8 : Valeurs des Pondérations P_q	59
Figure IV.9 : Limites des décrochements en élévation.....	60
Figure IV.10 : Spectre de réponse de calcul.....	61

Figure IV.11 : 1 ^{er} mode de vibration ($T_1=0.663$ s)	63
Figure IV.12 : 2 ^{ème} mode de vibration ($T_2=0.603$ s)	63
Figure IV.13 : 3 ^{ème} mode de vibration ($T_3=0.495$ s)	64
Figure IV.14 : Déplacements inter étages suivant X-X	67
Figure IV.15 : Déplacements inter étages suivant Y-Y	69
Figure IV.16 : Schéma explicatif de L'effet P- Δ	70
Figure IV.17 : Calcul des moments de renversement suivant y.	73
Figure IV.18 : Vérification de la stabilité au renversement.	74
Figure V.1 : Ferrailage de la poutre 30×40 cm ²	80
Figure V.2 : Ferrailage des poteaux.	86
Figure V.3 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant	88
Figure V.4 : Zone critique à la base du voile	89
Figure V.5 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant du voile 360×20	90
Figure V.6 : Élément de rive pour les voiles.....	90
Figure V.7 : Épaisseur minimale des éléments de rives confinées	91
Figure V.8 : Schéma de ferrailage de voile 400×200	94
Figure V.9 : Schéma de ferrailage de voile 360×200	94
Figure V.10 : Schéma de ferrailage de voile 201×200	94
Figure V.11 : Ferrailage de la dalle.....	97
Figure VI.1 : Vue 3D du modèle numérique tridimensionnel du bâtiment en béton armé.	100
Figure VI.2 : Plan en vue de dessus du niveau 1 de la structure à appuis fixes	101
Figure VI.3 : Plan en vue en dessous du niveau 1 de la structure à appuis fixes	102
Figure VI.4 : Vue isométrique de la structure à appuis isolés modélisée sous SeismoStruct	103
Figure VI.5 : Plan en vue en dessous du niveau 1 de la structure à appuis isolé	103
Figure VI.6 : Élément barre multifibres	104
Figure VI.7 : Loi de comportement du béton	105
Figure VI.8 : Loi de comportement de l'acier	105
Figure VI.9 : Discrétisation en fibres d'une section de poteau	107
Figure VI.10 : Déformée modale du Mode 1 ($T = 0,644$ s) de la structure à appuis fixes selon l'axe global Y.	109
Figure VI.11: Déformée modale du Mode 2 ($T = 0,596$ s) de la structure à appuis fixes selon l'axe global X.....	109

Figure VI.12 : Déformée modale du Mode 1 ($T = 1,918$ s) de la structure à appuis isolés.	111
Figure VI.13 : Courbe de capacité de la structure à appuis fixes dans la direction X-X....	113
Figure VI.14 : Courbe de capacité de la structure à appuis fixes dans la direction Y-Y....	114
Figure VI.15 : Modèle bilinéaire d'un élément d'isolation	115
Figure VI.16 : Organigramme général de dimensionnement	117
Figure VI.17 : Illustration de la Zone libre de charge	119
Figure VI.18 : Section réduite de l'appui circulaire LRB	120
Figure VI.19 : Accélérogrammes des deux signaux sismiques utilisés dans l'analyse dynamique non linéaire.	128
Figure VI.20 : Courbe force-déplacement (courbe d'hystérésis) de la structure à appuis fixes	129
Figure VI.21 : Historique temporel du déplacement de la structure à appuis fixes	129
Figure VI.22 : Historique temporel de l'effort tranchant à la base de la structure à appuis fixes	130
Figure VI.23 : Courbe force-déplacement (courbe d'hystérésis) de la structure à appuis isolés	130
Figure VI.24 : Historique temporel du déplacement de la structure à appuis isolés	131
Figure VI.25 : Historique temporel de l'effort tranchant à la base de la structure à appuis isolés.....	131
Figure VI.26 : Courbes d'hystérésis de la structure à appuis fixes.....	132
Figure VI.27 : Historique temporel du déplacement au sommet de la structure à appuis fixes	132
Figure VI.28 : Historique temporel de l'effort tranchant à la base pour la structure à appuis fixes.	133
Figure VI.29 : Courbes d'hystérésis de la structure à appuis isolés.....	133
Figure VI.30 : Historique temporel du déplacement au sommet de la structure à appuis isolés	134
Figure VI.31 : Historique temporel de l'effort tranchant à la base de la structure à appuis isolés.....	135
Figure VII.1 : Distribution des contraintes à l'ELS.....	144
Figure VII.2 : Distribution des contraintes à l'ELU.....	145
Figure VII.3 : Distribution des contraintes à ELA	146
Figure VII.4 : Schéma de ferrailage de la dalle de radier.....	148
Figure VII.5 : Ferrailage des nervures de radier.....	150

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Classification des séismes selon la profondeur du foyer.....	4
Tableau I.2 : Facteurs influant sur les dommages	5
Tableau I.3 : Les principaux types de dommages.....	5
Tableau I.4 : Tableau des séismes majeurs (1716–2022).....	7
Tableau I.5 : Comparaison des principales évolutions entre le RPA 2003 et le RPA 2024 .	10
Tableau I.6 : Comparaison des types d'isolateurs	17
Tableau I.7 : Comparaison des propriétés mécaniques.....	19
Tableau I.8 : Exigence et disposition réglementaire	20
Tableau I.9 : Méthodes d'analyse.....	22
Tableau III.1 : charge due aux planchers en dalle pleine de la terrasse inaccessible.	38
Tableau III.2 : Charge due aux planchers en dalle pleine à l'étage courant.	39
Tableau III.3 : Valeurs des surfaces revenantes aux poteaux.....	41
Tableau III.4 : Les surfaces des poteaux.....	45
Tableau IV.1 : Vérification du système noyau	55
Tableau IV.2 : Résultat de l'analyse modale avec 12 modes propres	61
Tableau IV.3 : Valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V.	64
Tableau IV.4 : Récapitulatif des facteurs	66
Tableau IV.5 : Les déplacements inter-étage suivant x.....	67
Tableau IV.6 : Les déplacements inter-étage suivant y.	68
Tableau IV.7 : Justification vis-à-vis de l'effet $P.\Delta$ suivant x.	71
Tableau IV.8 : Justification vis-à-vis de l'effet $P.\Delta$ suivant y.....	71
Tableau IV.9 : Calcul des moments de renversement suivant x.	72
Tableau V.1 : Détails de la zone nodale.....	77
Tableau V.2 : Les sollicitations extrêmes sur les poutres.	77
Tableau V.3 : Armatures longitudinales des poutres.	77
Tableau V.4 : Vérification des contraintes du béton et de l'acier à l'ELS	79
Tableau V.5 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	81
Tableau V.6 : Vérification spécifique sous sollicitations normales.	82
Tableau V.7 : Les sollicitations extrêmes sur le poteau 45×45.....	82
Tableau V.8 : Ferrailage de poteau 45×45 (cm^2).	83
Tableau V.9 : Ferrailage des poteaux.	84
Tableau V.10 : Armature transversale des poteaux.....	85

Tableau V.11 : Longueur de recouvrement	85
Tableau V.12 : Vérification des voiles sous les sollicitations normales.	87
Tableau V.13 : Vérification des contraintes limites de cisaillement.	87
Tableau V.14 : Sollicitations extrêmes sur le voile 360×20.....	89
Tableau V.15 : Ferrailage des voiles selon les différents cas.....	93
Tableau V.16 : Sollicitations extrêmes et ferrailage des dalles-sens x-	96
Tableau V.17 : Sollicitations extrêmes et ferrailage des dalles-sens y-	97
Tableau VI.1 : Propriétés mécaniques des matériaux utilisés dans la modélisation.....	106
Tableau VI.2 : Pourcentages de masses modales effectives	108
Tableau VI.3 : Pourcentages de masses modales effectives	110
Tableau VI.4 : Comparaison des caractéristiques modales entre les deux configurations .	111
Tableau VI.5 : Amortissement effectif BD	122
Tableau VI.6 : Dimensions de conception de l'appui LRB.....	126
Tableau VI.7 : Paramètres de l'appui LRB à insérer dans SeismoStruct	127
Tableau VI.8 : Synthèse comparative des résultats dynamiques non linéaires	135
Tableau VII.1 : Sections des semelles filantes sens X-X.	140
Tableau VII.2 : Tableau récapitulatif des dimensions du radier	143
Tableau VII.3 : Vérification des contraintes sous le radier.....	146
Tableau VII.4 : Vérification vis-à-vis des sollicitations tangentes.	147
Tableau VII.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations de la dalle.....	147
Tableau VII.6 : Ferrailage des panneaux du radier.....	148
Tableau VII.7 : Vérification des contraintes.....	148
Tableau VII.8 : Tableau récapitulatif des sollicitations des nervures.	148
Tableau VII.9 : Ferrailage des nervures.....	149
Tableau VII.10 : Vérification des contraintes à l'ELS.	149

LISTE DES ABREVIATIONS

AMS : Analyse Modale Spectrale ;

BA : Béton Armé ;

BAEL : Béton Armé aux États Limites ;

CBA : Calcul des ouvrages en Béton Armé ;

DTR : Document Technique Réglementaire ;

ELA : État Limite Accidentel ;

ELS : État Limite de Service ;

ELU : État Limite Ultime ;

ETABS : Extended Three-dimensional Analysis of Building Systems ;

FPS : Friction Pendulum System (Système à pendule friction) ;

HA : Haute Adhérence ;

HDRB : High Damping Rubber Bearing (Isolateur en caoutchouc haute dissipation) ;

LRB : Lead Rubber Bearing (Isolateur à noyau de plomb) ;

NRB : Natural Rubber Bearing (Isolateur en caoutchouc naturel) ;

PGA : Peak Ground Acceleration (Accélération maximale du sol) ;

RPA 2024 : Règlement Parasismique Algérien version 2024 ;

SeismoStruct : Logiciel d'analyse sismique non linéaire des structures.

Introduction

Les séismes représentent l'un des aléas naturels les plus destructeurs, générant des sollicitations dynamiques complexes susceptibles de compromettre la stabilité des structures. L'Algérie, située en zone sismique active en bordure de la plaque africaine, a été marquée par plusieurs événements majeurs, tels que les séismes d'El Asnam (1980) et de Boumerdès (2003), révélant la vulnérabilité du cadre bâti. Ces catastrophes ont conduit à un renforcement progressif de la réglementation parasismique, avec l'adoption récente du RPA 2024. Ce dernier introduit pour la première fois l'isolation sismique à la base comme technique reconnue de protection des structures.

Dans ce contexte, l'isolation sismique à la base constitue une approche innovante qui vise à découpler la superstructure du mouvement du sol, en interposant des dispositifs mécaniques de faible rigidité horizontale entre la fondation et la structure. Cette technique permet de réduire considérablement les efforts transmis à la superstructure et de maintenir les éléments structuraux dans leur domaine élastique, limitant ainsi les dommages lors d'un séisme.

Parmi les systèmes d'isolation les plus utilisés, les isolateurs à noyau de plomb de type LRB présentent l'avantage de combiner souplesse horizontale et dissipation d'énergie hystérétique, offrant ainsi une protection efficace contre les sollicitations sismiques. Leur dimensionnement et leur comportement peuvent être évalués à travers des analyses dynamiques non linéaires sous accélérogrammes réels.

Dans le cadre de ce travail, nous appliquons cette approche à l'étude d'un bâtiment en béton armé de type R+8, implanté à Alger en zone sismique VI, afin de comparer les performances sismiques de deux configurations structurales : une structure conventionnelle à appuis fixes et une structure à isolation sismique à la base, conformément aux prescriptions du RPA 2024. Cette comparaison a pour objectif d'évaluer l'apport de l'isolation sismique en termes de réduction des efforts et des déplacements, et d'apprécier la pertinence de son intégration dans le contexte sismique algérien.

Organisation de la thèse

La présente thèse commence par une introduction générale, suivie de sept chapitres :

- Le premier chapitre propose une recherche bibliographique sur la sismicité en Algérie, les principes de l'isolation sismique à la base, les différents types d'isolateurs disponibles, ainsi que le cadre réglementaire du RPA 2024, notamment son chapitre dédié à l'isolation sismique.
- Le deuxième chapitre présente en détail l'ouvrage étudié. Il décrit ses caractéristiques architecturales et structurales, notamment la géométrie, les matériaux utilisés et la répartition des éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles).
- Le troisième chapitre est dédié à la descente de charges et au pré-dimensionnement des éléments structuraux, permettant de définir les dimensions initiales des composants de la structure.
- Le quatrième chapitre aborde l'étude sismique par analyse dynamique modale spectrale sous ETABS, avec l'ensemble des vérifications réglementaires exigées par le RPA 2024.
- Le cinquième chapitre est consacré au ferrailage des éléments de la superstructure (poutres, poteaux, voiles et dalles), conformément aux prescriptions du RPA 2024 et du BAEL91.
- Le sixième chapitre constitue le cœur de ce travail. Il présente la modélisation comparative des deux configurations sous SeismoStruct, le dimensionnement des isolateurs LRB, ainsi que les résultats des analyses modales, pushover et dynamique non linéaire sous deux accélérogrammes réels.
- Le septième chapitre traite de l'étude de l'infrastructure, incluant le choix et le dimensionnement du radier général ainsi que son ferrailage selon les efforts sismiques transmis.

Cette démarche vise à proposer une analyse complète, fiable et conforme aux normes algériennes en vigueur, pour évaluer l'apport de l'isolation sismique à la base dans le contexte sismique algérien.

CHAPITRE I :

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. Contexte géodynamique et sismicité de l'Algérie

I.1.1. Introduction et contexte

L'Algérie occupe une position géodynamique singulièrement exposée au risque sismique. Le territoire national se situe à l'interface de deux grandes plaques lithosphériques — la plaque africaine et la plaque eurasiatique — dont la convergence, active depuis le Miocène, se traduit par un raccourcissement crustal estimé à 4 à 6 mm par an dans la direction Nord-Sud. Cette compression engendre un réseau dense de failles actives qui parcourent l'ensemble de la partie septentrionale du pays, depuis la frontière marocaine jusqu'aux confins tunisiens.

La région tellienne, qui concentre les deux tiers de la population algérienne, constitue la zone de plus haute sismicité. Les études de zonage sismique, actualisées dans le RPA 2024, identifient plusieurs wilayas — notamment Blida, Boumerdès, Alger, Chlef, Béjaïa, Tizi-Ouzou et Jijel — comme appartenant aux zones sismiques les plus exposées (zones V et VI de la nouvelle classification). Cette concentration du risque sur les zones les plus peuplées et les plus urbanisées confère à la problématique parasismique une dimension sociétale particulièrement aiguë.

I.1.2. Généralités sur les séismes

Un séisme est une vibration soudaine du sol résultant de la libération brusque d'énergie accumulée dans la lithosphère terrestre. Cette énergie, libérée sous forme d'ondes élastiques se propageant dans toutes les directions, est à l'origine des secousses ressenties en surface.

Foyer (ou hypocentre) : point de rupture en profondeur où l'énergie sismique est libérée. La profondeur du foyer est un paramètre déterminant : plus il est superficiel, plus les dommages en surface sont intenses.

Épicentre : projection verticale du foyer à la surface du sol. C'est à l'épicentre que les effets sont généralement les plus violents.

On distingue trois grandes catégories de séismes selon leur origine :

- **Séismes tectoniques (95 % des cas) :** causés par le mouvement et la rupture de failles au niveau des frontières de plaques lithosphériques. Ce sont les plus destructeurs. On distingue les failles normales (extension), inverses (compression) et décrochantes (cisaillement).
- **Séismes volcaniques :** associés à l'activité volcanique ; généralement de faible magnitude, ils signalent des mouvements de magma en profondeur.

- **Séismes d'origine humaine (séismes induits)** : liés à des activités humaines telles que le remplissage de grands barrages, l'extraction minière, ou les injections de fluides dans le sous-sol.

Selon la profondeur du foyer :

Tableau I.1 : Classification des séismes selon la profondeur du foyer

Type	Profondeur	Dangerosité
Superficiel	< 70 km	Très élevée (le plus dangereux)
Intermédiaire	70 – 300 km	Modérée
Profond	> 300 km	Faible en surface

Le Tableau 1 illustre la corrélation directe entre la profondeur du foyer sismique et son potentiel destructeur en surface. Les séismes superficiels, bien que moins énergétiques que les profonds, causent les dégâts les plus importants car les ondes sismiques parcourent une distance plus courte jusqu'à la surface, perdant ainsi moins d'énergie.

Les séismes superficiels sont les plus dangereux, car leur proximité avec la surface entraîne des secousses plus intenses et donc des dommages plus importants sur les constructions.

I.1.3. Effets des séismes sur les structures

Lors d'un séisme, les structures bâties sont soumises à des forces d'inertie horizontales et verticales générées par les mouvements du sol. Les dommages qui en résultent se répartissent en deux grandes catégories : les dommages structuraux, qui affectent les éléments porteurs de la structure, et les dommages non structuraux, qui concernent les éléments secondaires et les équipements. Cette distinction est fondamentale tant pour l'évaluation de la sécurité que pour la définition des priorités de réparation.

L'ampleur et la nature des dommages dépendent d'un ensemble de paramètres liés à la fois aux caractéristiques du séisme et à celles de la structure. Le Tableau 2 met en évidence l'interaction complexe entre l'aléa sismique (facteurs liés au séisme) et la vulnérabilité du bâti (facteurs liés à la structure). Il souligne que les dommages ne sont pas uniquement fonction de la force du séisme, mais aussi de la qualité de la conception et de la construction de l'ouvrage.

Tableau I.2 : Facteurs influant sur les dommages

Facteurs liés au séisme	Facteurs liés à la structure
Magnitude et durée des secousses	Conception parasismique (ou son absence)
Profondeur du foyer	Qualité des matériaux et de l'exécution
Distance à l'épicentre	Système structurel (poteaux-poutres, voiles, mixte)
Contenu fréquentiel des ondes	Régularité en plan et en élévation
Nature et amplification des sols	Vétusté et état d'entretien du bâtiment

Le Tableau 3 comparatif ci-dessous présente les principaux types de dommages observés sur le terrain, classés selon leur nature structurale ou non structurale.

Tableau I.3 : Les principaux types de dommages

Dommages STRUCTURAUX	Dommages NON STRUCTURAUX
Rupture de poteaux : Écrasement ou cisaillement des poteaux en béton armé, souvent au niveau des nœuds peu confinés.	Chute de cloisons et remplissages : Dégradation ou effondrement des murs de remplissage en maçonnerie non armée.
Effondrement de voiles : Fissuration diagonale ou écrasement des murs de refend sous l'effet des charges sismiques latérales.	Bris de vitrages : Projection de tessons pouvant causer des blessures graves et compliquer l'évacuation.
Défaillance des nœuds poutre-poteau : Zone de jonction insuffisamment armée, première à céder lors d'un séisme fort.	Renversement d'équipements : Chute de mobilier, armoires, équipements médicaux ou industriels maux fixés.
Mécanisme de « colonne courte » : Concentrations de contraintes dues à la	Ruptures de réseaux : Dommages aux canalisations d'eau, de gaz et aux câbles

présence d'allèges ou de remplissages partiels.	électriques entraînant incendies ou inondations.
Effondrement global : Perte totale de la stabilité de la structure pouvant conduire à l'effondrement progressif ou brutal.	Dégradation des façades : Décollement de bardages, chute de parement ou de corniche mettant en danger les usagers.

I.1.4. Le risque sismique en Algérie

L'Algérie possède l'un des catalogues sismiques les plus fournis du monde arabe, grâce aux travaux du Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS) et à l'héritage des archives historiques coloniales et ottomanes. Les premières mentions de séismes destructeurs remontent au XIV^e siècle ; la sismicité instrumentale est enregistrée depuis les années 1920. La figure 1 montre la récurrence de séismes destructeurs sur le territoire algérien. On observe des pics de magnitude et de lourds bilans humains, notamment pour les séismes d'Orléansville (1954), d'El Asnam (1980) et de Boumerdès (2003), qui ont chacun été des tournants dans l'évolution de la réglementation parasismique.

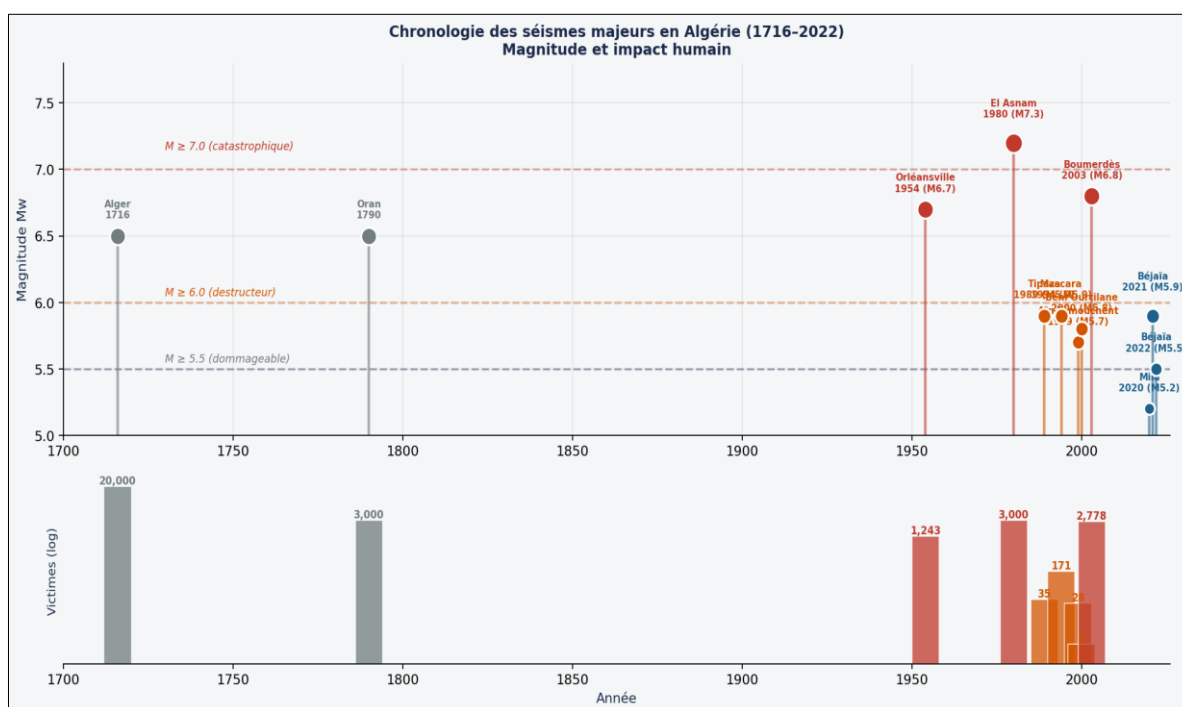


Figure I.1 : Chronologie des séismes majeurs en Algérie (1716–2022) : magnitude et bilan humain

Le Tableau 4 récapitule les événements sismiques les plus marquants en Algérie. Il met en lumière l'impact humain et matériel de ces catastrophes et leur rôle moteur dans l'évolution de la réglementation parasismique (RPA), chaque séisme majeur révélant des faiblesses constructives et conduisant à des révisions des normes.

Tableau I.4 : Tableau des séismes majeurs (1716–2022)

Année	Localisation	Magnitude Mw	Intensité (EMS)	Victimes	Conséquences / Impact réglementaire
1716	Alger	~6.5	IX	≈ 20 000	Alger presque totalement détruite ; tsunami côtier
1790	Oran	~6.5	X	≈ 3 000	Oran dévastée, 3 000 victimes
1954	Orléansville (Chlef)	6.7	X	1 243	Fondatrice du premier règlement parasismique
1980	El Asnam (Chlef)	7.2	X–XI	> 3 000	70 % des habitations détruites ; naissance du RPA
1989	Nador (Tipaza)	5.9	VIII	35	50 000 sans-abris
1994	Béni Chougrane (Mascara)	5.9	IX	171	10 000 sans-abris ; dégâts considérables
1999	Aïn Témouchent	5.7	VIII	28	Dégâts importants dans la wilaya
2003	Zemmouri (Boumerdès)	6.8	X	2 778	200 000 sans-abris ; micro-tsunami Méditerranée
2020	Grarem (Mila)	5.2	VII	0	Fissures dans de nombreuses constructions

2021	Cap Carbon (Béjaïa)	5.9	VII	0	Série de répliques sur plusieurs semaines
2022	Cap Carbon (Béjaïa)	5.5	VII	0	Déclencheur de la révision RPA 2024

I.2. Problématique et enjeux du dimensionnement parasismique

Le dimensionnement parasismique constitue aujourd'hui l'une des étapes les plus déterminantes de la conception des ouvrages en Algérie. Son objectif fondamental, tel qu'il est formulé dans la philosophie du RPA 2024, est triple : protéger les vies humaines en évitant tout effondrement lors de séismes majeurs ; limiter les dommages aux éléments structuraux et non structuraux lors de séismes modérés ; maintenir opérationnels les bâtiments stratégiques (hôpitaux, centres de crise) lors d'événements sismiques significatifs.

Les structures conventionnelles en béton armé, dans la grande majorité des constructions algériennes, dissipent l'énergie sismique essentiellement par la plastification contrôlée des éléments structuraux, principalement aux extrémités des poutres, selon le principe du dimensionnement capacitair. Bien que cette approche permette, en théorie, d'éviter l'effondrement catastrophique, elle s'accompagne inévitablement de dommages structuraux souvent significatifs, voire irréversibles : fissuration importante du béton, dégradation des nœuds poutre-poteau, rupture d'armatures, autant d'atteintes qui compromettent la réutilisation du bâtiment et génèrent des coûts de réparation considérables.

L'analyse des séismes récents révèle en outre que les structures en béton armé présentent plusieurs vulnérabilités récurrentes en contexte algérien : qualité d'exécution insuffisante, non-respect des prescriptions de confinement des aciers, irrégularités géométriques non prises en compte, et effets de site amplificateurs sur les dépôts alluviaux de la Mitidja. Ces facteurs, combinés à la densification rapide du tissu urbain, rendent urgent le développement et l'évaluation de solutions parasismiques innovantes, au premier rang desquelles figure l'isolation sismique à la base.

I.2.1. L'évolution du zonage sismique en Algérie

Depuis la création du premier règlement parasismique algérien (RPA 81/83), le zonage sismique a connu plusieurs révisions majeures reflétant l'amélioration progressive de la connaissance de l'aléa sismique national. La version 1999 (et sa révision de 2003 consécutive au séisme de Boumerdès) définissait cinq zones de sismicité (0 à IV). Le RPA 2024 marque une rupture significative en portant ce nombre à sept zones distinctes (0 à VI), avec un maillage communal plus fin et une meilleure prise en compte des données de sismicité récente (Mila 2020, Béjaïa 2021-2022). La figure 2 montre le zonage sismique selon le RPA 2024.

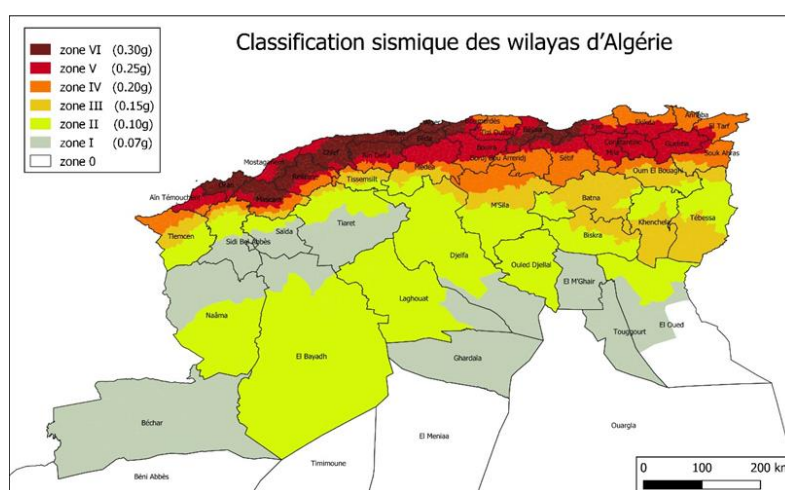


Figure I.2 : Zonage sismique de l'Algérie

Les principales innovations du RPA 2024 se traduisent par :

- Introduction de l'isolation sismique à la base : première intégration dans le règlement de cette technique de pointe qui découple la structure du mouvement du sol, réduisant drastiquement les efforts transmis au bâtiment.
- Renforcement des exigences de calcul : méthode statique équivalente précisée ; dispositions constructives pour le béton armé, l'acier, la maçonnerie et les fondations revues pour une meilleure ductilité.
- Prise en compte des éléments non structuraux : équipements et éléments secondaires dont la chute peut être mortelle, particulièrement dans les bâtiments stratégiques (hôpitaux, centres de secours).

Le tableau 5 met en évidence les avancées majeures du nouveau règlement. Les évolutions les plus marquantes sont l'actualisation des connaissances sur l'aléa, le renforcement des exigences de ductilité et, surtout, l'intégration explicite de l'isolation sismique comme technique reconnue.

A titre de comparaison internationale, l'ASCE 7-16 [5] et l'Eurocode 8 [6] intègrent également des dispositions spécifiques à l'isolation sismique.

Tableau I.5 : Comparaison des principales évolutions entre le RPA 2003 et le RPA 2024

Paramètre	RPA 2003	RPA 2024	Évolution
Cartes d'aléa sismique	Données de 1994	Actualisées (2020-2023)	▲
Zones sismiques	5 zones (0 à III)	Sept zones (0 à VI)	▲
Spectres de réponse	Spectre standard	Spectre révisé + site spécifique	►
Coefficient d'importance Γ_i	4 classes	4 classes révisées	►
Ductilité requise	Prescriptions minimales	Exigences renforcées	▲
Isolation sismique	Non mentionné	Intégré explicitement	▲
Analyse dynamique	Conseillée	Obligatoire (certains ouvrages)	◆

I.2.2. Comportement dynamique des structures sous l'effet d'un séisme

Lors d'un séisme, les structures ne sont pas soumises à des charges statiques classiques, mais à des sollicitations dynamiques engendrées par le mouvement du sol. Ce mouvement constitue une excitation imposée à la base du bâtiment, provoquant l'apparition de forces d'inertie proportionnelles à la masse de la structure et à l'accélération sismique.

Le comportement dynamique d'un ouvrage dépend principalement de trois paramètres essentiels :

- La masse, qui influence directement l'intensité des forces d'inertie ;
- La rigidité, qui conditionne la déformabilité et la période propre de vibration ;
- L'amortissement, qui représente la capacité de la structure à dissiper l'énergie vibratoire.

D'un point de vue mécanique, un bâtiment peut être modélisé comme un système à plusieurs degrés de liberté (MDOF), dont la réponse est décrite par l'équation différentielle du mouvement [1] :

$$[M]\ddot{u} + [C]\dot{u} + [K]u = -[M]\ddot{u}_g(t)$$

Où :

- M = matrice de masse
- C = matrice d'amortissement
- K = matrice de rigidité
- $\ddot{u}$ = accélération du sol
- $\dot{u}$ = vitesse
- u = déplacement

I.3. L'isolation sismique à la base — une réponse innovante

L'isolation sismique à la base représente un changement de paradigme fondamental dans la conception parasismique. Là où l'approche conventionnelle cherche à rendre la structure suffisamment résistante pour qu'elle survive à l'action sismique — quitte à se déformer plastiquement —, l'isolation sismique vise à découpler la structure du mouvement du sol, de sorte que les vibrations sismiques qui lui sont transmises soient considérablement atténuées [2], [3].

Ce découplage est réalisé en interposant, entre la fondation et la superstructure, des dispositifs mécaniques de faible rigidité horizontale, les isolateurs sismiques qui allongent artificiellement la période fondamentale de vibration du système de 0,2–0,8 s (bâtiment conventionnel) jusqu'à 2,0–3,5 s (bâtiment isolé). Ce glissement de période déplace le point de fonctionnement du bâtiment vers la zone de faible énergie du spectre de réponse sismique, réduisant les accélérations de plancher de 60 à 80 % selon les configurations. La superstructure reste ainsi dans le domaine quasi-élastique, sans plastification ni endommagement.

La pertinence de cette technologie pour le contexte algérien est renforcée par son intégration explicite dans le RPA 2024 : le Chapitre 11, dédié à l'isolation sismique à la base, et l'Annexe G, qui définit les lois de comportement des dispositifs d'isolation, constituent la première réglementation nationale de ce type, marquant une évolution majeure dans la politique algérienne de prévention des risques sismiques.

I.3.1. Principe physique de l'isolation sismique

I.3.1.1. Découplage dynamique et allongement de la période

Le principe fondamental repose sur la mécanique vibratoire des systèmes à un degré de liberté. Une structure conventionnelle à base fixe possède une période fondamentale typiquement comprise entre 0,1 et 1,0 seconde, plage généralement la plus énergétique du spectre sismique, engendrant des forces d'inertie élevées. En introduisant un système d'isolation de faible rigidité horizontale, la période effective est artificiellement allongée jusqu'à 2 à 4 secondes, se plaçant dans la zone de faible énergie spectrale. La réduction des forces sismiques transmises à la superstructure peut ainsi dépasser 60 à 80% selon les configurations. Le schéma de gauche de la figure 3 montre une structure conventionnelle qui transmet les mouvements du sol à toute la structure, la déformant. Le schéma de droite illustre le principe de l'isolation : des isolateurs flexibles à la base absorbent une grande partie du mouvement, protégeant ainsi la superstructure qui reste quasiment indéformée.

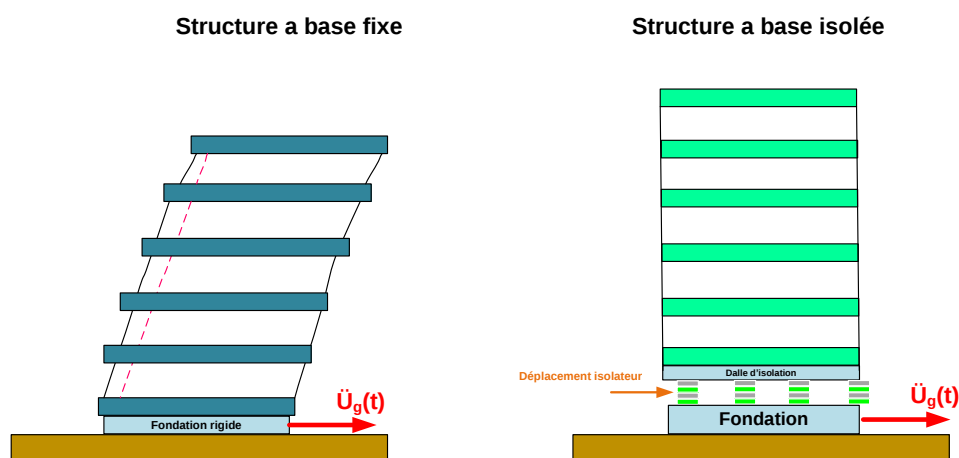


Figure I.3 : Comparaison du comportement d'une structure à base fixe et d'une structure sur base isolée sous l'effet d'un séisme

I.3.1.2. Spectre de réponse et réduction de la demande sismique

Pour comprendre pleinement l'efficacité de l'isolation sismique, il est essentiel de maîtriser le concept de spectre de réponse. Un spectre de réponse élastique est une courbe qui représente la réponse maximale (accélération, vitesse ou déplacement) d'une gamme de structures simplifiées, modélisées comme des oscillateurs simples à un degré de liberté, lorsqu'elles sont soumises à une secousse sismique donnée [1].

Dans la pratique du génie parasismique, on utilise couramment le spectre de réponse en accélération, noté S_a . Ce spectre est un outil de conception fondamental. Pour une période T donnée, l'ordonnée du spectre $S_a(T)$ représente l'accélération maximale que subirait une

structure ayant cette période, et donc, par extension, la force sismique maximale (effort tranchant à la base) à laquelle elle devrait résister si elle restait élastique.

La Figure 4 présente un spectre de réponse typique, tel que ceux définis par les règlements parasismiques (y compris le RPA 2024). Sa forme caractéristique peut être décomposée en trois parties principales :

- La branche ascendante (pour les périodes très courtes, $T < T_1$: Dans cette zone, les structures sont extrêmement rigides (ex : un petit abri, un équipement lourd). Leur période est très faible, et l'accélération qu'elles subissent est proche de l'accélération maximale du sol lui-même.
- Le plateau (ou palier) d'accélération maximale (pour les périodes courtes à moyennes, $T_1 < T < T_2$) : C'est la zone la plus critique pour un grand nombre de bâtiments conventionnels, dont les périodes propres se situent typiquement entre 0,1 et 0,8 secondes. Ici, l'accélération spectrale S_a atteint sa valeur maximale. Une structure dans ce domaine, comme notre bâtiment à base fixe avec une période $T_0 \approx 0,35$ s, est soumise aux forces d'inertie les plus élevées.
- La branche descendante (pour les périodes longues, $T > T_2$) : Pour les structures plus souples et plus hautes (gratte-ciels, tours), la période s'allonge. L'accélération spectrale S_a décroît rapidement. C'est précisément dans cette zone que l'isolation sismique cherche à positionner le bâtiment.

En interposant des isolateurs à la base, on augmente considérablement la souplesse horizontale de l'ensemble. La période fondamentale du système "isolateur + superstructure" n'est plus T_0 , mais une période effective T_{iso} , beaucoup plus longue, généralement comprise entre 2,0 et 2,5 secondes. Ce faisant, on "déplace" littéralement le point de fonctionnement de la structure du plateau d'accélération maximale (où les forces sont grandes) vers la branche descendante du spectre (où les forces sont faibles).

Comme illustré sur la Figure 4, cette translation de période se traduit par une chute drastique de la valeur de l'accélération spectrale, de $S_a(T_0)$ à $S(T_{iso})$. La réduction de la demande sismique sur la superstructure, représentée par la flèche rouge, peut ainsi atteindre 60 à 80%.

De plus, les isolateurs, par leur conception même (frottement du plomb dans les LRB, hystérésis du caoutchouc dans les HDRB), apportent un amortissement élevé (ξ_{iso} de 15 à 30%), bien supérieur à celui d'une structure en béton armé classique ($\xi \approx 5\%$). Cet amortissement supplémentaire a pour effet de "plaquer" la structure contre le sol, réduisant

encore davantage les déplacements et les efforts. Dans la représentation spectrale, un amortissement plus élevé se traduit par un spectre dont toutes les ordonnées sont plus basses (ligne en pointillés sur la Figure 4), offrant un gain de performance supplémentaire.

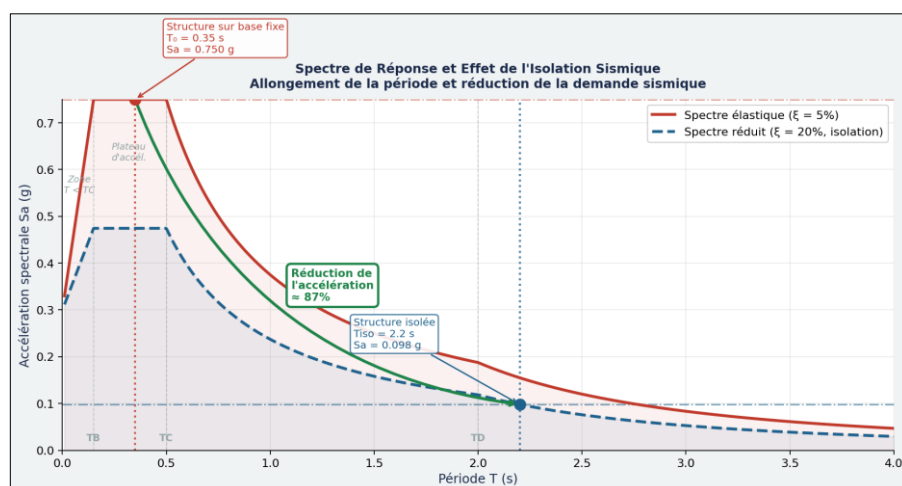


Figure I.4 : Effet de l'isolation sismique sur le spectre de réponse : allongement de la période et réduction de l'accélération spectrale

Ce graphique est la clé de voûte de la compréhension de l'isolation sismique. Il montre comment, en allongeant la période propre de la structure de T_0 (structure fixe) à T_{iso} (structure isolée), on "déplace" sa réponse dynamique du plateau d'accélération maximale (forces élevées) vers la branche descendante du spectre (forces réduites). L'augmentation de l'amortissement (ξ) contribue à abaisser davantage la courbe spectrale.

I.3.2. Types d'isolateurs sismiques

On distingue principalement trois grandes familles d'isolateurs, chacune fondée sur un principe physique distinct pour assurer la flexibilité horizontale et la dissipation d'énergie : les isolateurs élastomériques, les isolateurs à glissement (FPS), et leurs variantes.

I.3.2.1. Isolateurs élastomériques

a) Appui en Caoutchouc Naturel NRB

L'appui NRB (Natural Rubber Bearing) est la forme la plus simple d'isolateur élastomérique : empilement alterné de fines couches de caoutchouc naturel et d'intercalaires en acier, vulcanisé sous presse. Son comportement force-déplacement est quasi linéaire élastique, avec un amortissement faible ($\xi \approx 2-5\%$). Il doit souvent être associé à des amortisseurs séparés pour contrôler les déplacements.

b) Appui en Caoutchouc à Haute Dissipation HDRB

Le HDRB (High Damping Rubber Bearing) est une évolution du NRB où le caoutchouc est modifié par l'adjonction de charges renforçantes (noir de carbone, résines, huiles) conférant un amortissement équivalent significativement plus élevé ($\xi_{eff} \approx 10-20\%$). Son module de cisaillement G est plus élevé aux faibles déformations (protection contre le vent) et diminue aux grandes déformations sismiques. Sur la figure 5, la coupe (a) révèle la structure en couches de caoutchouc et d'acier. Le graphique (b) montre une boucle d'hystérésis relativement large, caractéristique d'un amortissement élevé, et une certaine non-linéarité de la rigidité (la pente de la courbe change avec le niveau de déformation) [2].

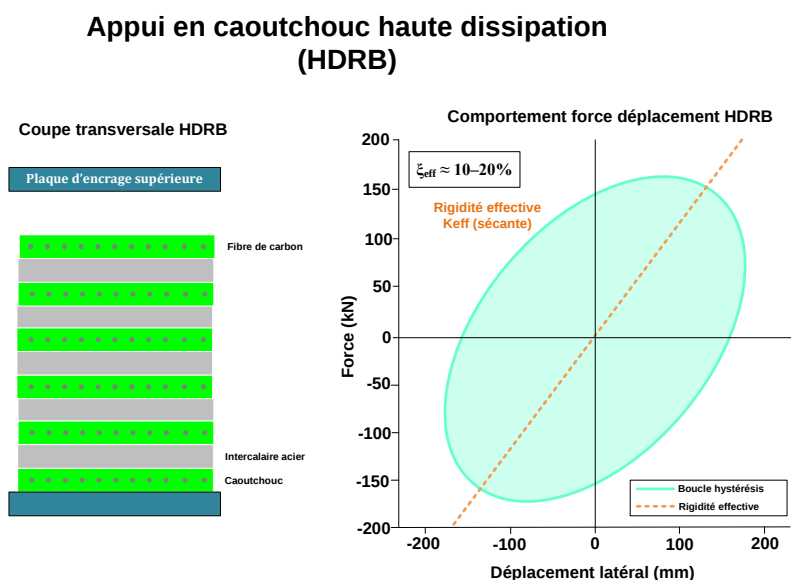


Figure I.5 : Appui en caoutchouc haute dissipation (HDRB) : coupe transversale et comportement force-déplacement

c) Appui à Noyau de Plomb LRB

Le LRB, développé en Nouvelle-Zélande par Robinson (1982) [2], est l'isolateur élastomérique le plus utilisé dans le monde. Il associe un appui en caoutchouc naturel à un noyau cylindrique de plomb (15 à 30% du diamètre total). Le plomb fournit un amortissement hystérétique très élevé ($\xi_{eff} \approx 15-30\%$) et une excellente stabilité cyclique. La boucle force-déplacement est bilinéaire : rigidité initiale K_e élevée avant plastification, rigidité post-élastique K_r assurée par le caoutchouc. Sur la figure 6, la coupe (a) montre le noyau de plomb inséré au cœur de l'empilement élastomérique. Le graphique (b) présente une boucle d'hystérésis très large et stable, typique du comportement du plomb. Cette boucle est souvent modélisée par un comportement bilinéaire, caractérisé par une rigidité initiale élevée (K_e) suivie d'une rigidité plus faible après plastification (K_r).

Appui à Noyau de Plomb - LRB

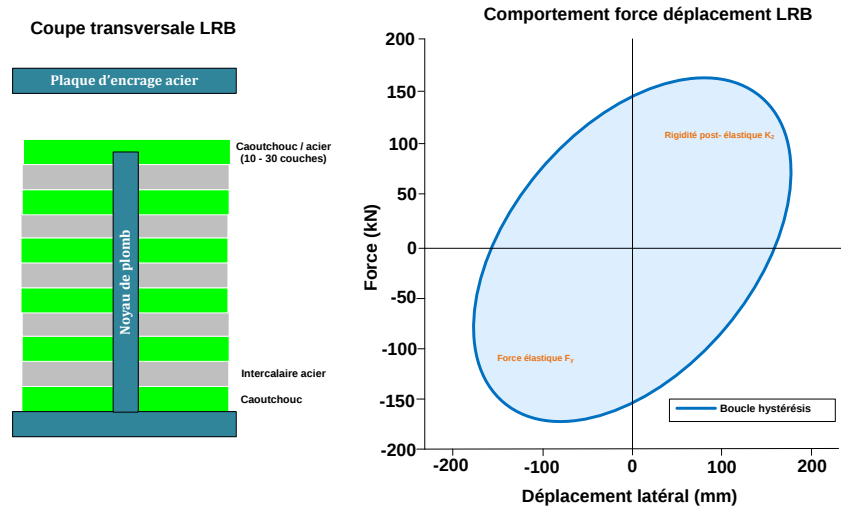


Figure I.6 : Isolateur à noyau de plomb (LRB) : Coupe transversale et boucle hystérétique force-déplacement

I.3.2.2. Isolateurs à glissement

Le (Friction Pendulum System), développé par Zayas et al. (1987) [3] en Californie, repose sur une surface concave en acier inoxydable poli sur laquelle glisse un patin articulé recouvert de PTFE. Le mouvement sur la surface sphérique crée un effet de pendule gravitationnel assurant la force de rappel, sans caoutchouc.

La période effective est remarquablement indépendante de la charge verticale : $T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}}$ où R est le rayon de courbure. L'amortissement est assuré par la friction PTFE/acier ($\mu = 0,02-0,10$). Sur la figure 7 illustre le principe de glissement sur une surface concave. L'équation est fondamentale : elle montre que la période du système isolé par FPS ne dépend que du rayon de courbure R et de la gravité g, et non de la masse du bâtiment, ce qui simplifie le dimensionnement.

Isolateur à pendule friction FPS

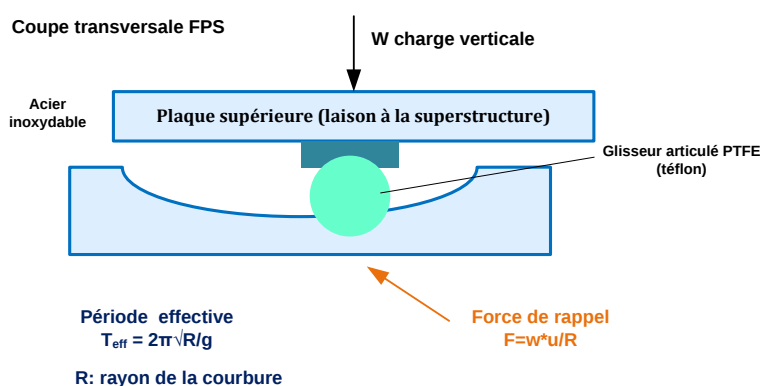


Figure I.7 : Système à pendule friction (FPS) : coupe transversale, principe de fonctionnement et relation période-rayon de courbure

Le tableau 6 comparatif aide à choisir le type d'isolateur en fonction des priorités du projet (coût, performance, maintenance). Le LRB apparaît comme un bon compromis, offrant un amortissement élevé et une capacité de déplacement importante pour un coût modéré, ce qui en fait un choix très répandu.

Tableau I.6 : Comparaison des types d'isolateurs

Critère	NRB	HDRB	LRB	FPS
Période effective	2–4 s	2–4 s	2–4 s	1,5–5 s
Amortissement ξ_{eff}	2–5 %	10–20 %	15–30 %	5–15 %
Déplacement max.	300 mm	250 mm	400 mm	500 mm+
Rappel élastique	Oui	Oui	Oui	Oui (gravité)
Maintenance	Minimale	Minimale	Minimale	Faible
Coût relatif	Faible	Moyen	Moyen	Élevé
Application type	Ponts, bât. Légers	Bâtiments courants	Bâtiments lourds	Ponts, bâtiments

I.3.3. Matériaux des isolateurs sismiques

Les performances mécaniques et la durabilité d'un isolateur sismique sont directement conditionnées par les propriétés des matériaux qui le composent. Une compréhension approfondie de ces matériaux est indispensable pour concevoir des dispositifs fiables sur une durée de service de 50 à 100 ans [2], [3].

I.3.3.1. Élastomères, Le caoutchouc naturel et ses dérivés

Le caoutchouc naturel (NR) est extrait du latex de 'Hevea brasiliensis'. Sa macromolécule — le 'polyisoprène' lui confère des propriétés viscoélastiques exceptionnelles : très faible hystérésis à faible déformation, grande capacité de déformation réversible (jusqu'à 600% d'élongation à rupture), excellente résistance à la fatigue cyclique. Après vulcanisation au soufre, le module de cisaillement G est typiquement 0,55 à 0,80 MPa.

Le caoutchouc haute dissipation (HDR) est obtenu par incorporation de quantités importantes de noir de carbone (20–60 pcr), de résines renforçantes et d'huiles plastifiantes. Ces adjuvants augmentent l'hystérésis interne ($\tan \delta \approx 0,15\text{--}0,25$) et la rigidité aux faibles déformations. Le module G est non-linéaire avec la déformation : 1,0–1,4 MPa à faibles déformations (25%) et 0,4–0,7 MPa aux grandes déformations sismiques (100–200%).

I.3.3.2. Le plomb — Propriétés et rôle dans les LRB

Le plomb (Pb) présente des propriétés mécaniques remarquablement adaptées à la dissipation d'énergie sismique. Sa contrainte d'écoulement au cisaillement est faible ($\tau_y \approx 10\text{--}12$ MPa), permettant au noyau de plastifier dès le début du séisme. Plus remarquable encore, le plomb se recristallise quasi instantanément à température ambiante après déformation plastique — propriété qui lui permet de retrouver ses propriétés initiales entre chaque cycle, garantissant une stabilité remarquable sur des milliers de cycles.

Sur le plan environnemental, l'utilisation du plomb soulève des questions de durabilité, conduisant la recherche à explorer des alternatives : alliages bismuth-indium, noyaux en polymères haute performance, systèmes à fil d'acier haute résistance.

I.3.3.3. Intercalaires en acier et plaques d'ancrage

Les intercalaires en acier (S235 ou S355, épaisseur 2 à 4 mm) empêchent le gonflement latéral du caoutchouc sous charge verticale, conférant une rigidité verticale élevée ($K_v \approx 500$ à 5000 fois la rigidité horizontale). Le facteur de forme $S = \text{Aire chargée} / \text{Aire libre de gonflement}$ est le paramètre géométrique clé gouvernant cette rigidité.

I.3.3.4. PTFE et acier inoxydable pour les systèmes à glissement

Dans les isolateurs FPS, l'interface de friction est constituée du couple PTFE — acier inoxydable austénitique poli miroir ($R_a < 0,05 \mu\text{m}$). Le PTFE présente un coefficient de friction bas et stable ($\mu = 0,02\text{--}0,10$), une excellente résistance chimique et une gamme d'utilisation étendue (-70°C à $+200^\circ\text{C}$). La valeur de μ dépend de la pression de contact et de la vitesse de glissement, conférant aux FPS un comportement légèrement non linéaire. Le tableau 7 détaille les propriétés de chaque composant. Il montre, par exemple, le rôle de l'acier pour la rigidité verticale (module E élevé) et le rôle du plomb et des charges dans le HDR pour l'amortissement. Le tableau 7 détaille les propriétés de chaque composant. Il montre, par exemple, le rôle de l'acier pour la rigidité verticale (module E élevé) et le rôle du plomb et des charges dans le HDR pour l'amortissement.

Tableau I.7 : Comparaison des propriétés mécaniques

Matériau	Module E (MPa)	Module G (MPa)	Élongation (%)	Amortissement
Caoutchouc naturel (NR)	50–80	0,55–0,80	400–700	Faible ($< 5\%$)
Caoutchouc HD (HDR)	100–200	0,40–0,70	300–600	Élevé (10–20%)
Caoutchouc chloroprène	70–120	0,55–0,75	300–500	Moyen (5–10%)
Plomb (noyau LRB)	—	—	—	Très élevé (15–30%)
PTFE (FPS)	—	$\mu_f = 0,02\text{--}0,10$	—	Moyen (friction)
Acier (intercalaires)	200 000	—	—	Quasi nul

I.4. Cadre réglementaire RPA 2024

Le Chapitre 11 du RPA 2024 [4] (D.T.R. B.C. 2.48) constitue la première intégration réglementaire de l'isolation sismique à la base dans un règlement parasismique algérien. Il couvre les principes de conception, les exigences de performance, les méthodes de calcul et les vérifications à l'état limite ultime des structures isolées neuves.

L'Annexe G informative complète ce chapitre en précisant les lois de comportement analytiques des différents types de dispositifs d'isolation : élastomères, systèmes à friction (pendulaires), amortisseurs visqueux et systèmes précontraints.

I.4.1. Domaine d'application et exigences fondamentales

Le Chapitre 11 s'applique aux structures neuves équipées d'un système d'isolation à la base situé en dessous de la masse principale de la structure. La réduction de la réponse sismique peut être obtenue par allongement de la période fondamentale, modification de la forme du mode fondamental, augmentation de l'amortissement, ou une combinaison de ces effets.

Le DTR ne couvre pas les systèmes de dissipation d'énergie passifs ni les dispositifs type bloqueurs disposés en superstructure. Ces systèmes relèvent d'une réglementation distincte non encore publiée à la date d'approbation du RPA 2024.

Le système d'isolation doit satisfaire aux exigences fondamentales définies pour deux niveaux d'aléa sismique conformément au § 1.2 du RPA 2024. Une fiabilité accrue est imposée aux dispositifs d'isolation eux-mêmes et à leurs ancrages, matérialisée par l'application d'un coefficient de majoration γ_x . Le tableau 8 synthétise les exigences clés pour garantir une fiabilité élevée du système d'isolation, en insistant sur la majoration des effets (γ_x) et la protection des éléments sensibles comme les réseaux vitaux.

Tableau I.8 : Exigence et disposition réglementaire

Exigence	Disposition réglementaire (§ 11.2 & 11.3)
Double niveau d'aléa	Conception pour deux niveaux sismiques (SLU et limitation des dommages) conformément au §1.2.
Coefficient $\gamma_x = 1,3$	Majoration obligatoire des déplacements et réactions transmises par chaque unité d'isolation.
Infrastructure élastique à l'ELU (État limite ultime -non effondrement)	L'infrastructure doit rester dans le domaine élastique à l'état limite ultime.
Réseaux vitaux — ELU	Les réseaux vitaux doivent être dimensionnés pour le déplacement relatif majoré par $\gamma_x = 1,3$.

Réseaux vitaux — ELD (État de limitation des dommages)	Les réseaux vitaux doivent rester dans le domaine élastique à l'état de limitation des dommages.
Dérives inter-étages — ELD	Les dispositions du Chapitre 5 sur les déplacements inter-étages restent applicables à l'ELD.

I.4.2. Dispositions générales de dimensionnement

I.4.2.1. Conception des bâtiments isolés

Le dimensionnement doit être fondé autant que possible sur les principes suivants, qui conditionnent l'éligibilité aux méthodes simplifiées :

- Simplicité de la structure
- Régularité en plan et en élévation
- Résistance et rigidité dans les deux directions horizontales
- Résistance et rigidité vis-à-vis de la torsion
- Action des diaphragmes au niveau des planchers

I.4.2.2. Prescriptions constructives pour les dispositifs

- Accessibilité permanente : prévoir un espace suffisant pour inspecter, entretenir et remplacer les dispositifs.
- Protection contre les agressions : incendie, attaques chimiques ou biologiques.
- Conformité normative : les matériaux utilisés doivent être conformes aux normes en vigueur.
- Garde au déplacement : espace suffisant pour le déplacement libre dans toutes les directions.
- Programme de surveillance : inspection, surveillance et maintenance obligatoires ; instrumentation recommandée selon l'importance de l'ouvrage.

I.4.2.3. Règles de calcul

a- Action sismique

L'action sismique de calcul est représentée simultanément par les deux composantes horizontales et la composante verticale ($A_v \cdot I \cdot g$) dès lors que cette dernière est supérieure à 0,25g. Des spectres spécifiques au site doivent être dérivés pour les bâtiments de groupe d'usage

1A et les bâtiments situés à moins de 15 km d'une faille potentiellement active de magnitude $M_w \geq 6,5$.

Pour les structures isolées, le coefficient de comportement à utiliser dans les analyses est $R = 1$ (comportement élastique intégral de la superstructure). C'est l'isolateur qui dissipe l'énergie, et non la structure elle-même.

b- Propriétés du système d'isolation

Les propriétés à utiliser dans l'analyse doivent être les valeurs les plus défavorables prévisibles pendant la durée de vie de la structure, reflétant l'influence de la vitesse de chargement, de la charge verticale simultanée, de la charge transversale, de la température et de l'évolution des propriétés au cours du service.

c- Méthodes d'analyse

Le RPA 2024 autorise cinq méthodes d'analyse, avec des conditions d'éligibilité croissantes. Le tableau 9 guide le concepteur vers la méthode la plus adaptée en fonction de la complexité du système isolé. La méthode statique simplifiée est très pratique pour les projets courants, tandis que l'analyse temporelle est réservée aux cas complexes avec amortisseurs ou comportements fortement non linéaires.

Tableau I.9 : Méthodes d'analyse

Méthode	Conditions d'application	Remarques
Statique linéaire équivalente	Comportement linéaire équivalent vérifié ; $\xi_{eff} \leq 30\%$; variation $F/d < 10\%$	Méthode de référence minimale obligatoire
Statique simplifiée	Distance faille > 15 km ; dimensions < 50 m ; $3T_f \leq T_{eff} \leq 3$ s ; excentricité $< 7,5\%$	Superstructure supposée rigide
Modale	Comportement linéaire mais conditions simplifiées non remplies	Conforme au §4.3
Modale simplifiée	Conditions méthode simplifiée remplies + translation + torsion	Sans coefficient δ_i

Temporelle par accélérogrammes	Dissipateurs visqueux ; $\xi_{eff} > 15\%$; ou isolateurs non linéaires	Seule méthode avec amortisseurs visqueux
--------------------------------	--	--

d- Vérification de la sécurité à l'ELU

La vérification de la sécurité à l'état limite ultime couvre l'infrastructure, la superstructure et les dispositifs d'isolation eux-mêmes :

- Infrastructure : vérifiée sous les forces d'inertie directes et les forces et moments transmis par le système d'isolation. Elle doit rester dans le domaine élastique ($R = 1$).
- Superstructure : vérifiée conformément au Chapitre V du RPA 2024, avec les coefficients partiels de sécurité correspondants.
- Unités d'isolation — forces : évaluées en prenant les forces verticales et horizontales maximales, y compris les effets de renversement.
- Unités d'isolation — déplacements : le déplacement horizontal total doit inclure la distorsion due à l'action sismique et les effets du retrait, du fluage et de la température.

I.5. Objectifs du présent travail

Le présent mémoire a pour objectif central d'étudier et de comparer de manière rigoureuse le comportement sismique d'un bâtiment en béton armé R+8 selon deux configurations distinctes, afin de quantifier les apports de l'isolation sismique à la base par rapport à la conception conventionnelle. Les objectifs spécifiques se déclinent comme suit :

Dimensionnement RPA 2024 : Dimensionner le bâtiment R+8 conformément aux prescriptions du Règlement Parasismique Algérien RPA 2024, aussi bien pour la structure conventionnelle (Chapitre 7 — béton armé) que pour la structure isolée (Chapitre 11 — isolation sismique).

Modélisation numérique : Développer et valider des modèles numériques tridimensionnels des deux configurations structurales en utilisant un logiciel d'analyse aux éléments finis (ETABS / SeismoStruct), intégrant la non-linéarité du comportement des isolateurs

Analyse de la réponse dynamique ; Comparer la réponse dynamique des deux structures (périodes propres, déplacements inter-étages, effort tranchant à la base) sous l'action sismique de calcul définie par le RPA 2024.

Évaluation des efforts internes : Analyser et comparer la distribution des efforts internes (moments fléchissant, efforts tranchants, efforts normaux) dans les éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles).

Choix et dimensionnement des isolateurs : Sélectionner le type d'isolateur le plus adapté (LRB, HDRB ou FPS), dimensionner les unités d'isolation conformément au RPA 2024 (§11.5 et Annexe G), et vérifier les conditions d'éligibilité à la méthode simplifiée.

CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1. Introduction

La conception et la réalisation d'un bâtiment requièrent une approche pluridisciplinaire intégrant les aspects fonctionnels, architecturaux, structurels et sécuritaires. La réussite d'un projet de construction repose sur une planification rigoureuse ainsi qu'une coordination efficace entre les différents intervenants tout au long des phases d'étude et d'exécution. Cette démarche permet de garantir la stabilité, la durabilité de l'ouvrage et la sécurité de ses occupants.

Le présent projet de fin d'études porte sur l'étude d'un immeuble à usage résidentiel. Il vise à analyser sa conception architecturale et son organisation spatiale, tout en évaluant les solutions structurelles adoptées, les procédés de construction mis en œuvre, les matériaux utilisés ainsi que leur conformité aux réglementations en vigueur, notamment celles relatives à la conception parasismique.

Ce chapitre est consacré à la présentation générale de l'ouvrage étudié. Il décrit ses principales caractéristiques architecturales et structurelles, les matériaux retenus pour sa réalisation, les normes de calcul appliquées ainsi que les données géotechniques du site d'implantation.

Cette présentation constitue une base indispensable à la compréhension des choix techniques adoptés et servira de référence pour les analyses détaillées développées dans les chapitres suivants, portant notamment sur les études structurelles, dynamiques et sismiques de l'ouvrage.

II.2. Présentation de l'ouvrage

Le projet porte sur la réalisation d'un immeuble résidentiel de type R+8, s'inscrivant dans le cadre d'une opération de promotion immobilière visant à répondre à la demande croissante en logements modernes et confortable dans la région d'Alger.

Il se compose des éléments suivants :

- Huit (08) étages destinés à l'habitation.
- Un (01) rez-de-chaussée.
- Une (01) terrasse inaccessible.

II.3. Caractéristiques architecturales

II.3.1. Dimensions en plan

- Le bâtiment présente les dimensions en plan suivantes :
- Longueur en plan : 22.7 m
- Largeur en plan : 24.55 m

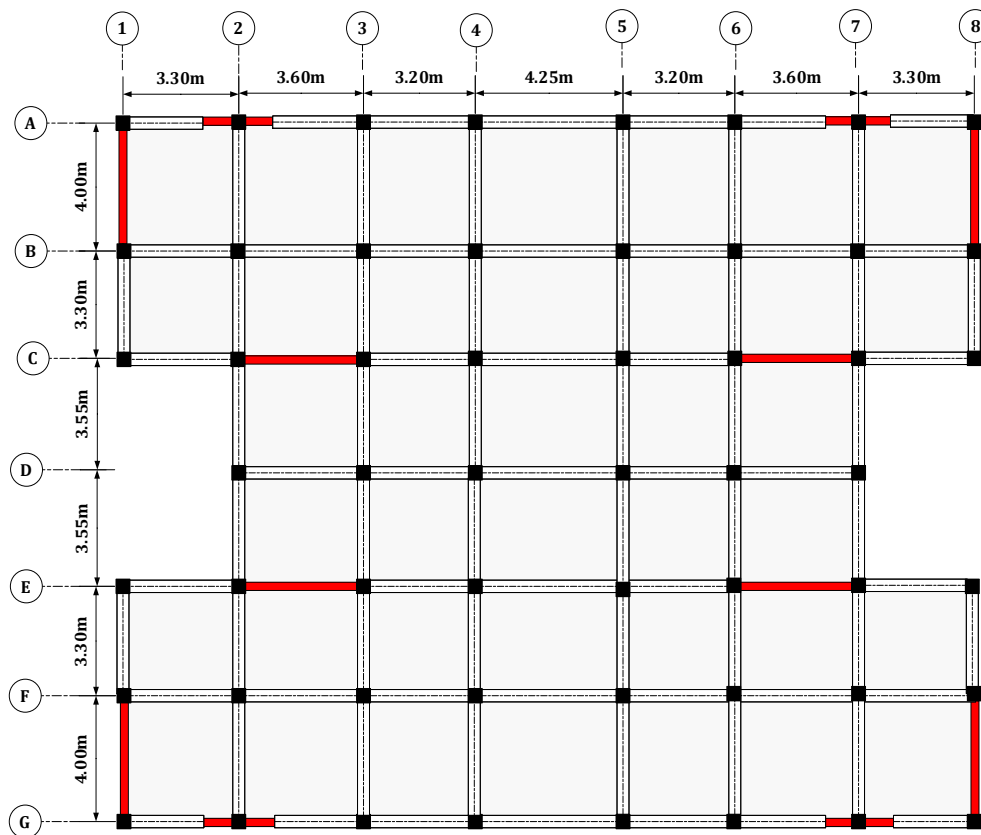


Figure II.1 : Vue en plan

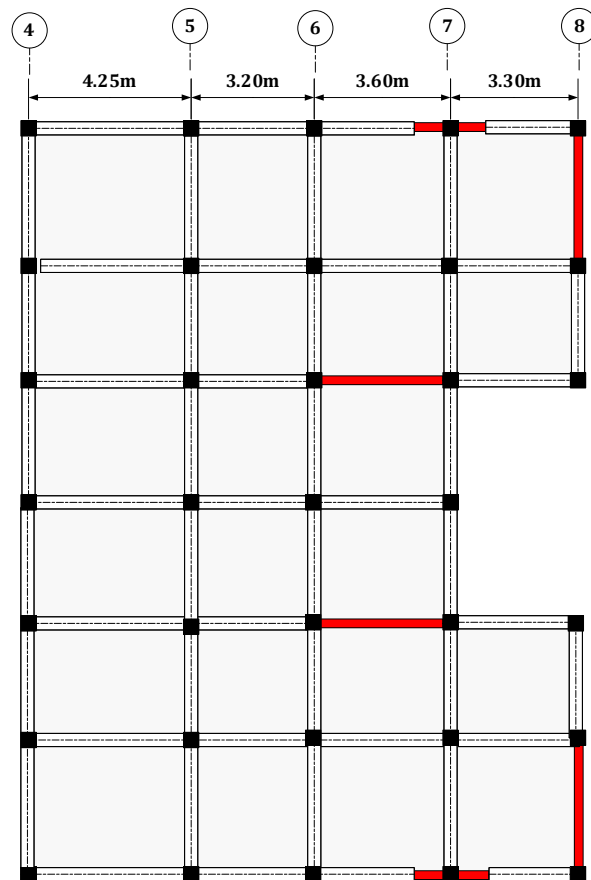


Figure II.2 : Vue en plan-terrasse

II.3.2. En élévation

- Hauteur à partir du sol : 27.54 m
- Hauteur des étages courants : 3.06 m
- Hauteur du Rez de chaussée : 3.06 m

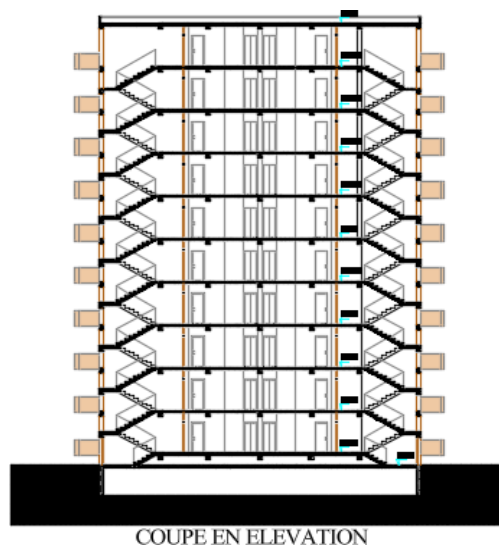


Figure II.3 : Coupe en élévation

II.4. Classification de l'ouvrage selon RPA2024

II.4.1. Classification selon son importance

Selon l'article 3.4 des Règles Parasismiques Algériennes 2024 (RPA 2024), le niveau de protection sismique exigé pour un ouvrage dépend de sa destination, ainsi que de son importance au regard des objectifs de sécurité définis par la collectivité. À ce titre, la réglementation établit une classification des constructions en quatre groupes d'importance, chacun correspondant à un niveau minimal de performance sismique à respecter.

Cette classification constitue un cadre réglementaire de base, laissant toutefois la possibilité au maître d'ouvrage d'adopter un niveau de protection plus élevé lorsque les enjeux liés à l'ouvrage le justifient, notamment en fonction de sa vocation, de son exploitation et de son impact en cas de dommage.

Dans le cadre de la présente étude, le bâtiment est classé dans le groupe 2, correspondant aux structures d'importance moyenne. Il s'agit d'un immeuble d'habitation collective, dont la hauteur est inférieure à 48 m et dont l'effectif maximal est estimé à environ 300 occupants simultanés.

II.4.2. Classification du site

- Zone sismique d'implantation : Alger (Zone VI) « sismicité très élevée ».
- Catégorie du site : S3 (Site meuble), site sableux moyennement dense ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200$ m/s à partir de 10 m de profondeur.
- Une contrainte admissible de $\sigma_{adm} = 2.5$ bars.

II.5. Caractéristiques des matériaux

Le béton se distingue par une très bonne résistance à la compression, généralement comprise entre 10 et 100 MPa, mais il présente en revanche une faible capacité à résister aux efforts de traction. Cette faiblesse a conduit au développement du béton armé, matériau composite associant le béton et l'acier.

Ce principe repose sur la complémentarité mécanique des deux matériaux : le béton reprend principalement les efforts de compression, tandis que les armatures en acier assurent la résistance aux sollicitations de traction. Ainsi, dans les zones où des contraintes de traction apparaissent, des aciers sont disposés afin de compenser les limites du béton.

Cette association confère au béton armé des performances mécaniques nettement améliorées, lui permettant de résister efficacement aux différentes sollicitations, tout en garantissant la stabilité, la durabilité et la sécurité des ouvrages.

II.5.1. Béton

Le béton est un matériau composite de génie civil composé de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, auxquels peuvent s'ajouter des adjuvants pour améliorer ses propriétés. Le ciment, en tant que liant hydraulique, durcit par hydratation et assure la cohésion du matériau, lui conférant résistance et durabilité.

La principale caractéristique mécanique du béton est sa résistance à la compression, évaluée à partir d'essais normalisés. Elle est définie par la résistance à 28 jours, notée f_{c28} , qui constitue une valeur de référence pour le dimensionnement des structures en béton.

II.5.1.1. Résistance à la compression

Selon le CBA93, article A2.1.1.1 : un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression f_{cj} à l'âge de 28 jours exprimée en MPa.

La résistance caractéristique à la compression f_{cj} à l'âge de $j \leq 60$ jours, est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \text{ pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \text{ pour : } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

Pour $j > 60$ jours on peut admettre une résistance au plus égale à :

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28}$$

f_{cj} : La résistance à la compression à « j » jour.

f_{c28} : La résistance à la compression à 28 jour « la résistance caractéristique du béton ».

II.5.1.2. Résistance à la traction

Selon le CBA93, article A2.1.1.2 : la résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j- jours est conventionnellement défini par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

f_{tj} : La résistance à la traction compression à « j » jour.

Cette formule est valable pour $f_{cj} \leq 60$ MPa, sinon :

$$f_{tj} = f_{cj}^{\frac{2}{3}}$$

Tableau II.1: Valeurs prévues des résistances de béton.

Résistance du béton	Résistance à la compression f_{c28}	Résistance à la traction f_{t28}
Elément de la structure (MPa)	25	2.1

II.5.1.3. Contrainte limite de compression

- **État limite ultime (ELU)**

La résistance conventionnelle ultime à la compression est : $f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$

Avec : $\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{pour les combinaisons fondamentales} \\ 1 & \text{pour les combinaisons accidentelles} \end{cases}$

$\theta = \begin{cases} 1 & \text{quand la durée d'application des charges considérée est } > \text{ à 24 heures} \\ 0.9 & \text{lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures} \\ 0.85 & \text{lorsqu'elle est inférieure à 1 heure} \end{cases}$

Dans le calcul à l'ELU, on adopte le diagramme dit "parabole rectangle" ; En compression pure, le diagramme est constitué par la partie parabole du graphe, les déformations relatives étant limitées à 2‰.

En compression avec flexion, le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

- **État limite de service (ELS)**

La contrainte admissible à l'État Limite de Service (ELS) du béton en compression est : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15$ Mpa.

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

II.5.1.4. Module d'élasticité

Selon CBA93, article A2.1.2 : le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante :

- Module instantané : pour un chargement de courte durée ($t < 24$ h et $j \leq 28$ j)

$$E_{ij} = 11.10^3 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

- Module différé : pour un chargement de longue durée (fluage).

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} = \frac{1}{3} E_{ij}$$

Tableau II.2 : Valeurs des modules d'élasticité de béton.

Module d'élasticité E	Instantanée E_{i28} (MPa)	Différé E_{v28} (MPa)
Eléments de la structure	32164.2	10721.4

II.5.2. Aciers

II.5.2.1. Composition:

L'acier, un alliage de fer et de carbone, est classifié en acier doux, mi-dur et dur. Dans le béton armé, l'association de l'acier et du béton impose des exigences strictes en ce qui concerne leurs caractéristiques mécaniques. Ces aciers doivent, entre autres, présenter une adhérence adéquate, être faciles à façonner et avoir une ductilité satisfaisante.

Toutefois, en l'absence de traitement, il est sujet à la corrosion. De plus, sa ductilité lui permet de subir des déformations plastiques importantes avant de céder.

II.5.2.2. Contrainte limite d'élasticité (f_e) :

L'acier est caractérisé par sa limite d'élasticité garantie, notée " f_e " ; les valeurs de limite élastique sont identiques en traction et en compression.

Pour notre structure, on va utiliser un acier de nuance Fe E500.

II.5.2.3. Module d'élasticité :

Module de déformation longitudinale de l'acier pris est égal à : $E_s=2.10^5$ MPa.

II.5.2.4. Les contraintes limites :

- L'état limite ultime (ELU) :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation :

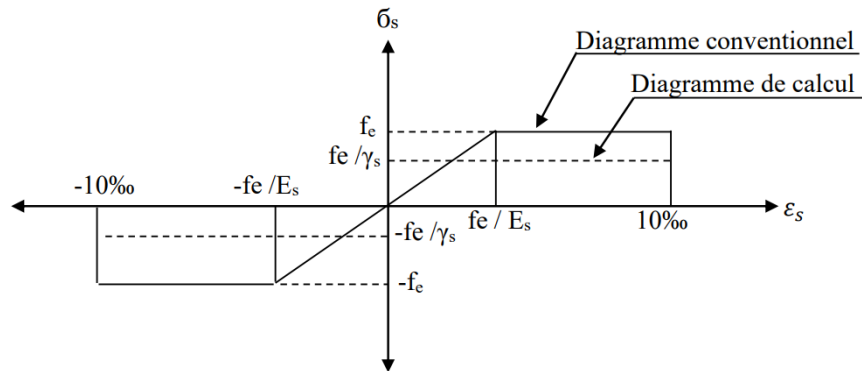


Figure II.4 : Diagramme des Contraintes Déformations de l'acier.

Où : $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.5 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

• **L'état limite de service (ELS) :**

Selon BAEL91 article 4.5 : Lorsqu'on évoque l'état limite de service (ELS), la contrainte de traction des armatures est soumise à des restrictions selon différents scénarios :

- En cas de fissuration peu préjudiciable, aucune limitation de contrainte n'est imposée.
- En cas de fissuration préjudiciable,

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right\}$$

- En cas de Fissuration très préjudiciable,

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right\}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration;

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les aciers HA} \\ 1.6 & \text{pour les aciers RL} \end{cases}$$

II.6. Conclusion

La présentation de l'ouvrage a permis de définir son contexte architectural, structurel et géotechnique, et constitue une étape essentielle de l'étude. Elle fournit les bases nécessaires à la conception et à la vérification des éléments porteurs.

Dans la continuité, le chapitre suivant sera consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux afin d'estimer les sections initiales nécessaires à une modélisation cohérente de l'ouvrage.

CHAPITRE III :
DESCENTE DE CHARGES ET PRE-
DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS
STRUCTURAUX

III.1. Introduction

La conception structurale s'appuie sur une approche globale visant à définir l'organisation spatiale et fonctionnelle des éléments porteurs, tout en intégrant les exigences architecturales et les contraintes techniques. Dans cette phase préliminaire, le pré-dimensionnement des composants structuraux dalles, poteaux, poutres et voiles revêt une importance particulière, puisqu'il permet d'estimer leurs sections minimales en fonction des sollicitations mécaniques prévues. Cette étape, guidée par les prescriptions normatives du CBA93, du BAEL91 et du RPA2024, constitue la base sur laquelle repose le dimensionnement définitif.

Ensuite, une descente de charges méthodique est réalisée afin de déterminer avec précision les efforts gravitaires appliqués à chaque élément de la structure. Cette analyse permet de vérifier la pertinence des sections initialement retenues et d'apporter les ajustements nécessaires, garantissant ainsi une conception à la fois optimisée et conforme aux réglementations en vigueur.

III.2. Pré-dimensionnement des dalles

La dalle constitue un élément structural fondamental, assurant la séparation entre les différents niveaux d'un bâtiment. De forme plane et d'épaisseur relativement faible, elle transmet les charges verticales aux éléments porteurs tout en contribuant à la stabilité horizontale de la structure. Son dimensionnement repose à la fois sur des critères mécaniques, tels que la résistance et la flèche admissible, et sur des exigences fonctionnelles, incluant l'isolation et le confort des occupants.

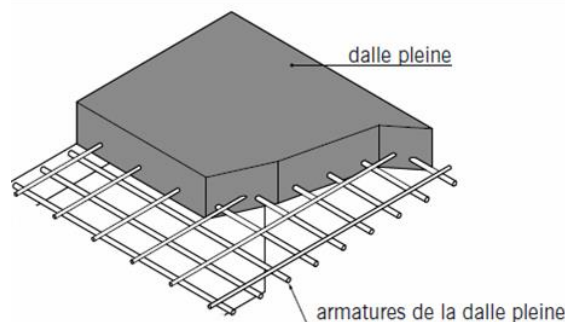


Figure III.1 : Dalle pleine

III.2.1. Plancher en dalle pleine :

L'épaisseur d'un plancher en dalle pleine de dimension L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$ dépend des conditions :

1. Résistance à la flexion (rigidité) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{400}{425} = 0.94$$

Selon le règlement européen EC2 article 5.3.1 ; pour les panneaux de dalles rectangulaires dont le $0.40 \leq \rho \leq 1$, cette dalle est dite portant dans les deux directions ; donc :

$$e_p = \frac{L_x}{40} = \frac{400}{40} = 10\text{cm}$$

2. Conditions de sécurité contre l'incidence :

- Epaisseur de 7cm pour une heure de coupe-feu (toute type de construction).
- Epaisseur de 11cm pour deux heures de coupe-feu (habitation de grande hauteur).
- Epaisseur de 15cm pour trois heures de coupe-feu (habitation de grande hauteur).
- Epaisseur de 17cm pour quatre heures de coupe-feu (sous-sol).

3. Isolation phonique :

Le CBA 93 préconise une épaisseur de minimale de 13 cm pour une bonne isolation phonique.

On va choisi une épaisseur de 16 cm pour les escaliers et les balcons ce qui répond aux critères précédents :

$$L_{\max} = (16 \text{ cm}; e_p) = \max (16\text{cm}; 10\text{cm}) = 16\text{cm}$$

III.3. Evaluation des Charges et surcharges

L'évaluation des charges permanentes ainsi que des surcharges d'exploitation est effectuée conformément aux prescriptions du Document Technique Réglementaire DTR B.C. 2.2. Ce document définit les hypothèses de chargement à appliquer en fonction de la nature de l'ouvrage, de sa destination et des conditions d'exploitation prévues, afin d'assurer un dimensionnement sûr et adapté de la structure.

III.3.1. Plancher terrasse inaccessible :

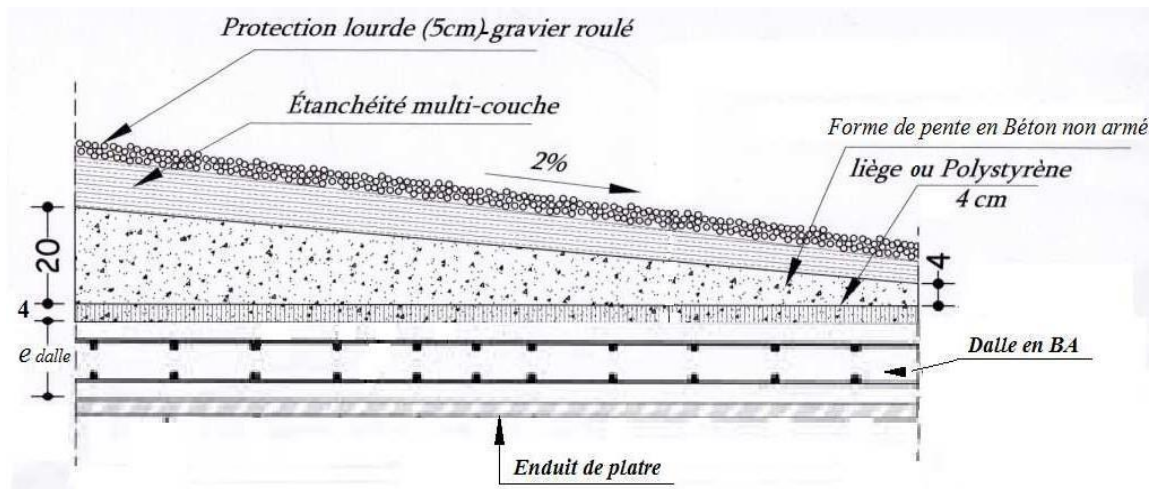


Figure III.2 : Détails d'un plancher en dalle pleine en béton armé (Plancher terrasse inaccessible)

Tableau III.1 : charge due aux planchers en dalle pleine de la terrasse inaccessible.

Désignation	Poids volumique (Kg /m ³)	Epaisseur(m)	Poids (t /m ²)
Protection lourde en gravier roulé	1600	0.05	0.080
Etanchéité multicouches	1000	0.012	0.012
Forme de pente	2200	0.12	0.264
Liège	25	0.04	0.0016
Dalle en béton armé	2500	0.16	0.400
Enduit de plâtre	1000	0.03	0.030
Charge permanente			0.788
Charge d'exploitation			0.100

III.3.2. Plancher étage courant :

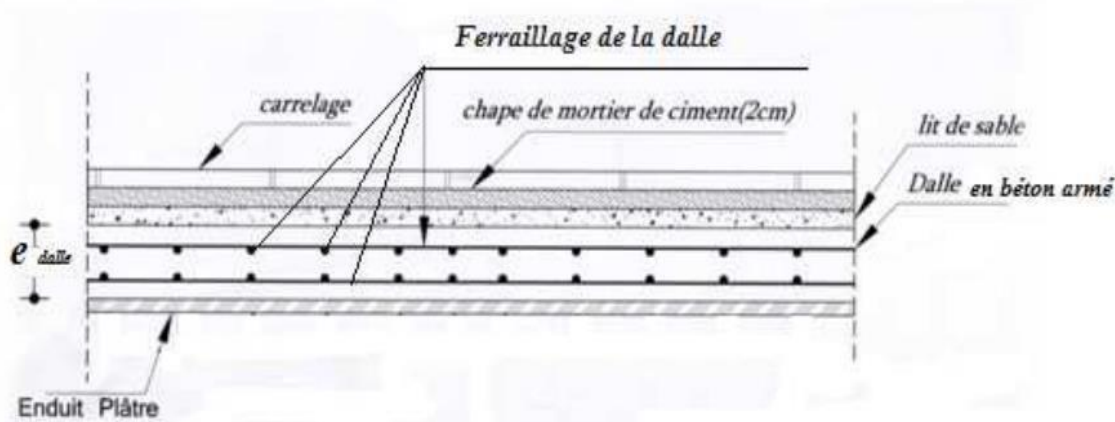


Figure III.3 : Détails d'un plancher en dalle pleine en béton armé (Plancher étage).

Tableau III.2 : Charge due aux planchers en dalle pleine à l'étage courant.

Désignation	Poids volumique (Kg /m ³)	Epaisseur(m)	Poids (t /m ²)
Revêtement en carrelage	2200	0.02	0.044
Chape de ciment	2000	0.02	0.040
Lit de sable	1700	0.03	0.051
Dalle en béton armé	2500	0.16	0.400
Enduit de plâtre	1000	0.03	0.030
Cloison en maçonnerie de briques	1000	0.1	0.100
Charge permanente			0.665
Charge d'exploitation			0.150

III.4. Pré-dimensionnement des poutres

Les dimensions des poutres doivent respecter les règles exigées par le RPA2024 et celles de BAEL91/99.

Les distances maximales entre nus d'appuis sont :

- Sens longitudinal (x-x) : $L_{x \max} = 4.25$ m pour les poutres principales.
- Sens transversal (y-y) : $L_{y \max} = 4$ m pour les poutres secondaires.

Selon « André Coyne » ; La section de la poutre est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \quad ; \quad 0.3h < b < 0.7h$$

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 25 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

III.4.1. Pré dimensionnement des Poutres :

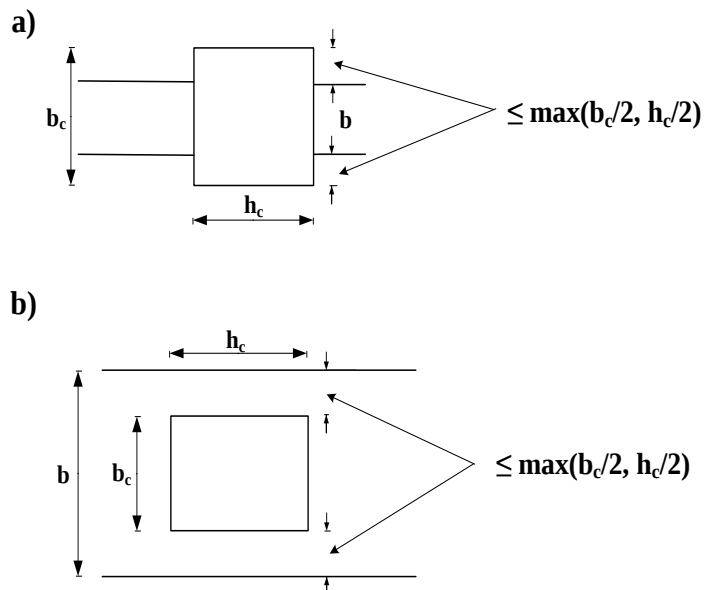
Plus longue portée : $L_{\max} = 425 \text{ cm}$;

$28.33 \leq h \leq 42.5$ On prend $h = 40 \text{ cm}$

$12 \leq b \leq 28$ On prend $b = 30 \text{ cm}$

- **Vérification :**

Selon le RPA24, l'article 7.5.1 (zone VI)



- $b \geq 25 \text{ cm}$; $30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$...Vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$; $40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$...Vérifiée.
- $\frac{h}{b} \leq 4$; $1.33 < 4$Vérifiée

- **Vérification de la flèche admissible :**

Selon l'article B.6.5.3 du CBA 93, la flèche calculée doit être inférieure à la flèche admissible

$$f_{cal} < f_{adm}$$

- $f_{adm} = l/500 \text{ (mm)} = 4250/500 = 8.5 \text{ mm}$

$$f_{cal} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

Avec :

- $q = 1.35 (25 \times 0.3 \times 0.4 + 3.75 \times 0.3) + 1.5 (2.5 \times 0.3) = 6.7 \text{ KN/ml}$
- $l = 4.25 \text{ m}$
- $E = 32164 \text{ MPa ;}$
- $I = 0.0016 \text{ m}^4$

$$f_{cal} = 0.55 \text{ mm}$$

$f_{cal} = 0.55 \text{ mm} < f_{adm} = 8.5 \text{ mm}$ Vérifiée

III.5. Pré-dimensionnement des Poteaux

III.5.1. Calcul des surfaces offertes aux poteaux :

Tableau III.3 : Valeurs des surfaces revenantes aux poteaux.

Les poteaux	Surface (m²)	Majoration de surface (m²)
P ₁	13.6	14.96
P ₂	7.45	7.45
P ₃	3.3	3.3

Le chargement le plus défavorable est porté par le poteau P₁ avec une surface de $S_1 = 14.96 \text{ m}^2$

III.5.2. Calcul des charges et surcharges revenant à poteau P₁ :

$N_G = 1.1 (G_{ter} + n.G_{ec}). (S_{off.} (10\% \text{ ou } 15\%))$

$N_Q = (Q_{ter} + (1 + 0.9 + 0.8 + 0.7 + 0.6 + 0.5 \cdot n). Q_{ec}). (S_{off.} (10\% \text{ ou } 15\%))$

- **RDC ; 1^{ère} ; 2^{ème} étage :**

- $N_{1U} = 1.35 N_{G1} + 1.5 N_{Q1}$

$N_{G1} = 1.1. (G_{ter} + 9.G_{ec}). S_1$

$$N_{G1} = 1.1.(0.788 + 9 \times 0.665). 14.96 = \mathbf{111.46 \text{ t}}$$

$$N_{Q1} = [Q_{\text{ter}} + (1 + 0.9 + 0.8 + 0.7 + 0.6 + 0.5 \times 4). Q_{\text{ec}}]. S_1.$$

$$N_{Q1} = [0.1 + 0.15 \times (1 + 0.9 + 0.8 + 0.7 + 0.6 + 0.5 \times 4)]. 14.96 = \mathbf{14.96 \text{ t}}$$

Donc :

$$\mathbf{N_{1U} = 172.911 \text{ t}}$$

• **3^{ème} ; 4^{ème} et 5^{ème} étage :**

$$- N_{2U} = 1.35 N_{G2} + 1.5 N_{Q2}$$

$$N_{G2} = 1.1. [(G_{\text{ter}} + 6 \cdot G_{\text{ec}}). S_1$$

$$N_{G2} = 1.1.(0.788 + 6 \times 0.665). 14.96 = \mathbf{78.63 \text{ t}}$$

$$N_{Q2} = [Q_{\text{ter}} + (1 + 0.9 + 0.8 + 0.7 + 0.6 + 0.5). Q_{\text{ec}}]. S_1$$

$$N_{Q2} = [0.1 + 0.15 \times (1 + 0.9 + 0.8 + 0.7 + 0.6 + 0.5)]. 14.96 = \mathbf{11.594 \text{ t}}$$

Donc :

$$\mathbf{N_{2U} = 123.54 \text{ t}}$$

• **6^{ème} ; 7^{ème} ; 8^{ème} étage :**

$$- N_{3U} = 1.35 N_{G3} + 1.5 N_{Q3}$$

$$N_{G3} = 1.1. [(G_{\text{ter}} + 3 \cdot G_{\text{ec}}). S_1$$

$$N_{G3} = 1.1.(0.788 + 3 \times 0.665). 14.96 = \mathbf{45.80 \text{ t}}$$

$$N_{Q3} = [Q_{\text{ter}} + (1 + 0.9 + 0.8). Q_{\text{ec}}]. S_1.$$

$$N_{Q3} = [0.1 + 0.15 \times (1 + 0.9 + 0.8)]. 14.96 = \mathbf{7.55 \text{ t}}$$

Donc :

$$\mathbf{N_{3U} = 73.155 \text{ t}}$$

III.5.3. Calcul de la section réduite B_r et le pré-dimensionnement des poteaux :

Le dimensionnement des poteaux prend en considération les effets du flambement en compression centrée. Afin de tenir compte de la ségrégation possible du béton, l'article B.8.4.1 du CBA93 recommande d'adopter une section réduite, obtenue en retirant une bande périphérique de 1 cm sur l'ensemble de la section brute.

La résistance ultime du poteau est vérifiée via la formule :

$$N_u = \alpha \left(\left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right) + \left(\frac{A f_e}{\gamma_s} \right) \right)$$

Tel que :

- B_r : section réduite du béton ;
- f_{c28} : résistance caractéristique du béton ;
- A : section d'acier ;
- f_e : limite élastique des armatures ;
- γ_b, γ_s : coefficients de sécurité (béton/acier) ;
- α : coefficient de flambement.

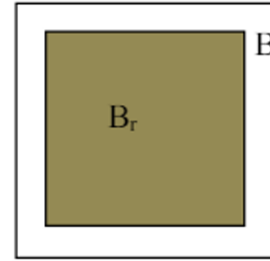


Figure III.4 : Section réduite de poteau

- Coefficients de sécurité partiels :

- Béton : $\gamma_b = 1.2$
- Acier : $\gamma_s = 1$

α : Coefficient dépendant de l'élancement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit :

Si $\lambda \leq 50$ $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$

Si $50 < \lambda < 70$ $\alpha = \frac{0.6}{\left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élancement mécanique à $\lambda = 35$ donc :

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 ; \beta = 1.2$$

Donc :

$$B_r = \frac{1.35 N_u \times \beta}{0.85 f_{c28} + f_e \times \frac{A}{B}}$$

$A/B = 0.01$ (Zone sismique VI)

- **RDC ; 1^{ère} ; 2^{ème} étage :**

$$B_r = \frac{1.35 \times 172.911 \times 10^{-2} \times 1.2}{0.85 \times 25 + 0.01 \times 500} = 0.1 \text{ m}^2$$

Supposons que les poteaux sont carrés :

$$a = \sqrt{B_r} + 0.02 = 34 \text{ cm}$$

On prend alors : **a = 35 cm**

- **3^{ème} ; 4^{ème} et 5^{ème} étage :**

$$B_r = \frac{1.35 \times 123.54 \times 10^{-2} \times 1.2}{0.85 \times 25 + 0.01 \times 500} = 0.08 \text{ m}^2$$

$$a = \sqrt{B_r} + 0.02 = 30 \text{ cm}$$

On prend alors : **a = 30 cm**

- **6^{ème} ; 7^{ème} ; 8^{ème} étage :**

$$B_r = \frac{1.35 \times 73.155 \times 10^{-2} \times 1.2}{0.85 \times 25 + 0.01 \times 500} = 0.05 \text{ m}^2$$

$$a = \sqrt{B_r} + 0.02 = 24 \text{ cm}$$

On prend alors : **a = 25 cm**

III.5.4. Vérification de l'effort normal réduit :

Selon l'article 7.4.3 du RPA2024, et en complément des vérifications prévues par le CBA93, afin de prévenir ou de limiter le risque de rupture fragile sous les sollicitations sismiques globales, l'effort normal de compression de calcul des éléments structuraux est soumis à la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}}$$

Où :

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

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

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton à 28 jours.

- **RDC ; 1^{ème} ; 2^{ème} étage :**

$$N_u = 172.911 \text{ t}$$

$$v = \frac{172.911 \times 10^{-2}}{0.35 \times 0.35 \times 25} = 0.56 \geq 0.35 \quad \text{Non vérifié}$$

Donc il faut augmenter la section : $B_c \geq 0.16$ alors on prend une section de **45×45**

CHAPITRE III : DESCENTE DE CHARGES & PREDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

$$v = \frac{172.911 \times 10^{-2}}{0.45 \times 0.45 \times 25} = 0.34 < 0.35 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

- 3^{ème} ; 4^{ème} et 5^{ème} étage :

$$N_u = 123.54 \text{ t}$$

$$v = \frac{123.54 \times 10^{-2}}{0.3 \times 0.3 \times 25} = 0.55 \geq 0.35 \quad \text{Non vérifié}$$

Donc il faut augmenter la section : $B_c \geq 0.12$ alors on prend une section de **40×40**

$$v = \frac{123.54 \times 10^{-2}}{0.4 \times 0.4 \times 25} = 0.31 < 0.35 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

- 6^{ème} ; 7^{ème} ; 8^{ème} étage :

$$N_u = 73.155 \text{ t}$$

$$v = \frac{73.155 \times 10^{-2}}{0.3 \times 0.3 \times 25} = 0.33 \geq 0.35 \quad \text{vérifié}$$

Alors on prend une section de **35×35**.

$$v = \frac{73.155 \times 10^{-2}}{0.35 \times 0.35 \times 30} = 0.24 < 0.35 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

Tableau III.4 : Les surfaces des poteaux.

Étages	N _G (t)	N _Q (t)	N _U (t)	Sections
8	45.8	7.55	73.155	35×35
7	45.8	7.55	73.155	35×35
6	45.8	7.55	73.155	35×35
5	78.64	11.594	123.54	40×40
4	78.64	11.594	123.54	40×40
3	78.64	11.594	123.54	40×40
2	111.46	14.96	172.911	45×45
1	111.46	14.96	172.911	45×45
RDC	111.46	14.96	172.911	45×45

III.5.5. Vérification des articles 7.4.1 de RPA2024 :

Conformément à l'article 7.4.1 du RPA2024, les dimensions des sections transversales des poteaux doivent répondre aux critères suivants :

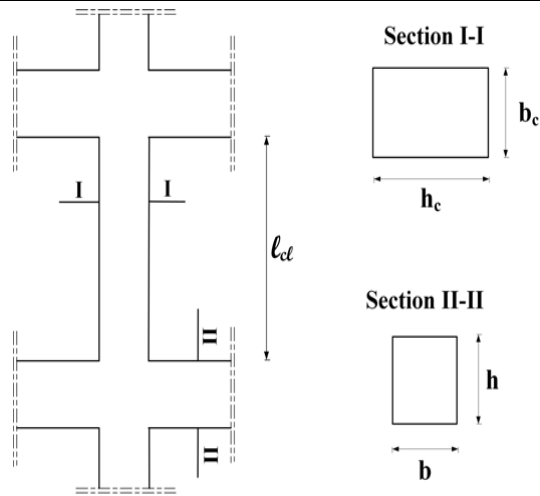


Figure III.5 : Coffrage des poteaux

• **RDC ; 1^{ère} ; 2^{ème} étage :**

- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ (zone VI)

$$\text{Min} (b_1, h_1) = \text{Min} (45, 45) = 45 \dots \text{Vérifiée}$$

- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq l_c/20$

$$\text{Min} (b_1, h_1) = 45 \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \dots \text{Vérifiée}$$

- $\frac{1}{4} < \frac{b_c}{h_c} < 4$

$$\frac{1}{4} < 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **3^{ème} ; 4^{ème} et 5^{ème} étage :**

- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ (zone VI)

$$\text{Min} (b_1, h_1) = \text{Min} (40, 40) = 40 \dots \text{Vérifiée}$$

- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq l_c/20$

$$\text{Min} (b_1, h_1) = 40 \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \dots \text{Vérifiée}$$

- $\frac{1}{4} < \frac{b_c}{h_c} < 4$

$$\frac{1}{4} < 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **6^{ème} ; 7^{ème} ; 8^{ème} étage :**

- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ (zone VI)

$$\text{Min} (b_1, h_1) = \text{Min} (35, 35) = 35 \dots \text{Vérifiée}$$

- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq l_c/20$

$$\text{Min}(b_1, h_1) = 35 \geq \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} \dots \text{Vérifiée}$$

$$- \frac{1}{4} < \frac{b_c}{h_c} < 4$$

$$\frac{1}{4} < 1 < 4 \quad \dots \text{Vérifiée}$$

III.6. Pré-dimensionnement des voiles

Selon les dispositions du RPA2024 (article 7.7.1), les voiles en béton armé remplissent une double fonction structurale. D'une part, ils assurent le contreventement de l'ouvrage en reprenant les efforts horizontaux engendrés par le vent et les actions sismiques. D'autre part, ils participent à la reprise des charges verticales, qu'ils transmettent aux fondations. Ainsi, ces éléments jouent un rôle primordial dans la stabilité globale de la structure.

Le pré-dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} l_w \geq \max\left(\frac{h_e}{3}; 4b_w; 1\text{m}\right) \\ b_w \geq \max\left(\frac{h_e}{20}; 15\text{cm}\right) \end{cases}$$

Où :

l_w : La longueur de voile ;

b_w : L'épaisseur de voile.

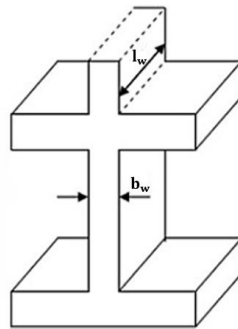


Figure III.6 : Coupe de voile en élévation.

III.6.1. Pré-dimensionnement des voiles :

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

$$h_e = 3.06 \text{ m}$$

$$b_w \geq \text{Max}(15.3 ; 15) = 15.3\text{cm}$$

Donc on adopte : $b_w = 20 \text{ cm}$.

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

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

Sens longitudinal : $l_w=3.6 \geq \max(1.02\text{m}; 0.8\text{m}; 1\text{m}) \dots\dots\dots$ Vérifiée

$$l_w=2.1 \geq \max(1.02\text{m}; 0.8\text{m}; 1\text{m}) \dots\dots\dots$$
Vérifiée

Sens transversal : $l_w= 4 \geq \max(1.02\text{m}; 0.8\text{m}; 1\text{m}) \dots\dots\dots$ Vérifiée

III.7. Conclusion

Le pré-dimensionnement constitue une phase fondamentale dans la conception des structures, dans la mesure où il permet d'estimer de manière préliminaire les dimensions des éléments porteurs tout en assurant la conformité aux règlements en vigueur. Dans ce cadre, les normes CBA93, BAEL et RPA2024 ont servi de référence pour le choix des sections, en tenant compte des exigences liées à la sécurité, à la stabilité et à la durabilité de l'ouvrage.

Cette étape offre une première évaluation du comportement structural, en cohérence avec les conditions du site et les charges appliquées, en particulier les actions sismiques. L'application du RPA2024 dès le début du processus de conception permet d'intégrer les spécificités sismiques de la région étudiée et d'adapter le dimensionnement en conséquence.

Après la détermination des dimensions initiales, il est nécessaire d'approfondir l'analyse en étudiant la réponse dynamique de la structure. Cette étude vise à caractériser le comportement global du bâtiment face à des sollicitations variables dans le temps, afin de vérifier sa performance et sa fiabilité.

CHAPITRE IV :
ÉTUDE SISMIQUE SELON LE
RPA 2024

IV.1. Introduction

L'étude dynamique constitue une étape fondamentale dans l'analyse des structures soumises aux actions sismiques. Contrairement à l'approche statique, elle permet de représenter de manière plus réaliste le comportement de la structure face aux sollicitations dynamiques, en tenant compte à la fois des effets d'inertie des masses et de la variation des efforts dans le temps.

Dans les zones à forte activité sismique, notamment le nord de l'Algérie, les règlements parasismiques tels que le RPA imposent le recours à des méthodes d'analyse dynamique afin d'évaluer avec une meilleure précision la réponse globale de la structure. Cette approche permet en particulier d'identifier les caractéristiques dynamiques propres de l'ouvrage, telles que les modes de vibration, les périodes fondamentales et la participation modale, ainsi que d'analyser la répartition des efforts sismiques au sein des différents éléments structuraux.

IV.2. Étude sismique

L'analyse sismique vise à déterminer les propriétés dynamiques essentielles d'une structure, notamment les périodes propres, les modes de vibration et les masses participatives correspondantes. Elle permet également d'estimer les efforts sismiques appliqués à la base de l'ouvrage ainsi que leur distribution sur l'ensemble de la structure. La connaissance de ces paramètres est indispensable pour évaluer la réponse et le comportement de la structure sous l'action d'un séisme.

L'évaluation des forces sismiques à la base peut être réalisée à l'aide de trois méthodes principales :

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

IV.3. Conditions d'application de la méthode statique équivalente

Le bâtiment étudié présente une irrégularité en plan et en élévation. Selon le tableau 4.1 du RPA 2024, pour un bâtiment classé en zone sismique VI et appartenant au groupe d'importance 2, la méthode statique équivalente n'est applicable que pour les structures dont le nombre de niveaux ne dépasse pas 5 niveaux et la hauteur ne dépasse pas 17 m.

Dans le cas présent, le bâtiment comporte 9 niveaux et présente une hauteur totale de 27,45 m, ce qui dépasse les limites prescrites par le règlement.

Par conséquent, la méthode statique équivalente n'est pas applicable à cette structure.

L'étude sismique sera donc réalisée par la méthode d'analyse dynamique modale spectrale, conformément aux prescriptions du RPA 2024.

IV.4. Modélisation à l'aide du logiciel ETABS

IV.4.1. Description du logiciel ETABS :

La modélisation de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel ETABS, spécialisé dans l'analyse et le calcul des bâtiments.

Le modèle tridimensionnel développé représente fidèlement le comportement réel de la structure, en intégrant les éléments porteurs principaux, à savoir les poutres, poteaux, voiles et planchers. Les matériaux utilisés sont définis conformément aux caractéristiques du béton armé adoptées dans le projet.

Les charges permanentes et d'exploitation sont introduites selon les prescriptions réglementaires, tandis que les actions sismiques sont prises en compte à travers une analyse modale spectrale conforme au RPA 2024.

L'analyse dynamique permet de déterminer les caractéristiques vibratoires de la structure, notamment les périodes propres, les modes de vibration et les masses participatives, nécessaires à l'évaluation de la réponse sismique globale du bâtiment.

IV.4.2. Les différentes vues du modèle numérique :

- **Les Vues en 3-D :**

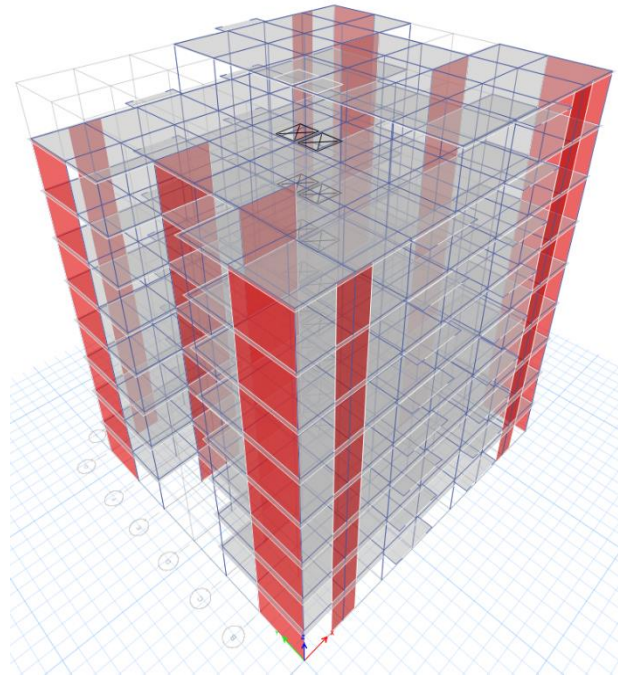


Figure IV.1 : Vue 3D de la structure

- Vue en plan X-Y :

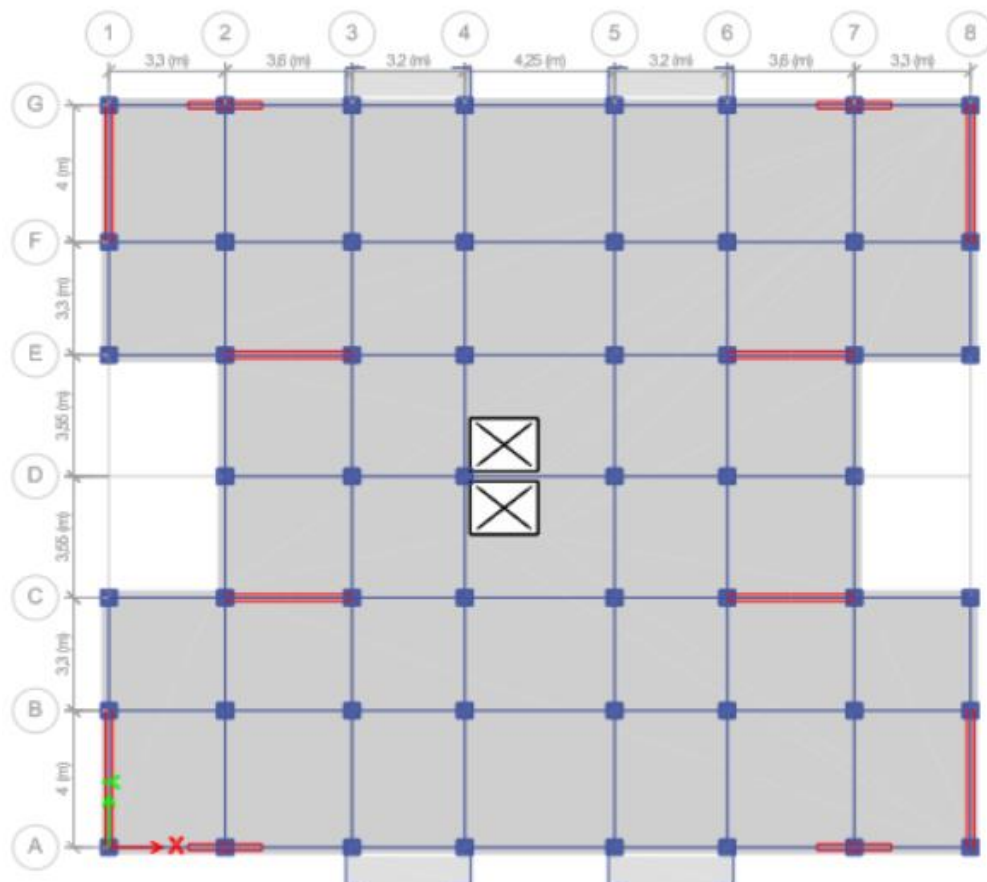


Figure IV.2 : Vue en plan X-Y du RDC au 7^e étage

• Vue en plan X-Y :

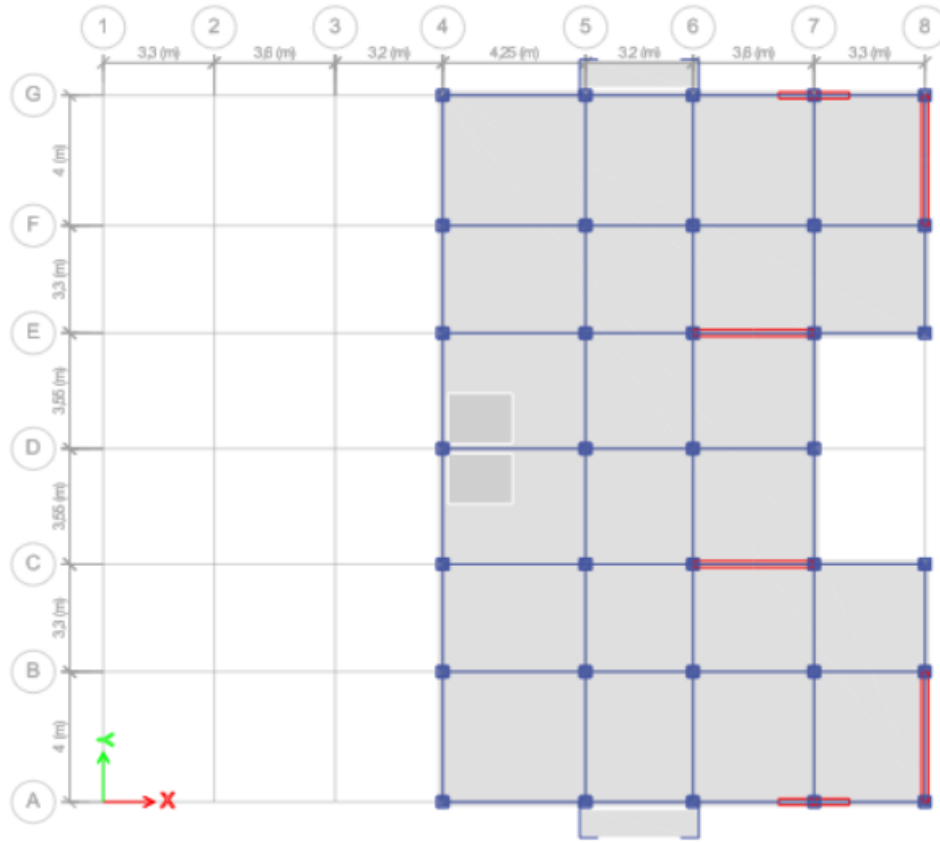


Figure IV.3 : Vue en plan X-Y du 8^e étage

IV.4.3. Spectre de réponse de calcul :

Selon le RPA24, article 3.3.3 : L'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Où :

$\frac{S_{ad}}{g}(T)$: Spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur g ;

A : coefficient d'accélération de calcul ;

I : coefficient d'importance ;

S : coefficient de site ;

Q_F : Facteur de qualité ;

R : coefficient de comportement de la structure ;

T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté ;

T_1 : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;

T_2 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;

T_3 : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectrale constant.

- **Coefficient d'accélération de zone A :**

Le coefficient d'accélération A est donné par le tableau 3.3 du RPA24 (voir Annexe A.1)

- La zone sismique : Zone VI **A=0.3**

- **Classification du site S :**

Pour les paramètres S ; T_1 ; T_2 ; T_3 sont données dans le tableau 3.4 du RPA24 (voir Annexe A.2)

Pour un spectre du type 1 (zone VI)

Catégorie S_3 : site meuble, où **S = 1.3, $T_1=0.15s$, $T_2=0.6s$, $T_3=2s$.**

- η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

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

Où : ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique qui est fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages ; donné par le tableau 3.6 du RPA24 (voir Annexe A.3)

Dans notre cas la structure est contreventée par voiles associées à des portiques en béton armé donc : **$\xi = 10\%$**

D'où : **$\eta = 0.764 > 0.7$**

- **Classification des bâtiments selon leur importance :**

Selon le RPA24, article 3.4 (voir Annexe A.4) : notre bâtiment est de groupe 2 : Bâtiments d'importance moyenne ;

Donc la valeur de coefficient d'importance d'après le tableau 3.11 du RPA24 est :

$$I=1.0$$

- **Vérification du système à effet noyau**

Le système structural peut être affecté par un effet noyau lorsque la rigidité en torsion est insuffisante, ce qui peut engendrer une amplification des rotations sous l'action sismique.

Selon la formule 3.17 article 3.5 du RPA 2024, cette vérification repose sur la comparaison entre les rayons de torsion et de la structure, et le rayon de giration massique du plancher.

La structure est considérée comme présentant un effet noyau si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$r_x \geq I_s \text{ et } r_y \geq I_s$$

Où :

- r_x : rayon de torsion suivant x.
- r_y : rayon de torsion suivant y.
- I_s : rayon de giration massique en plan.

Afin de s'assurer que la structure ne présente pas cet effet, on utilise les rapports suivants :

$$\frac{I_s}{r_{x,i}} \leq 1 \text{ et } \frac{I_s}{r_{y,i}} \leq 1$$

Les valeurs de ces rapports sont déterminées pour chaque niveau de la structure et présentées dans le tableau ci-après.

Tableau IV.1 : Vérification du système noyau

Etage	I_s	$r_{x,i}$	$r_{y,i}$	$I_s/r_{x,i}$	$I_s/r_{y,i}$	condition
ETG8	8.14	14.47	11.47	0.56	0.71	vérifiée
ETG7	10.29	13.85	11.80	0.74	0.87	vérifiée
ETG6	10.40	13.71	11.97	0.76	0.87	Vérifiée
ETG5	10.41	13.61	12.11	0.77	0.86	Vérifiée

ETG4	10.42	13.53	12.27	0.77	0.85	Vérifiée
ETG3	10.42	13.46	12.43	0.77	0.84	Vérifiée
ETG2	10.43	13.36	12.55	0.78	0.83	Vérifiée
ETG1	10.44	13.28	12.69	0.79	0.82	vérifiée
RDC	10.44	13.42	12.70	0.78	0.82	vérifiée

Par conséquent, la structure ne présente pas un effet noyau au sens du RPA 2024.

Cette vérification met en évidence une répartition adéquate des éléments de contreventement en plan, assurant ainsi une rigidité torsionnelle suffisante et un comportement satisfaisant vis-à-vis des effets de torsion sous sollicitation sismique.

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

La classification des systèmes de contreventement repose sur leur capacité à dissiper l'énergie sismique. Le coefficient de comportement associé est déterminé en fonction de la nature des matériaux, du type de structure, des possibilités de redistribution des efforts ainsi que de la capacité de déformation des éléments en phase post-élastique. Il est donné par le tableau 3.18 du RPA24 (voir Annexe A.6)

Comme hypothèse de départ on va supposer que le bâtiment est contreventé par voiles (système 5) Système structural où la reprise des charges verticales et latérales est assurée principalement par des voiles porteurs verticaux. La contribution de ces éléments à la résistance au cisaillement à la base du bâtiment dépasse 65 % de la résistance totale au cisaillement de l'ensemble du système structural.

- Suivant X :

L'effort tranchant total à la base de la structure :

$$V_X(\text{totale}) = 8934.6325 \text{ kN}$$

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	0.418	0.834	m
Global Y	0.492	0.491	m

Load Case: Ex-stat-0

Objects to Include

☒ Columns	☒ Beams	☒ Braces
☒ Floors	☒ Walls	☒ Links

Resultant Force Location and Angle

Global X	0.626	m
Global Y	0.4915	m
Global Z	0	m
Angle	359.862	deg

Integrated Forces

	Left Side			Right Side			
	1	2	Z	1	2	Z	
Force	-8934.6325	-21.4775	0	8934.6325	21.4775	0	kN
Moment	421.9403	-175527.1759	92549.7004	-421.9403	175527.1759	-92549.7004	kN-m

Buttons: Save Left Side Cut, Save Right Side Cut, OK, Cancel, Refresh

Figure IV.4 : L'effort tranchant total à la base (sens X-X)

L'effort tranchant pris par les voiles :

$$V_X(\text{voiles}) = 7190.9082 \text{ kN}$$

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	0.418	0.834	m
Global Y	0.492	0.491	m

Load Case: Ex-stat-0

Objects to Include

☐ Columns	☐ Beams	☐ Braces
☐ Floors	☒ Walls	☐ Links

Resultant Force Location and Angle

Global X	0.626	m
Global Y	0.4915	m
Global Z	0	m
Angle	359.862	deg

Integrated Forces

	Left Side			Right Side			
	1	2	Z	1	2	Z	
Force	-7190.9082	-17.2875	178.9538	7190.9082	17.2875	-178.9538	kN
Moment	2080.1837	-94210.8718	74487.3497	-2080.1837	94210.8718	-74487.3497	kN-m

Buttons: Save Left Side Cut, Save Right Side Cut, OK, Cancel, Refresh

Figure IV.5 : L'effort tranchant pris par les voiles (sens X-X)

On trouve que l'effort tranchant pris par des voiles est de 80.48 % de l'effort tranchant total.

- Suivant Y :

L'effort tranchant total à la base de la structure :

$$V_Y(\text{totale}) = 8934.6249 \text{ kN}$$

	Left Side			Right Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	24,345	-8934,6251	8,683E-07	-24,345	8934,6251	-8,683E-07
Moment	175527,0314	478,2753	-111288,5125	-175527,0314	-478,2753	111288,5125

Figure IV.6 : L'effort tranchant total à la base (sens Y-Y)

L'effort tranchant pris par les voiles :

$$V_Y (\text{voiles}) = 7279.4732 \text{ kN}$$

	Left Side			Right Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	19,7558	-7250,7904	0,0018	-19,7558	7250,7904	-0,0018
Moment	84302,4831	229,6593	-90631,9691	-84302,4831	-229,6593	90631,9691

Figure IV.7 : L'effort tranchant pris par les voiles (sens Y-Y)

On trouve que l'effort tranchant pris par des voiles est de 81.47 % de l'effort tranchant total.

Donc le facteur de comportement est :

$$R = 4.5^{(b)}$$

- Le facteur de qualité Q_F :

Selon le RPA24, article 3.8 : Le facteur de qualité de la structure est en fonction 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 :

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

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

i : est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.

Figure IV.8 : Valeurs des Pondérations P_q

Catégorie	Critère, q	P_q	
		Observé	N/observé
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

- Régularité en plan

La condition a3 n'est pas vérifiée : $\frac{l_1+l_2}{L} = \frac{3.6+3.6}{24.45} = 0.29 \geq 0.25$

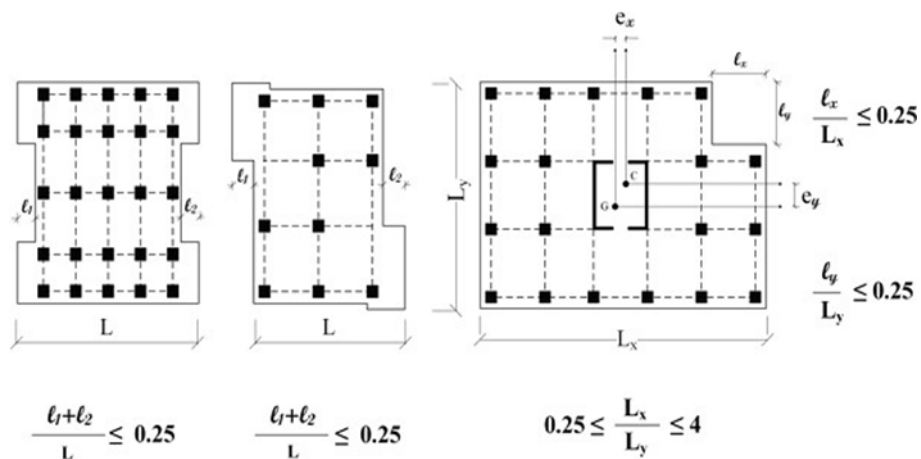


Figure 4.8 : Limites des décrochements en plan

Donc la structure n'est pas régulière en plan.

- Régularité en élévation

La condition b3 n'est pas vérifiée : $\frac{B_i}{B_{i-1}} = \frac{14.35}{24.45} = 0.59 \leq 0.8$

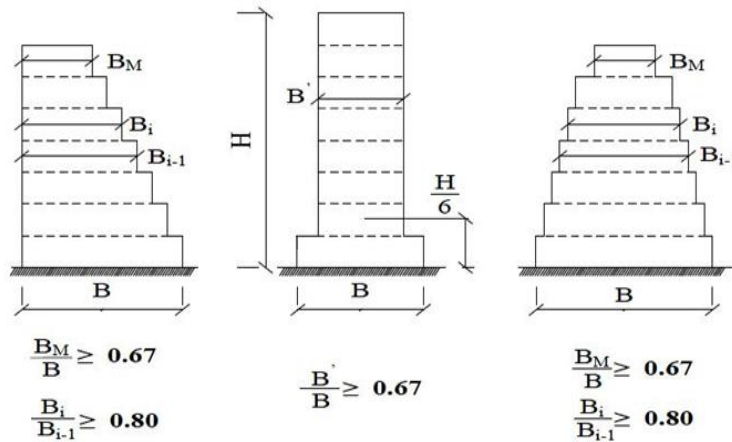


Figure IV.9 : Limites des décrochements en élévation

Donc la structure n'est pas régulière en élévation

- Redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins deux (02) files de voiles dans la direction des forces latérales. **Vérifié**

Tableau V.4-2 : La valeur finale du facteur de qualité

Critère	P_q
Régularité en plan	0.05
Régularité en élévation	0.20
Redondance en plan	0
Facteur de qualité	1.25

Paramètres sismiques adoptés

Paramètre	Valeur
Zone sismique	VI
Coefficient d'accélération A	0,30
Coefficient d'importance I	1.00
Catégorie du site	S3
Coefficient de site S	1,30
Facteur de comportement R	4,50
Facteur de qualité Q_F	1,25

V.4.2.1. Le spectre de réponse

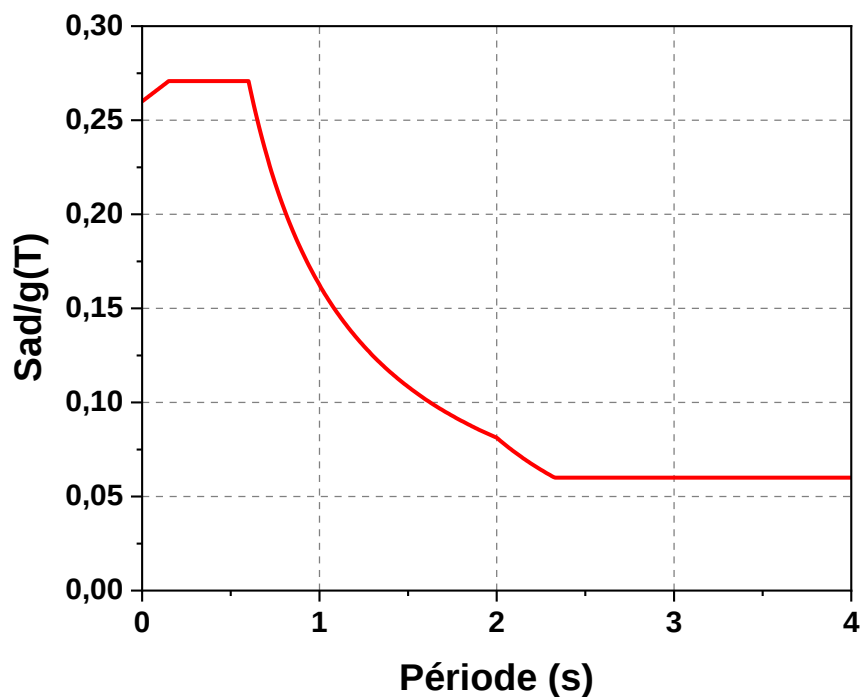


Figure IV.10 : Spectre de réponse de calcul

IV.5. Résultats de l'analyse modale de la structure

IV.5.1. Nombre de modes de vibrations

Selon le RPA 2024, le nombre de modes de vibration en translation à considérer dans chaque direction d'excitation doit respecter l'un des critères suivants :

- La somme des masses modales effectives des modes retenus doit atteindre au moins 90 % de la masse totale de la structure ;
- Ou bien tous les modes présentant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale doivent être pris en compte pour l'évaluation de la réponse globale.

Dans un premier temps, on a réalisé une analyse modale en adoptant 12 modes initiaux, afin d'identifier le nombre de modes réellement nécessaires, comme illustré dans le tableau ci-après.

Tableau IV.2 : Résultat de l'analyse modale avec 12 modes propres

Mode	Période (s)	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
1	0.663	0.0000	0.6677	0.0000	0.6677	0.0207
2	0.603	0.7014	0.0000	0.7014	0.6677	0.0000
3	0.495	0.0000	0.0208	0.7014	0.6885	0.6715

4	0.182	0.0000	0.1592	0.7014	0.8477	0.0018
5	0.169	0.1633	0.0000	0.8648	0.8477	0.0000
6	0.116	0.0000	0.0427	0.8648	0.8904	0.0000
7	0.087	0.0000	0.0457	0.8648	0.9361	0.0327
8	0.083	0.0608	0.0000	0.9256	0.9361	0.0000
9	0.056	0.0000172 7	0.0566	0.9256	0.9927	0.023
10	0.055	0.0313	0.0000378 9	0.9569	0.9928	0.0000102 4
11	0.039	0.0244	0.0000017 11	0.9813	0.9928	0.0000062 79
12	0.027	0.0182	0.0000007 71	0.9995	0.9928	0.0000157 7

- Une participation massique cumulée qui dépasse le seuil de 90% dans le mode n°8 (92.56%) dans le sens x.
- Une participation massique cumulée dépasse le seuil de 90% dans le mode n°7 (93.61%) dans le sens y.
- La période fondamentale de la structure est $T=0.663$ sec
- Le mode n°01 correspond à une translation selon l'axe y-y' avec un taux de participation massique de 66.77%
- Le mode n°02 correspond à une translation selon l'axe x-x' avec un taux de participation massique de 70.14%
- Le mode n°3 correspond à une torsion autour l'axe z-z' avec un taux de participation massique de 67.15%

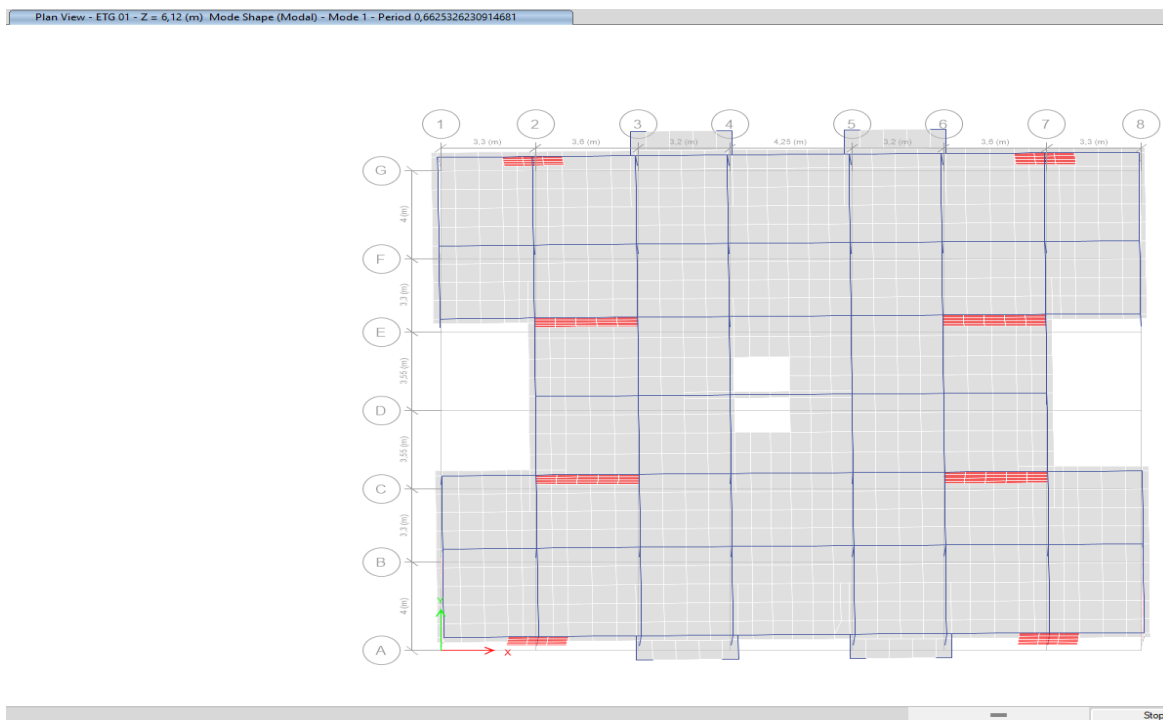


Figure IV.11 : 1^{er} mode de vibration ($T_1=0.663$ s)

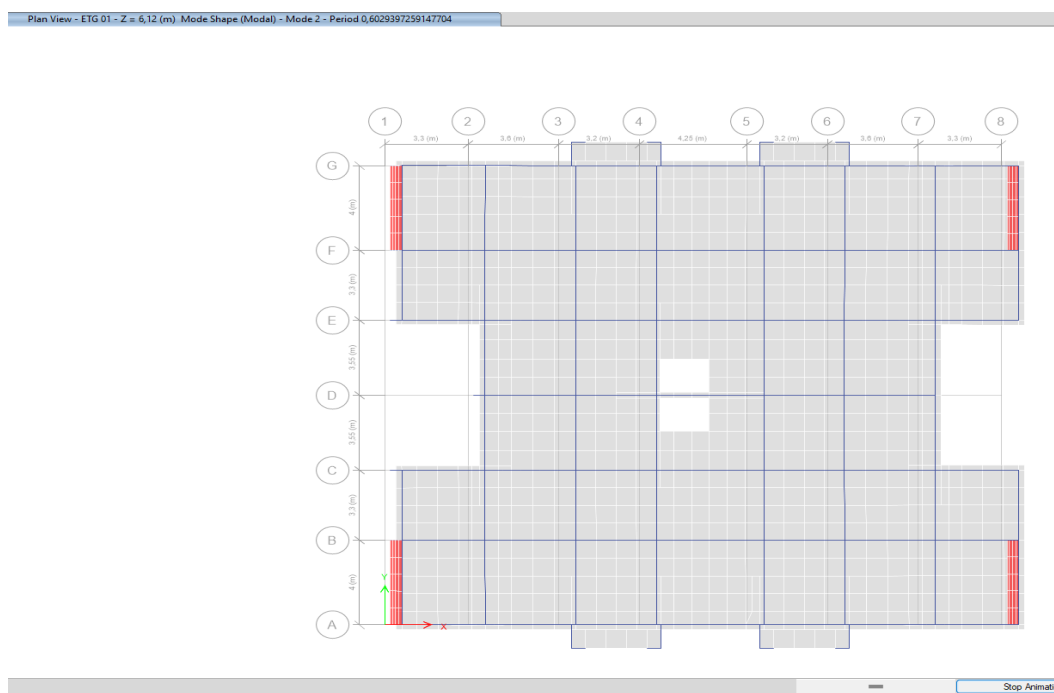


Figure IV.12 : 2^{ème} mode de vibration ($T_2=0.603$ s)

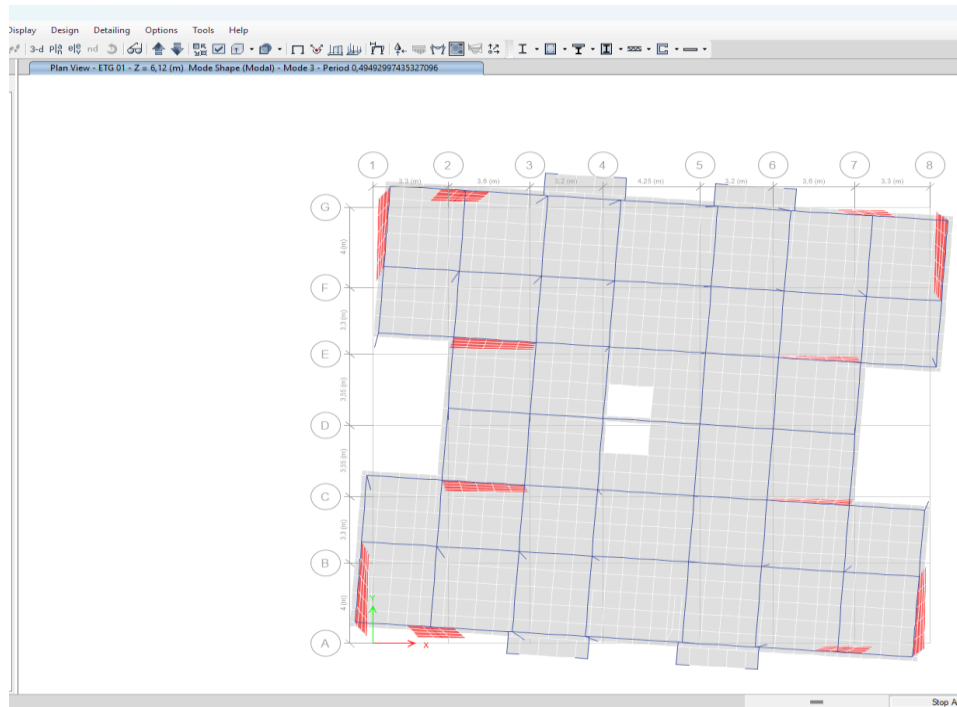


Figure IV.13 : 3^{ème} mode de vibration (T3=0.495 s)

IV.5.2. Estimation de la période fondamentale T :

La période fondamentale définie par la méthode empirique selon la formule 4.4 article 4.2.4 de RPA24 :

$$T_{\text{Empirique}} = C_T \cdot (h_N)^{3/4}$$

Avec :

h_N : Hauteur de la structure sans acrotère.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.3 du RPA24 (voir Annexe A.5)

Pour notre cas : $h_N = 27.54$ m

$C_T = 0.05$

D'où : $T_{\text{Empirique}} = 0.60$ s

La valeur de (T_0), calculée à partir de méthode numérique ne doit pas dépasser de plus de 30% celle estimée à partir de la formule empirique.

Tableau IV.3 : Valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V.

Cas	Période
$T_{\text{calcul}} < 1.3 T_{\text{Empirique}}$	$T_0 = T_{\text{calcul}}$

$T_{\text{calcul}} \geq 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = 1.3 T_{\text{empirique}}$
---	----------------------------------

- A l'aide de logiciel ETABS on a : $T_{\text{calcul}} = 0.66\text{s}$

$$T_{\text{calcul}} = 0.66\text{s} < 1.3 \cdot 0.60 = 0.78\text{s}$$

Alors:

$$T_0 = 0.66\text{s}$$

IV.5.3. Calcul de la force sismique

Selon le RPA24, article 4.2.3 : Le calcul sismique requiert la détermination de l'effort total à la base noté V , qui doit être évalué suivant chacune des deux directions principales orthogonales de la structure :

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

Avec :

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

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

λ : Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, & \text{autrement} \end{cases}$$

W : Le poids sismique total du bâtiment donné par : $W = W_G + \psi W_Q$ et $\psi = 0.3$ selon le tableau 4.2 RPA2024 (voir Annexe A.7)

$$W = 47235.8613 + 0.3 \cdot 6668.796 = 49236.5001 \text{ kN}$$

- Coefficient de correction :**

On a : $T_0 \leq (2T_2)$ et notre bâtiment est plus de 2 niveaux donc :

$$\lambda = 0.85$$

On a : $T_2 \leq T = 0.66 \leq T_3$

$$\text{Donc : } \frac{S_{\text{ad}}}{g}(T) = A. I. S. \left(2.5 \frac{Q_F}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right) = 0.3 \cdot 1 \cdot 1.3 \cdot \left(2.5 \cdot \frac{1.25}{4.5} \right) \cdot \left(\frac{0.6}{0.66} \right) = 0.248$$

Tableau IV.4 : Récapitulatif des facteurs

A	I	S	Q _F	R	T ₂	T	W(kN)	Sa/g	λ
0.3	1	1.3	1.25	4.5	0.6	0.66	49236.5001	0.248	0.85

- La force sismique selon x et y :

$$V_x = V_y = V_{\text{statique}} = 10379.05 \text{ KN}$$

IV.5.3.1. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

Selon l'article 4.3.5 du RPA24 : la résultante des forces sismiques à la base $V_{\text{dynamique}}$, obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques V_{statique} , pour une valeur de la période fondamentale T_0 .

$$V_{\text{dynamique}} \geq 0.8 V_{\text{statique}}$$

- Suivant x :

$$V_{\text{dynam}} = 9506.3978 \geq 0.8 \times 10379.05 = 8303.24 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Suivant y :

$$V_{\text{dynam}} = 8376.3741 \geq 0.8 \times 10379.05 = 8303.24 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.6. Justification de la sécurité :

IV.6.1. Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages :

Selon l'article 4.5.2 du RPA24 : Le déplacement horizontal, à chaque niveau "k", de la structure est calculé selon :

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \delta_{ek}$$

Où :

δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques F_i .

Le déplacement relatif, au niveau "k" par rapport au niveau "k-1", est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, ne doivent pas dépasser les limites $\overline{\Delta_k}$, données dans le tableau 5.2 du RPA24 : $\Delta_k \leq \overline{\Delta_k}$

On a un bâtiment en béton armé : $\overline{\Delta_k} = 1.5 h_k$

- Suivant x :

Tableau IV.5 : Les déplacements inter-étage suivant x.

$\Delta_k(\text{cm})$	$\Delta_k \times \frac{R}{Q_f} (\text{cm})$	$\overline{\Delta_k} (\text{cm})$	$\Delta_k < \overline{\Delta_k}$
0.4395384	1.58233824	4.59	Vérifiée
0.459918	1.6557048	4.59	Vérifiée
0.4904874	1.76575464	4.59	Vérifiée
0.5001264	1.80045504	4.59	Vérifiée
0.5001264	1.80045504	4.59	Vérifiée
0.4731372	1.70329392	4.59	Vérifiée
0.4073166	1.46633976	4.59	Vérifiée
0.3145068	1.13222448	4.59	Vérifiée
0.1522962	0.54826632	4.59	Vérifiée

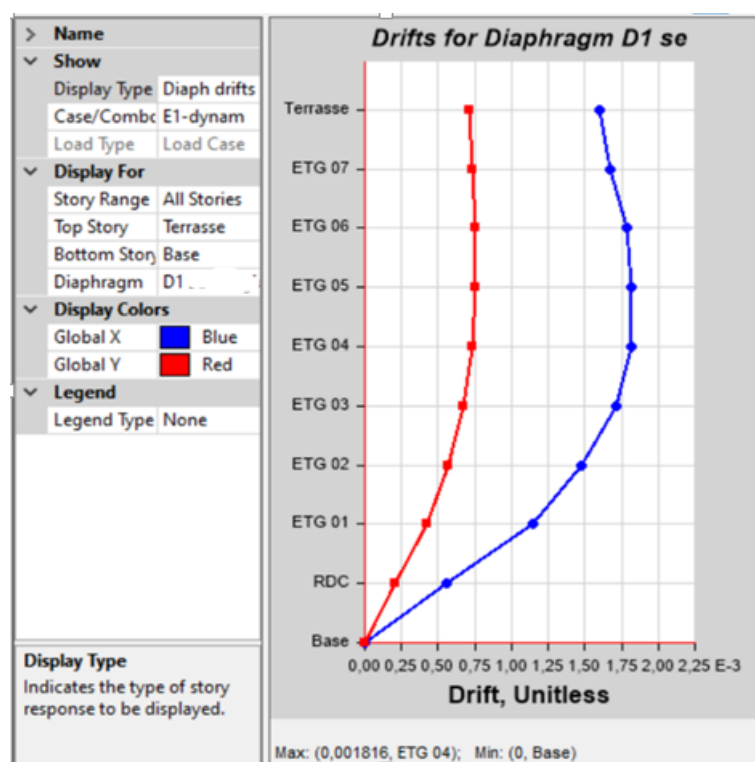


Figure IV.14 : Déplacements inter étages suivant X-X

- Suivant y :

Tableau IV.6 : Les déplacements inter-étage suivant y.

$\Delta_k(\text{cm})$	$\Delta_k \times \frac{R}{Q_f} (\text{cm})$	$\overline{\Delta}_k (\text{cm})$	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
0.541161	1.9481796	4.59	Vérifiée
0.563193	2.0274948	4.59	Vérifiée
0.5855004	2.10780144	4.59	Vérifiée
0.5841234	2.10284424	4.59	Vérifiée
0.567324	2.0423664	4.59	Vérifiée
0.5213322	1.87679592	4.59	Vérifiée
0.4387122	1.57936392	4.59	Vérifiée
0.324972	1.1698992	4.59	Vérifiée
0.1589058	0.57206088	4.59	Vérifiée

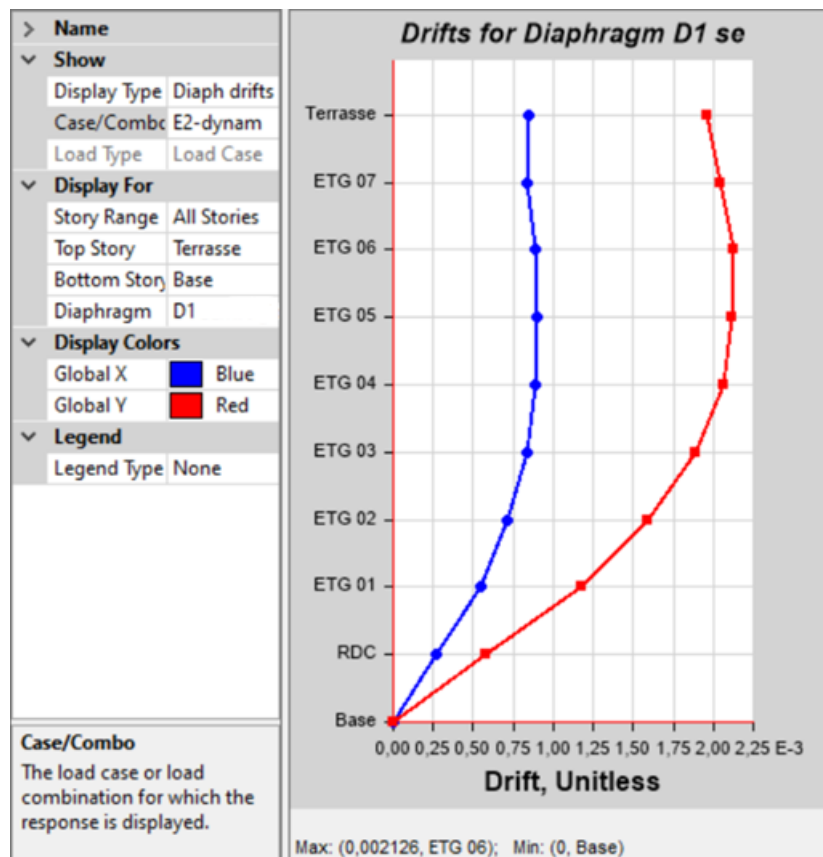


Figure IV.15 : Déplacements inter étages suivant Y-Y

Résultats : Les déplacements inter-étages sont vérifiés.

IV.6.2. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Pour interpréter mécaniquement l'effet P- Δ , on considère une colonne verticale soumise à une charge axiale de compression **P** et à un déplacement latéral Δ au sommet :

- **État initial** : la colonne est rectiligne, sans déformation, et la charge **P** est uniformément transmise.
- **Déformation latérale** : sous l'effet d'une action horizontale ou d'un défaut initial, la colonne se déforme et présente un déplacement transversal Δ , modifiant ainsi sa géométrie.
- **Génération de l'effet P- Δ** : lorsque la colonne est déformée, la charge verticale **P** engendre un moment additionnel $M = P \times \Delta$, ce qui amplifie les sollicitations internes.
- **Conséquence** : cette amplification rend la colonne plus sensible aux déformations et au flambement, diminuant ainsi sa capacité portante et pouvant affecter la stabilité globale de la structure.

Ainsi, l'effet P-Δ doit impérativement être pris en compte dans le dimensionnement des structures soumises à des charges verticales importantes et à des déplacements latéraux significatifs, notamment à travers des analyses du second ordre et l'application de coefficients de sécurité appropriés.

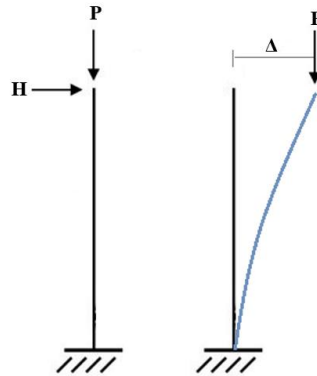


Figure IV.16 : Schéma explicatif de L'effet P-Δ.

Selon l'article 5.9 du RPA24 : 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 :

$$\left(\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \right)$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation, au-dessus du niveau « k » ;

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

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

Δk : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : Hauteur de l'étage k.

• Si $0.10 < \theta < 0.2$: les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{(1 - \theta)}$

• Si $\theta > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

- Suivant x :

Tableau IV.7 : Justification vis-à-vis de l'effet P.Δ suivant x.

Etages	$h_k(\text{cm})$	$P_k(\text{KN})$	$V_k(\text{KN})$	$\Delta_k \times \frac{R}{Q_f} (\text{cm})$	θ	$\theta < 0.1$
8	275.4	3829.8038	1650.469	1.58233824	0.01333228	Vérifiée
7	275.4	9319.2596	3491.332	1.6557048	0.01604756	Vérifiée
6	275.4	14808.715	5082.076	1.76575464	0.01868283	Vérifiée
5	275.4	20456.538	395.0902	1.80045504	0.0209124	Vérifiée
4	275.4	26104.360	7477.9834	1.80045504	0.02282164	Vérifiée
3	275.4	31752.183	8319.8939	1.70329392	0.0236038	Vérifiée
2	275.4	37580.288	8943.3151	1.46633976	0.00223738	Vérifiée
1	275.4	43408.394	9337.6463	1.13222448	0.01911195	Vérifiée
RDC	275.4	49236.500	9506.3978	0.54826632	0.01031095	Vérifiée

- Suivant y :

Tableau IV.8 : Justification vis-à-vis de l'effet P.Δ suivant y.

Étage	$h_k(\text{cm})$	$P_k(\text{KN})$	$V_k(\text{KN})$	$\Delta_k \times \frac{R}{Q_f} (\text{cm})$	θ	$\theta < 0.1$
8	306	3829.8038	1566.8625	1.9481796	0.01729063	Vérifiée
7	306	9319.2596	3187.6692	2.0274948	0.02152306	Vérifiée
6	306	14808.7155	4555.2655	2.10780144	0.02488109	Vérifiée
5	306	20456.5381	5660.9542	2.10284424	0.02759216	Vérifiée
4	306	26104.3607	6578.1812	2.0423664	0.0294291	Vérifiée
3	306	31752.1834	7303.5744	1.87679592	0.02962728	Vérifiée

2	306	37580.2889	7836.1264	1.57936392	0.02750324	Vérifiée
1	306	43408.3945	8194.9586	1.1698992	0.0225015	Vérifiée
RDC	306	49236.5001	8376.3741	0.57206088	0.01220982	Vérifiée

Résultat : l'effet P-Δ est négligé.

IV.6.3. Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble :

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment, soumis à des effets de renversement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions.

- **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon l'article 5.5 du RPA24 : La vérification de la stabilité au renversement d'un bâtiment est garantie par la condition suivante :

$$\frac{M_{sta}}{M_{renv}} \geq 1.3$$

M_{sta} : Moment stabilisant

$$M_{sta} = \frac{W \times L}{2}$$

M_{renv} : Moment renversant

$$M_{renv} = \sum F_i \times h_e$$

- Suivant x :

Tableau IV.9 : Calcul des moments de renversement suivant x.

Étages	h_{cum} (m)	V_x (KN)	M_{renv} (KN.m)
Étage 8	27.54	1650.4691	45453.91901
Étage 7	24.48	3491.3329	85467.82939
Étage 6	21.42	5082.0765	108858.0786
Étage 5	18.36	6395.0902	117413.8561

Étage 4	15.3	7477.9834	114413.146
Étage 3	12.24	8319.8939	101835.5013
Étage 2	9.18	8943.3151	82099.63262
Étage 1	6.12	9337.6463	57146.39536
RDC	3.06	9506.3978	29089.57727

- Suivant y :

Figure IV.17 : Calcul des moments de renversement suivant y.

Étages	h_{cum} (m)	V_y (KN)	M_{renv} (KN.m)
Étage 8	27.54	1566.8625	43151.39325
Étage 7	24.48	3187.6692	78034.14202
Étage 6	21.42	4555.2655	97573.78701
Étage 5	18.36	5660.9542	103935.1191
Étage 4	15.3	6578.1812	100646.1724
Étage 3	12.24	7303.5744	89395.75066
Étage 2	9.18	7836.1264	71935.64035
Étage 1	6.12	8194.9586	50153.14663
RDC	3.06	8376.3741	25631.70475

Figure IV.18 : Vérification de la stabilité au renversement.

Sens	W_{tot} (kN)	X_g (m)	M_{stab} (kN.m)	M_{renv} (kN.m)	M_{st}/M_{renv}	Vérifications
Sens X	49236.5001	12.225	601916.2137	179862.7097	3.34	Vérifiée
Sens-Y	49236.5001	10.85	534216.0261	158421.7239	3.37	Vérifiée

Résultat : structure stable vis-à-vis au renversement.

IV.7. Conclusion

L'étude dynamique et sismique de la structure, réalisée conformément au **RPA 2024**, a permis de caractériser le comportement global du bâtiment sous l'action sismique.

Les résultats obtenus montrent que :

- La participation massique dépasse **90 %** dans les deux directions ;
- La période fondamentale calculée est conforme ;
- Les déplacements inter-étages sont vérifiés ;
- L'effet **P-Δ** est négligeable ;
- La stabilité au renversement est assurée.

Par conséquent, la structure présente un **comportement sismique satisfaisant** et répond aux exigences réglementaires du **RPA 2024**.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

V.1. Introduction

La superstructure d'un bâtiment regroupe l'ensemble des éléments structuraux situés au-dessus du niveau du sol, notamment les poutres, les poteaux, les voiles et les dalles. Réalisés en béton armé, ces éléments assurent la résistance, la stabilité et le bon comportement de la structure sous l'effet des charges statiques et sismiques.

Le présent chapitre est consacré à l'étude du ferrailage des différents éléments structuraux de la superstructure. Le dimensionnement des armatures est effectué conformément aux prescriptions du RPA 2024 et du BAEL91, afin de garantir la sécurité, la résistance et la ductilité de l'ouvrage. Il convient de préciser que les sections retenues ainsi que les dispositions de ferrailage déterminées dans ce chapitre sont également adoptées pour la structure isolée à la base.

V.2. Étude des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux principalement sollicités en flexion sous l'effet des moments fléchissant et des efforts tranchants. Le calcul de leur ferrailage consiste à déterminer les armatures longitudinales nécessaires à la reprise des efforts de flexion ainsi que les armatures transversales assurant la résistance au cisaillement. On distingue généralement les poutres principales et les poutres secondaires selon leur rôle dans la transmission des charges.

V.2.1. Exigences de ductilité pour la zone critique

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

Où :

$$l_{cr}=1.5h$$

Avec : h est la hauteur de la poutre.

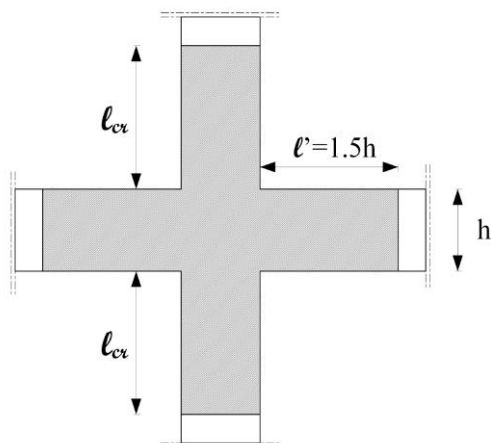


Tableau V.1 : Détails de la zone nodale.

Poutre	Hauteur (cm)	Longueur critique (cm)
	40	60

V.2.2. Les sollicitations extrêmes sur les poutres :

Tableau V.2 : Les sollicitations extrêmes sur les poutres.

Poutre	Sur appuis			En travée			$V_u(KN)$
	$M_u(KN.m)$	$M_{ser}(KN.m)$	$M_{acc}(KN.m)$	$M_u(KN.m)$	$M_{ser}(KN.m)$	$M_{acc}(KN.m)$	
30×40 (cm ²)	-46.62	-33.91	-219.6	36.29	26.48	225.65	58.55
			-239.03			246.03	

V.2.2.1. Ferrailage des poutres :

- Condition de non fragilité :
 - $b = 30\text{cm}$; $h = 40\text{ cm}$; $d = 0.9 \times h = 36\text{ cm}$
- BAEL91: $A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 1.04\text{ cm}^2$

Tableau V.3 : Armatures longitudinales des poutres.

			Choix des barres	
Sur appuis	$A_{ssup}(\text{cm}^2)$	15.64	5HA20	3HA20 filantes 2HA20 renforts
	$A_{sinf}(\text{cm}^2)$	9.42	3HA20	3HA20 filantes

En travée	$A_{sinf} (cm^2)$	16.23	6HA20	3HA20 filantes 3HA20 renforts
	$A_{ssup} (cm^2)$	9.42	3HA20	3HA20 filantes

• **Condition exigée par le RPA24 article 7.5.2 :**

- **En zone courant :**

$$A_{maxRPA} = 4\% b.h = 48cm^2$$

- **En zone de recouvrement :**

$$A_{maxRPA} = 6\% b.h = 72 cm^2$$

- **La section minimale :**

$$A_{smin} = 0.5\% B = 6 cm^2$$

$$A_{minRPA} = 6 cm^2 < A_s \text{ travée} = 16.23 cm^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{minRPA} = 6 cm^2 < A_s \text{ appuis} = 16.23 cm^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les sollicitations extrêmes de ces poutres sont prises à l'état accidentel (acc).

Le tableau ci-dessous résume les résultats de calcul des armatures longitudinales :

• **Vérification a L'ELU :**

- Vérification de la contrainte tangente limite ultime (BAEL91 : A.5.1.21)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0.2f_{c28}/\gamma_b; 5MPa\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.2 \cdot 25 / 1.5 ; 5 \text{ MPA}\} = \min \{3.33 ; 5 \text{ MPA}\} = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{0.05855}{0.6 \cdot 0.36} = 0.271 \text{ MPA} < 3.33 \text{ MPA} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de la contrainte de compression (bielle) (BAEL91 : A.5.1.313)

$$V_u \leq 0.267 b_0 a f_{c28}$$

$$L_s = 44\Phi = 70.4 \geq b-c, \text{ on opte pour un crochet de } 90^\circ$$

$$L_a = L_s - 24.69 \Phi = 30.896$$

$$\frac{3.75V_u}{b f_{c28}} \leq a \leq 0.9$$

$V_u = 58550 \text{ N} \leq 867963.6 \text{ N}$ Condition vérifiée

- Vérification des armatures inférieures d'appuis (BAEL91 : A.5.1.31)

$$A_{s \text{ inf}} \geq \frac{V_u}{f_e/\gamma_s}$$

$$\frac{V_u}{f_e/\gamma_s} = \frac{0.05855}{500/1.15} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1.35 \text{ cm}^2 \leq 15.64 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

- **Vérification a L'ELS :**

Béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Acier :

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$

Tableau V.4 : Vérification des contraintes du béton et de l'acier à l'ELS

Poutre	M_{sser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	vérification
30*40	-33.91	0	15	-63.3	201.63	Vérifiée
		2.65		31.5		

- **Armatures transversales :**

- Choix de l'armature transversale BAEL91 :

$$\varnothing t \leq \min (h/35 ; b_0/10 ; \varnothing l) = \min (1.14 ; 3 ; 1.6) = 1.14 \text{ cm on prend } \varnothing t = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ un cadre et étrier.}$$

- L'espacement des armatures transversales

Selon RPA24 art.7.5.2 :

Dans la zone nodale : $St \leq \min (h/4 ; 24 \varnothing t ; 17.5 ; 6 \varnothing l) = \min (10 ; 19.2 ; 17.5 ; 9.6) = 9.6 \text{ cm on prend } St = 8 \text{ cm}$

En dehors de la zone nodale : $St \leq h/2 = 20 \text{ cm on prend } St = 10 \text{ cm}$

- Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_{tmin} = 0,003 \cdot St \cdot b = 0.72 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{tmin} = 0.72 \text{ cm}^2 \text{condition vérifiée}$$

V.2.3. Croquis de ferrailage des poutres :

Poutre (0.30 × 0.40) m Appui

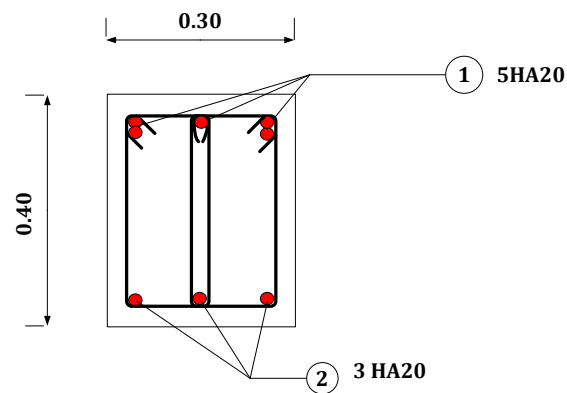


Figure V.1 : Ferrailage de la poutre 30×40 cm².

V.3. Étude des poteaux

Les poteaux constituent les principaux éléments porteurs verticaux de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux de compression ainsi qu'à des moments fléchissants suivant les deux directions principales. Leur dimensionnement est donc effectué en flexion composée, en tenant compte des sollicitations les plus défavorables.

L'évaluation des efforts de calcul est réalisée à partir des différentes combinaisons d'actions définies par le BAEL91 et le RPA 2024, afin d'assurer la résistance, la stabilité et la ductilité des poteaux sous l'effet des charges statiques et sismiques.

$$1.35G + 1.5Q$$

$$G + Q$$

$$G + \Psi Q + E_1$$

$$G + \Psi Q + E_2$$

Avec :

$$E_1 = \pm E_x \pm 0.3 E_y$$

$$E_2 = \pm 0.3 E_x \pm E_y$$

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les cas de charge les plus défavorables, à savoir les couples de sollicitations suivants :

L'effort normal maximal (Nmax) et le moment correspondant.

L'effort normal minimal (Nmin) et le moment correspondant.

Le moment maximal (Mmax) et l'effort normal correspondant.

V.3.1. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

Selon RPA24 article 7.4.3 : la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec : $\rho_d = 0.075$ pour $\lambda_g \geq 5$

$\rho_d = 0.04$ pour $\lambda_g < 5$

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

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

Avec :

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

l_f : longueur de flambement du poteau.

$$\tau = \frac{V}{b * d}$$

Tableau V.5 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.

Poteau	V(KN)	τ (Mpa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (Mpa)	Vérification
45×45	104.87	0.58	4.76	0.04	1	Vérifiée
40×40	106.15	0.74	5.36	0.075	1.875	Vérifiée
35×35	83.85	0.76	6.12	0.075	1.875	Vérifiée

V.3.2. Vérification spécifique sous sollicitations normales :

Afin de limiter le risque de rupture fragile des poteaux sous l'effet des sollicitations sismiques, le RPA 2024, dans son article 7.4.3, impose une limitation de l'effort normal de compression de calcul selon la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.35$$

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

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

f_{c28} : Est la résistance caractéristique du béton a 28 jours.

Tableau V.6 : Vérification spécifique sous sollicitations normales.

Poteau	N_d (KN)	$B_c(m^2)$	$f_{c28}(Mpa)$	ϑ	Vérification
45×45	1591.9098	0.2025	25	0.31	Vérifiée
40×40	1060.4943	0.16	25	0.27	Vérifiée
35×35	452.0389	0.1225	25	0.15	Vérifiée

V.3.3. Les sollicitations extrêmes sur les poteaux :

On va prendre l'exemple de poteau (45x45)

Tableau V.7 : Les sollicitations extrêmes sur le poteau 45×45.

Sollicitation	Combinaisons	N / M	Effort normal	Moment fléchissant
N (KN)	G+ΨQ+E ₂	Max	-1591.91	-74.91
		Min	576.03	15.94
M _y (KN.m)	G+ΨQ+E ₂	Max	-700.17	-125.17
		Min	-414.47	125.17
M _z (KN.m)	G+ΨQ+E ₁	Max	-920.88	-160.02
		Min	-37.69	158.95

V.3.4. Calcul de ferrailage des poteaux :

V.3.4.1. Armatures longitudinales

Selon l'article 7.4.2 du RPA 2024, les sections des armatures longitudinales doivent vérifier les conditions suivantes :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de : 1.0% en zone VI.
- Le pourcentage maximal des armatures longitudinales sera de : 4% en zone courante et 8% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 60ϕ en zone VI.
- La distance entre les barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas dépasser : 15cm en zone VI.
- Section minimale :

$$A_{minRPA} = \frac{1}{100} (45 \times 45) = 20.25 \text{ cm}^2$$

- En zone courante

$$A_{maxRPA} = \frac{4}{100} (45 \times 45) = 81 \text{ cm}^2$$

- En zone de recouvrement

$$A_{maxRPA} = \frac{8}{100} (45 \times 45) = 162 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-dessous résume les résultats de calcul par la méthode numérique (SOCOTEC) :

Tableau V.8 : Ferrailage de poteau 45×45 (cm²).

Sollicitation	Combinaisons	N / M	Effort normal	Moment fléchissant	A _s (cm ²)
N (KN)	G+ΨQ+E ₂	Max	-1591.91	-74.91	0
		Min	576.03	15.94	6.58
M _y (KN.m)	G+ΨQ+E ₂	Max	-700.17	-125.17	4.01
		Min	-414.47	125.17	5.23
M _z (KN.m)	G+ΨQ+E ₁	Max	-920.88	-160.02	0
		Min	-37.69	158.95	7.62

En prend le cas le plus défavorable : $A_s = 7.62 \text{ cm}^2$.

Le RPA24 nous exige que la section d'armature longitudinale choisie doive respecter la condition suivante : $A_{\min} = 1\% b.h < A_s$

On opte pour 8HA16 + 4HA14 avec $A_s = 22.24 \text{ cm}^2$

$A_{\min RPA} = 20.25 \text{ cm}^2 < A_s = 22.24 \text{ cm}^2$ Vérifiée

Tableau V.9 : Ferrailage des poteaux.

Poteau (cm ²)	$A_{\min RPA}$ (cm ²)	Choix des barres	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)
45×45	20.25	8HA 16 + 4HA 14	22.24
40×40	16	8HA 16	16.08
35×35	12.25	8HA14	12.32

V.3.4.2. Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule selon RPA24 article 7.4.2 :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_c \times f_e}$$

A_t : Section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_c : Hauteur totale de la section brute dans la direction considérée

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant

Il est pris égal : $\rho_a = 2.5$ pour $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3.75$ pour $\lambda_g < 5$

t : espacement entre les armatures transversales :

Dans la zone nodale : $t \leq \min(\frac{b_o}{3} ; 10 \text{ cm} ; 6\Phi_l)$ en zone IV ; V ; VI

$t \leq \min(15 ; 10 \text{ cm} ; 8.4) = 8 \text{ cm}$

Dans la zone courante : $t' \leq \min(\frac{b_c}{2} ; \frac{h_c}{2} ; 10\Phi_l)$ en zone IV ; V ; VI

$$t' \leq \text{Min}(22.5; 22.5; 14) = 10 \text{ cm}$$

b_0 : dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)

Φ_1 : Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$0,3\% \text{ Si } \lambda_g \geq 5$$

$$0,8\% \text{ Si } \lambda_g < 3$$

Interpoler entre Les 2 valeurs limites précédentes si : $3 < \lambda_g < 5$

Le tableau ci-dessous contient tous les détails de calcul de l'armature transversale :

Tableau V.10 : Armature transversale des poteaux.

Poteau	$\Phi_{1 \text{ min}}$ (cm)	λ_g	$V_u(\text{KN})$	t_{courante} (cm)	t_{nodale} (cm)	ρ_a	$A_t(\text{cm}^2)$	Choix des Cadre
45×45	1.4	4.76	104.87	14	8	3.75	1.39	6HA8
40×40	1.6	5.36	106.15	16	8	2.5	1.06	4HA8
35×35	1.4	6.12	83.85	14	8	2.5	0.96	4HA8

- Longueurs de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements selon RPA24 article 7.5.2 est de : $60\Phi_1$ en zone VI

Tableau V.11 : Longueur de recouvrement

Section (cm)	Diamètre des armatures (cm)	Longueur de recouvrement (cm)
45×45	16	96
40×40	16	96
35×35	14	84

V.3.4.3. Exigence de ductilité pour la zone critique

Selon l'article 7.4.2 du RPA 2024, les zones s'étendant sur une distance l_{cr} à partir des deux sections d'extrémité d'un poteau, doivent être considérées comme des zones critiques.

$$L_{cr} = \max \left(1.5h_c ; \frac{l_{cl}}{6} ; 60\text{cm} \right)$$

Où :

h_c : la plus grande dimension de la section transversale du poteau

l_{cl} : la longueur libre du poteau.

Donc $l_{cr} = \max(67.5 ; 44.33 ; 60\text{cm}) = 67.5 \text{ cm}$

Si $l_{cl} / h_c < 3$: la hauteur totale du poteau doit être considérée comme zone critique et doit être munie d'armatures en conséquence

$l_{cl} / h_c = 5.91 \geq 3$

V.3.5. Croquis de ferrailage des poteaux :

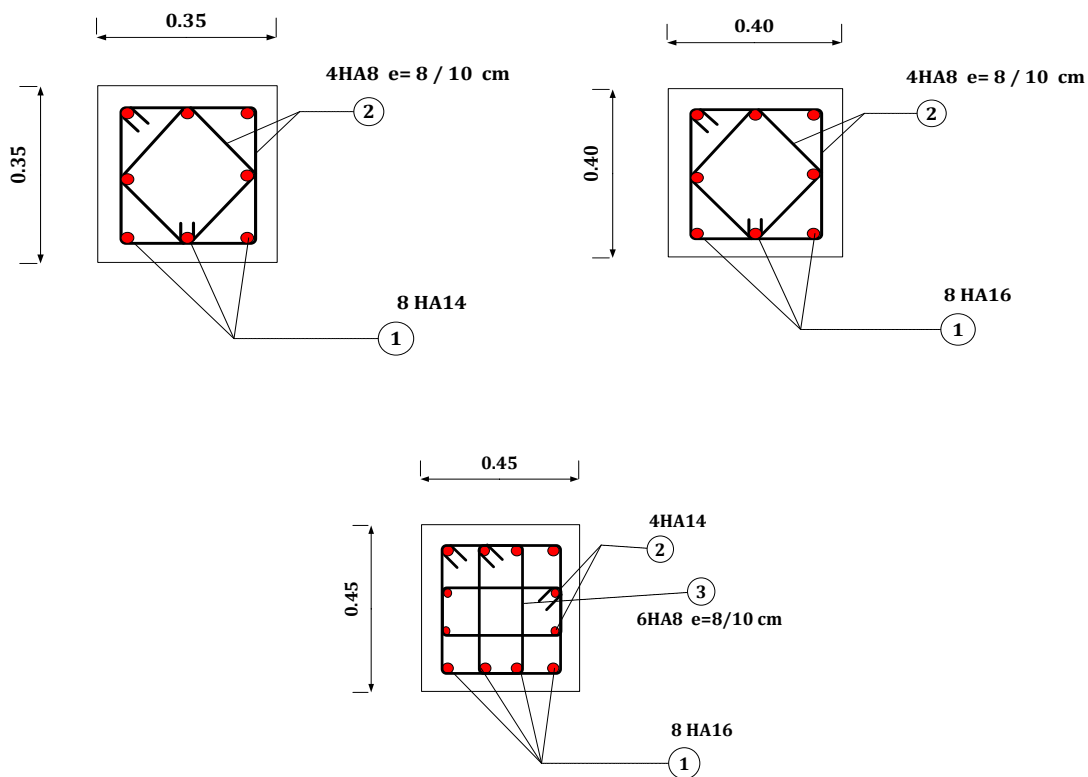


Figure V.2 : Ferrailage des poteaux.

V.4. Étude des voiles

La structure étudiée est contreventée par un système de voiles porteurs ; conformément aux exigences du RPA24 article 3.5 ; dans ce système la résistance à l'effort tranchant, à la base du bâtiment, dépasse 65 % de la résistance à l'effort tranchant du système. Cela nécessite un ferrailage garantissant la résistance requise des voiles. Pour ce calcul, nous utilisons le logiciel SOCOTEC afin de déterminer les armatures horizontales et verticales des différents types de voiles présents dans la structure.

V.4.1. Vérification des voiles sous les sollicitations normales :

Outre les vérifications prescrites par le CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (en flexion composée), sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, selon RPA24 article 7.7.2 : l'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$V_d = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} < 0.4$$

Tableau V.12 : Vérification des voiles sous les sollicitations normales.

Voiles	B _c (m ²)	N _d (KN)	V _d	Vérification
400×20	0.8	2675.2	0.13	Vérifiée
360×20	0.72	2082.75	0.12	Vérifiée
201×20	0.402	1996.15	0.2	Vérifiée

V.4.2. Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux :

$$\tau_b \leq 0.2 f_{c28}$$

Où :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_w d}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4 V_u$$

b_w : épaisseur du linteau ou du voile ;

d : hauteur utile avec d = 0.9h ;

h : hauteur totale de la section brute.

Tableau V.13 : Vérification des contraintes limites de cisaillement.

Voiles (cm ²)	V _u (KN)	$\bar{V}$ (KN)	τ_b (Mpa)	0.2 f _{c28} (Mpa)	Vérification
400×20	2057.67	2880.74	4	5	Vérifiée
360×20	1612.23	2257.12	3.48	5	Vérifiée
201×20	414.10	579.74	1.6	5	Vérifiée

V.4.3. Ferrailages des voiles et des trumeaux :

Selon RPA24 article 7.7.4 : les trumeaux et les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant ;

$$(h_w / l_w) = (27.54 / 2.01) = 13.7$$

$$(h_w / l_w) = (27.54 / 3.6) = 7.65$$

$$(h_w / l_w) = (27.54 / 4) = 6.885$$

Dans notre cas les voiles sont élancés $(h_w / l_w) > 2.0$: le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile.

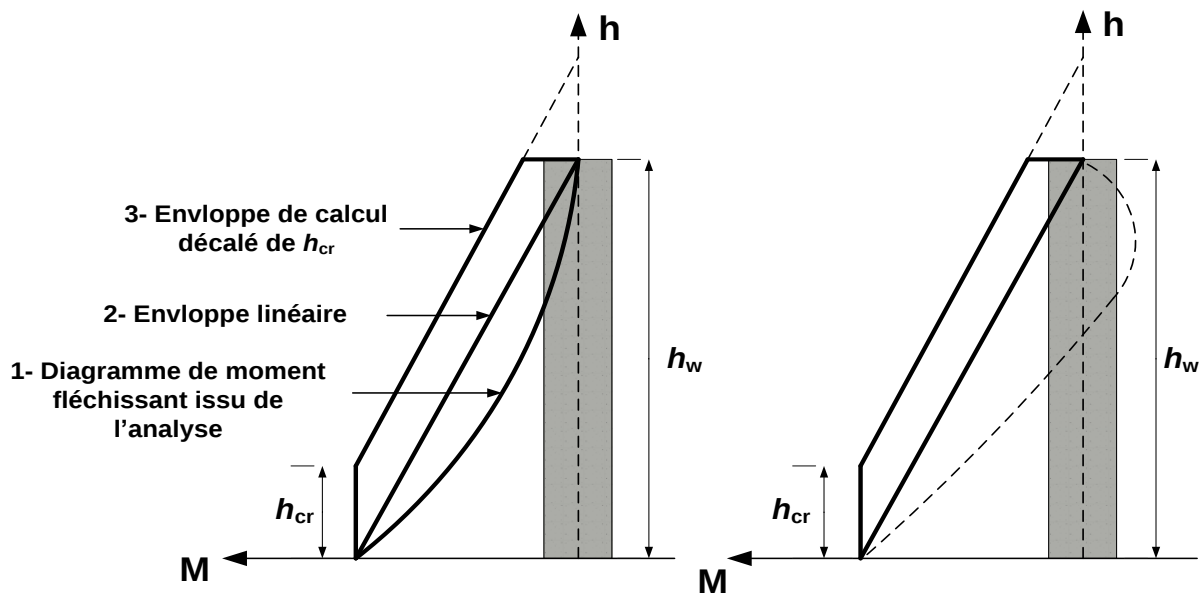


Figure V.3 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant

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

$$h_{cr} = \max \left(l_w; \frac{h_w}{6} \right)$$

Avec :

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

h_e : la hauteur libre de chaque niveau

h_w : la hauteur totale du voile

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w = 7.2 \\ 2h_e = 5.32 \text{ pour } n \geq 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

Donc :

$$h_{cr} = \max (3.6 ; 4.59) = 4.59 \text{ m}$$

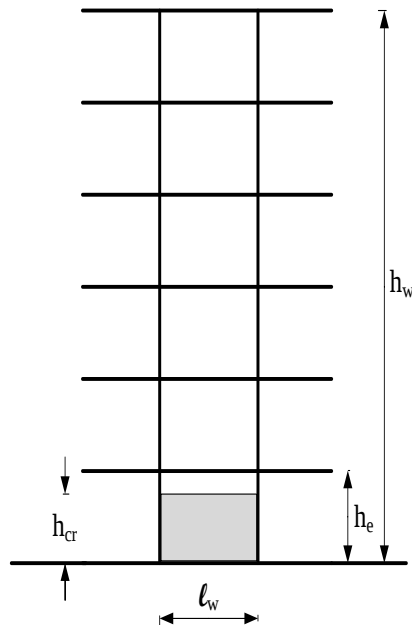


Figure V.4 : Zone critique à la base du voile

V.4.4. Distribution des moments fléchissant obtenue par la courbe enveloppe :

Exemple de calcul pour les voiles 360×20

Tableau V.14 : Sollicitations extrêmes sur le voile 360×20.

Z (m)	N (KN)	M (KN.m)
3.06	1605.46	6355.23
6.12	1464.13	6037.24
9.18	1295.33	5401.27
12.24	1193.25	4765.30
15.3	1033.18	4129.32
18.36	845.99	3493.35
21.42	688.41	2857.38
24.48	489.41	2221.40
27.54	263.75	1585.43

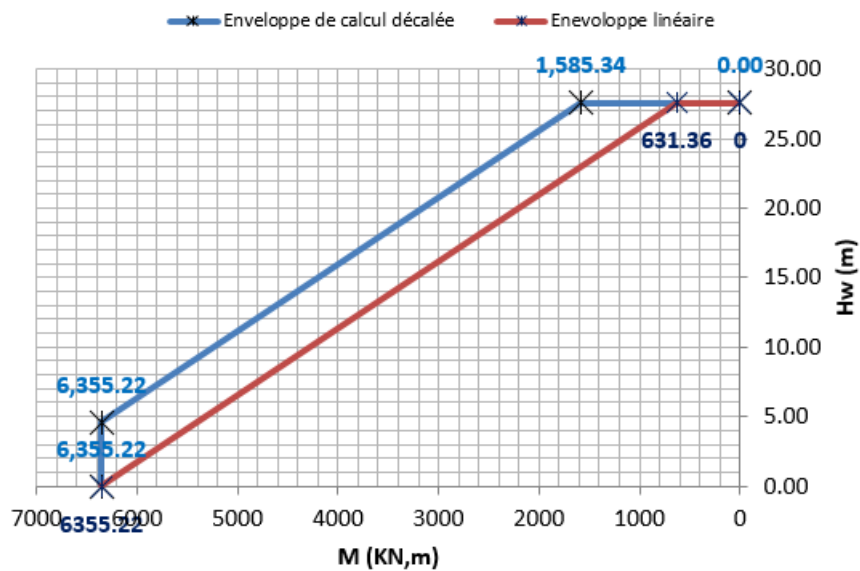


Figure V.5 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant du voile 360x20

- Ferrailage des éléments de rive :

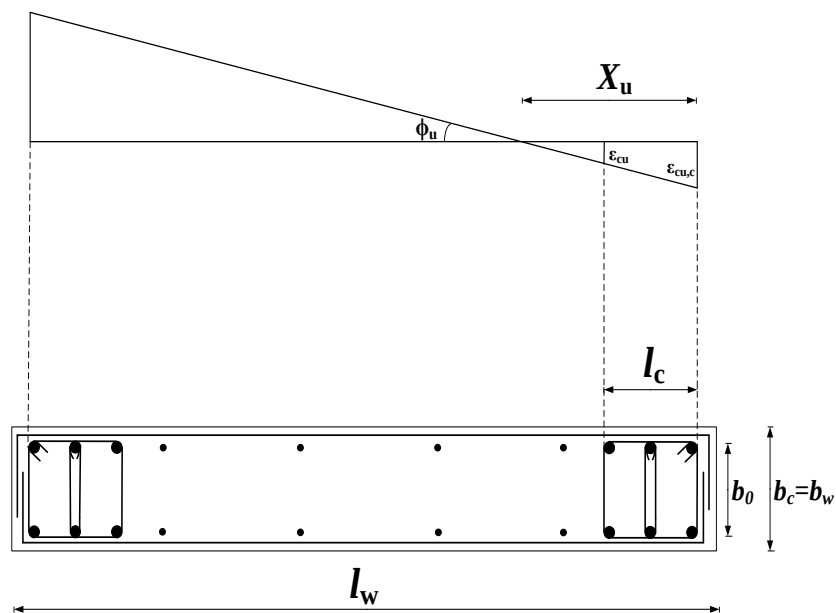


Figure V.6 : Élément de rive pour les voiles

$$l_c \geq \max(0.15l_w; 1.5b_w)$$

Avec :

l_w : longueur de voile ;

b_w : largeur de voile.

$$l_c \geq \max (54; 30)$$

$l_c = 80 \text{ cm}$

Épaisseur minimale des parties confinées du voile est $b_{c,\min} = 20 \text{ cm}$

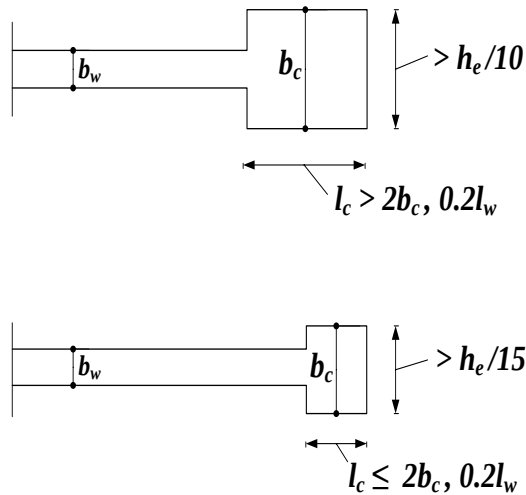


Figure V.7 : Épaisseur minimale des éléments de rives confinées

$$l_c = 80 \text{ cm} \geq \max(2b_w ; 0.2l_w) = 72 \text{ cm},$$

$$\text{Donc il faut que : } b_c \geq h_e/10 = 30.6 \text{ cm}$$

On prend : $b_c = 35 \text{ cm}$

$$b_c = 35 \text{ cm} \geq 30.6 \text{ cm} \text{ Vérifie}$$

Dimensions de l'élément confiné : $b_c = 35 \text{ cm}$; $l_c = 80 \text{ cm}$

- Les armatures longitudinales :

Le pourcentage des armatures longitudinales, dans les éléments de rive, doit rester au moins égal à 0.5% de la surface de la zone confinée.

$$A_{s \text{ longitudinale}} \geq 0.5\% \times 80 \times 35 = 14 \text{ cm}^2$$

$$M_{\max} = 6355.23 \text{ kN.m} ; N_{\text{cor}} = 1605.46 \text{ kN} ; L = 3.6 \text{ m} ; e = 35 \text{ cm}.$$

$$\text{Donc on a } A_s = 28.24 \text{ cm}^2$$

Cette section est supérieure à la section minimale, elle sera donc maintenue.

- Les armatures verticales :

Les armatures verticales des éléments de rive, devraient être confinées avec des cadres et/ou des étriers horizontaux dont l'espacement vertical doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \min(b_0/3; 12.5 \text{ cm}; 6\Phi_l)$$

$$S_t \leq \min (10\text{cm}; 12.5 \text{ cm}; 8.4\text{cm})$$

$$S_t = 8 \text{ cm}$$

La section des armatures de confinement dans les éléments de rive doit satisfaire la condition :

$$A_t \geq 0.09 S_t b_0 f_{c28}/f_e = 1.08$$

$$A_t \geq 0.3 S_t b_0 (A_g/A_c) f_{c28}/f_e = 0.6$$

$$A_t \geq 1.08 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures: 10HA8

- **Ferraillage de l'âme :**

- **Aciers verticaux :**

Le diamètre maximal $\Phi_{\max}$ des armatures d'ame doivent respecter la condition :

$$8\text{mm} \leq \Phi_{\max} \leq b_w/8$$

$$8\text{mm} \leq \Phi_{\max} \leq 43.75$$

$$\Phi_{\max} = 10 \text{ cm}$$

Avec un espacement $S_t = 20\text{cm} < \min(250\text{mm}, 25\Phi_l = 350\text{mm})$

- **Aciers horizontaux :**

Le ferraillage horizontal nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant :

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z.f_e}$$

Avec :

$\bar{V}$: Effort tranchant de calcul = 1.4V ;

Z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

$$V = 1612.24\text{KN}$$

$$A_h = 2.82$$

Tableau V.15 : Ferrailage des voiles selon les différents cas.

		Les sections	400×20	360×20	201×20
Ferrailage des éléments de rive	Les armatures longitudinales	$A_{s \min}(\text{cm})$	17.5	14	12.25
		$A_{s \text{ cal}}(\text{cm})$	51,71	25,29	24.11
		Choix des barres	18HA20 Lc=1m	18HA14 Lc=80cm	16HA14 Lc=70cm
		$A_{s \text{ adop}}(\text{cm})$	56.55	27.71	24.63
		$S_t(\text{cm})$	15	15	15
	Les armatures verticales	$A_s(\text{cm})$	1.35	1.35	1.35
		Choix des barres	2HA8	2HA8	2HA8
		$S_t(\text{cm})$	8	8	8
Ferrailage de l'âme	Les armatures verticales	$A_s(\text{cm})$	43.10	31.67	15.39
		Choix des barres	22HA10	22HA10	8HA10
		$S_t(\text{cm})$	20	20	20
	Les armatures horizontales	$A_s(\text{cm})$	0.44	2.82	1.44
		Choix des barres	2HA8	6HA8	4HA8

V.4.5. Les schémas de ferrailage des voiles

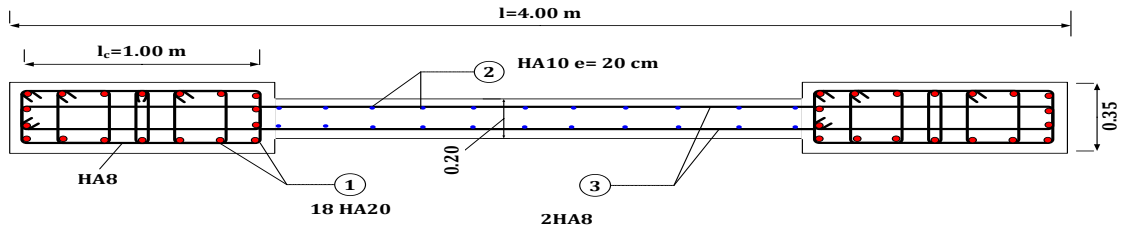


Figure V.8 : Schéma de ferrailage de voile 400×20

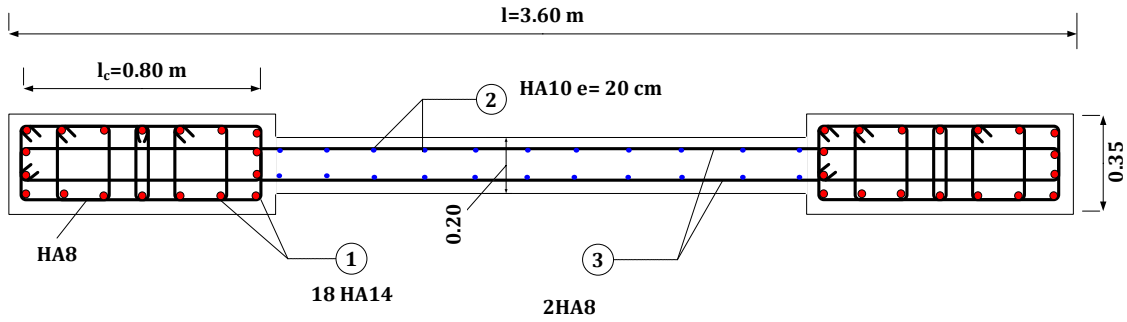


Figure V.9 : Schéma de ferrailage de voile 360×20

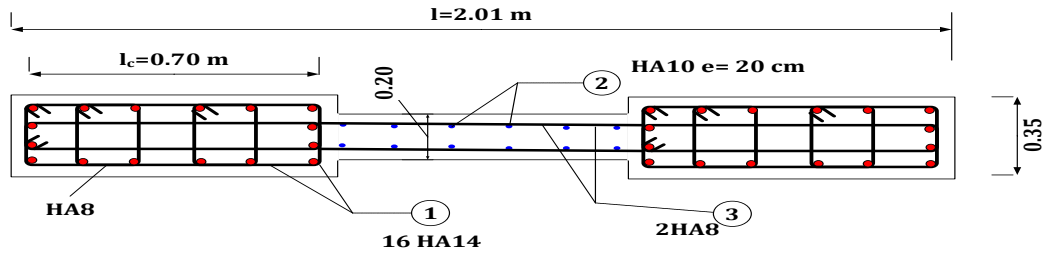


Figure V.10 : Schéma de ferrailage de voile 201×20

V.4.6. Vérification de la ductilité locale du voile 360*20 cm

V.4.6.1. Conditions de ductilité locale

D'après 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 suivante :

$$\propto \omega_{wd} > 30\mu_{\phi}(v_d + \omega_v)\varepsilon_{syd} \frac{b_c}{b_0} - 0.035$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{Volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en béton}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_s} \rightarrow \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 24$$

$$\omega_{wd} = \frac{70860.76}{1101600} \cdot 24 = 1.5438$$

Où :

- v_d : l'effort normal réduit dans la section $v_d = \frac{1605.46 \cdot 10}{20 \cdot 360 \cdot 25} = 0.09$
- ω_v : pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c)b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \rightarrow \omega_v = \frac{15.71}{(360 - 2 \cdot 80) \times 20} \times 24 \rightarrow \omega_v = 0.09$$

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

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{500}{200000} = 0.0025$$

- α : coefficient d'efficacité du confinement tel que :

$$\alpha = \begin{cases} \alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b_i^2}{6b_0h_0} \right) \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{t}{2h_0} \right) \end{cases} \rightarrow \alpha = \begin{cases} \alpha_n = 0.84 \\ \alpha_s = 0.77 \end{cases} \rightarrow \alpha = 0.65$$

- μ_ϕ : La valeur requise du coefficient de ductilité en courbure

$$\mu_\phi = 2 \left[\left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 \right] \frac{T_2}{T_0} - 1 \quad T_2 = 0.6 \text{ s} \leq T_0 = 0.603 \text{ s}$$

Le moment résistant donné par SOCOTEC : $M_{RD} = 6650 \text{ KN.m}$

$$\mu_\phi = 2 \left[\left(\frac{4.5}{1.25} \cdot \frac{6355.23}{6650} \right) - 1 \right] \cdot \frac{0.6}{0.603} \rightarrow \mu_\phi = 5.88$$

Vérification

$$\alpha \omega_{wd} = 1.00347$$

$$30\mu_\phi(v_d + \omega_v)\varepsilon_{syd} \frac{b_c}{b_0} - 0.035 = 0.05761$$

Donc la condition est vérifiée

- La position de l'axe neutre, x_u correspondant à la courbure ultime après éclatement du béton situé hors du noyau confiné des éléments de rive

$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_0} \rightarrow x_u = 75.6$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.0035$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1 * 1.00347 = 0.1$$

$$l_{c,calcul} = x_u \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}} \right) = 73.05 \text{ cm} \leq l_c$$

V.5. Étude des dalles

Les dalles en béton armé sont des éléments plans dont l'épaisseur reste faible par rapport à leurs dimensions en plan. Elles assurent la transmission des charges appliquées vers les éléments porteurs tels que les poutres, les voiles et les poteaux. Selon leurs conditions d'appui, les dalles peuvent travailler dans une seule direction ou dans deux directions.

Dans cette étude, le dimensionnement du ferrailage des dalles est réalisé conformément aux prescriptions du RPA 2024 et du BAEL91, afin d'assurer leur résistance et leur stabilité sous les charges appliquées. Les armatures dans les deux directions principales (X et Y) sont déterminées à l'aide du logiciel SOCOTEC.

V.5.1. Sollicitations extrêmes et ferrailage des dalles :

Les tableaux ci-dessous présentent les sollicitations maximales agissant sur une dalle dans les directions horizontales, ainsi que le ferrailage correspondant à ces sollicitations.

Sens x :

Tableau V.16 : Sollicitations extrêmes et ferrailage des dalles-sens x-

Position	Moment	$A_s(\text{cm}^2/\text{m})$	Choix des barres	A_s adoptée (cm^2/m)	$A_s \text{ min } (\text{cm}^2/\text{m})$	
					BAEL	CNF
En travée	18.45	3.4	7HA12	7.92	1.45	1.74
Sur appuis	-16.47	3.03	7HA12	7.92	1.45	1.74

Sens-y :

Tableau V.17 : Sollicitations extrêmes et ferrailage des dalles-sens y-

Position	Moment	$A_s(\text{cm}^2/\text{m})$	Choix des barres	A_s adoptée (cm^2/m)	$A_{s \text{ min}} (\text{cm}^2/\text{m})$	
					BAEL	CNF
En travée	10.31	1.87	7HA12	7.92	1.45	1.74
Sur appuis	-15.44	2.83	7HA12	7.92	1.45	1.74

$S_t \leq \min(3h_0; 33) = 33 \text{ cm}$ on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

V.5.2. Schéma de ferrailage de la dalle :

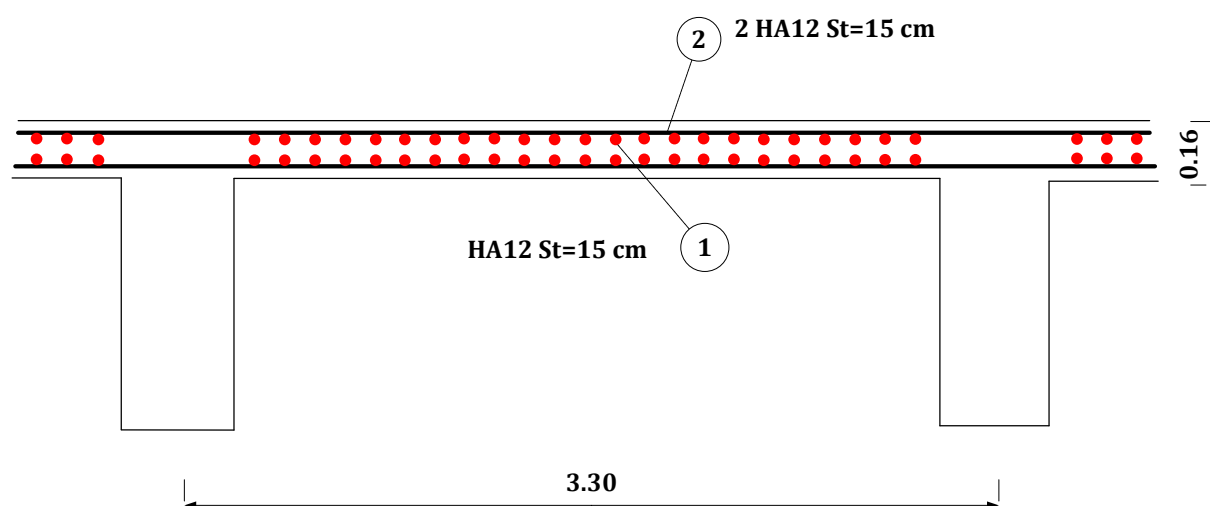


Figure V.11 : Ferrailage de la dalle.

V.6. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons procédé à l'étude du ferrailage des différents éléments structuraux de la superstructure conformément aux prescriptions du RPA 2024 et du BAEL91. Le dimensionnement des armatures a été réalisé à partir des sollicitations issues de l'analyse de la structure sous les différentes combinaisons de charges statiques et sismiques. Les vérifications effectuées ont permis de s'assurer de la résistance, de la stabilité et de la ductilité des éléments étudiés, tout en respectant les dispositions réglementaires relatives aux armatures, aux ancrages et aux recouvrements.

Le chapitre suivant sera consacré à l'étude de l'isolation à la base, notamment au dimensionnement des fondations assurant la transmission des charges de la structure vers le sol d'assise.

CHAPITRE VI :

ISOLATION A LA BASE

VI.1. Introduction

La protection des bâtiments contre les séismes constitue l'un des défis majeurs du génie civil contemporain. Les zones à forte sismicité, notamment en Algérie et dans le bassin méditerranéen, ont connu des tremblements de terre dévastateurs rappelant l'importance d'une conception parasismique rigoureuse. Parmi les approches disponibles, deux philosophies s'affrontent depuis plusieurs décennies : la conception à résistance conventionnelle, dans laquelle le bâtiment est conçu pour dissiper l'énergie sismique par la plastification de ses éléments structuraux, et l'isolation à la base, qui vise à découpler la structure du mouvement du sol afin de réduire drastiquement les efforts transmis à la superstructure.

Le présent chapitre se propose d'effectuer une étude comparative approfondie entre deux modèles d'un même bâtiment en béton armé de neuf étages : le premier reposant sur des appuis fixes (encastrés au sol), le second équipé d'appuis parasismiques (isolateurs de type LRB) à la base. Cette comparaison couvre l'ensemble des aspects de l'analyse structurale, depuis la modélisation numérique dans le logiciel SeismoStruct, jusqu'à l'interprétation des résultats d'analyses modales, pushover et dynamiques non linéaires.

L'objectif principal est d'évaluer quantitativement l'apport de l'isolation sismique en termes de réduction des déplacements, des efforts à la base, et de la demande sur les éléments structuraux, en soumettant les deux modèles aux mêmes sollicitations sismiques. Deux enregistrements accélérométriques réels sont utilisés : le séisme de Boumerdes (signal de Keddara, 2003) et le séisme de Kobé (Japon, 1995), représentatifs de deux contextes sismiques distincts en termes d'intensité et de contenu fréquentiel.

VI.2. Description des structures étudiées

VI.2.1. Présentation générale du bâtiment

Le bâtiment étudié est un immeuble en béton armé de neuf (9) niveaux, représentatif du parc immobilier algérien construit avant l'adoption des réglementations parasismiques modernes. Il constitue un cas d'étude pertinent pour évaluer l'efficacité des stratégies de protection sismique, aussi bien en conception initiale qu'en réhabilitation. On note que le bâtiment utilisé est la même développée dans les chapitres précédents, avec les mêmes dimensions géométriques en plan et les dimensions des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) est développé avec logiciel ETABS.

La géométrie en plan est globalement rectangulaire avec des redents, offrant une emprise au sol d'environ 24.55×22.7 mètres selon les deux directions principales. La hauteur d'étage courante est d'environ 3.06 mètres, portant la hauteur totale du bâtiment à approximativement

27.54 mètres. Le plan de fondation repose sur un réseau de semelles individuelles et filantes, supposées rigides pour les besoins de l'analyse.

Les éléments porteurs verticaux comprennent des poteaux de section 450×450 mm ainsi que des voiles en béton armé. Les planchers sont constitués de dalles en béton armé reposant sur un réseau de poutres de section typique 300×400 mm. Les remplissages en maçonnerie, répartis de manière uniforme en plan, ne génèrent pas d'irrégularités d'excentricité susceptibles d'induire des effets de torsion préjudiciables.

La résistance caractéristique du béton est $f_{cm} = 25\,000$ kPa. Un béton C25/30 et un acier S500 sont adoptés.

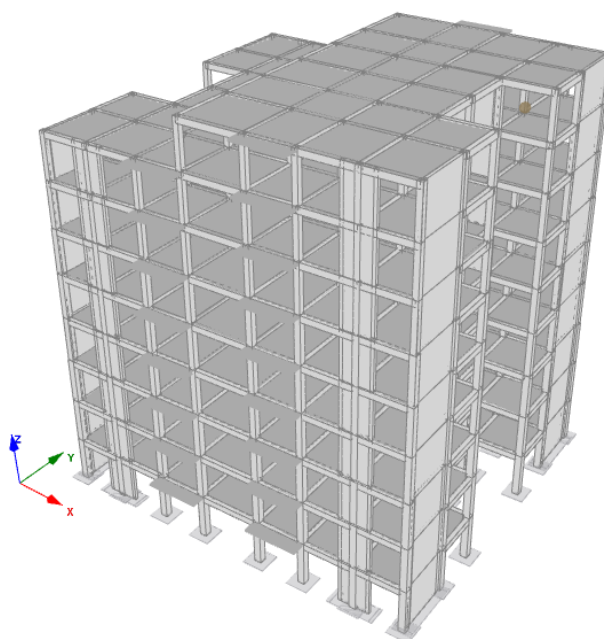


Figure VI.1 : Vue 3D du modèle numérique tridimensionnel du bâtiment en béton armé.

VI.2.2. Structure à appuis fixes

Dans la première configuration, le bâtiment est fondé directement sur le sol par l'intermédiaire de semelles rigides encastrées, sans aucun dispositif d'isolation. Cette disposition constitue le cas de référence « conventional fixed-base » dans lequel l'intégralité du mouvement sismique du sol est transmise à la structure. La base est modélisée par des appuis parfaitement encastrés (blocage des 6 degrés de liberté), conformément aux recommandations lorsque l'information sur les conditions de fondation est limitée. L'intégralité du mouvement sismique du sol est transmise à la structure.

La géométrie en plan de cette configuration présente une forme en « H » inversé aux étages intermédiaires, avec un plan complet sur les niveaux inférieurs. Cette variation de plan en élévation est prise en compte dans la modélisation numérique niveau par niveau, comme en attestent les plans de niveaux 1 à 9 extraits du logiciel SeismoStruct.

Les poteaux sont numérotés de C1 à C54 selon les plans d'étage. Chaque poteau possède une section carrée de 450×450 mm avec un ferrailage longitudinal composé de $4\text{Ø}20$ mm aux angles, $2\text{Ø}16$ mm en face supérieure/inférieure et $2\text{Ø}16$ mm sur les faces latérales, soit une section totale $A_{s,\text{tot}} = 20,61 \text{ cm}^2$. Les cadres transversaux sont constitués de $2\text{Ø}10$ mm / 10 cm dans les deux directions.

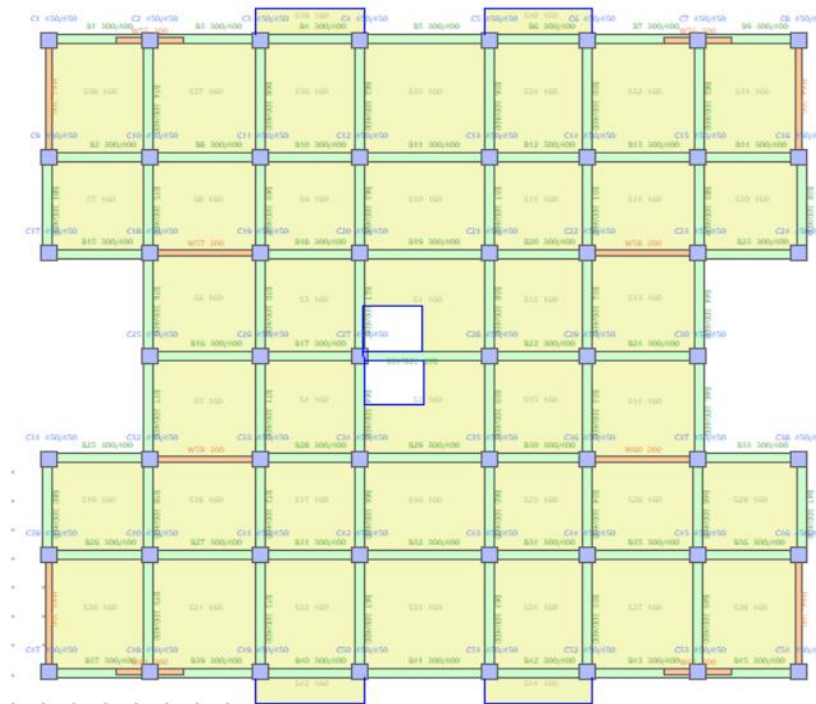


Figure VI.2 : Plan en vue de dessus du niveau 1 de la structure à appuis fixes

Cette figure montrant la disposition des poteaux (en bleu), des poutres (en rouge pour les poutres critiques) et des dalles (en jaune). Les poteaux d'extrémité présentent une distribution périphérique régulière.

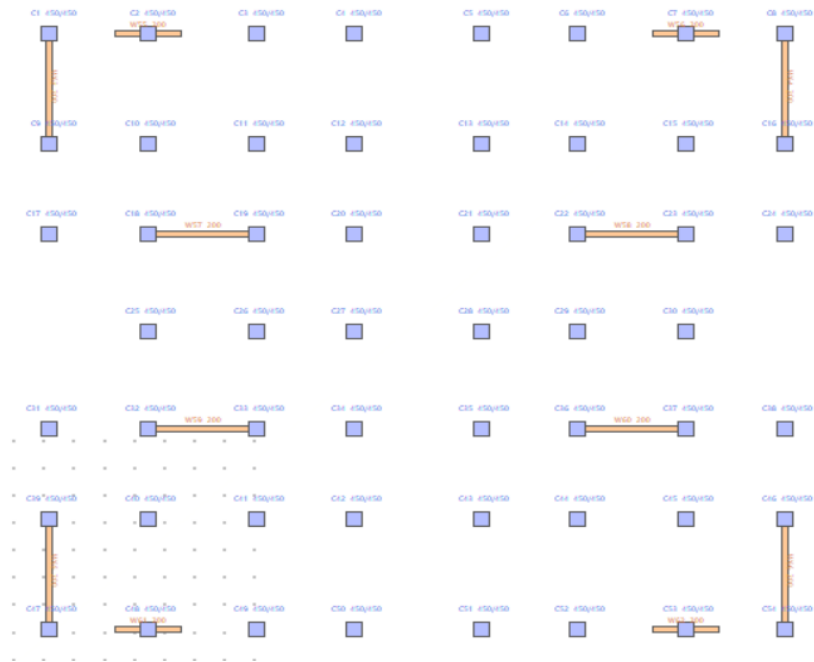


Figure VI.3 : Plan en vue en dessous du niveau 1 de la structure à appuis fixes

VI.2.3. Structure à appuis isolés

La deuxième configuration introduit un système d'isolation sismique à la base, constitué d'appuis parasismiques de type Lead Rubber Bearing (LRB) interposés entre les semelles de fondation et la superstructure. Ce type de dispositif, basé sur le principe de l'allongement de la période fondamentale du système, vise à déplacer la réponse de la structure hors de la plage de périodes à forte énergie du spectre de réponse sismique.

Dans le modèle numérique, les isolateurs sont modélisés comme des éléments de liaison flexibles à la base, permettant des déplacements relatifs importants à l'interface sol-structure.

La superstructure de la configuration isolée est identique à celle de la configuration à appuis fixes : même géométrie, mêmes sections de poteaux, poutres et dalles, même ferrailage. La différence réside exclusivement dans les conditions d'interface fondation-superstructure. Cette approche permet une comparaison directe et rigoureuse de l'effet de l'isolation sur la réponse dynamique du bâtiment.

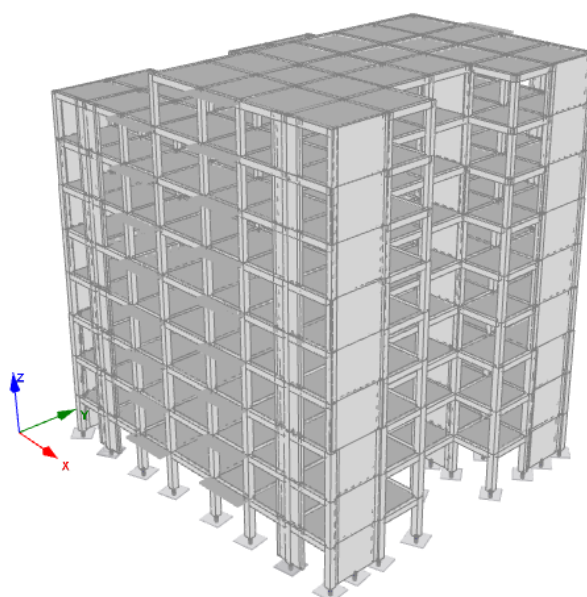


Figure VI.4 : Vue isométrique de la structure à appuis isolés modélisée sous SeismoStruct

On distingue les isolateurs à la base de chaque poteau. La superstructure est identique à la structure de référence à appuis fixes.

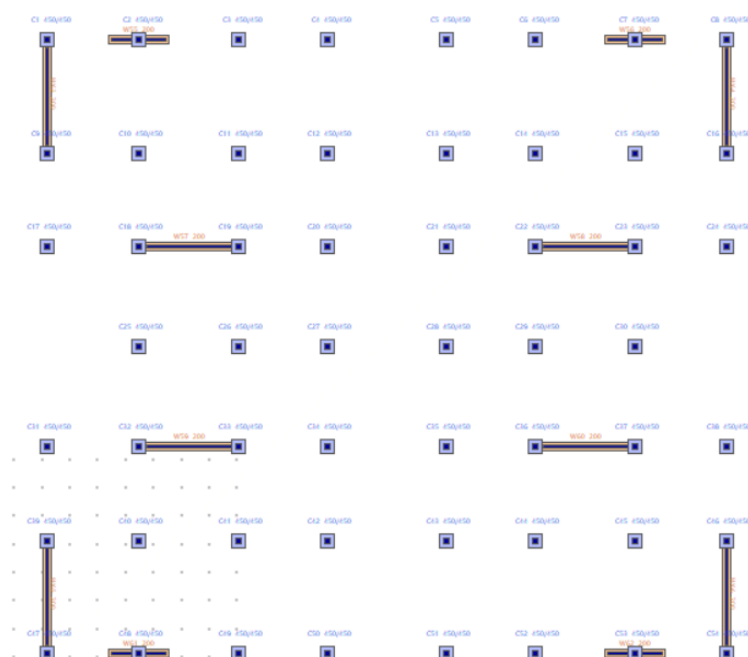


Figure VI.5 : Plan en vue en dessous du niveau 1 de la structure à appuis isolé

VI.3. Modélisation numérique

VI.3.1. Logiciel utilisé : SeismoStruct

L'étude numérique repose sur le logiciel spécialisé développé par Seismosoft [7]. Ce programme est reconnu au niveau international pour ses capacités d'analyse non linéaire statique et dynamique des structures en béton armé. Le logiciel SeismoStruct, est un environnement de calcul par éléments finis orienté vers l'analyse avancée des structures à barres. Il supporte des modèles matériaux raffinés (fibres), des éléments non linéaires géométriquement et matériellement, et permet la modélisation explicite des dispositifs d'isolation sismique. C'est dans ce logiciel qu'est modélisée la structure à appuis isolés pour les analyses dynamiques non linéaires.

Le logiciel partage une formulation commune reposant sur l'approche par fibres (fibre approach) pour la représentation des sections transversales. Chaque section est subdivisée en fibres auxquelles est associée une relation contrainte-déformation uni-axiale. L'état de contrainte de la section est obtenu par intégration de la réponse non linéaire de l'ensemble des fibres, permettant de capturer fidèlement le comportement inélastique des éléments sous chargement sismique cyclique.

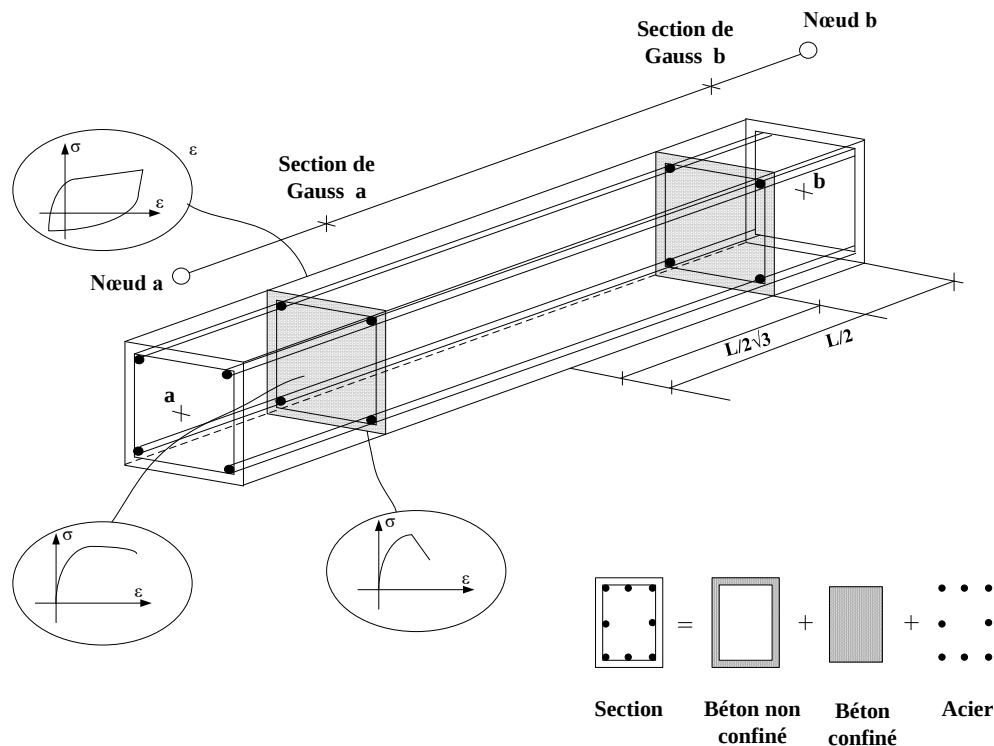


Figure VI.6 : Élément barre multifibres

VI.3.2. Matériaux

Le modèle du béton con-ma est un modèle de confinement constant non linéaire uni-axiale qui suit la relation constitutive proposée par Mander et al.

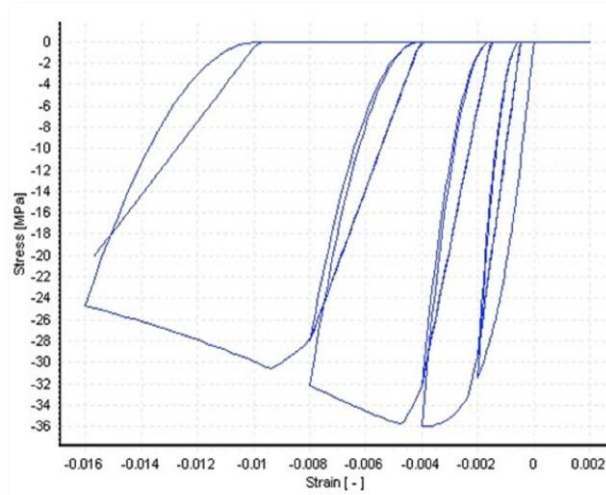


Figure VI.7 : Loi de comportement du béton

Le coefficient de confinement est calculé automatiquement par le logiciel à partir de la géométrie de la section et du ferrailage transversal, selon le modèle de Mander [8].

Le modèle choisi de l'acier stl-mp dans le logiciel repose sur la loi de comportement proposée par Menegotto et Pinto [9]. Ce modèle de l'acier est l'un des plus connus et efficaces, il inclut l'effet Baushinger, mais ne tient pas compte de l'écrouissage isotrope.

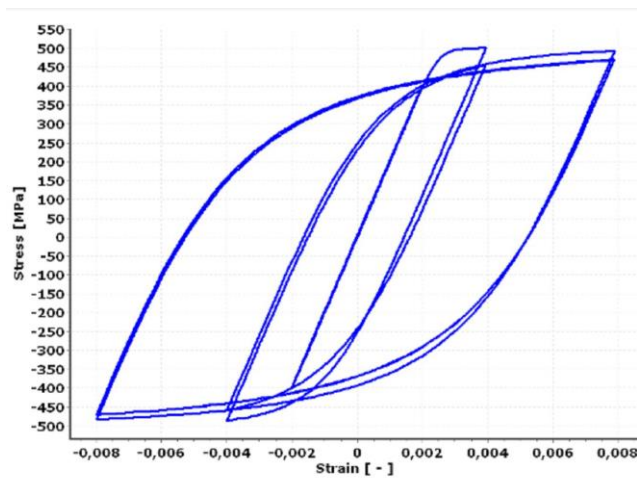


Figure VI.8 : Loi de comportement de l'acier

Tableau VI.1 : Propriétés mécaniques des matériaux utilisés dans la modélisation

Paramètre	Valeur	Unité
f_{cm} béton nouveau C25/30	25 000	kPa
f_y acier S500	500 000	kPa

VI.3.3. Sections Transversales

Les sections des éléments structuraux sont les suivantes :

Poteaux : Section carrée 450×450 mm. Le ferrailage longitudinal est constitué de $4\varnothing 20$ mm aux angles et $2\varnothing 16$ mm sur chaque face (haut, bas, gauche, droite), soit $A_{s,tot} = 20,61 \text{ cm}^2$. Les cadres sont $2\varnothing 10/10$ cm dans les deux directions. Le ratio de ferrailage longitudinal est d'environ 1,02 %. L'enrobage est $c = 2,50$ cm.

Poutres : Section rectangulaire de type 300×400 mm. Le ferrailage longitudinal varie entre la travée et les extrémités (adaptations à la continuité). Les cadres sont $\varnothing 8 / 15$ cm en zone courante.

Voiles : Les voiles en béton armé présentent un ferrailage de la zone médiane (nappe centrale) et des zones de rive renforcées. La section transversale est constante sur toute la hauteur d'étage, ce qui justifie un élément unique par niveau.

Dalles : Modélisées comme des diaphragmes rigides dans les deux directions horizontales. Leur influence peut être prise en compte via la largeur efficace de dalle collaborante avec les poutres.

Dans SeismoStruct, toutes les poutres, poteaux et voiles sont représentés par des éléments à plasticité distribuée de type Force-Based avec charnières plastiques (Inelastic Force-Based Element with Plastic Hinge — IFBE-PH). Ces éléments sont capables de modéliser les non-linéarités matérielles et géométriques (effets P-Delta) par intégration des réponses uniaxiales des fibres de la section. Une section à fibres possède généralement une configuration géométrique formée par des sous-régions de formes simples et régulières (par exemple, des régions rectangulaires, circulaires ou triangulaires), chaque fibre, dont l'aire tributaire est représentée par les sous-régions, possède une relation contrainte-déformation. Un poteau rectangulaire discrétisée est présenté à la figure 4. Le noyau de béton, le béton de recouvrement de même que les fibres d'aciers longitudinales sont régis par une loi de comportement uni-axiale propre au matériau qu'ils représentent (figure 1).

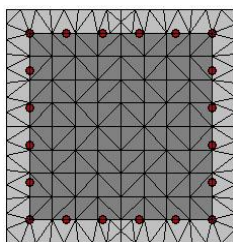


Figure VI.9 : Discrétisation en fibres d'une section de poteau

VI.3.4. Éléments structuraux

La formulation des éléments repose sur une description co-rotationnelle totale permettant de prendre en compte les grands déplacements et rotations. Les effets P-Delta (deuxième ordre géométrique) sont ainsi automatiquement intégrés dans la résolution des équations d'équilibre.

Les extrémités rigides (rigid ends) des poutres et des poteaux au droit des nœuds sont modélisées explicitement afin de représenter correctement la rigidité des zones nodales (beam-column joints). Cette modélisation est particulièrement importante dans les structures en béton armé peu confinées, où la rupture en nœud peut précéder la plastification des barres.

Pour la structure à appuis isolés, les isolateurs sismiques sont modélisés par des éléments de liaison non linéaires à la base, caractérisés par leur rigidité horizontale initiale, leur amortissement effectif, et leur déplacement de calcul.

VI.3.5. Conditions aux limites et chargements

La fondation est modélisée par des appuis rigides (blocage total) pour la structure à appuis fixes. Les six degrés de liberté (translations et rotations selon X, Y, Z) sont bloqués à la base de chaque poteau et voile, simulant ainsi une fondation parfaitement encastree.

Les charges gravitaires appliquées sont les suivantes : poids propre des dalles $G = 5.16$ kN/m², et charges d'exploitation $Q = 2,00$ kN/m². La combinaison sismique est $G + 0,30 Q$, conformément à RPA 2024. L'aléa sismique de référence correspond à un $PGA = 0.30$ g pour une période de retour de 475 ans, sol de classe S1, groupe d'importance 2, et un amortissement de 5 %.

VI.4. Analyse modale, comparaison des deux Structures

VI.4.1. Périodes et modes propres, Structure à appuis fixes

L'analyse aux valeurs propres (eigenvalue analysis) de la structure à appuis fixes a permis d'identifier dix modes de vibration. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 2 :

Tableau VI.2 : Pourcentages de masses modales effectives

Mode	Période (s)	U_x (%)	U_y (%)	R_z (%)
1	0,644	0,000	64,795	3,474
2	0,596	69,533	0,001	0,003
3	0,518	0,003	3,495	64,221
4	0,165	0,373	15,751	0,541
5	0,165	15,676	0,373	0,015
6	0,130	0,000	0,357	16,501

La période fondamentale selon l'axe global Y est $T_1 = 0,644$ s (Mode 1), correspondant à une translation dominante dans la direction Y avec 64,8 % de la masse participante. La période fondamentale selon l'axe X est $T_2 = 0,596$ s (Mode 2), avec 69,5 % de masse participante en X. Le mode 3 ($T_3 = 0,518$ s) est un mode de torsion dominant (64,2 % de R_z), ce qui indique une certaine régularité torsionnelle de la structure mais une faible rigidité en torsion.

La séquence translation Y – translation X – torsion (modes 1-2-3) est caractéristique des bâtiments symétriques ou quasi-symétriques en plan. Les trois premiers modes couvrent respectivement 64,8 %, 69,5 % et 64,2 % de la masse dans leurs directions dominantes, ce qui est conforme aux exigences de RPA 2024 qui requiert 90 % de masse participante cumulée pour la validité de l'analyse modale. Cet objectif est atteint en combinant plusieurs modes.

Les modes d'ordre supérieur (modes 4 à 10) correspondent aux modes de déformation intra-étage et présentent des périodes comprises entre 0,165 s et 0,082 s. Leur contribution en masse participante est plus faible mais non négligeable, notamment pour les accélérations spectrales élevées à courte période.

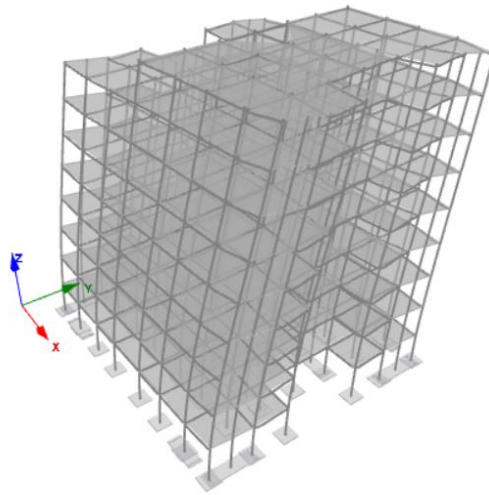


Figure VI.10 : Déformée modale du Mode 1 ($T = 0,644$ s) de la structure à appuis fixes selon l'axe global Y.

La forme de déformation montre un mouvement de translation d'ensemble des planchers avec une amplitude croissante de la base vers le sommet, typique du premier mode de flexion.

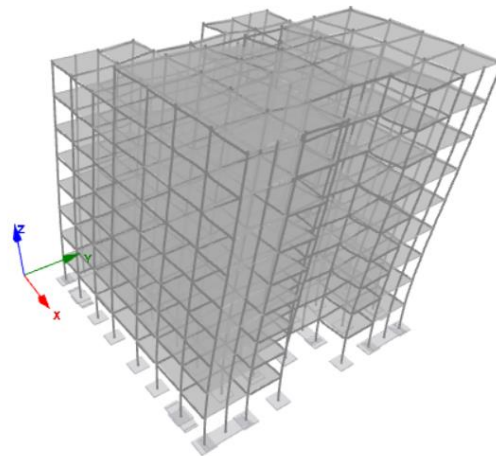


Figure VI.11: Déformée modale du Mode 2 ($T = 0,596$ s) de la structure à appuis fixes selon l'axe global X.

La participation modale en X atteint 69,5 %, ce qui en fait le mode dominant pour les sollicitations horizontales dans cette direction.

VI.4.2. Périodes et modes propres, structure à appuis isolés

L'introduction des isolateurs à la base modifie profondément la dynamique de la structure. Les résultats de l'analyse modale de la structure à appuis isolés sont présentés ci-dessous :

Tableau VI.3 : Pourcentages de masses modales effectives

Mode	Période (s)	U _x (%)	U _y (%)	R _z (%)
1	1,918	0,000	98,757	0,891
2	1,900	99,749	0,000	0,000
3	1,590	0,000	0,899	98,773
4	0,384	0,000	0,328	0,029
5	0,353	0,245	0,000	0,000
6	0,314	0,000	0,010	0,302

La structure à appuis isolés présente des périodes fondamentales considérablement allongées : $T_1 = 1,918$ s selon Y et $T_2 = 1,900$ s selon X, soit un facteur d'allongement d'environ 3 par rapport à la structure à appuis fixes. Ce déplacement des périodes vers les grandes valeurs est l'effet recherché de l'isolation sismique : en allongeant la période, on déplace la structure vers la zone décroissante du spectre d'accélération, réduisant ainsi les accélérations spectrales induites. Dans ce cas, le coefficient de comportement R devient égal à 1, traduisant un comportement essentiellement élastique de la superstructure grâce à l'isolation sismique.

Un autre trait remarquable est la quasi-totalité de la masse participante concentrée dans les trois premiers modes : 98,8 % selon Y (Mode 1), 99,7 % selon X (Mode 2), et 98,8 % en torsion R_z (Mode 3). Cette concentration de masse dans les modes fondamentaux indique que la déformation de la superstructure est extrêmement faible, et que le système se comporte quasi-rigidement au-dessus des isolateurs, se déplaçant essentiellement comme un corps rigide.

Les modes d'ordre supérieur (modes 4 à 7) correspondent aux modes de déformation interne de la superstructure et présentent des participations de masse très faibles (inférieures à 1 % dans toutes les directions). Cela confirme que la superstructure est pratiquement non sollicitée en déformation relative lors d'un séisme, grâce à l'isolation à la base.

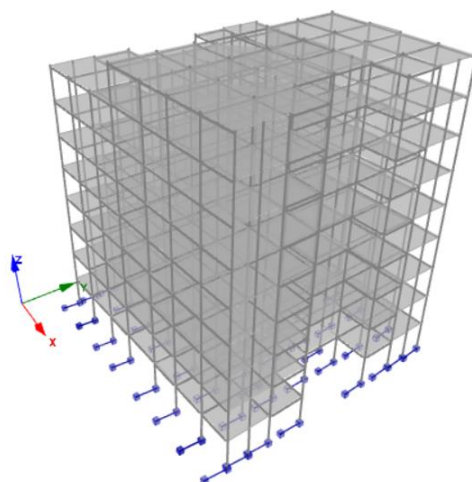


Figure VI.12 : Déformée modale du Mode 1 ($T = 1,918$ s) de la structure à appuis isolés.

La superstructure se déplace quasi-rigidement, la déformation étant localisée au niveau des isolateurs. Cela contraste nettement avec le premier mode à appuis fixes où la déformation est distribuée sur toute la hauteur.

VI.4.3. Comparaison et interprétation

La comparaison des résultats modaux entre les deux configurations met en évidence les différences fondamentales induites par l'isolation sismique :

Tableau VI.4 : Comparaison des caractéristiques modales entre les deux configurations

Paramètre	Appuis fixes	Appuis isolés	Rapport isolé/fixe
T1 (direction Y)	0,644 s	1,918 s	$\times 2,98$
T2 (direction X)	0,596 s	1,900 s	$\times 3,19$
T3 (torsion)	0,518 s	1,590 s	$\times 3,07$
Masse participante T1 (Y)	64,8 %	98,8 %	—
Masse participante T2 (X)	69,5 %	99,7 %	—
Nombre de modes nécessaires	> 6	3	—

L'allongement des périodes d'un facteur ≈ 3 est directement lié à la flexibilité des isolateurs. En termes spectraux, les périodes allongées se situent dans la zone décroissante du spectre de réponse élastique (zone en $1/T$), où les accélérations spectrales sont nettement plus faibles. À titre indicatif, pour un sol de classe S1 et un $PGA = 0.3$ g, l'accélération spectrale passe d'environ 0,60 g pour $T \approx 0,6$ s à moins de 0,12 g pour $T \approx 2,0$ s, soit une réduction d'un facteur 5 environ.

La concentration de la masse participante dans les 3 premiers modes pour la structure isolée simplifie considérablement l'analyse modale et améliore la précision des méthodes spectrales. Pour la structure à appuis fixes, plusieurs modes sont nécessaires pour atteindre les 90 % de masse participante requis par les normes, ce qui implique une analyse plus complexe et une plus grande sensibilité aux effets des modes supérieurs.

D'un point de vue pratique, l'isolation sismique transforme le comportement dynamique d'un oscillateur multi-degrés de liberté (MDOF) complexe en un système quasi-rigide (corps rigide sur ressorts), dont le comportement est beaucoup plus prévisible et contrôlable. Cette transformation est à la base de la supériorité de l'isolation sismique en termes de protection des contenus et équipements non structuraux, qui sont soumis aux mêmes accélérations que la superstructure.

VI.5. Analyse Pushover - Structure à appuis fixes

VI.5.1. Introduction et méthodologie

L'analyse statique non linéaire (pushover) consiste à appliquer progressivement un chargement latéral croissant sur la structure, représentatif de la distribution des forces sismiques, jusqu'à l'atteinte d'un déplacement cible ou d'une limite de capacité. Elle permet d'obtenir la courbe de capacité (effort tranchant à la base en fonction du déplacement du point de contrôle), qui renseigne sur la rigidité initiale, la résistance maximale, la ductilité et la séquence de plastification des éléments.

Dans le cadre de cette étude, l'analyse pushover est réalisée pour la structure à appuis fixes uniquement, conformément à la section 4.3.3.4.2 de l'EN 1998-1. La distribution de forces latérales adoptée suit le premier mode de vibration de la structure. Le point de contrôle est choisi au niveau du nœud sommet (toit) du bâtiment. Deux directions d'analyse sont considérées : direction X et direction Y.

Note : L'analyse pushover n'est généralement pas appliquée directement à la structure à appuis isolés, car la non-linéarité est principalement localisée dans les isolateurs et non dans la superstructure. Pour cette configuration, l'analyse dynamique non linéaire est la méthode d'évaluation privilégiée.

VI.5.2. Courbes de capacité - Direction X-X

La courbe de capacité dans la direction X-X montre un comportement élasto-plastique avec un écrouissage modéré. La structure atteint un effort tranchant à la base d'environ 14 000 kN

pour un déplacement de contrôle de l'ordre de 0,50 m. La rigidité initiale est élevée, reflétant la bonne rigidité latérale de la structure dans cette direction, assurée par les poteaux et voiles.

On peut distinguer trois phases dans la courbe de capacité : (1) une phase élastique linéaire jusqu'à un déplacement d'environ 0,05 m ; (2) une phase de plastification progressive des éléments les plus sollicités (poteaux de rez-de-chaussée) entraînant une réduction de la pente de la courbe ; (3) une phase de plateau quasi-plastique où la résistance maximale est maintenue grâce à la redistribution des efforts internes.

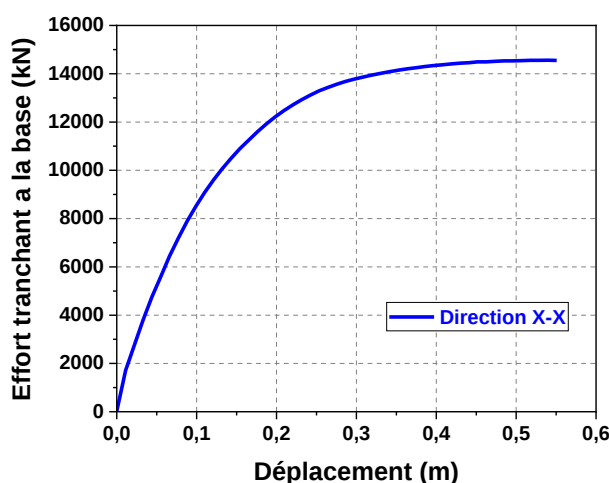


Figure VI.13 : Courbe de capacité de la structure à appuis fixes dans la direction X-X

La courbe montre une réponse élasto-plastique avec un plateau résistant d'environ 14 000 kN. La pente initiale reflète la rigidité latérale en X, et les genoux successifs correspondent aux plastifications progressives des poteaux.

VI.5.3. Courbes de capacité - Direction Y-Y

Dans la direction Y-Y, la courbe de capacité présente un profil similaire mais avec une résistance maximale légèrement inférieure, de l'ordre de 12 000 kN pour un déplacement similaire. Cette différence reflète l'asymétrie légère du plan structural dans cette direction, avec moins de voiles porteurs orientés perpendiculairement à l'axe Y.

La ductilité globale de déplacement, définie comme le rapport entre le déplacement ultime et le déplacement à la limite élastique conventionnelle, est de l'ordre de $\mu_d \approx 4$ à 5, ce qui est caractéristique des structures en béton armé ordinaire sans detailing sismique renforcé.

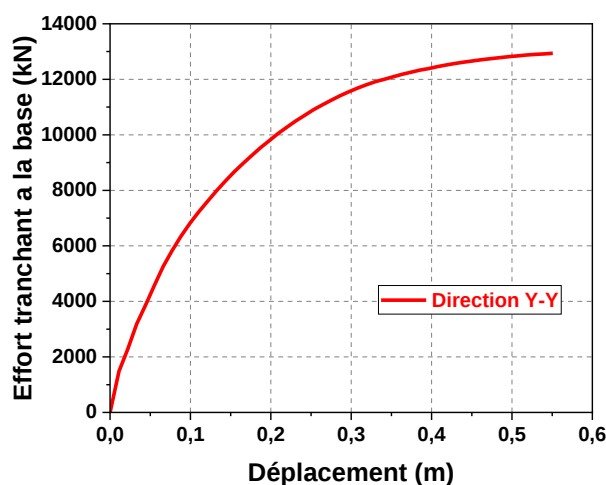


Figure VI.14 : Courbe de capacité de la structure à appuis fixes dans la direction Y-Y.

La résistance maximale est légèrement inférieure à celle obtenue en direction X, reflétant la distribution asymétrique des éléments porteurs dans cette direction. La ductilité globale reste satisfaisante.

VI.5.4. Interprétation des résultats Pushover

L'analyse pushover fournit des informations précieuses sur la séquence de plastification et les mécanismes de rupture potentiels. Pour la structure étudiée, la plastification débute aux poteaux du rez-de-chaussée, particulièrement ceux soumis à des efforts axiaux importants.

Il est important de noter que l'analyse pushover est une méthode d'analyse simplifiée qui ne capture pas les effets des modes supérieurs ni les effets dynamiques du chargement. Pour une évaluation complète, elle doit être complétée par l'analyse dynamique non linéaire, présentée dans le chapitre suivant.

VI.6. Modèle bilinéaire et dimensionnement des isolateurs LRB

VI.6.1. Principe du modèle bilinéaire

Le modèle bilinéaire est utilisé pour exprimer la relation entre la force de cisaillement et le déplacement latéral d'un isolateur parasismique. Il peut être défini par trois paramètres fondamentaux :

- k_1 : rigidité élastique initiale
- k_2 : rigidité après rupture (post-élastique), avec la contrainte : $6,5 k_2 \leq k_1 \leq 10 k_2$
- Q_d : résistance caractéristique (force d'élasticité du noyau de plomb)

Ces trois paramètres reflètent correctement les propriétés mécaniques des isolateurs et fournissent des estimations satisfaisantes du comportement non linéaire d'un appui LRB. La

résistance caractéristique Q_d est généralement utilisée pour estimer la stabilité du comportement hystérétique lorsque l'isolateur subit de nombreux cycles de charge.

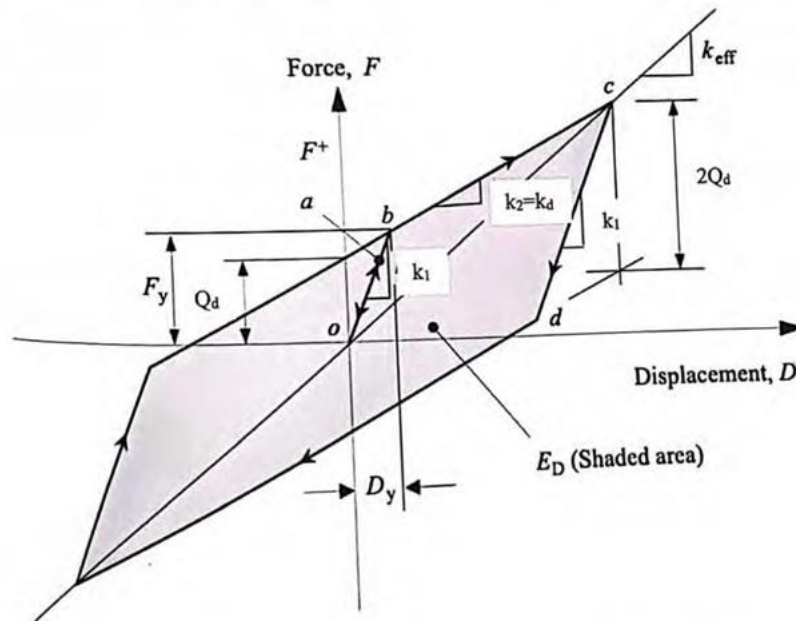


Figure VI.15 : Modèle bilinéaire d'un élément d'isolation

La figure 10 montre un modèle simplifié de comportement mécanique basé sur des données expérimentales.

- Lorsqu'un effort de cisaillement est appliqué, le déplacement latéral lui est directement proportionnel : l'appui se comporte de manière élastique linéaire (segment ao).
- Si l'effort diminue avant d'atteindre la limite élastique, le déchargement suit le même chemin que le chargement.
- Lorsque l'effort atteint le point b, l'appui atteint sa limite élastique.
- Au-delà de ce point, l'appui continue de se déformer avec une faible augmentation de l'effort : la rigidité en jeu est alors K_2 , dite rigidité post-rupture.
- Si le déchargement débute au point c, il ne suit plus le trajet initial. Il suit la ligne cd avec la même rigidité initiale que le segment oa, correspondant à la force d'élasticité F_y .
- Au-delà du point d, le chemin de déchargement est parallèle à la ligne bc, avec la même amplitude K_2 .

VI.6.2. Formulation mathématique du modèle bilinéaire

VI.6.2.1. Paramètres principaux

Rigidité effective :

$$k_{eff} = \frac{P_{DL+LL}}{g} \cdot \left(\frac{2\pi}{T_D} \right)^2$$

Où : W est la charge verticale sur l'isolateur, $g = 9,81 \text{ m/s}^2$, T_D la période cible de conception.

Force d'élasticité à court terme :

$$F_Y = Q_d + k_p D_D$$

Où : $k_p = k_d$ est la rigidité post-élastique et D_D le déplacement de conception.

Déplacement à la limite d'élasticité :

$$D_Y = \frac{Q}{k_1 - k_2}$$

Rigidité post-élastique (post-yield stiffness) :

$$k_d = k_{eff} - \frac{Q_d}{D_D}$$

Contrainte sur k_1 et k_2 :

$$6.5k_2 \leq k_1 \leq 10k_2$$

VI.6.2.2. Amortissement Effectif

Pourcentage d'amortissement effectif du système d'isolation :

$$\beta_{eff} = \frac{E_D}{2\pi k_{eff} D^2}$$

Où : E_D est l'énergie dissipée par cycle d'hystérésis, délimitée par les déplacements $-D$ et $+D$.

Énergie dissipée par cycle (modèle bilinéaire) :

$$E_D = 4 \times Q(D - D_Y)$$

Pour les appuis LRB, l'amortissement effectif est généralement pris égal à $\beta_{eff} = 10\%$.

VI.6.2.3. Déplacement de Conception

$$D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \cdot \left(\frac{S_D}{B_D}\right)$$

où S_D est le coefficient sismique de conception et B_D le coefficient d'amortissement correspondant à β_{eff} (pour $\beta_{eff} = 10\%$: $B_D = 1,2$ d'après IBC 2000).

VI.6.3. Procédure de dimensionnement de l'appui LRB

La procédure de dimensionnement se déroule selon les étapes suivantes

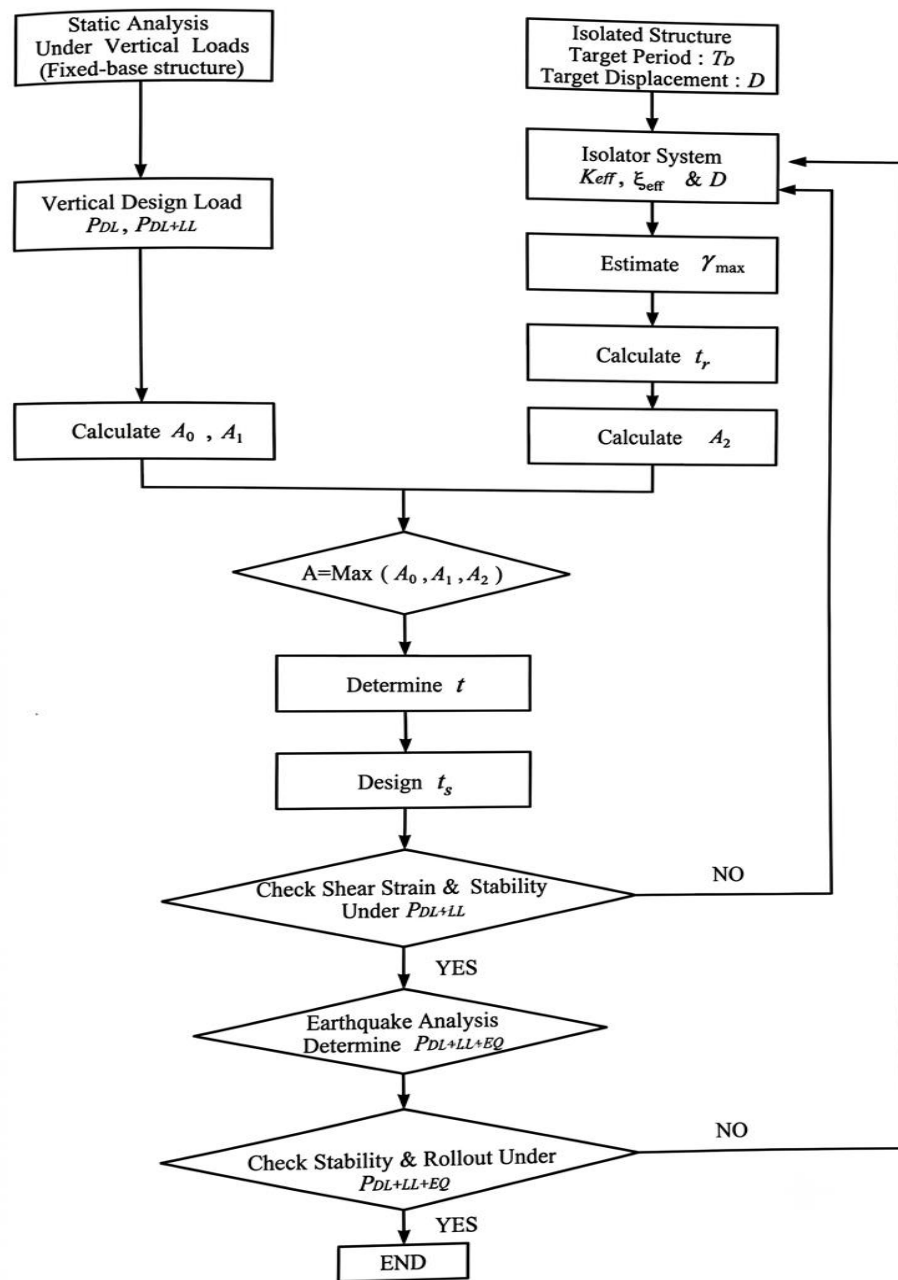


Figure VI.16 : Organigramme général de dimensionnement

VI.6.3.1. Etapes de calculs

Étape 1 : Préciser l'état du sol pour la structure isolée.

Étape 2 : Sélectionner $\gamma_{\max}$ (déformation de cisaillement max), ξ_{eff} (amortissement effectif) et TD (période cible).

Ces données peuvent être fournies par le fabricant du matériau.

Étape 3 : Calculer K_{eff} et DD par les formules du code parasismique ou analyse statique/dynamique.

Étape 4 : Sélectionner les propriétés matériau : module E et module de cisaillement G (rapport d'essai du fabricant).

Étape 5 : Calculer la hauteur totale dans l'appui de caoutchouc t_r , en fonction du déplacement nominal D et de la déformation de cisaillement nominale $\gamma_{\max}$ donnée par l'expression suivante :

$$t_r = \frac{D}{\gamma_{\max}}$$

Étape 6 : Concevoir le noyau de plomb, section A_p et diamètre d_p .

Déterminer la section A_p et le diamètre d_p du noyau de plomb en fonction de la limite d'élasticité à court terme Q_d et de la limite d'élasticité f_{py} : telle que

$$A_p = \frac{Q_d}{f_{py}}$$

Où ;

f_{py} = Limite d'élasticité du noyau de plomb en cisaillement = 1500psi = 10MPa.

Q_d = Force d'élasticité du noyau de plomb $\cong W_D/4D$

W_D = Énergie dissipée par cycle, $W_D = 2\pi k_{eff} D_D^2 \xi_{eff}$

D_D = Déplacement de conception de l'appui.

Étape 7 : Déterminer la surface A et l'épaisseur t des couches de caoutchouc.

a. Sélectionner le facteur de forme S en l'absence de condition de balancement :

$$\frac{K_v}{K_h} = \frac{\frac{E_c \cdot A}{t_r}}{\frac{G \cdot A}{t_r}} = \frac{E_c}{G} = \frac{E \cdot (1 + 2kS^2)}{G} \geq 40 \quad \text{Pour } S > 10$$

Où K_v et K_h sont respectivement la rigidité verticale et horizontale de l'appui.

G = module de cisaillement, compris entre 0,4 et 1,0MPa

E = module d' Young, compris entre 1,5 et 5,0MPa

$E_c = E(1 + 2kS^2)$; module de compression du matériau composite caoutchouc acier,

A = surface totale de la section transversale (surface chargée) de l'appui

k = facteur modifié, compris entre 1 et 0,5

S = facteur de forme = A/A_f

A_f = zone libre de charge autour du roulement

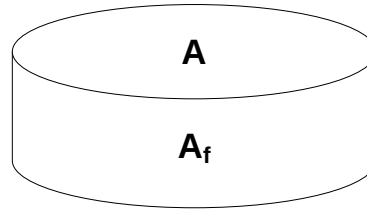


Figure VI.17 : Illustration de la Zone libre de charge

b. Calculer la section efficace A_0 de l'appui en fonction de la contrainte axiale admissible σ_c sous la charge verticale P_{DL+LL} :

$$\sigma_c = \frac{P_{DL+LL}}{A_0} \leq 80 \text{ kg/cm}^2 = 7.84 \text{ MN/m}^2$$

c. Déterminer la surface efficace A_1 à partir de la déformation en cisaillement due à la charge verticale P_{DL+LL} :

$$\gamma_c|_{DL+LL} = 6S \frac{P_{DL+LL}}{E_c \cdot A_1} \leq \frac{\varepsilon_b}{3}$$

Où

ε_b Représente la déformation à la rupture du matériau et vaut 500 %.

d. Déterminer le module d'élasticité K_r du matériau de l'appui telle que :

$$k_d = k_r \left(1 + 12 \frac{A_p}{A_0} \right)$$

Où, K_d = rigidité post-élastique de l'appui LRB dans la direction horizontale défini par ;

$$k_d = k_{eff} - \frac{Q_d}{D_D}$$

e. Obtenir la section minimale A_{sf} pour la rupture en cisaillement de l'appui LRB comme suit :

$$A_{sf} = \frac{k_r \cdot t_r}{G}$$

Utiliser A_{sf} pour déterminer les dimensions de l'appui LRB. Calculer ensuite la section efficace A_2 comme étant la section réduite A_{rc} indiquée ci-dessous (figure) ;

$$A_{re} = \frac{d^2}{4} (\beta - \sin \beta)$$

$$\beta = 2\cos(\Delta s/d)$$

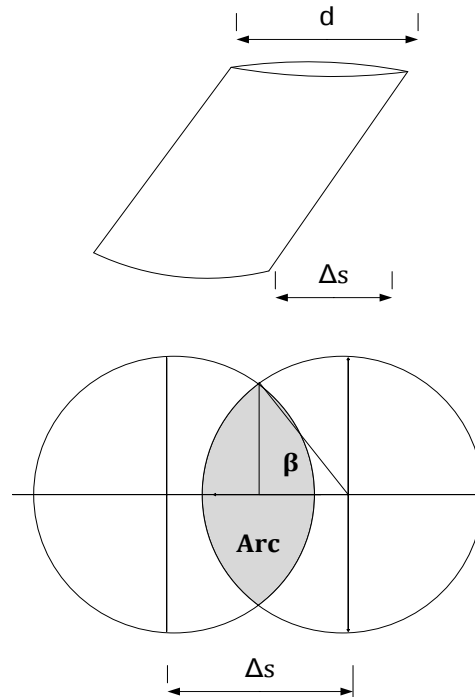


Figure VI.18 : Section réduite de l'appui circulaire LRB

f. La section de calcul A de l'appui LRB est la plus grande des trois valeurs calculées : A_0 , A_1 , et A_2 .

g. Choisir les dimensions appropriées pour la couche de caoutchouc en fonction de la surface de conception A.

Étape 8 : Calculer l'épaisseur individuelle t et le nombre de couches N .

Calculer l'épaisseur de chaque couche de caoutchouc t , et le nombre de couches de caoutchouc N en utilisant les équations II. 74 et II. 75 ci-dessous :

$$S = \frac{d}{4t}$$

$$t_r = N \cdot t$$

Étape 9 : Calculer l'épaisseur des plaques d'acier t_s .

$$t_s \geq \frac{2(t_i + t_{i+1}) \cdot P_{DL+LL}}{A_{re} \cdot F_s} \geq 2 \text{ mm}$$

VI.6.3.2. Vérifications au cisaillement et à la stabilité

Étape 10 — On vérifie les conditions de déformation en cisaillement et de stabilité (étapes 11 à 15). Si les dimensions ne sont pas satisfaisantes, on reprend les étapes 2 à 9.

Étape 11 — Vérification de la déformation en cisaillement sous charge normale :

La somme des déformations dues à la compression (γ_c), au cisaillement (γ_s) et à la rotation (γ_r) doit rester inférieure au seuil admissible.

$$\gamma_{c,DL+LL} = 6S \cdot \varepsilon_c = 6S \cdot \frac{P_{DL+LL}}{E_c \cdot A} \leq \frac{\varepsilon_b}{3}$$

Où,

$\varepsilon_c = \Delta_c / t_r = P_{DL+LL} / E_c \cdot A$ est la déformation en compression.

Δ_c est le déplacement de l'appui LRB en compression

Étape 12 — Vérification de la stabilité :

La contrainte de compression moyenne σ_c doit rester inférieure à une valeur limite prédéfinie pour éviter l'instabilité de l'appui.

$$\sigma_c = \frac{P}{A} < \sigma_{cr} = \frac{G \cdot S \cdot d}{2,5 \cdot t_r}$$

Étape 13 — Vérification de la taille du noyau de plomb :

Le rapport entre la hauteur effective H_p et le diamètre effectif d_p du noyau doit satisfaire :

$$1,25 \leq \frac{H_p}{d_p} \leq 5,0$$

Où ; H_p est la hauteur effective du noyau de plomb et d_p son diamètre effectif.

Étape 14 — Vérification de la déformation en cisaillement sous charge sismique

La somme des déformations γ_{sc} (compression), γ_{eq} (séisme) et γ_{sr} (rotation) doit rester dans les limites admissibles :

$$\gamma_{sc} + \gamma_{eq} + \gamma_{sr} \leq 0,75\varepsilon_b$$

Où :

Les paramètres γ_{sc} , γ_{eq} et γ_{sr} sont respectivement, la déformation de cisaillement sous compression, sous séisme et sous rotation telle que défini par les équations ci-dessous :

$$\gamma_{sc} = 6S \frac{P_{DL+LL+EQ}}{E_c \cdot A_{re}}$$

$$\gamma_{eq} = \frac{D}{t_r}$$

$$\gamma_{sr} = \frac{B^2 \cdot \theta}{2 \cdot t \cdot t_r}$$

$$\theta = \frac{12De}{l^2 + L^2}$$

Avec, $P_{DL+L+EQ}$ est la charge obtenue par combinaison des actions permanentes, variables ainsi que les actions sismiques obtenues au logiciel.

θ est l'angle de rotation de l'appui LRB créé par la charge sismique ou le séisme.

L et l sont les dimensions rectangulaires de la vue en plan de l'ouvrage en étude.

e: excentricité réelle +5% de l'excentricité accidentelle.

Étape 15 — Vérification contre le roulis (roll-out) :

Le déplacement D de l'appui sous séisme doit respecter une condition limite pour éviter tout basculement de l'isolateur.

$$D \leq \delta_{\text{roll-out}} = \frac{P_{DL+LL+EQ} \cdot L}{P_{DL+LL+EQ} + K_d \cdot h}$$

VI.6.4. Dimensionnement des appuis parasismiques du type LRB

Dans cette section on concentre sur la conception et le dimensionnement des isolateurs de type Lead Rubber Bearing, qui seront utilisés comme isolateurs à la base de la structure étudiée.

Pour commencer, la procédure consiste à dimensionner l'appui qui recevra la plus grande charge verticale, puis à généraliser les dimensions obtenues au reste des appuis de la structure.

L'objectif de l'isolation de la structure est d'obtenir des périodes plus importantes que celles de la structure à base fixe. Pour cela, les données initiales suivantes sont prises en compte pour la conception et le dimensionnement des isolateurs : une période cible de conception TD de 2,5 secondes, un amortissement effectif de 10 % et une déformation de cisaillement maximale de 50 %.

Selon le tableau ci-dessous de l'IBC 2000, le coefficient d'amortissement BD correspondant à l'amortissement effectif de 10 % pour le système d'isolation LRB est de 1,2. De plus, le bâtiment isolé étant sur un site rocheux avec une longue période, le coefficient sismique SD est pris à 0,4.

Tableau VI.5 : Amortissement effectif BD

Amortissement effectif BD (pourcentage du seuil critique)	Facteur BD
$\leq 2\%$	0.8
5%	1
10%	1.2
20%	1.5

30%	1.7
40%	1.9
50%	2

VI.6.4.1. Analyse

La rigidité effective de l'isolateur est donnée par :

$$k_{eff} = \frac{W}{g} \left(\frac{2\pi}{T_D} \right)^2 = \frac{1124,2207}{9.81} \left(\frac{3.14}{2.5} \right)^2 \Leftrightarrow k_{eff} = 723.139 \text{ kN/m}$$

Où la valeur W est la charge verticale la plus élevée au niveau des appuis du bâtiment, c'est une grandeur évaluée dans SeismoStruct.

Le déplacement de conception D_D est calculé comme suit :

$$D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \cdot \left(\frac{S_D}{B_D} \right) = \frac{9.81 * 0.4 * 2.5}{4 * 3.14^2 * 1.2} \Leftrightarrow D_D = 0.21 \text{ m} \leq 0.3 \text{ m} \quad \text{OK}$$

La force élastique à court terme Q_d est :

$$Q_d = \frac{\pi}{2} * k_{df} * \xi_{df} * D_D \Leftrightarrow Q_d = 20.0272 \text{ kNm}$$

La rigidité horizontale post-élastique se calcule par :

$$K_d = k_{eff} - \frac{Q_d}{D_D} = \left(723.139 - \frac{24}{0.21} \right) \text{ kN/m} \Leftrightarrow K_d = 608.8532857 \text{ kN/m}$$

VI.6.4.2. Conception

1. Conception du noyau de plomb :

La limite d'élasticité du noyau de plomb est $f_{py} = 8,82 \text{ MN/m}^2$. La surface de la section requise du noyau est de :

$$A_p = \frac{Q_d}{f_{py}} = \frac{24}{8.82 * 10^3} \Leftrightarrow A_p = 0.272 * 10^{-2} \text{ m}^2 = 27.2 \text{ cm}^2$$

Le diamètre qui en découle vaut :

$$d_p = \sqrt{\frac{4 * A_p}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 27.2}{3.14}} \text{ cm} \Leftrightarrow d_p = 5.886 \text{ cm} \approx 6 \text{ cm}$$

2. Conception des dimensions des couches de caoutchouc

Calcul de la hauteur totale des couches de caoutchouc t_r :

$$t_r = \frac{D_D}{\gamma_{\max}} = \frac{0.21}{0.5} \Leftrightarrow t_r = 0.42 \text{ m}$$

Les paramètres mécaniques de l'isolateur choisi sont tels que : $E = 445 \text{ N/Cm}^2$, $G = 106 \text{ N/Cm}^2$ et $k = 0.57$.

Il nous faut calculer le facteur de forme S tel que :

$$\frac{E^*(1 + 2kS^2)}{G} \geq 400 \Leftrightarrow \frac{445(1 + 2 * 0.57 * S^2)}{106} \geq 400 \Leftrightarrow S \geq 9.09 \text{ on prend } S = 20$$

Nous déterminons le module de compression du matériau composite caoutchouc-acier tel que :

$$E_c = E^*(1 + 2kS^2) = 445(1 + 2 * 0.57 * 20^2) \text{ N/cm}^2 \Leftrightarrow E_c = 2033.65 \text{ MN/m}^2$$

Nous déterminons la surface effective A_0 de l'appui en fonction de la contrainte normale admissible σ_c sous la charge verticale P_{DL+LL} pondérée aux ELU.

$$\sigma_c = \frac{P}{A_0} \leq \frac{7.84 \text{ MN}}{\text{m}^2} \Leftrightarrow \frac{1124.2207 \text{ kN}}{A_0} \leq \frac{7.84 \text{ MN}}{\text{m}^2} \Leftrightarrow A_0 \geq 0.143395 = 0.144 \text{ m}^2$$

Nous déterminons la surface effective A_1 à partir de la condition de déformation en cisaillement pour le cas de charge verticale P_{DL+LL} pondérée aux ELU :

$$6S \frac{P_{DL+LL}}{E_c * A_1} \leq \xi_b / 3 \Leftrightarrow 6 * 20 * \frac{1.1242207}{2033.65 * A_1} \leq 5/3 \Leftrightarrow A_1 \geq 0.0398 \text{ m}^2$$

Nous déterminons la rigidité élastique K_r de l'appui comme suit ;

$$K_d = k_r \left(1 + 12 \frac{A_p}{A_0} \right) \Leftrightarrow 608.8532857 = k_r \left(1 + 12 * \frac{0.00272}{0.144} \right) \Leftrightarrow k_r = 496.3477873 \text{ kN/m}$$

Nous déterminons la surface effective A des différentes couches de caoutchouc en fonction de la condition de rupture par cisaillement :

$$G = \frac{k_r * t_r}{A_{sf}} \Leftrightarrow A_{sf} = \frac{k_r * t_r}{G} = \frac{496.348 * 0.42}{1.06 * 10^3} \Leftrightarrow A_{sf} = 0.197 \text{ m}^2$$

Le diamètre qui en découle vaut ; $d = \sqrt{\frac{4 * A_{sf}}{\pi}} \Leftrightarrow d = 0.5 \text{ m}$

$$A_{r2} = \frac{d^2}{4} (\beta - \sin \beta) \text{ avec } \beta = 2 \cdot \cos^{-1} \left(\frac{\Delta s}{d} \right) \Leftrightarrow \beta = 1.999890339;$$

$$\text{D'où } A_{re} = 0.12281 \text{ m}^2$$

$$A = \max(A_0, A_1, A_2) = \max(0.144; 0.0398; 0.12281) \Leftrightarrow A = 0.144 \text{ m}^2$$

Nous déterminons la taille et les dimensions des couches de caoutchouc. Pour les appuis circulaires ; ainsi le diamètre est choisi telle que :

$$A_{re} = \frac{d^2}{4} (\beta - \sin \beta) \text{ et } \beta = 2\cos^{-1}\left(\frac{D_D}{d}\right)$$

Un calcul rapproché dans Excel donne ; $d = 0.645 \text{ m}$ et $A = 0.327 \text{ m}^2$.

Nous calculons l'épaisseur d'une seule couche, t , et nombre de couches, N . Pour un appui circulaire

$$\text{si } S = \frac{d}{4t} \Leftrightarrow t = \frac{d}{4S} = \frac{64.5}{4 * 20} = 0.80625 \text{ cm on prend } t = 1 \text{ cm}$$

$$t_r = N * t \Leftrightarrow N = \frac{t_r}{t} \Leftrightarrow N = \frac{42}{1} = 42$$

Nous calculons l'épaisseur de la tôle d'acier t_s .

$$t_s \geq \frac{2(t_i + t_{i+1})P_{DL+LL}}{A_{re}F_s} \Leftrightarrow t_s \geq \frac{2(0.01 + 0.01) * 1.124}{0.122 * 0.6 * 274.4} = 0.0022 \text{ m on prend } t_s = 2.3 \text{ mm}$$

Où, pour l'acier FeE500, $F_s = 0,6F_y = 0,6 \times 274,4 \text{ MN/m}^2 = 164,6 \text{ MN/m}^2$

Nous calculons la hauteur totale h de l'appui. Supposons que l'épaisseur des plaques de recouvrement supérieure et inférieure soit de 2,5 cm. La hauteur totale est :

$$h = t_r + 41 * t_s + 2 * 2.5 = (42 + 41 * 0.23 + 5) \text{ cm} \Leftrightarrow h = 56.43 \text{ cm}$$

VI.6.4.3. Déformation par cisaillement et conditions de stabilité

De manière succincte, nous présentons la vérification au cisaillement ainsi que la vérification de la stabilité :

1. Charge verticale sous combinaison aux ELU P_{DL+LL} :

$$\gamma_{sc} = 6S \frac{P_{DL+LL}}{E_c * A} \leq \frac{\varepsilon_h}{3} \Leftrightarrow 6 * 20 * \frac{1.124}{2033.65 * 0.327} \leq 1.667 \Leftrightarrow \gamma_{sc} = 0.203 \leq 1.667 \rightarrow OK$$

2. Vérification de la condition de stabilité :

$$\sigma_c = \frac{P}{A} = \frac{1124.2207}{0.327} = 3437.98 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_\sigma = \frac{GSd}{2.5 * t_r} = \frac{(1060) * 20 * 0.645}{2.5 * 0.42}$$

$$= 14133.333 \text{ kN/m}^2$$

En effet, comme $\sigma_c \leq \sigma_\sigma \Rightarrow$ Condition vérifiée

3. Vérification et détermination du diamètre définitif du noyau de plomb. En effet le diamètre définitif du noyau de plomb est tel que : $1.25 \leq \frac{H_P}{d_p} \leq 5$, si non il faut redimensionner.

$\frac{H_P}{d_p} = \frac{42}{6} = 7 > 5$ (Redimensionner), prendre $d_p = 13$ cm puis revérifier.

$$1.12 \leq \frac{42}{13} \leq 5 \Leftrightarrow 1.25 \leq 3.23 \leq 5 \rightarrow OK$$

VI.6.4.4. Résultats de la conception des isolateurs sous-action permanente et d'exploitation

Le tableau ci-dessous reprend les dimensions retenues pour l'appui LRB sous sollicitations permanentes et d'exploitation.

Tableau VI.6 : Dimensions de conception de l'appui LRB

Dimensions retenues pour l'appui LRB	
Diamètre de l'appui d	64.5 cm
Hauteur totale de l'appui h	56.43 cm
Nombre des couches de caoutchouc N	42
Épaisseur individuelle de la couche de caoutchouc t	1 cm
Diamètre du noyau de plomb d_p	13 cm
Nombre de plaques d'acier ($N_s = N - 1$)	41
Épaisseur individuelle de la plaque d'acier t_s	2.3 mm
Épaisseur des plaques de recouvrement supérieure et inférieure	2.5 cm

1. Calcul d'autres paramètres du modèle bilinéaire (diagramme d'hystérésis) avant l'insertion des résultats du dimensionnement dans le logiciel SeismoStruct.

Nous calculons la rigidité post-élastique verticale K_1 en fonction du rapport n qu'il doit y avoir entre la rigidité post-élastique horizontale K_d et verticale K_1 et qui vaut 0.1.

$$n = \frac{K_d}{K_1} \Leftrightarrow K_1 = \frac{K_d}{n} \Leftrightarrow K_1 = 10K_d$$

Nous calculons le déplacement à la limite d'élasticité D_y ,

$$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2} = \frac{24}{6088.533 - 608.8533} = 0.00438$$

Nous calculons la force limite élastique

$$F_Y = Q + K_d * D_Y \Leftrightarrow F_Y = 27\text{kN}$$

2. Nous résumons les paramètres caractéristiques de l'appui à insérer dans le logiciel SeismoStruct.

Le tableau ci-dessous donne les paramètres à insérer dans le logiciel SeismoStruct lors de la définition du système d'isolation du type LRB.

Tableau VI.7 : Paramètres de l'appui LRB à insérer dans SeismoStruct

Paramètre de l'appui LRB à insérer dans le logiciel SeismoStruct			
Paramètre SeismoStruct	Équivalent en Français	Valeur	Unité
Rotational Inertia	Inertie rotationnelle	0.00849158	m ⁴
For U1 effective stiffness	Rigidité effective dans la direction UI	723139	kN/m
For U2 et U3 effective stiffness	Rigidité effective dans la direction U2 et U3	723.139	kN /m
For U2 et U3 effective dumping	Amortissement effectif dans les directions U2 et U3	0.1	Sans
For U2 et U3 distance from End-j or Yield displacement	Déplacement à la limite d'élasticité	0.00438	m
For U2 et U3 Stiffness	Rigidité dans les directions U2 et U3	6088.533	kN/m
For U2 et U3 yield Strength	Force à la limite élastique	27	kN/m

VI.6.5. Analyse dynamique non linéaire — Comparaison des deux structures

VI.6.5.1. Signaux Sismiques Utilisés

Deux enregistrements accélérométriques réels sont utilisés pour l'analyse dynamique non linéaire :

Signal de Keddara (Séisme de Boumerdes, Algérie, 2003) : Ce séisme, de magnitude $M_w=6,8$, a frappé la région de Boumerdes le 21 mai 2003, causant des milliers de victimes et des dégâts considérables. L'enregistrement de la station de Keddara présente une accélération de pointe (PGA) d'environ 0,34 g en direction horizontale, avec un contenu fréquentiel dominé par les périodes courtes à intermédiaires (0,1 à 0,5 s). Ce signal est particulièrement pertinent pour l'évaluation des structures existantes dans le contexte Algérien.

Signal de Kobé (Japon, 1995) : Le séisme de Kobé ($M_w = 6,9$) est l'un des séismes les mieux documentés de l'histoire récente. L'enregistrement utilisé présente un PGA d'environ 0,60 g avec un contenu fréquentiel plus large bande et des impulsions à longue période caractéristiques des séismes proches d'une faille active. Ce signal permet d'évaluer le comportement des structures sous une sollicitation plus sévère.

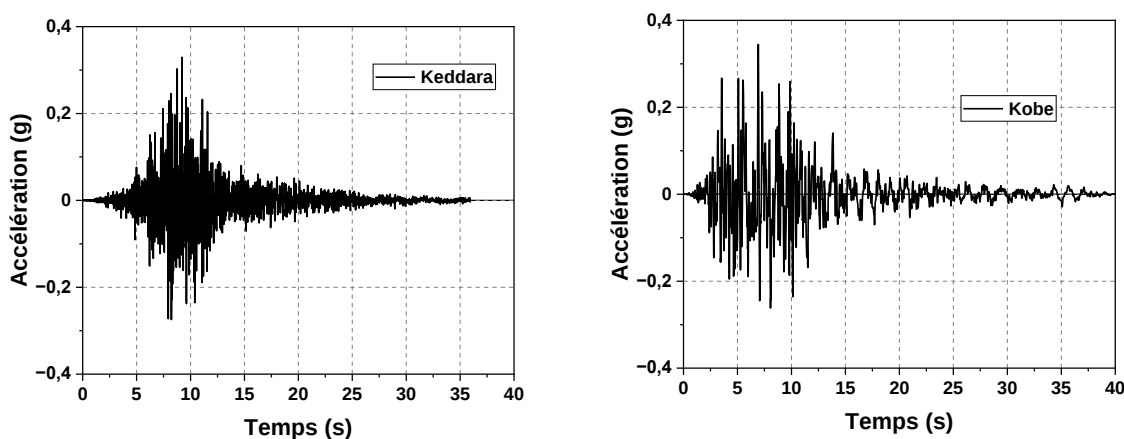


Figure VI.19 : Accélérographes des deux signaux sismiques utilisés dans l'analyse dynamique non linéaire.

Le signal de Keddara (haut) présente un PGA d'environ 0,34 g avec une phase principale concentrée entre 5 et 15 secondes. Le signal de Kobé (bas) atteint 0,38 g avec des impulsions plus prononcées caractéristiques d'un séisme de champ proche.

Les deux accélérographes sont appliqués simultanément selon les deux directions horizontales X et Y de la structure. La durée totale de simulation est de 40 secondes pour chaque signal. L'intégration numérique des équations du mouvement est réalisée par le schéma de Hilber-Hughes-Taylor (HHT), qui assure une dissipation numérique contrôlée tout en maintenant une bonne précision temporelle.

VI.6.5.2. Résultats sous le Signal de Keddara — Structure à Appuis Fixes

Sous l'accélérogramme de Keddara, la structure à appuis fixes présente les caractéristiques de réponse suivantes :

Courbe force-déplacement

La figure présente la courbe de capacité sous chargement dynamique temporelle (accélérogramme de Keddara) dans les deux directions X-X et Y-Y.

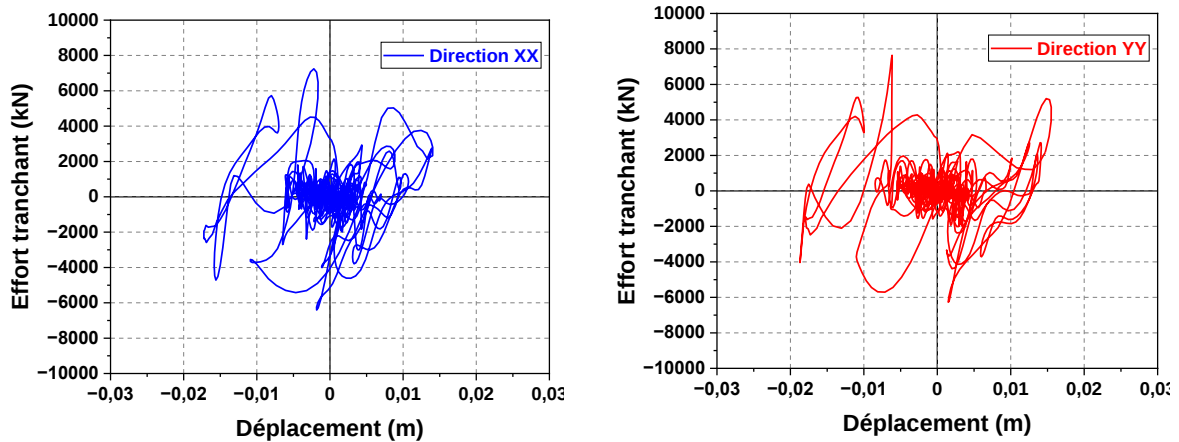


Figure VI.20 : Courbe force-déplacement (courbe d'hystérésis) de la structure à appuis fixes

Les cycles d'hystérésis montrent une réponse quasi-élastique avec de légères incursions inélastiques, indiquant que la structure reste globalement dans son domaine élastique pour ce niveau de séisme.

Déplacement au sommet

En direction X-X, le déplacement maximal au sommet atteint $d = 0,0172 \text{ m}$ à $t = 7,515 \text{ s}$ et $d = -0,014 \text{ m}$ à $t = 8,065 \text{ s}$. En direction Y-Y, le déplacement maximal au sommet est $d = 0,019 \text{ m}$ à $t = 7,726 \text{ s}$ et $d = -0,016 \text{ m}$ à $t = 8,08 \text{ s}$.

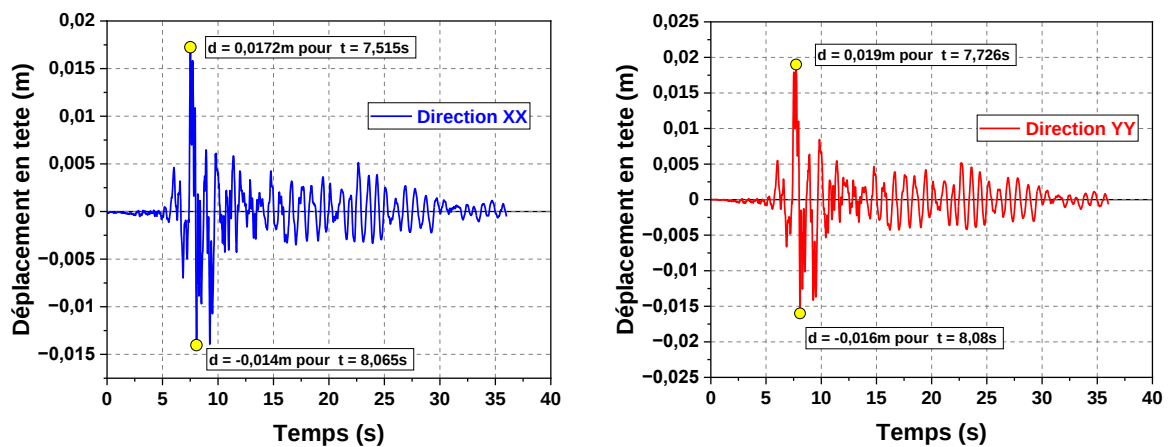


Figure VI.21 : Historique temporel du déplacement de la structure à appuis fixes

Le déplacement maximal est de 17,2 mm en X et 19,0 mm en Y. La phase principale de la réponse est concentrée entre 5 et 12 secondes, coïncidant avec le pic de l'accélérogramme d'entrée.

Effort tranchant à la base

Les efforts maximaux sont de l'ordre de 6 400 à 7 640 kN selon les directions, reflétant la mobilisation d'une fraction importante de la résistance latérale de la structure.

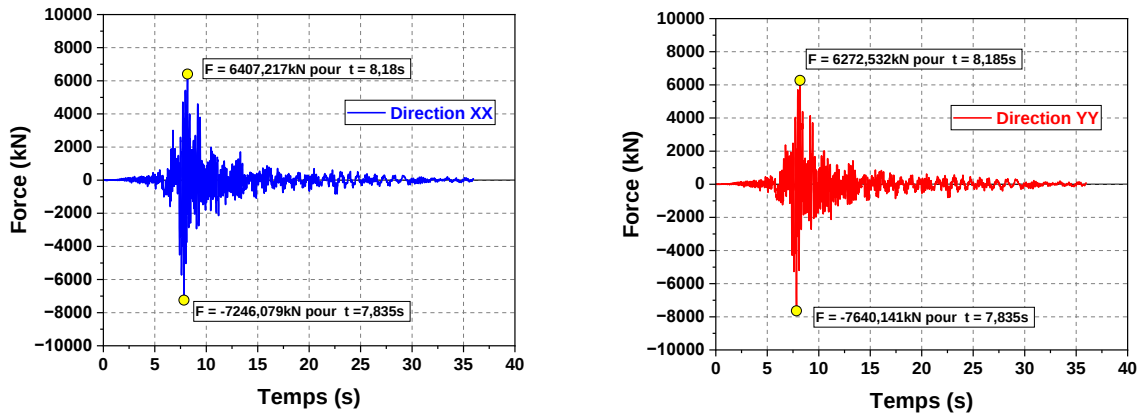


Figure VI.22 : Historique temporel de l'effort tranchant à la base de la structure à appuis fixes

VI.6.5.3. Résultats sous le Signal de Keddara — Structure à Appuis Isolés

Courbe force-déplacement

La figure présente la courbe de capacité sous chargement dynamique temporelle (accélérogramme de Keddara) dans les deux directions X-X et Y-Y.

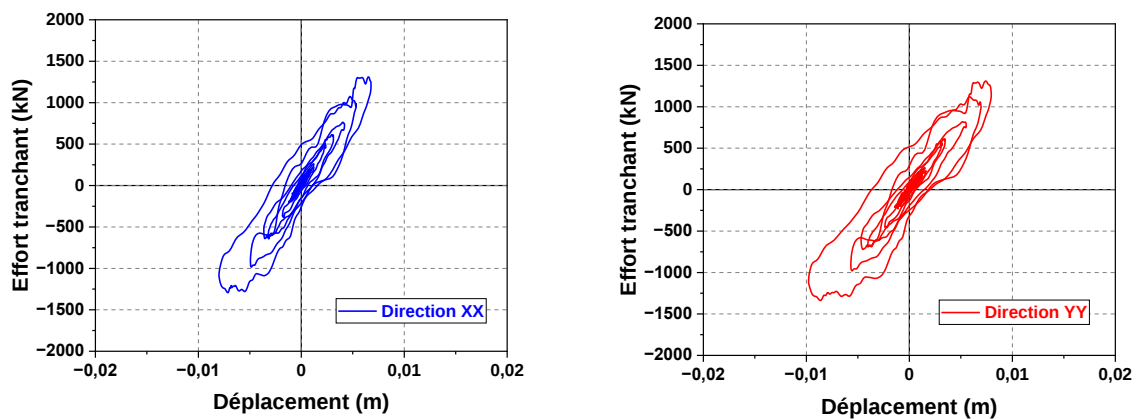


Figure VI.23 : Courbe force-déplacement (courbe d'hystérésis) de la structure à appuis isolés

Les hystérésis sont d'amplitude très réduite (± 1300 kN), confirmant le comportement quasi-élastique de la superstructure. La dissipation d'énergie est principalement assurée par les isolateurs et non par la superstructure.

Déplacement au sommet

Sous le même signal de Keddara, la structure à appuis isolés présente une réponse radicalement différente :

En direction X-X, le déplacement maximal au sommet est $d = 0,007 \text{ m}$ à $t = 9,33 \text{ s}$, soit une réduction de 59 % par rapport à la structure à appuis fixes (0,0172 m). En direction Y-Y, le déplacement maximal est $d = 0,008 \text{ m}$ à $t = 9,60 \text{ s}$ (réduction de 58 %).

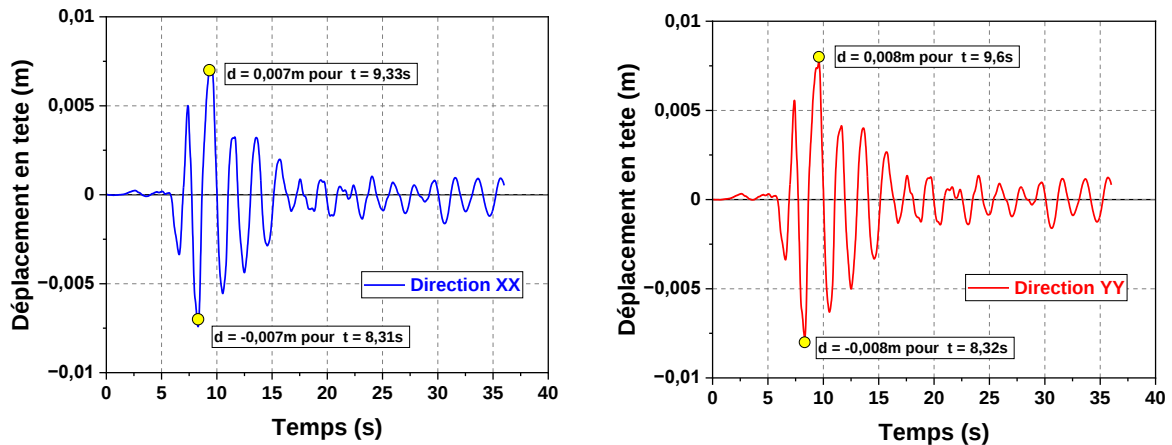


Figure VI.24 : Historique temporel du déplacement de la structure à appuis isolés

Les hystérésis sont d'amplitude très réduite ($\pm 1 \text{ 300 kN}$), confirmant le comportement quasi-élastique de la superstructure. La dissipation d'énergie est principalement assurée par les isolateurs et non par la superstructure.

Effort tranchant à la base

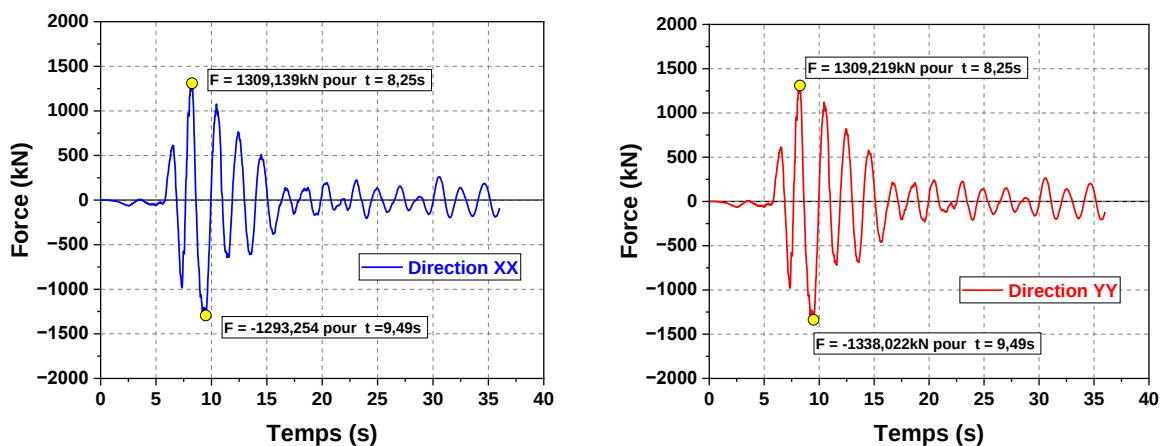


Figure VI.25 : Historique temporel de l'effort tranchant à la base de la structure à appuis isolés

L'effort maximal est d'environ 1 310 kN, soit une réduction de l'ordre de 80 % par rapport aux 6 400–7 600 kN mobilisés par la structure à appuis fixes. Cette réduction drastique des charges sismiques est le bénéfice majeur de l'isolation à la base.

VI.6.5.4. Résultats sous le Signal de Kobé — Structure à Appuis Fixes

Le signal de Kobé, plus sévère, induit des réponses plus importantes dans la structure à appuis fixes :

Courbe force-déplacement

La figure présente la courbe de capacité sous chargement dynamique temporelle (accélérogramme de Kobé) dans les deux directions X-X et Y-Y.

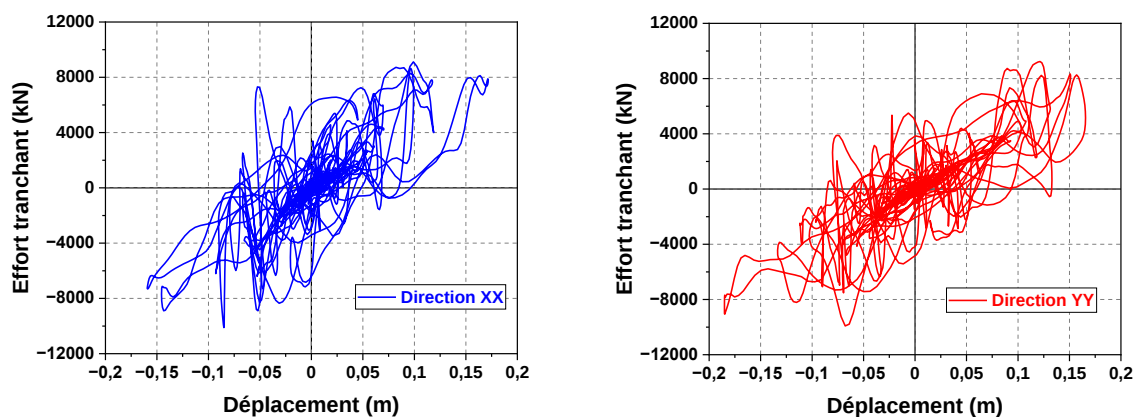


Figure VI.26 : Courbes d'hystérésis de la structure à appuis fixes

Les boucles d'hystérésis sont larges et dissipatives, indiquant une incursion inélastique significative des éléments structuraux. La forme des boucles témoigne d'une plastification étendue aux étages inférieurs.

Déplacement au sommet

En direction X-X, le déplacement maximal au sommet atteint $d = 0,159$ m à $t = 13,96$ s et $d = -0,172$ m à $t = 11,44$ s, soit des déplacements environ 10 fois supérieurs à ceux observés sous Keddara. En direction Y-Y, le déplacement maximal est $d = 0,185$ m à $t = 8,97$ s.

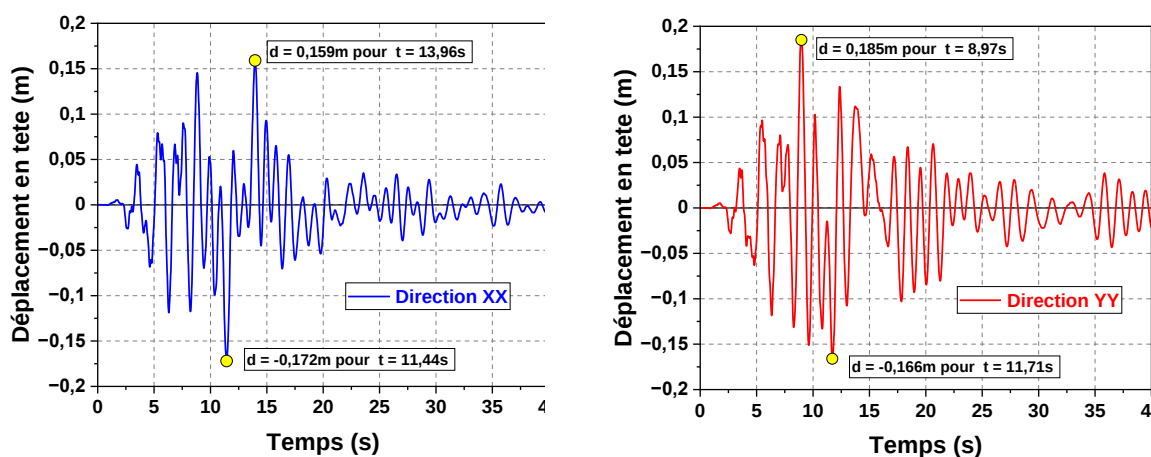


Figure VI.27 : Historique temporel du déplacement au sommet de la structure à appuis fixes

Des déplacements maximaux de 159–185 mm sont observés. Ces valeurs importantes indiquent que la structure entre fortement dans le domaine inélastique, avec des dommages structuraux probables au niveau des poteaux et des nœuds.

Effort tranchant à la base

Des pics de 9100 à 10100 kN sont atteints, représentant environ 70 % de la résistance maximale identifiée par l'analyse pushover ($\approx 14\,000$ kN en X). La structure est ainsi très fortement sollicitée lors de ce séisme.

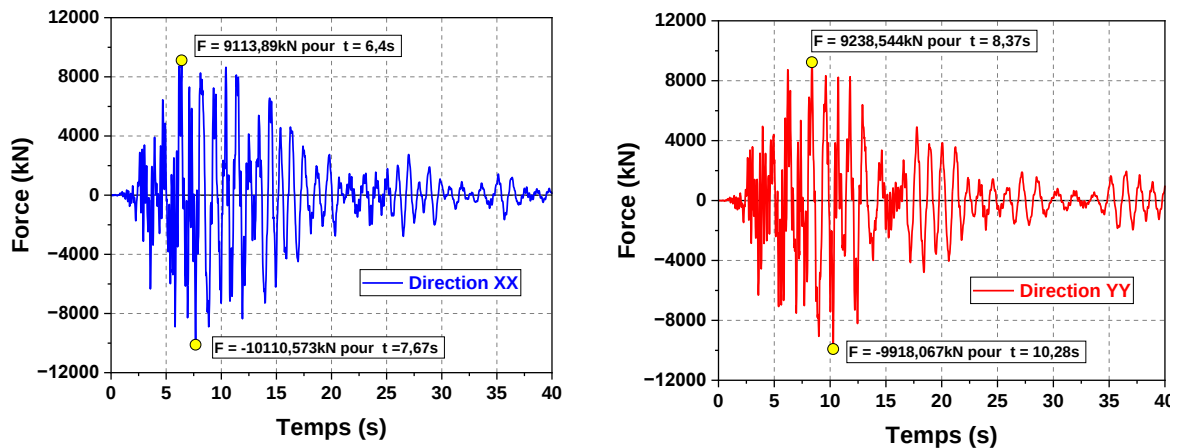


Figure VI.28 : Historique temporel de l'effort tranchant à la base pour la structure à appuis fixes.

VI.6.5.5. Résultats sous le Signal de Kobé — Structure à Appuis Isolés

Sous le signal de Kobé, la structure à appuis isolés bénéficie toujours de la protection apportée par les isolateurs, mais de manière moins spectaculaire que sous Keddara en raison du contenu fréquentiel différent du signal.

Courbe force-déplacement

La figure présente la courbe de capacité sous chargement dynamique temporelle (accélérogramme de Kobé) dans les deux directions X-X et Y-Y.

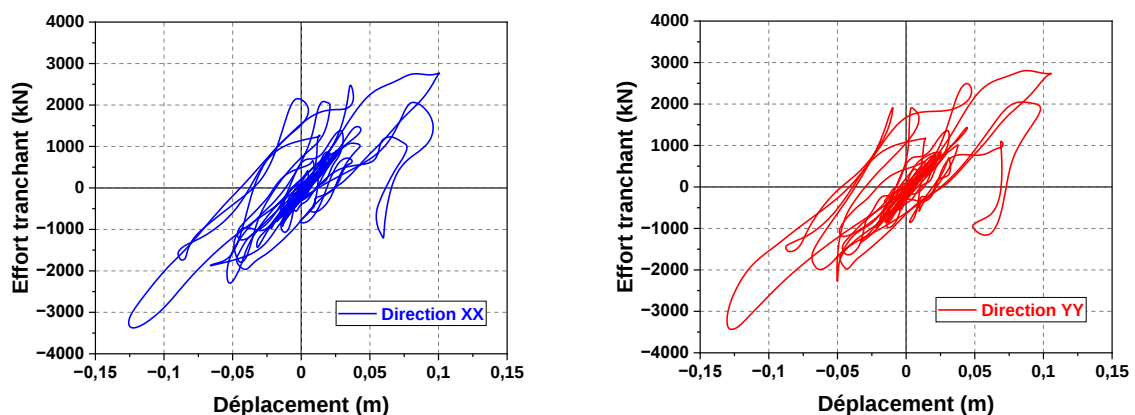


Figure VI.29 : Courbes d'hystérésis de la structure à appuis isolés

Les boucles restent compactes malgré la sévérité du séisme, avec des efforts maximaux d'environ 3 000 kN. La superstructure demeure pratiquement dans son domaine élastique, la dissipation d'énergie étant assurée principalement par les isolateurs.

Déplacement au sommet

En direction X-X, le déplacement maximal au sommet est $d = 0,126$ m à $t = 9,52$ s (réduction de 21 % par rapport aux 0,159 m de la structure à appuis fixes). En direction Y-Y, le déplacement maximal est $d = 0,130$ m à $t = 6,29$ s (réduction de 30 %).

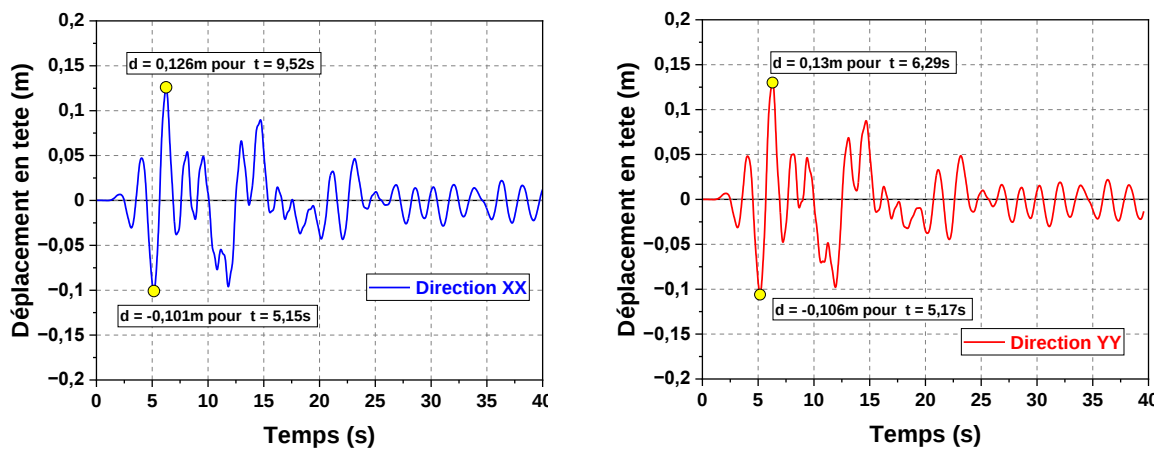


Figure VI.30 : Historique temporel du déplacement au sommet de la structure à appuis isolés

Les déplacements maximaux (126–130 mm) restent inférieurs à ceux de la structure à appuis fixes (159–185 mm). Toutefois, sous ce séisme à forte énergie à longue période, le bénéfice de l'isolation est moins prononcé que sous Keddara, car les périodes allongées de la structure isolée se rapprochent du contenu fréquentiel dominant du signal de Kobé.

Effort tranchant à la base

L'effort maximal est d'environ 2 800–3 400 kN, représentant une réduction de l'ordre de 65–70 % par rapport à la structure à appuis fixes. Bien que moins spectaculaire que sous Keddara, cette réduction reste significative en termes de protection structurale.

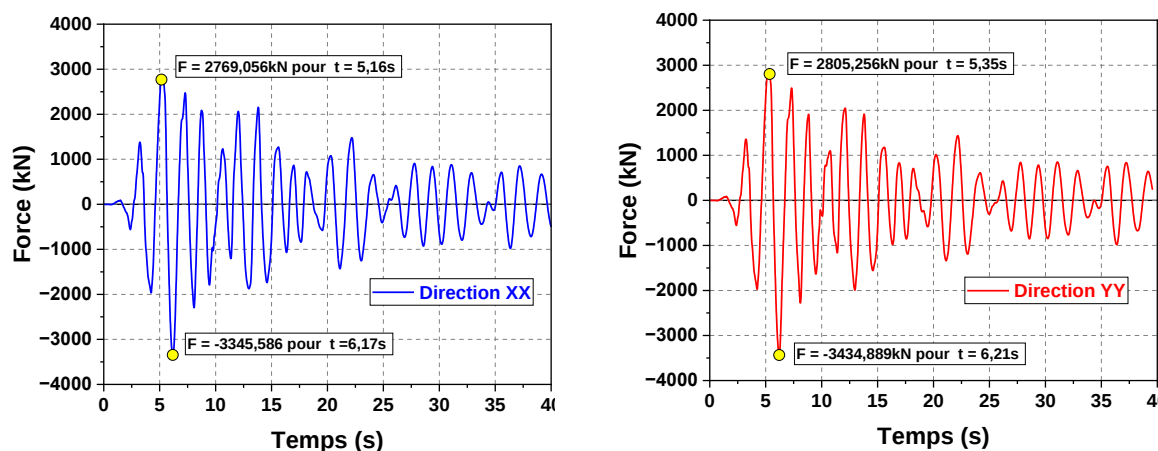


Figure VI.31 : Historique temporel de l'effort tranchant à la base de la structure à appuis isolés

VI.6.6. Comparaison Globale des Deux Structures

Le tableau suivant synthétise les résultats des analyses dynamiques non linéaires pour les deux structures et les deux signaux sismiques :

Tableau VI.8 : Synthèse comparative des résultats dynamiques non linéaires

Paramètre	Signal	Appuis fixes	Appuis isolés	Réduction (%)
Dépl. max. sommet X (m)	Keddara	0,0172	0,0070	59 %
Dépl. max. sommet Y (m)	Keddara	0,0190	0,0080	58 %
Effort tranchant max X (kN)	Keddara	6 407	1 309	80 %
Effort tranchant max Y (kN)	Keddara	7 640	1 338	83 %
Dépl. max. sommet X (m)	Kobé	0,172	0,126	27 %
Dépl. max. sommet Y (m)	Kobé	0,185	0,130	30 %
Effort tranchant max X (kN)	Kobé	10 111	3 346	67 %
Effort tranchant max Y (kN)	Kobé	9 918	3 435	65 %

Plusieurs conclusions importantes se dégagent de cette comparaison :

1. Efficacité de l'isolation pour Keddara : La réduction des efforts à la base est spectaculaire, atteignant 80 % pour les deux directions. Cela s'explique par la correspondance entre les courtes périodes du signal de Keddara (0,1 à 0,5 s) et les périodes fondamentales de la structure à appuis fixes (0,6 à 0,64 s). L'isolation, en allongeant les périodes à 1,9 s, place la structure dans une zone spectrale de faible énergie.

2. Efficacité réduite pour Kobé : La réduction des efforts sous Kobé est moins importante (65–70 %) en raison des impulsions à longue période caractéristiques de ce séisme. Ces impulsions contiennent une énergie significative aux périodes de 1,5 à 2,5 s, qui se superposent aux périodes fondamentales allongées de la structure isolée. Ce phénomène souligne l'importance du choix du spectre de conception dans le dimensionnement des isolateurs.
3. Protection des éléments structuraux : Les larges boucles d'hystérésis observées pour la structure à appuis fixes sous Kobé témoignent d'une incursion inélastique significative qui entraîne des dommages structuraux. En revanche, la structure à appuis isolés présente des boucles compactes quasi-élastiques, indiquant une protection efficace des éléments en béton armé contre l'endommagement sismique.
4. Déplacements et dérives inter-étages : Pour la structure à appuis fixes sous Kobé, les déplacements au sommet de l'ordre de 170–185 mm sur une hauteur de 27 m correspondent à une dérive globale de $\approx 0,65$ %. Distribués sur 9 étages. Pour la structure à appuis isolés, ces dérives sont considérablement réduites.

VI.7. Conclusion

Ce chapitre a présenté une étude comparative approfondie entre deux configurations structurales d'un bâtiment en béton armé de neuf étages : une structure conventionnelle à appuis fixes et une structure équipée d'un système d'isolation sismique à la base. L'analyse a été conduite à l'aide du logiciel SeismoStruct, en mobilisant trois types d'analyses : modale, pushover et dynamique non linéaire.

Les principaux enseignements de cette étude sont les suivants :

- **Sur le plan de la dynamique structurale** : L'introduction des isolateurs allonge les périodes fondamentales d'un facteur de l'ordre de 3 (de 0,60–0,64 s à 1,90–1,92 s), déplaçant la structure vers la zone de faible énergie du spectre sismique. La quasi-totalité de la masse participante se concentre dans les trois premiers modes, simplifiant l'analyse et améliorant la prédictibilité du comportement structural.
- **Sur le plan de la capacité statique** : L'analyse pushover de la structure à appuis fixes révèle une résistance latérale maximale de l'ordre de 12 000 à 14 000 kN et une ductilité globale satisfaisante ($\mu_d \approx 4$ –5). La plastification débute aux poteaux du rez-de-chaussée, ce qui est cohérent avec le profil de la déformée modale et les résultats des vérifications réglementaires.
- **Sur le plan du dimensionnement des isolateurs LRB** : La procédure de dimensionnement aboutit à un appui circulaire de diamètre $d = 64,5$ cm, hauteur totale

$h = 56,43$ cm, comportant 42 couches de caoutchouc de 1 cm d'épaisseur, avec un noyau de plomb de diamètre $d_p = 13$ cm. Ces dimensions satisfont à toutes les vérifications réglementaires (cisaillement, stabilité, anti-roulement). Les paramètres du modèle bilinéaire ($k_{eff} = 723$ kN/m, $K_d = 608,85$ kN/m, $F_y = 27$ kN, $D_y = 4,38$ mm) sont directement utilisables dans SeismoStruct.

- **Sous le séisme algérien de Boumerdes (Keddara) :** L'isolation sismique apporte une protection remarquable, avec des réductions des efforts à la base de l'ordre de 80 % et des déplacements au sommet de l'ordre de 59 %. La superstructure reste pratiquement dans son domaine élastique, sans dommages structuraux significatifs.
- **Sous le séisme de Kobé :** L'efficacité de l'isolation est moindre en raison du contenu fréquentiel à longue période du signal, mais reste significative (réduction des efforts de 65–70 %). La structure à appuis fixes entre fortement dans le domaine inélastique avec des déplacements au sommet dépassant 170 mm, tandis que la structure à appuis isolés maintient une réponse plus contrôlée.

Ces résultats confirment l'intérêt majeur de l'isolation sismique à la base pour la protection des bâtiments en zones sismiques actives, notamment dans un contexte Algérien où les séismes à courte période constituent la menace principale. L'isolation s'avère particulièrement efficace pour les séismes à contenu fréquentiel dominant aux courtes et moyennes périodes, correspondant précisément aux caractéristiques du séisme de Boumerdes.

Cependant, la conception du système d'isolation doit être soigneusement adaptée au contexte sismique local. Pour les sites proches de failles actives susceptibles de générer des impulsions à longue période (comme à Kobé), une attention particulière doit être portée au dimensionnement des isolateurs pour éviter la résonance entre les périodes allongées de la structure isolée et le contenu fréquentiel du séisme.

CHAPITRE VII : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1. Introduction

Tout ouvrage de génie civil repose sur un sol d'assise dont les caractéristiques mécaniques conditionnent directement le choix et le dimensionnement du système de fondation. Les fondations constituent l'élément de liaison entre la superstructure et le terrain ; elles assurent la transmission des charges gravitaires et sismiques au sol tout en garantissant la stabilité de l'ensemble de la construction et en maintenant les tassements différentiels dans des limites acceptable.

Selon la nature du sol et l'importance des charges transmises, on distingue deux grandes catégories de fondations :

- Fondations superficielles : adoptées lorsque le sol porteur de bonne qualité se trouve à faible profondeur. Elles comprennent les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général.
- Fondations profondes : utilisées lorsque les couches résistantes sont situées à grande profondeur, nécessitant le recours à des pieux ou des barrettes.

Ce chapitre est consacré à l'étude de l'infrastructure de la structure à appuis fixes. Le radier général dimensionné dans ce chapitre correspond à la configuration conventionnelle à base fixe. Il présente le choix justifié du type de fondation, son pré-dimensionnement, ainsi que le calcul du ferrailage des éléments de fondation retenus, le tout en conformité avec les prescriptions du RPA 2024 et du BAEL91.

VII.1.1. Choix de type de fondations :

Le choix du système de fondation repose sur la vérification de la capacité portante du sol vis-à-vis des charges transmises par la superstructure. Cette démarche est conduite de manière progressive, en examinant successivement les solutions suivantes par ordre croissant de complexité :

- Semelles isolées : solution économique et simple à mettre en œuvre. Si la contrainte transmise au sol dépasse la contrainte admissible, on passe au système suivant ;
- Semelles filantes : solution adoptée lorsque les semelles isolées s'avèrent insuffisantes. Si cette solution ne satisfait pas non plus la vérification, on passe au système suivant ;
- Radier général : solution retenue lorsque les systèmes précédents ne permettent pas de respecter la contrainte admissible du sol, ou lorsque la surface cumulée des semelles

dépasse la moitié de la surface totale du bâtiment, rendant le radier plus économique et plus adapté.

- **Semelles isolées sous poteaux :**

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base des poteaux.

La vérification à faire est : $\frac{N_{ser}}{S} \leq \sigma_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle sous le poteau le plus sollicitée avec :

$\sigma_{sol} = 250 \text{ KPa}$; contrainte admissible du sol.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation, obtenu par le logiciel à L'ELS.

$N_{ser} = 1600.88 \text{ KN}$.

$S = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{1600.88}{250} = 6.40 \text{ m}^2$ avec $S = B \times B$

Avec $S = B \times B$ donc $B = 2.53 \text{ m} \approx 3 \text{ m}$

Pour vérifier l'interférence entre deux semelles, il faut que : $L_{min} > 1.5B$

Tel que L_{min} est l'entraxe minimum entre deux poteaux 3.2 m

$$L_{min} = 3.2 \text{ m} < 4.5 \text{ m}$$

Il y'a un chevauchement des semelles alors on passe à des semelles filantes.

- **Semelle filante :**

Tableau VII.1 : Sections des semelles filantes sens X-X.

Files	N(KN)	S (m ²)	L(m)	B(m)	B choisie (m)
A	7674.6363	30.7	24.45	1.26	1.5
B	8963.6392	35.85	24.45	1.47	1.5
C	8150.4776	32.60	24.45	1.33	1.5
D	6934.3287	27.74	17.85	1.55	2
E	8150.4841	32.60	24.45	1.33	1.5
F	8963.6161	35.85	24.45	1.47	1.5

G	7674.6165	30.7	24.45	1.26	1.5
----------	-----------	------	-------	------	-----

Nous devons vérifier le rapport entre la surface totale des semelles et celle de la structure, si la surface des semelles est supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_s / S_b > 50\%$), ce système n'est pas donc intéressant, un radier général sera donc le choix adéquat.

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$S_{\text{semelles}} = 268.95 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 483.7 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{268.95}{483.7} = 0.556 = 55.6\% \geq 50\%$$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface du bâtiment ; cela nous conduit à adopter pour un radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages techniques :

- L'augmentation de la surface d'appui permet une meilleure répartition des charges transmises au sol, ce qui réduit les contraintes de contact et améliore la capacité portante de la fondation.
- La continuité de la fondation contribue à limiter les tassements différentiels entre les différents éléments porteurs, assurant ainsi un comportement plus homogène de la structure.
- La conception et la réalisation du coffrage ainsi que du ferrailage sont généralement simplifiées, ce qui facilite l'exécution des travaux sur chantier et permet un meilleur contrôle de la qualité de mise en œuvre.

VII.1.2. Radier général :

VII.1.2.1. Pré dimensionnement de radier :

- **Dalle :**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Condition forfaitaire

$$h_1 \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

Avec :

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 4.25 \text{ m}$$

$$h_1 \geq 21.25 \text{ cm}$$

On prend $h_1 = 40 \text{ cm}$

- **Nervure :**

- Condition de coffrage :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$b \geq 42.5 \text{ cm}$$

On prend $b = 50 \text{ cm}$

- La hauteur de nervure :

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\text{On a: } 28.33 \leq h_{N1} \leq 42.5$$

On prend: $h_{N1} = 45 \text{ cm}$

- Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :

E : Module de Young ($E = 21000 \text{ MPa}$).

K : coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm^3 (cas d'un sol moyen) ;

b: Largeur de poteau.

I: Inertie de la section transversale du radier ($I = \frac{bh^3}{12}$)

L : distance maximale entre deux poteaux : $4,45 \text{ m}$

$$\text{Donc : } h_{N2} = \sqrt[3]{\frac{3 \times K \times (2 \times L_{\max})^4}{E \times \pi^4}}$$

$$h_{N2} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 0.04 \times (2 \times 4250)^4}{21000 \times \pi^4}} = 67.4 \text{ cm}$$

On prend : $h_{N2} = 80 \text{ cm}$

A partir des deux conditions : $h_N \geq \max(h_{N1} ; h_{N2}) = 80 \text{ cm}$.

Tableau VII.2 : Tableau récapitulatif des dimensions du radier

La dalle	Les nervures	
e=40 cm	h=80 cm	b=50 cm

VII.1.3. Vérifications Nécessaires :

VII.1.3.1. Vérification des contraintes sous le radier :

$\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bars}$

On doit vérifier que : $\sigma_{max} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Avec :

$\bar{\sigma}_{sol \text{ ELS}} = 2.5 \text{ bars}$;

Selon le RPA24 article 10.1.4 : Dans les fondations superficielles ; il y a lieu de tenir compte de l'application à la résistance (limite) du sol d'un coefficient de sécurité global égal à 2.

Donc : $\bar{\sigma}_{sol \text{ ELU}} = \sigma_{sol} \times \frac{3}{2} = 3.75 \text{ bars}$.

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

$\sigma_{max} = 1.7 \text{ bars}$

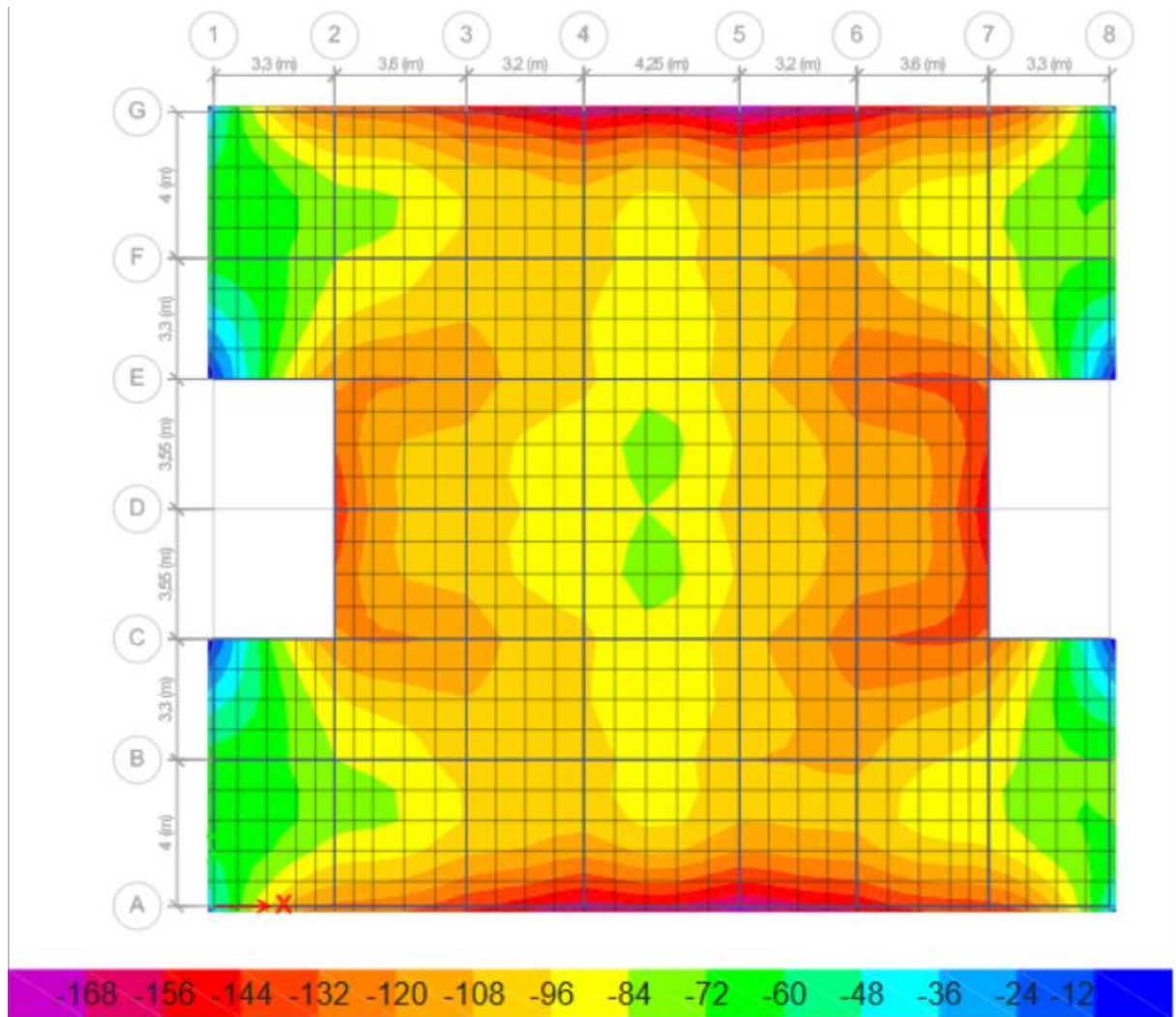


Figure VII.1 : Distribution des contraintes à l'ELS.

- Distribution des contraintes à l'ELU :

$$\sigma_{\max} = 2.25 \text{ bars}$$

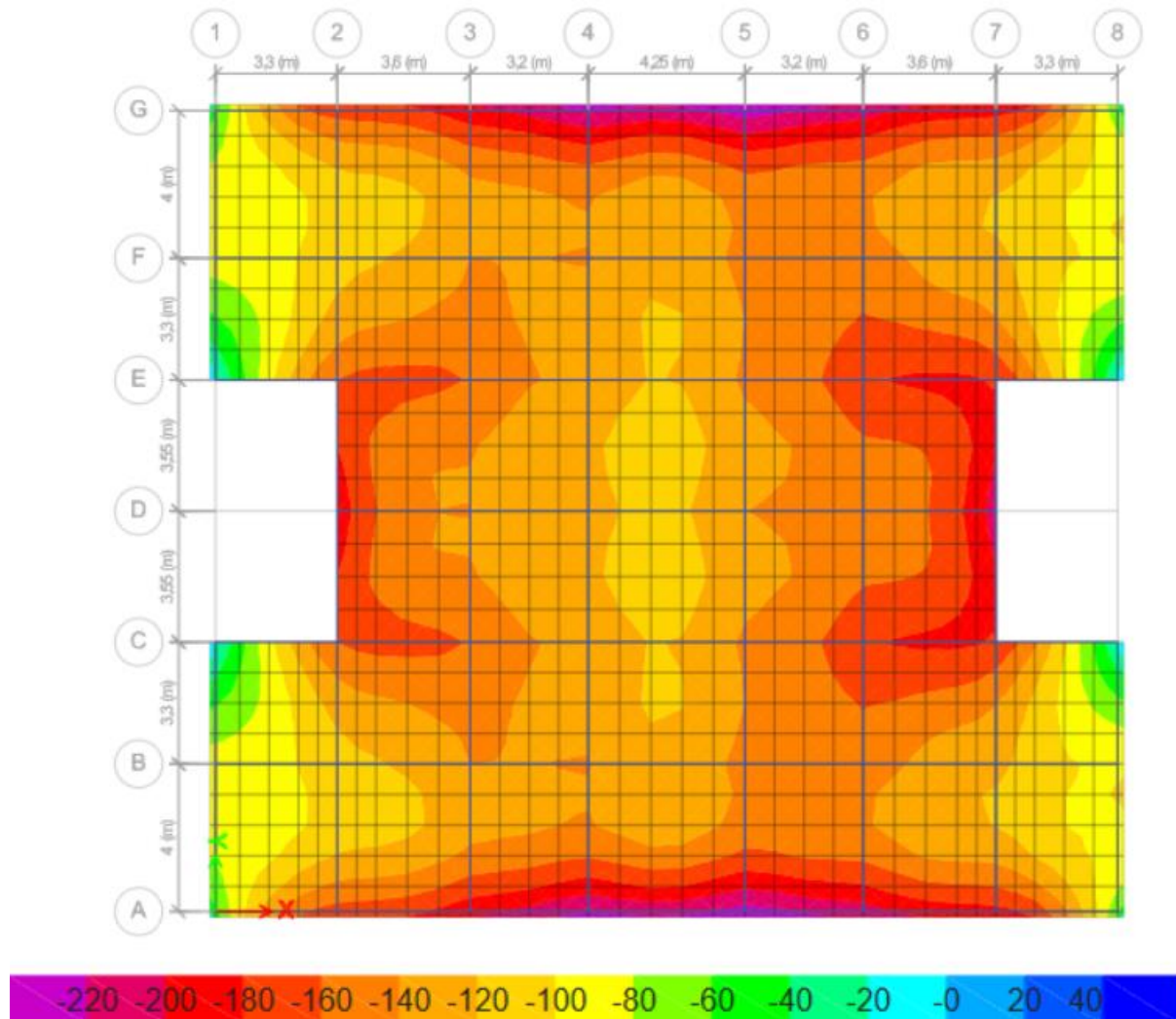


Figure VII.2 : Distribution des contraintes à l'ELU.

- Distribution des contraintes à ELA :

$$\sigma_{\max} = 3.35 \text{ bars}$$

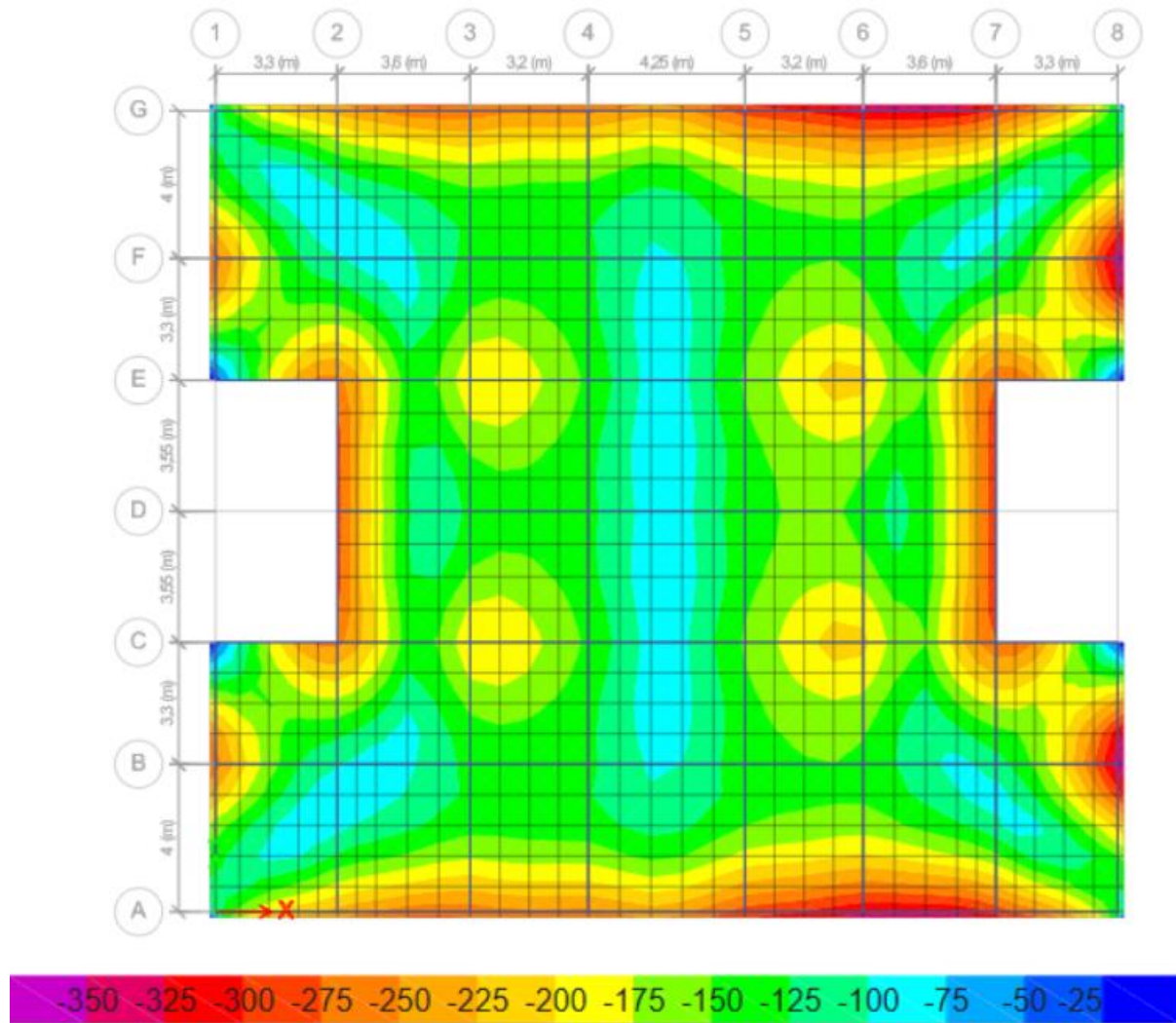


Figure VII.3 : Distribution des contraintes à ELA

Tableau VII.3 : Vérification des contraintes sous le radier.

	$\sigma_{\max}$ (bars)	σ_{adm} (bars)	Vérification
ELS	1.7	2.5	Vérifiée
ELU	2.25	3.75	Vérifiée
ELA	3.35	3.75	Vérifiée

VII.1.3.2. Vérification de poinçonnement :

Selon l'article A.5.2.4 de BAEL91 on va vérifier que :

- **Poteaux :**

$$P_u \leq 0.045 U_c h f_{c28} / \gamma_b$$

$$P_u = 1944.89 \text{ KN/m}^2$$

$$U_c = 2 \times (a+h) + 2 \times (b+h)$$

$$U_c = 4 \times (450 + 1200) = 6600 \text{ mm}$$

$$6600 \times 0.045 \times 1200 \times \frac{25}{1.5} = 5940000 \text{ N/m}^2 = 5940 \text{ KN/m}^2$$

Donc $P_u \leq 5940 \text{ KN/m}^2$ condition vérifiée

• **Voiles :**

$$P_u = 2152.62 \text{ KN/m}^2$$

$$U_c = 2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)$$

$$U_c = 2 \times (3600 + 1200) + 2 \times (200 + 1200) = 12400 \text{ mm}$$

$$12400 \times 0.045 \times 1200 \times \frac{25}{1.5} = 11160000 \text{ N/m}^2 = 11160 \text{ KN/m}^2$$

Donc $P_u \leq 11160 \text{ KN/m}^2$ condition vérifiée

VII.1.3.3. Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes :

Selon l'article A.5.2.2 de BAEL91 on va vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau VII.4 : Vérification vis-à-vis des sollicitations tangentes.

	τ_u (MPa)	$\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$ (MPa)	Vérification
Sens xx	0.91	1.17	Vérifiée
Sens yy	0.83	1.17	Vérifiée

VII.1.4. Sollicitation de calcul :

Tableau VII.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations de la dalle.

Moment (KN.m/m)	ELU		ELS		ELA	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_{xx}	-530.26	471.04	-400.74	223.36	-710.47	676.74
M_{yy}	-110.82	439.75	-380.01	201.72	-638.79	595.14

VII.1.5. Ferrailage du radier :

Tableau VII.6 : Ferrailage des panneaux du radier.

Section	Armature inf cm ²	Armature sup cm ²	Choix des armatures
Appuis	0	118.5	26HA25
Travée	24.3	0	10HA20

VII.1.6. Vérification des contraintes :

Tableau VII.7 : Vérification des contraintes.

	A _s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	31.42	4.95	15	109.3	201.63	vérifiée
Appuis	127.63	9.64	15	103.8	201.63	vérifiée

Remarque :

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées CHAISES, donc on prévoit : 4 chaises de T12 / m².

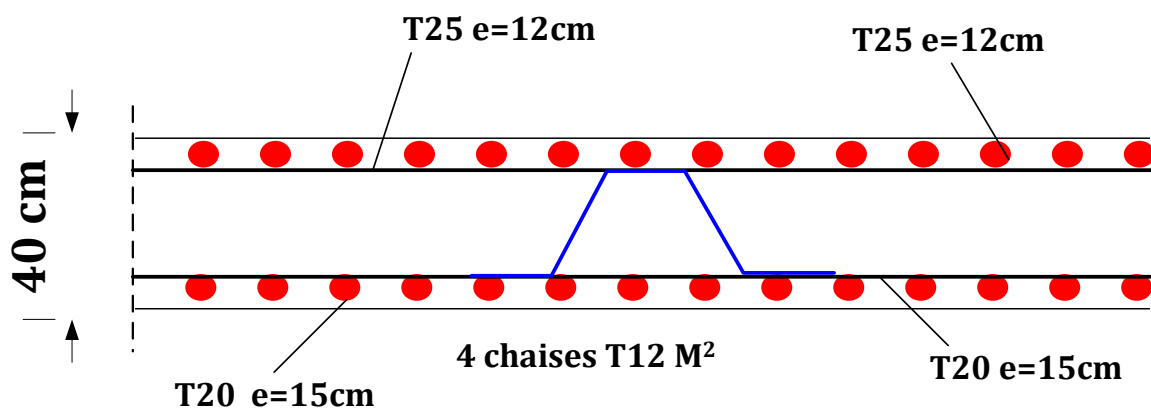


Figure VII.4 : Schéma de ferrailage de la dalle de radier

VII.1.7. Ferrailage des nervures du radier :

Tableau VII.8 : Tableau récapitulatif des sollicitations des nervures.

Sur Appuis			En Travée		
M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)	M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)
-204.79	-176.67	-256.35	254.12	182.99	143.35

Tableau VII.9 : Ferrailage des nervures

Section	$A_{s \text{ sup}} (\text{cm}^2)$	$A_{s \text{ inf}} (\text{cm}^2)$	Choix des barres	$A_{s \text{ adp}} (\text{cm}^2)$
Travée	0	21.5	5HA25	24.54
Appuis	16.95	0	5HA25	24.54

VII.1.7.1. Vérifications nécessaires:

- Condition de non fragilité:

$$A_{s \text{ min}} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 72 \frac{2.1}{500} = 3.48 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VII.10 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	$A_s (\text{cm}^2)$	$\sigma_{bc} (\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc} (\text{MPa})$	$\sigma_s (\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s (\text{MPa})$	Vérification
Travée	24.54	3.14	15	109.2	201.63	vérifiée
Appuis	24.54	3.03	15	105.4	201.63	vérifiée

- Vérification de la contrainte tangente limite ultime (BAEL91 : A.5.1.21) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \{0.2 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}\}$$

$$\tau_u = 0.936 < 4 \text{ Mpa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

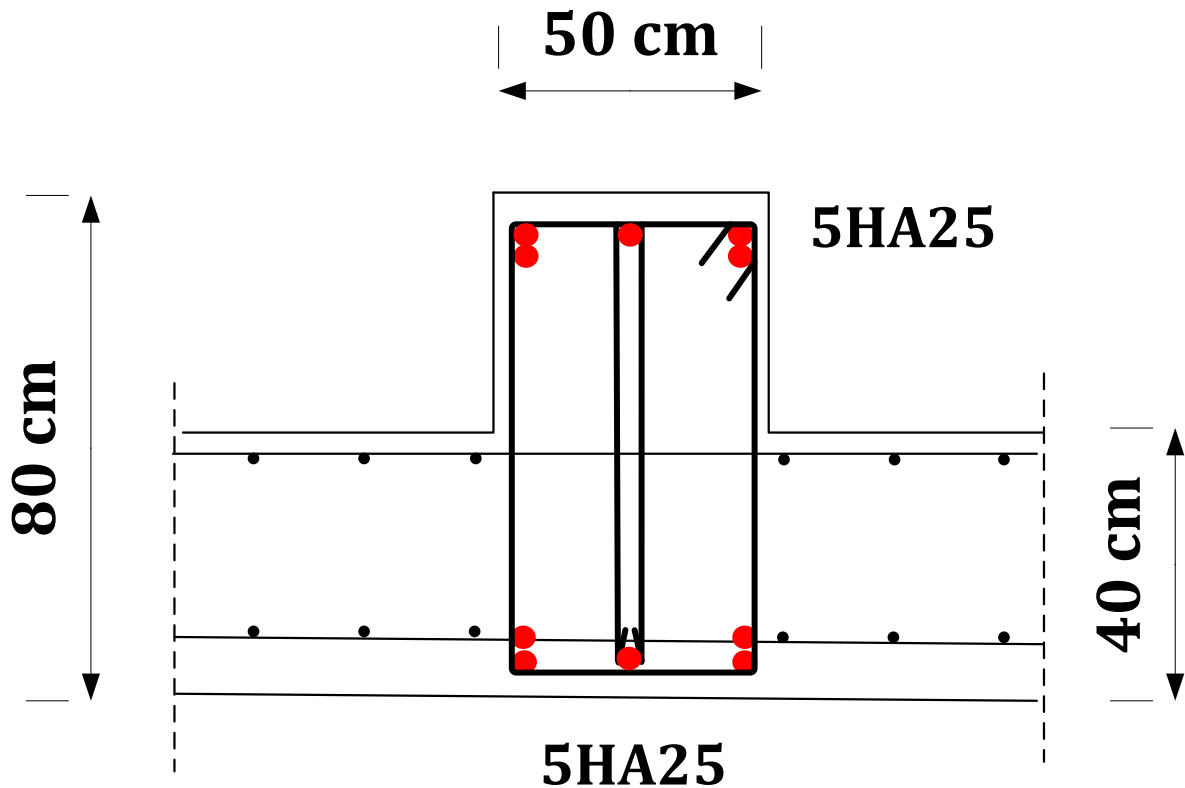


Figure VII.5 : Ferrailage des nervures de radier

VII.2. Conclusion

Au terme de ce chapitre, le radier général a été retenu comme système de fondation le plus approprié pour notre ouvrage, justifié par la nature du sol et l'importance des charges transmises par la superstructure. Les vérifications des contraintes aux différents états limites, ainsi que le dimensionnement du ferrailage, ont été menés conformément aux prescriptions du RPA 2024 et du BAEL91. L'ensemble des résultats obtenus confirme que le radier général constitue une solution fiable et performante, garantissant la stabilité et la sécurité de la structure aussi bien en conditions statiques que sismiques.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale

Au terme de cette étude, une analyse comparative des performances sismiques d'un bâtiment en béton armé R+8 a été réalisée, confrontant une structure conventionnelle à appuis fixes à une structure équipée d'un système d'isolation sismique à la base de type LRB, conformément aux prescriptions du RPA 2024.

L'analyse modale a mis en évidence un allongement considérable des périodes fondamentales grâce aux isolateurs LRB, déplaçant la réponse de la structure vers la zone de faible énergie du spectre sismique.

Sous le séisme algérien de Boumerdès-Keddara, l'isolation sismique apporte une protection remarquable, avec une réduction significative des efforts tranchants à la base et des déplacements au sommet. La superstructure demeure dans son domaine quasi-élastique, sans endommagement structural.

Sous le séisme de Kobé, dont le contenu fréquentiel à longue période se rapproche des périodes allongées de la structure isolée, l'efficacité de l'isolation reste significative mais moins prononcée. La structure à appuis fixes présente une incursion inélastique importante, tandis que la structure isolée maintient une réponse nettement plus contrôlée.

En conclusion, ces résultats confirment la pertinence et l'efficacité de l'isolation sismique à la base, particulièrement adaptée au contexte sismique algérien dominé par des séismes à courtes et moyennes périodes, et justifient pleinement son intégration dans le RPA 2024.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Anil K. Chopra (2019). Dynamics of Structures : Theory and Applications to Earthquake Engineering, 5th Edition. Pearson.
- [2] James M. Kelly (1993). Earthquake-Resistant Design with Rubber. Springer.
- [3] Farzad Naeim & James M. Kelly (1999). Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice. John Wiley & Sons.
- [4] Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville (2024). RPA 2024 — Règlement Parasismique Algérien.
- [5] American Society of Civil Engineers (2016). ASCE 7-16 : Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.
- [6] CEN (2005a). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. EN 1998-1:2004. Brussels: European Committee for Standardization.
- [7] Seismosoft (2023). SeismoStruct – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures. Seismosoft Ltd. www.seismosoft.com
- [8] Mander, J.B., Priestley, M.J.N. et Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. Journal of Structural Engineering, ASCE, 114(8), 1804–1826.
- [9] Menegotto, M. et Pinto, P.E. (1973). Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending. IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads, Final Report, Lisbon.
- [10] Biskinis, D. et Fardis, M.N. (2013). Deformation capacity of concrete members with lap splices. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 42(6), 799–822.

Règlements et cours :

- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 2024.
- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988
- Pr. Hadid.M, Cours de dynamique des structures, Département Route et Ouvrage d'art, ENSTP 2023.
- Dr. Belaoura.M, Cours de béton armé, Département Route et Ouvrage d'art, ENSTP 2022.
- Dr. Ladjel.M, Cours de bâtiment, Département Route et Ouvrage d'art, ENSTP 2024.
- Dr. Messaoudi.A, Cours mécanique des structures, Département Route et Ouvrage d'art, ENSTP 2023.

ANNEXES

ANNEXE A
CALCUL DES FORCES
SISMIQUES

1. Définition de zones de sismicité et coefficient d'accélération : (RPA 2024)

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.1
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.2
V	Elevée	0.25
VI	Très élevée	0.3

2. Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de Type I (Zones sismiques IV, V et VI) (RPA 2024)

Spectre type 1	S	T1	T2	T3
Site S1	1.00	0.10	0.40	2.0
Site S2	1.20	0.10	0.50	2.0
Site S3	1.30	0.15	0.60	2.0
Site S4	1.35	0.15	0.70	2.0

3. Valeurs de ξ (%)

	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 arme ;

(**) : Valeurs valables même si les voiles sont associées à des portiques.

4. Valeurs du coefficient d'importance : (RPA 2024)

Coefficient d'importance I	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I	1.4	1.2	1	0.8

5. Valeurs du coefficient C_T

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	0.05
4	Autres types de structures	0.05

6. Valeurs du coefficient de comportement, R

Cas	Description du système de contreventement	Valeur de R
Structures en béton armé		
1	Système à ossature	5.5 ^(a)
2	Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5 ^(a)
3	Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5 ^(a)
4	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 ^(b)
5	Système de contreventement constitué par des voiles	4.5 ^(b)
6	Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3 ^(b)
7	Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes	3 ^(b)
8	Système en pendule inversé	2 ^(c)
9	Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1.5 ^(c)

7. Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ , pour la charge d'exploitation Q

Cas	Type d'ouvrage	ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.3
2	Bâtiments recevant du public temporairement : Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions, salles de classes, restaurants, dortoirs	0.4
3	Entrepôts, hangars	0.5
4	Archives, bibliothèques, réservoirs, ouvrages assimilés, bâtiment recevant des équipements médicaux critiques	1
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.6