

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

فرنسيس جانسون

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 d'art

Par : GUERRA Yasmine et HADJSADOK Sara

Thème

Étude dynamique d'un bâtiment en béton armé R+8 avec sous-sol, soumis à un séisme réel : Détermination de la réponse sismique par la méthode de Newmark conformément au RPA 2024

Soutenu publiquement le 21/02/2025 devant le jury composé de :

HADID Mohamed	Professeur. ENSTP	Président
AYAS Hillal	MCA.USTHB	Encadreur
LADJEL Mohamed	MCB.ENSTP	Co-Encadreur
LARBI Selma	MCB.ENSTP	Examinatrice
BENOUCHEFOUN.H	MCB.ENSTP	Membre
BOUKEZZI.Y	MCB.ENSTP	Membre

Promotion 2024 / 2025

Remerciements



Nous sommes reconnaissants envers Allah tout-puissant pour nous avoir accordé le courage et la volonté nécessaires pour mener à bien ce modeste travail.

Nous tenons à remercier chaleureusement **nos encadrants : Dr. AYAS et Dr. LADJEL**, pour leur disponibilité, leur patience et la qualité de leur accompagnement. Leurs conseils, leur écoute et leur encadrement rigoureux ont été essentiels dans la réalisation de ce mémoire. Grâce à eux, nous avons pu progresser et apprendre avec confiance.

Nous remercions également les membres du jury qui ont accepté d'examiner notre travail avec attention.

Nos remerciements vont aussi à **l'ensemble des enseignants de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics**, pour la qualité de leur enseignement, leur dévouement et leur accompagnement tout au long de notre parcours universitaire.

Un remerciement tout particulier et chargé d'émotion est adressé à **nos familles**, chacune citée dans notre cœur, et plus spécialement à **nos mères et nos pères**, pour leur amour inconditionnel, leurs encouragements constants et leur soutien sans faille. Vous êtes et demeurez notre plus grande source d'inspiration et de motivation.

Enfin, nous remercions sincèrement toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail, par un mot, un geste ou une présence. Votre bienveillance a rendu ce chemin plus doux.

Ce mémoire est le fruit d'un travail collectif, nourri par la confiance, le soutien et la générosité de tous ceux qui nous ont entourés.

Merci, du fond du cœur.



Dédicaces

À la jeune fille de 17 ans que j'étais, Je dédie ce travail à la force que tu as toujours eue, À ton courage d'avancer même quand tout semblait difficile. Merci de ne jamais avoir abandonné, sois fier de toi.

À ma chère maman, Ghania, Merci pour ton amour infini, ta patience et tes prières sincères. Ta tendresse a apaisé mes doutes, ta force m'a toujours portée. Ce travail est le fruit de tes sacrifices et de ta bienveillance.

À mon cher père, Nabil, Merci pour ta sagesse calme, ta confiance et ton soutien indéfectible. Tu m'as appris à persévérer et à garder la dignité face aux épreuves. Ta présence m'a donné la force d'affronter chaque difficulté.

À mes chères sœurs, Amira, Hanine et ma petite Manar, Merci pour vos sourires qui illuminent mes journées, et votre amour. Votre tendresse a allégé mes efforts et votre soutien m'a portée. Chaque moment avec vous est un trésor qui m'a motivée.

À mon cher grand-père et mon oncle Azzedine, Merci pour votre amour discret, votre sagesse précieuse, merci pour votre encouragement depuis mon enfance et pour votre présence à chaque étape de ma vie. Vous avez toujours été là, et cela a compté plus que vous ne l'imaginez.

À mes chères cousines Meriem, Ikram, Mouna et Kawter, Merci pour votre soutien au fil des années, votre énergie positive et votre joie de vivre. Votre présence m'a souvent encouragé, même sans le savoir, et a été une véritable source de force dans ce parcours.

À mes chères amies Hind, Zahia, Aya, Meriem et Celia, Merci pour votre écoute, vos conseils avisés et votre amitié fidèle. Vous avez été un pilier et une source constante de motivation. Votre présence a illuminé mes jours difficiles et mes doutes.

À mon binôme Sara Merci pour ton sérieux, ton engagement et ta grande gentillesse. Partager ce travail avec toi a été une expérience enrichissante. Ta collaboration a été essentielle à la réussite de ce projet.

Yasmine





Dédicaces

À tous ceux qui sont chers, ceux à qui je dois mon succès :

À l'homme qui a fait de moi ce que je suis aujourd'hui ; **mon Père Hakim**, celui dans les yeux duquel je vois la fierté de moi, mon modèle de respect et d'amour d'un père. Grâce à toi j'ai appris à être la fille qui ne cesse pas de faire tout pour te rendre heureux et fier.

À celle qui m'a encouragé à poursuivre mes rêves même les obstacles semblaient insurmontables. Mon ange gardien ton amour et ta présence dans ma vie et le fait d'être **ma Mère Assia** continueront d'éclairer mon chemin.

À **Faycel, mon deuxième père**, vous êtes un homme au grand cœur qui a tout fait pour moi. Vous êtes occupé de moi comme c'est j'étais votre propre fille : vous m'avez offert votre temps, votre énergie, une présence constante. Je ne pourrai jamais assez vous remercier pour tout ce que vous avez fait pour moi.

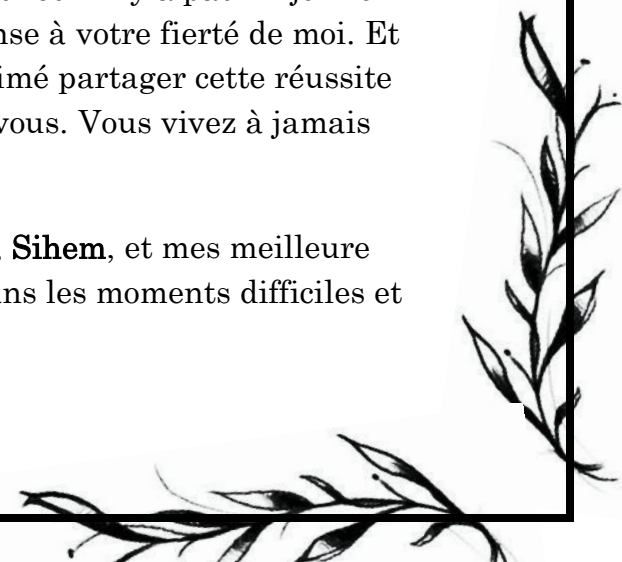
À **ma tante Maha**, Dans les moments de doute, tu m'as encouragée. Dans les moments de fatigue, tu m'as remonté le moral et dans les moments de joie, tu as partagé mes sourires. Ton soutien, ta patience et ton amour ont été des piliers pour moi. Je ne l'oublierai jamais. Merci du fond du cœur, Tata.

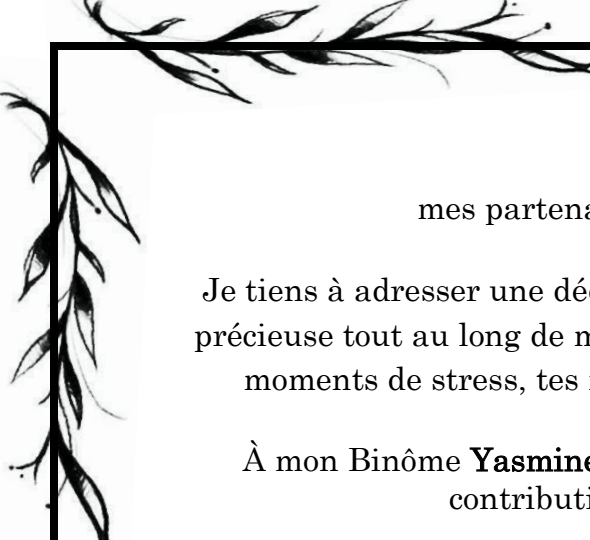
À mon frère **Abd el mouamine** ainsi qu'à ma sœur adorées **Djinane** qui sont aussi mes meilleures amies, merci pour votre soutien constant, votre humour contagieux et votre présence réconfortante. Vous êtes ma source de joie et de bonheur, et je suis fière de vous avoir dans ma vie.

À **ma tante Houria**, tu as toujours été là comme une deuxième maman. **Habiba, Fatiha** grâce à vous trois, je n'ai jamais marché seule. Ce chemin d'études, je l'ai parcouru avec vos voix dans mon cœur. Ainsi que mes autres tantes paternelles et maternelles, Je vous aime profondément.

À **mes chers grands-parents**, partis mais jamais oubliés il n'y a pas un jour où je ne pense pas à vous. Dans chaque réussite, je pense à votre fierté de moi. Et à **mes cousins Yacine et Dia-eddine** J'aurais tant aimé partager cette réussite avec vous. Ce diplôme, cette fierté... je la dédie à vous. Vous vivez à jamais dans mon cœur.

À mes très chères cousines **Samah, Meriem, Abir, Sihem**, et mes meilleures amies **Kawter et Yasmine** qui ont été mes piliers dans les moments difficiles et





mes partenaires de fête dans les moments de joie.

Je tiens à adresser une dédicace tout particulière à **R.Lazreg**, pour sa présence précieuse tout au long de mon parcours d'étude. Merci pour ta patience dans les moments de stress, tes mots d'encouragement quand le doute s'installait.

À mon Binôme **Yasmine** merci d'être la meilleure version de toi-même, ta contribution a été essentielle à cette réussite.

À toutes mes amies que j'ai rencontré tout au long mon cursus universitaire vous êtes les meilleurs.

Enfin je dédie ce travail à moi-même, c'est le temps D'y être

Sara



ملخص

يتناول هذا البحث دراسة زلزالية شاملة لمبنى سكني مكون من تسعة مستويات (طابق تحت-أرضي + ثمانية طوابق علوية) مشيد في مدينة الجزائر، المصنفة ضمن المناطق ذات الخطر الزلزالي المرتفع. أنجز التحليل وفق متطلبات التنظيم الجزائري لمقاومة الزلازل 2024 مع مراعاة التعديلات الجديدة مقارنة بإصدار 2003.

لتحليل تأثير القص على الاستجابة الديناميكية العامة للمنشأة، تم إجراء مقارنة بين نظرية أولر-بيرنولي ونظرية تيموشينكو باستخدام طريقة نيو-مارك للتكامل العددي. ومن أجل تمثيل واقعي للتأثير الزلزالي، تم اعتماد طريقة التسارع الزمني (الأكسيلوغرام) لمحاكاة تسارع الزلزال المطبق على المبنى بشكل دقيق.

الكلمات المفتاحية: دراسة زلزالية؛ التنظيم الجزائري لمقاومة الزلازل 2024؛ نظرية أولر-بيرنولي؛ نظرية تيموشينكو؛ طريقة نيو مارك؛ طريقة التسارع الزمني.

Résumé

Ce mémoire présente une étude sismique approfondie d'un bâtiment résidentiel composé de neuf niveaux (un sous-sol et 8 étages), implanté dans la ville d'Alger, classée parmi les zones à fort risque sismique. L'analyse a été menée conformément aux exigences du Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024), en prenant en compte les modifications apportées par rapport à la version de 2003.

Afin d'évaluer l'effet du cisaillement sur la réponse dynamique globale de la structure, une comparaison a été réalisée entre les comportements prédits par les théories d'Euler-Bernoulli et de Timoshenko, en utilisant l'algorithme de Newmark pour l'intégration numérique. Pour assurer une modélisation réaliste de l'action sismique, la méthode de l'accélérogramme a été employée, permettant de reproduire fidèlement l'enregistrement de l'accélération sismique appliqué à la structure.

Mots clés : Étude sismique ; Règlement Parasismique Algérien (RPA) 2024 ; Théories d'Euler-Bernoulli et Timoshenko ; Méthode de Newmark ; Méthode de l'accélérogramme.

Abstract

This thesis presents a comprehensive seismic analysis of a residential building comprising nine levels (including a basement and eight above-ground floors), located in Algiers, a city classified within a high seismic hazard zone. The study was carried out in accordance with the Algerian Earthquake-Resistant Design Code 2024, incorporating the latest updates introduced in this revision compared to the 2003 version.

To investigate the influence of shear deformation on the overall dynamic response of the structure, a comparative study was conducted between the Euler-Bernoulli and Timoshenko beam theories, applying the Newmark method for numerical time integration. In order to accurately simulate the effects of an earthquake, the accelerogram method was employed, offering a realistic representation of ground motion as applied to the building model.

Keywords: Seismic analysis; Algerian Seismic Code 2024; Euler-Bernoulli and Timoshenko theories; Newmark integration; Accelerogram simulation.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE	
I.1. Introduction.....	3
I.2. Comportement de la structure sous l'effet d'une force sismique.....	3
I.2.1. Nature des sollicitations sismiques	3
I.2.2. Réaction de la structure au cours d'un séisme	5
I.2.3. Paramètres de la structure influençant la réponse sismique	5
I.2.4. Interaction entre les paramètres	6
I.3. La réglementation parasismique en Algérie : RPA 2024	7
I.4. Évolution réglementaire : Changements du RPA 2024 par rapport au RPA 2003	8
I.4.1. Évolution du Zonage Sismique	8
I.4.2. Accélération Sismique et Coefficients Associés	8
I.4.3. Coefficient de Comportement (R)	8
I.4.4. Facteur de Qualité et Régularité (Q_f)	8
I.4.5. Spectre de réponse horizontal	9
I.4.6. Spectre de réponse vertical	9
I.4.7. Combinaisons d'Actions Sismiques	10
I.4.8. Vérification de l'effort tranchant a la base	10
I.4.9. Vérification de l'Effort Normal Réduit	10
I.4.10. Coefficients partiels de sécurité	11
I.4.11. Infrastructure et Fondations	11
I.4.12. Ferrailage des éléments structuraux	11
I.5. Les méthodes de calcul sismique intégrées dans la réglementation	11
I.5.1. L'analyse statique équivalente	11
I.5.2. Analyse modale spectrale	12
I.5.3. Analyse dynamique par accélérogramme	13
I.6. Théorie des poutres.....	17
I.6.1. Classification des Théories des Poutres	18
I.6.2. Théorie d'Euler-Bernoulli	18
I.6.3. Théorie de Timoshenko	19
I.7. Importance du cisaillement dans les constructions courtes	21
I.8. Conclusion	22

CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1. Introduction	24
II.2. Présentation de l'ouvrage	24
II.3. Caractéristiques architecturales	25
II.3.1. Dimensions en plan:	25
II.3.2. En élévation:	25
II.4. La régularité de la structure	26
II.5. Système de contreventement	26
II.6. Les planchers	27
II.7. Classification de l'ouvrage selon RPA2024	27
II.7.1. Classification selon son importance :.....	27
II.7.2. Classification du site :	27
II.8. Caractéristiques des matériaux	27
II.8.1. Béton :	28
II.8.2. Aciers:.....	30
II.9. Conclusion.....	32

CHAPITRE III :DESCENTE DE CHARGES & PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

III.1. Introduction	34
III.2. Prédimensionnement des dalles.....	34
III.2.1. Plancher en dalle pleine :	34
III.3. Evaluation des Charges et surcharges.....	35
III.3.1. Plancher terrasse inaccessible :.....	35
III.3.2. Plancher étage courant :	36
III.3.3. Acrotère :	37
III.3.4. Les escaliers :.....	38
III.3.5. Les murs :	40
III.4. Prédimensionnement des poutres	40
III.4.1. Pré dimensionnement des Poutres :	41
III.5. Prédimensionnement des Poteaux	42
III.5.1. Calcul des surfaces offertes aux poteaux :	42
III.5.2. Calcul des charges et surcharges revenant à poteau P ₁ :.....	42

III.5.3. Calcul de la section réduite B_r et le prédimensionnement des poteaux :	43
III.5.4. Vérification de l'effort normal réduit :	45
III.5.5. Vérification des articles 7.4.1 de RPA2024 :	46
III.6. Prédimensionnement des voiles	47
III.6.1. Pré-dimensionnement des voiles de contreventement :	48
III.6.2. Pré-dimensionnement des voiles périphériques :	49
III.7. Conclusion.....	49

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction	52
IV.2. Modélisation à l'aide du logiciel ROBOT.....	52
IV.2.1. Description du logiciel ROBOT:	52
IV.2.2. Les différentes vues du modèle numérique :	52
IV.3. Calcul du poids total de la structure W :	55
IV.4. Analyse dynamique de la structure :	56
IV.4.1. Répartition des masses :	56
IV.4.2. La matrice de souplesse :.....	57
IV.5. L'impact de la déformation due au cisaillement sur les périodes de vibration :	61
IV.5.1. Interprétation des résultats :.....	61
IV.6. Conclusion.....	62

CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE SELON RPA2024

V.1. Introduction.....	64
V.2. Méthode statique équivalente	64
V.2.1. Condition d'application :	64
V.2.2. Calcul de la force sismique :.....	64
V.2.3. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :	71
V.3. Méthode d'analyse modale spectrale	73
V.3.1. Nombre de modes à considérer :	73
V.3.2. Combinaison des réponses modales :.....	74
V.3.3. Résultats de l'analyse modale du modèle 3D :	75
V.3.4. Introduction de la force sismique :	77
V.3.5. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :.....	78

V.3.6. Justification de la sécurité :.....	79
V.4. Application de la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme au calcul de la réponse sismique	85
V.4.1. Méthodes de l'accélération moyenne :.....	86
V.4.2. Les déplacements :	87
V.4.3. Les vitesses :	89
V.4.4. Les accélérations :	90
V.4.5. Comparaison des résultats :	92
V.4.6. Interprétation des résultats :.....	92
V.5. Conclusion :	93

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

VI.1. Introduction	95
VI.2. Étude des poutres.....	95
VI.2.1. Les sollicitations extrêmes sur les poutres :	95
VI.2.2. Croquis de ferrailage des poutres :	98
VI.3. Étude des poteaux.....	99
VI.3.1. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :	99
VI.3.2. Vérification spécifique sous sollicitations normales :	100
VI.3.3. Les sollicitations extrêmes sur les poteaux :	100
VI.3.4. Calcul de ferrailage des poteaux :	101
VI.3.5. Croquis de ferrailage des poteaux :	105
VI.4. Étude des voiles.....	105
Vérification des voiles sous les sollicitations normales :	105
Tableau VI.9 : Vérification des voiles sous les sollicitations normales.	106
VI.4.1. Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux :.....	106
VI.4.2. Ferrailages des voiles et des trumeaux :	106
VI.4.3. Sollicitations extrêmes sur les voiles :.....	107
VI.4.4. Les schémas de ferrailage des voiles :.....	110
VI.5. Étude des dalles	111
VI.5.1. Sollicitations extrêmes et ferrailage des dalles :	111
VI.5.2. Schéma de ferrailage de la dalle :.....	112
VI.6. Étude des escaliers.....	113

VI.6.1. Ferrailage des escaliers:	114
VI.6.2. Vérifications :	115
VI.6.3. Schéma de ferrailage des escaliers :	116
VI.7. Ferrailage de l'acrotère	116
VI.8. Conclusion	117

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1. Introduction.....	119
VII.2. Etude de l'infrastructure	119
VII.2.1. Le choix de fondation :	119
VII.2.2. Choix de type de fondations :	119
VII.2.3. Radier général :	122
VII.2.4. Vérifications Nécessaires :.....	123
VII.2.5. Sollicitation de calcul :	127
VII.2.6. Ferrailage du radier :	131
VII.2.7. Vérification des contraintes :	131
VII.2.8. Ferrailage des nervures du radier :.....	132
VII.2.9. Armatures transversales:	132
VII.3. Conclusion	134
COCLUSION GENERALE.....	135

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

ANNEXES

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Effet des sollicitations sismiques horizontales sur des structures conçues pour charges verticales.....	4
Figure I.2 : forces d'inertie créées par la structure.....	4
Figure I.3 : Influence de la rigidité.....	6
Figure I.4 : Spectre de réponse horizontal RPA2003.....	9
Figure I.5 : Spectre de réponse horizontal RPA2024.....	9
Figure I.6 : Spectre de réponse vertical RPA2024.....	10
Figure I.7 : construction soumise à une excitation sismique.....	13
Figure I.8 : (a) Théorie d'Euler Bernoulli ; (b) Théorie de Timoshenko	21
Figure II.1 : vue en plan	25
Figure II.2 : vue en élévation.....	26
Figure II.3 : Diagramme parabole rectangle des Contraintes Déformations du béton.	29
Figure II.4 : Diagramme des Contraintes Déformations du béton dans le domaine élastique linéaire	30
Figure II.5 : Diagramme des Contraintes Déformations de l'acier.....	31
Figure III.1 : Dalle pleine	34
Figure III.2 : Détails d'un plancher en dalle pleine en béton armé (Plancher terrasse inaccessible)	35
Figure III.3 : Détails d'un plancher en dalle pleine en béton armé (Plancher étage).	36
Figure III.4 : Détail d'un acrotère classique en béton armé.....	37
Figure III.5: composantes d'un escalier.	38
Figure III.6: la surface chargée qui revient aux poteaux.....	42
Figure III.7: section réduite de poteau	44
Figure III.8: coupe de voile en élévation.....	48
Figure III.9 : Vue en 3D des voiles de contreventement.....	49
Figure IV.1: Vues en 3-D du modèle numérique de la structure.	53
Figure IV.2 : Vue en plan X-Y du modèle numérique de la structure.....	53
Figure IV.3 : Vue en plan X-Z du modèle numérique de la structure.	54
Figure IV.4 : vue dans le Plan Y-Z du modèle numérique de la structure.	54
Figure IV.5 : Modèle discret (en brochette)	56
Figure IV.6 : Répartition des masses.....	57
Figure IV.7 : Diagramme du moment fléchissant.....	58
Figure IV.8 : Diagramme de l'effort tranchant.	60

Figure V.1 : Allure du mode fondamental (Translation Y).....	76
Figure V.2 : Allure du deuxième mode (Translation X).....	76
Figure V.3 : Allure du troisième mode (Translation X- Torsion Z).	77
Figure V.4 : Allure du spectre de réponse de la structure.....	78
Figure V.5 : schéma explicatif de L'effet P- Δ	81
Figure V.6 : Accélérogramme du séisme de Boumerdès (21 Mai 2003).	85
Figure V.7 : Déplacements du niveau 1.....	87
Figure V.8 : Déplacements du niveau 5.....	88
Figure V.9 : Déplacements du niveau 9.....	88
Figure V.10 : Vitesses du niveau 1.....	89
Figure V.11 : Vitesses du niveau 5.....	89
Figure V.12 : Vitesses du niveau 9.....	90
Figure V.13 : Accélération du niveau 1.....	90
Figure V.14 : Accélération du niveau 5.....	91
Figure V.15 : Accélération du niveau 9.....	91
Figure VI.1 : Ferrailage des poutres.	98
Figure VI.2 : ferrailage des poteaux.	105
Figure VI.3 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant.....	108
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage voile 105×20 (cm ²).	110
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage voile 250×20 (cm ²).	111
Figure VI.6 : Schéma de ferrailage voile 330×20 (cm ²).	111
Figure VI.7 : Ferrailage de la dalle en travée.	112
Figure VI.8 : Ferrailage de la dalle sur appuis.	113
Figure VI.9 : Schéma statique de l'escalier.	113
Figure VI.10 : Ferrailage des escaliers.....	116
Figure VI.11 : Ferrailage de l'acrotère.....	116
Figure VII.1 : Schéma de la semelle isolé.....	120
Figure VII.2 : Schéma de la semelle filante.	120
Figure VII.3 : Distribution des contraintes à l'ELS.....	124
Figure VII.4 : Distribution des contraintes à l'ELU.	124
Figure VII.5 : Distribution des contraintes à ELA	125
Figure VII.6 : Distribution des contraintes de cisaillement τ_{xx}	126
Figure VII.7 : Distribution des contraintes de cisaillement τ_{yy}	127

Figure VII.8 : Moments à l'ELU selon xx.	128
Figure VII.9 : Moments à l'ELU selon yy.....	128
Figure VII.10 : Moments à l'ELS selon xx.	129
Figure VII.11 : Moments à l'ELS selon yy.	129
Figure VII.12 : Moments à l'ELA selon xx.	130
Figure VII.13 : Moments à l'ELA selon yy.....	130
Figure VII.14 : Schéma de ferrailage de la dalle de radier.....	131
Figure VII.15 : Ferrailage des nervures de radier.....	134

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1: Valeurs prévues des résistances de béton.....	29
Tableau II.2 : valeurs des modules d'élasticité de béton.....	30
Tableau III.1 : charge due aux planchers en dalle pleine de la terrasse inaccessible.....	36
Tableau III.2 : charge due aux planchers en dalle pleine à l'étage courant.....	37
Tableau III.3 : Descente de charge de palier d'escalier.....	39
Tableau III.4 : Descente de charge de la volée d'escalier.	40
Tableau III.5 : Cloisons en maçonnerie.....	40
Tableau III.6 : valeurs des surfaces revenantes au poteaux.....	42
Tableau III.7 : Les surfaces des poteaux.	46
Tableau IV.1 : calcul du poids de la structure.....	55
Tableau IV.2 : Périodes de vibration et coefficients de participation massique.	59
Tableau IV.3 : Périodes de vibration et coefficients de participation massique.	61
Tableau IV.4 : l'écart entre les périodes de vibration.....	61
Tableau V.1 : Valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant a la base V.....	67
Tableau V.2 : Le rapport masse et rigidité.....	70
Tableau V.3 : Récapitulatif des facteurs de MSE.....	71
Tableau V.4 : Distribution des efforts horizontaux revenant à chaque niveau	72
Tableau V.5 : Distribution des efforts sismiques.	73
Tableau V.6 : Combinaison des réponses modales	74
Tableau V.7 : Résultats de l'analyse modale.	75
Tableau V.8 : Résultante des forces sismiques à la base.	78
Tableau V.9 : les déplacements inter-étage suivant x.....	79
Tableau V.10 : les déplacements inter-étage suivant y.	80
Tableau V.11 : justification vis-à-vis de l'effet $P.\Delta$ suivant x.	82
Tableau V.12 : justification vis-à-vis de l'effet $P.\Delta$ suivant y.	82
Tableau V.13 : Calcul des moments de renversement suivant x.....	83
Tableau V.14 : Calcul des moments de renversement suivant y.	84
Tableau V.15 : vérification de la stabilité au renversement.....	84
Tableau V.16 : Tableau récapitulatif des résultats.....	92
Tableau VI.1 : Les sollicitations extrêmes sur les poutres.	95
Tableau VI.2 : Armatures longitudinales des poutres.	97
Tableau VI.3 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.	100

Tableau VI.4 : Vérification spécifique sous sollicitations normales.....	100
Tableau VI.5 : Les sollicitations extrêmes sur le poteau 50×50 (cm ²).	101
Tableau VI.6 : ferrailage de poteau 50×50 (cm ²).	103
Tableau VI.7 : ferrailage des poteaux.	103
Tableau VI.8 : Armature transversale des poteaux.	104
Tableau VI.9 : Vérification des voiles sous les sollicitations normales.	106
Tableau VI.10 : Vérification de la contraintes limites de cisaillement.	106
Tableau VI.11 : Sollicitations extrêmes sur le voile 250×20 (cm ²).....	107
Tableau VI.12 : Ferrailage des voiles selon les différents cas.....	110
Tableau VI.13 : Sollicitations extrêmes et ferrailage des dalles sens xx	111
Tableau VI.14 : Sollicitations extrêmes et ferrailage des dalles sens yy	112
Tableau VI.15 : ferrailage des escaliers.	115
Tableau VI.16 : Vérification de compression dans le béton à L'ELS.....	116
Tableau VI.17 : Ferrailage de l'acrotère.	116
Tableau VII.1 : Sections des semelles filantes sens y-y.	121
Tableau VII.2 : Vérification des contraintes sous le radier.	125
Tableau VII.3 : Vérification vis-à-vis des sollicitations tangentes.	127
Tableau VII.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations de la dalle.	131
Tableau VII.5 : Ferrailage des panneaux du radier.	131
Tableau VII.6 : Vérification des contraintes.....	131
Tableau VII.7 : Tableau récapitulatif des sollicitations des nervures.	132
Tableau VII.8 : Ferrailage des nervures.	132
Tableau VII.9 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	132
Tableau VII.10 : Choix des armatures transversales.....	133

LISTE DES ABREVIATIONS

RPA2024 : règlement parasismique algérien version 2024 ;

ROBOT : Logiciel de calcul et de modélisation de structures ;

BAEL : : Béton Armé aux Etats Limites ;

CBA : Calcul des ouvrages en Béton Armé ;

CPA : Ciment Portland à Haute Résistance ;

DTR : Document Technique Réglementaire ;

ELU : État Limite Ultime ;

ELS : État Limite de Service ;

HA : Haut Adhérent ;

RL : Rond Lisse ;

SRSS : Square Root of the Sum of Squares (Racine carrée de la somme des carrés);

CQC : Complete Quadratic Combination (Combinaison quadratique complète) .

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 de Chlef (1980) et de Boumerdès (2003), révélant la vulnérabilité du bâti. Ces catastrophes ont conduit à un renforcement progressif de la réglementation parasismique, avec l'adoption récente du RPA 2024. Ce dernier introduit des exigences plus rigoureuses en matière d'analyse dynamique et de performance structurelle.

Dans ce contexte, l'étude du comportement dynamique des structures constitue un enjeu essentiel pour l'ingénieur civil. Elle permet de simuler la réponse d'un bâtiment face à un séisme réel, en prenant en compte ses caractéristiques physiques (masse, rigidité, amortissement) ainsi que les propriétés du mouvement du sol.

Parmi les méthodes d'évaluation de cette réponse dynamique, on a la méthode de Newmark. Elle s'agit d'une méthode d'intégration numérique pas à pas, utilisée pour résoudre les équations différentielles du mouvement en fonction du temps. Cette approche permet de suivre précisément l'évolution des déplacements, vitesses et accélérations d'un système structural soumis à un accélérogramme réel.

Dans le cadre de ce travail, nous appliquons cette méthode à l'analyse d'un bâtiment en béton armé de type R+8 avec sous-sol, soumis à un séisme réel, afin de déterminer sa réponse sismique de manière précise. Le bâtiment est modélisé comme une poutre verticale soumise à une sollicitation sismique à sa base, ce qui permet une approche simplifiée mais représentative de son comportement global. Pour évaluer l'influence des hypothèses de modélisation, une comparaison est réalisée entre deux modèles de poutres : celui basé sur la théorie d'Euler-Bernoulli, qui néglige les effets de cisaillement, et celui fondé sur la théorie de Timoshenko, qui les intègre.

Cette comparaison a pour objectif d'analyser les écarts dans la réponse structurelle prédite par chacun des modèles, et d'apprécier la pertinence de l'un ou l'autre selon les caractéristiques du bâtiment étudié. Ce mémoire vise ainsi à proposer une démarche rigoureuse pour la modélisation dynamique et l'évaluation de la réponse sismique, tout en intégrant les exigences actuelles du RPA 2024, afin de contribuer à une meilleure compréhension des phénomènes dynamiques affectant les bâtiments en zones sismiques.

Organisation de la thèse

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

- Le premier chapitre propose une revue bibliographique sur le comportement des bâtiments face aux séismes, les méthodes d'analyse structurale, ainsi qu'une comparaison entre les versions 2003 et 2024 du RPA. Il présente aussi les principes des méthodes d'intégration directe et des théories de poutres, utiles à la modélisation.
- Le deuxième chapitre présente en détail l'ouvrage étudié. Il décrit ses caractéristiques architecturales et structurales, notamment la géométrie, les matériaux utilisés, la répartition des éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles).
- Le troisième chapitre est dédié au pré-dimensionnement des éléments structuraux. Cette étape permet de définir les dimensions approximatives des composants de la structure en se basant sur des charges estimées.
- Le quatrième chapitre aborde l'étude dynamique, avec l'identification des périodes propres et modes de vibration, nécessaires à l'analyse sismique.
- Le cinquième chapitre est consacré à l'analyse sismique basée sur un accélérogramme réel, en utilisant la méthode de Newmark pour déterminer la réponse dynamique (déplacements, vitesses, accélérations) du bâtiment.
- Les sixième et septième chapitre traitent respectivement du ferrailage des éléments en béton armé et de l'étude de l'infrastructure, incluant la conception des fondations selon les efforts sismiques transmis.

Cette démarche vise à proposer une analyse complète, fiable et conforme aux normes algériennes récentes, pour mieux comprendre et prévoir le comportement des bâtiments soumis à des séismes réels.

CHAPITRE I :
RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. Introduction

Les séismes comptent parmi les catastrophes naturelles les plus redoutables, tant par leur imprévisibilité que par la gravité des dégâts qu'ils engendrent. Ils peuvent causer d'importantes pertes humaines, détruire des infrastructures vitales et désorganiser durablement la vie économique et sociale d'un pays. En Algérie, où la sismicité est modérée à forte, notamment dans les régions nord. Le séisme de Boumerdès en 2003, l'un des plus dévastateurs, a souligné la nécessité urgente de renforcer la prévention et d'améliorer les techniques de construction.

Face à cette réalité ; ce chapitre s'inscrit dans cette logique en proposant une synthèse des connaissances actuelles sur les séismes et leurs effets sur les constructions.

Il s'intéressera également à l'évolution des normes de construction parasismique en Algérie, notamment à travers les changements introduits par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024). Par ailleurs, une attention particulière sera portée aux différentes méthodes de calcul sismique, permettant d'évaluer la réponse des structures face à un séisme

I.2. Comportement de la structure sous l'effet d'une force sismique

I.2.1. Nature des sollicitations sismiques :

Les sollicitations sismiques sont des actions dynamiques imposées aux structures lors d'un tremblement de terre. Elles résultent principalement des mouvements du sol engendrés par la libération soudaine d'énergie dans la croûte terrestre. Ces sollicitations se distinguent par leur intensité, leur durée, leur direction (horizontale et verticale), ainsi que par leur caractère aléatoire.

Les structures sont traditionnellement conçues pour résister à des charges verticales permanentes, telles que le poids propre et les charges d'exploitation. Cependant, lors d'un séisme, des forces horizontales dynamiques apparaissent, pouvant engendrer des déformations importantes, voire des effondrements, si elles ne sont pas prises en compte dès la phase de conception ; Il est donc essentiel d'intégrer ces sollicitations dans les analyses structurelles pour garantir la sécurité des ouvrages. [1]

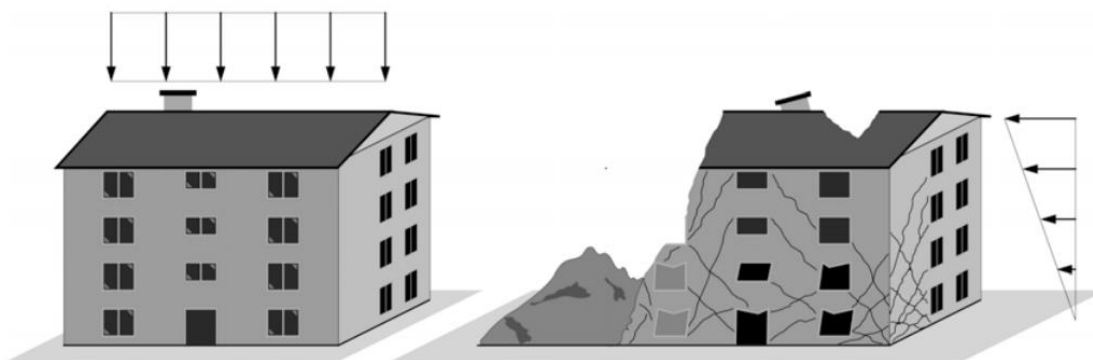


Figure I.1 : Effet des sollicitations sismiques horizontales sur des structures conçues pour charges verticales.

I.2.1.1. Les sollicitations horizontales :

Ce sont les plus destructrices ; elles proviennent des déplacements latéraux du sol, et leur action sur les structures génère des forces d'inertie proportionnelles à la masse de chaque niveau. La force inertielle horizontale est donnée par la relation :

$$F_h = m \cdot a_h$$

Où :

F_h : est la force horizontale,

m : est la masse de l'élément structurel (étage, dalle, etc.),

a_h : est l'accélération horizontale du sol.

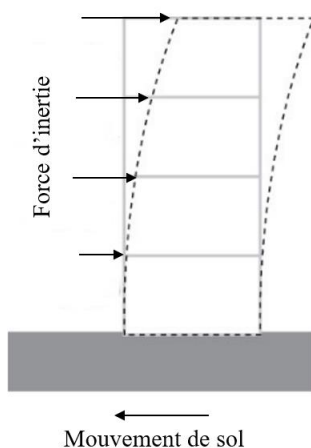


Figure I.2 : forces d'inertie créés par la structure.

En plus des forces horizontales, les séismes génèrent également des forces verticales souvent négligées, mais qui peuvent être significatives, notamment à proximité de l'épicentre.

I.2.1.2. Les sollicitations verticales :

Elles proviennent de l'onde P (primaire), qui agit selon la direction verticale. Elles génèrent des forces d'inertie pouvant temporairement augmenter ou diminuer les charges sur la structure. [2]

Le mouvement sismique vertical a une incidence directe sur le comportement au cisaillement des éléments en béton armé. La force verticale est exprimée par :

$$F_v = m \cdot a_v$$

Où a_v est l'accélération verticale du sol.

I.2.2. Réaction de la structure au cours d'un séisme :

Lors d'un séisme, les mouvements du sol sont transmis aux fondations, qui les communiquent à toute la structure. Ce déplacement brusque génère des forces d'inertie, proportionnelles à la masse de la structure, qui provoquent des oscillations. Pour y résister, les éléments porteurs comme les poteaux, poutres ou voiles se déforment.

Si la période propre d'un bâtiment correspond à la fréquence du séisme, il peut se produire un phénomène de résonance, où les oscillations sont fortement amplifiées, augmentant les risques de dommages graves.

Par ailleurs, si le séisme est intense, la structure peut entrer en régime non linéaire : des fissures apparaissent, certains matériaux se plastifient, et la rigidité évolue pendant le mouvement. Cela complique encore plus la réponse, surtout si la structure est irrégulière en plan ou en hauteur, ce qui peut causer des efforts supplémentaires localisés ou des effets de torsion dangereux.

I.2.3. Paramètres de la structure influençant la réponse sismique :

La réponse de la structure dépend de ses caractéristiques dynamiques, en particulier de sa masse, sa rigidité et son amortissement.

- **Influence de la masse :**

La masse d'une structure a un effet direct sur les efforts sismiques qu'elle subit. En effet, selon la deuxième loi de Newton : $F = m \times a$; plus la masse est élevée, plus les forces d'inertie sont importantes.

Une mauvaise répartition de cette masse peut provoquer des déséquilibres dynamiques et des effets de torsion, augmentant localement les risques de dommages.

- **Influence de la rigidité :**

La rigidité est la capacité d'une structure à résister aux déformations sous l'effet d'efforts latéraux. Une structure rigide présente une période propre de vibration plus courte, ce qui la rend moins sensible aux séismes de longue période, mais potentiellement plus vulnérable aux accélérations rapides. À l'inverse, une structure souple se déforme davantage, mais est moins sujette aux forces d'inertie importantes.

Une répartition inégale de la rigidité, notamment un étage plus souple (étage faible), peut entraîner des concentrations d'efforts et des risques d'effondrement localisé.

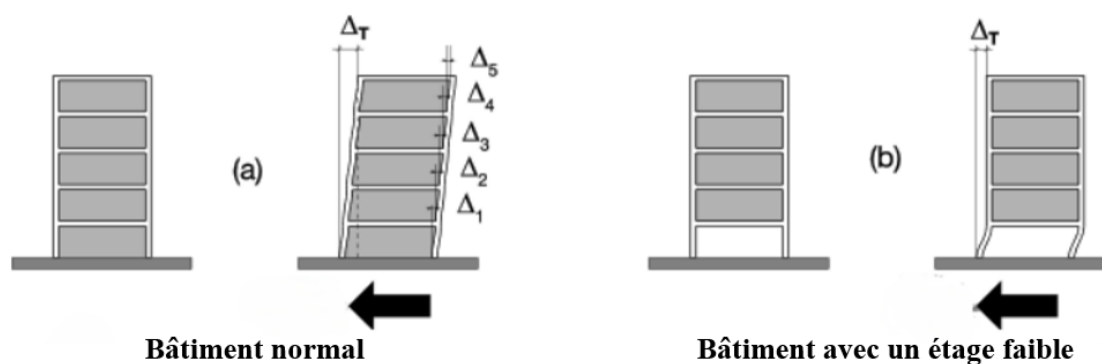


Figure I.3 : Influence de la rigidité.

- **Influence de l'amortissement :**

L'amortissement réduit les oscillations d'une structure pendant un séisme en dissipant l'énergie vibratoire. Plus l'amortissement est élevé, moins les déplacements et efforts internes sont importants. Dans les structures réelles, l'amortissement naturel est généralement faible, de l'ordre de 2 à 5 %. Il provient du frottement interne des matériaux, des joints de connexion, ou des interactions sol-structure.

I.2.4. Interaction entre les paramètres :

La réponse réelle d'une structure à un séisme est le résultat de l'interaction complexe entre la masse, la rigidité et l'amortissement. Par exemple, une structure lourde mais très rigide pourrait présenter des accélérations internes très élevées, tandis qu'une structure légère et bien amortie pourrait mieux dissiper l'énergie sismique.

De plus, les effets géométriques, les conditions aux limites, la hauteur du bâtiment, et la régularité en plan et en élévation influencent également la répartition des sollicitations. Une conception parasismique efficace doit donc considérer l'ensemble de ces paramètres dès les

premières phases du projet, en s'appuyant sur des méthodes d'analyse dynamique adaptées et sur les normes en vigueur, comme le RPA 2024.

I.3. La réglementation parasismique en Algérie : RPA 2024

Le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024) s'inscrit dans une logique d'amélioration continue des normes de sécurité des constructions face aux risques sismiques. Cette révision du RPA 2003 vise à renforcer la fiabilité des structures, tout en tenant compte des réalités socio-économiques du pays. [3]

Parmi les points les plus marquants retenus pour cette nouvelle version du RPA sont nombreux et traduisent une volonté de renforcer la clarté, la cohérence technique et l'efficacité :

- **Clarification du champ d'application** : Le règlement précise son domaine d'application et sa complémentarité avec d'autres DTR, afin de limiter les ambiguïtés sur les types de bâtiments et les zones concernées.
- **Nouveau zonage sismique et catégorisation des bâtiments** : Révision du zonage sismique et meilleure classification des structures selon leur importance (ordinaires, sensibles, stratégiques), en lien avec les performances attendues.
- **Prise en compte des actions sismiques verticales** : Intégration des effets des ondes P dans les calculs, notamment pour les structures complexes ou critiques.
- **Exigences sur le choix de site** : Importance accordée à la géologie locale, aux risques (liquéfaction, glissements de terrain), et aux effets topographiques dès la conception.
- **Méthodes de calcul sismique** : Trois méthodes sont détaillées (statique équivalente, modale spectrale, dynamique par accélogrammes), avec une ouverture vers les méthodes non linéaires comme le Push-over.
- **Critères de sécurité et prescriptions constructives** : Définition de règles pour assurer la résistance sismique (contreventement, traitement des éléments non-structuraux, continuité des charges), adaptées aux matériaux usuels et aux fondations.
- **Innovation et technologies avancées** : Introduction de l'isolation sismique à la base comme solution pour améliorer la performance des bâtiments sensibles face aux séismes.

I.4. Évolution réglementaire : Changements du RPA 2024 par rapport au RPA 2003

I.4.1. Évolution du Zonage Sismique :

Dans le RPA 99 version 2003, l'Algérie était divisée en 5 zones sismiques allant de la zone 0 (sismicité négligeable) à la zone III (sismicité élevée). Le RPA 2024 introduit une classification plus détaillée avec 7 zones : de la zone 0 (très faible) jusqu'à la zone VI (élevée), permettant une meilleure gradation des exigences parasismiques selon le risque réel.

I.4.2. Accélération Sismique et Coefficients Associés :

Le RPA 2003 fixait l'accélération sismique maximale à 0.4g, sans tenir compte du coefficient d'importance ni du site. Le RPA 2024, quant à lui, abaisse cette valeur maximale à 0,3g, mais introduit deux nouveaux coefficients importants :

- Le coefficient d'importance (I), pouvant aller jusqu'à 1.4 selon l'usage du bâtiment.
- Le coefficient de site (S), variant entre 1 et 1.8, pour tenir compte des effets de sol.

I.4.3. Coefficient de Comportement (R) :

Le coefficient de comportement (R), qui réduit les efforts sismiques pour tenir compte de la dissipation d'énergie, a été revu :

- Pour les voiles, R passe de 3.5 (RPA 2003) à 4.5 (RPA 2024), à condition d'éviter l'effet noyau. Si ce n'est pas le cas, R est abaissé à 3.
- Pour les ossatures sans remplissage en maçonnerie, R passe de 5 à 5.5.
- Pour les ossatures avec remplissage, R reste inchangé à 3.5.
- Un nouveau cas est introduit : voiles peu armés, avec $R = 1.5$

I.4.4. Facteur de Qualité et Régularité (Q_f) :

Le facteur de qualité Q_f , qui dépend de la régularité en plan et en élévation de la structure, est raffiné dans le RPA 2024. Il permet de réduire les efforts sismiques si la structure est régulière, avec des valeurs passant de 1.3 (RPA 2003) à 1.05 (RPA 2024) dans les meilleurs cas. Cela incite à une conception plus régulière pour optimiser la réponse sismique.

I.4.5. Spectre de réponse horizontal :

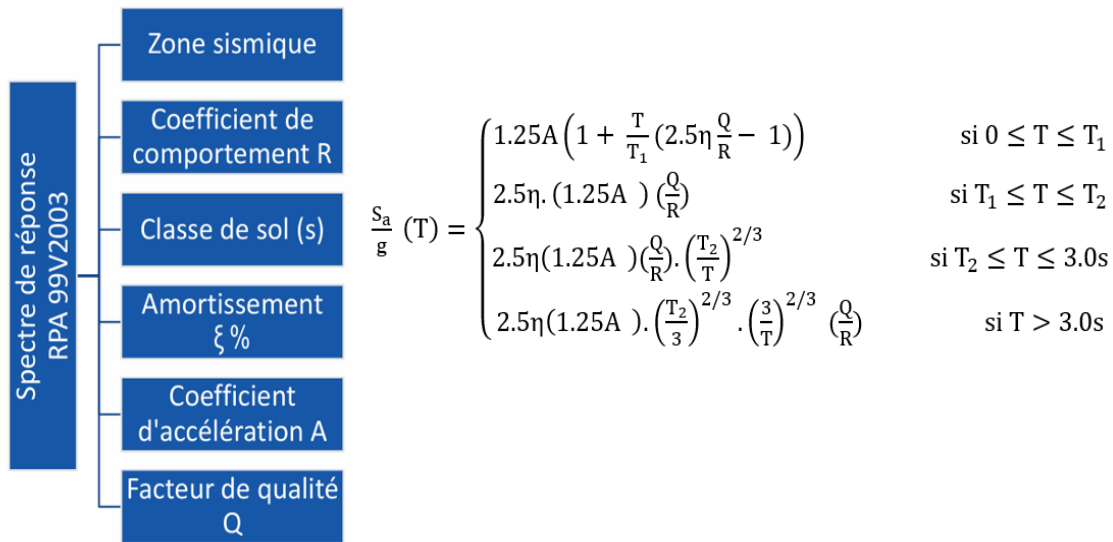


Figure I.4 : Spectre de réponse horizontal RPA2003.

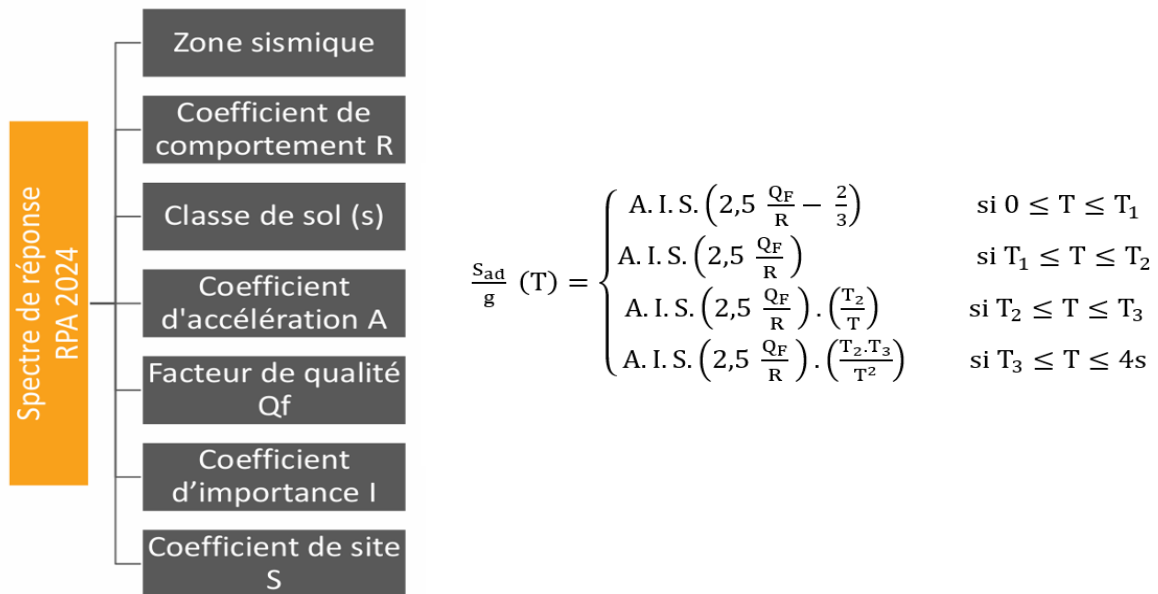


Figure I.5 : Spectre de réponse horizontal RPA2024.

I.4.6. Spectre de réponse vertical :

Le RPA 2024 introduit une analyse du spectre vertical en plus du spectre horizontal, contrairement au RPA 2003. Des conditions précises sont définies pour la prise en compte de la composante verticale, notamment pour les éléments horizontaux longs, précontraints ou en console.

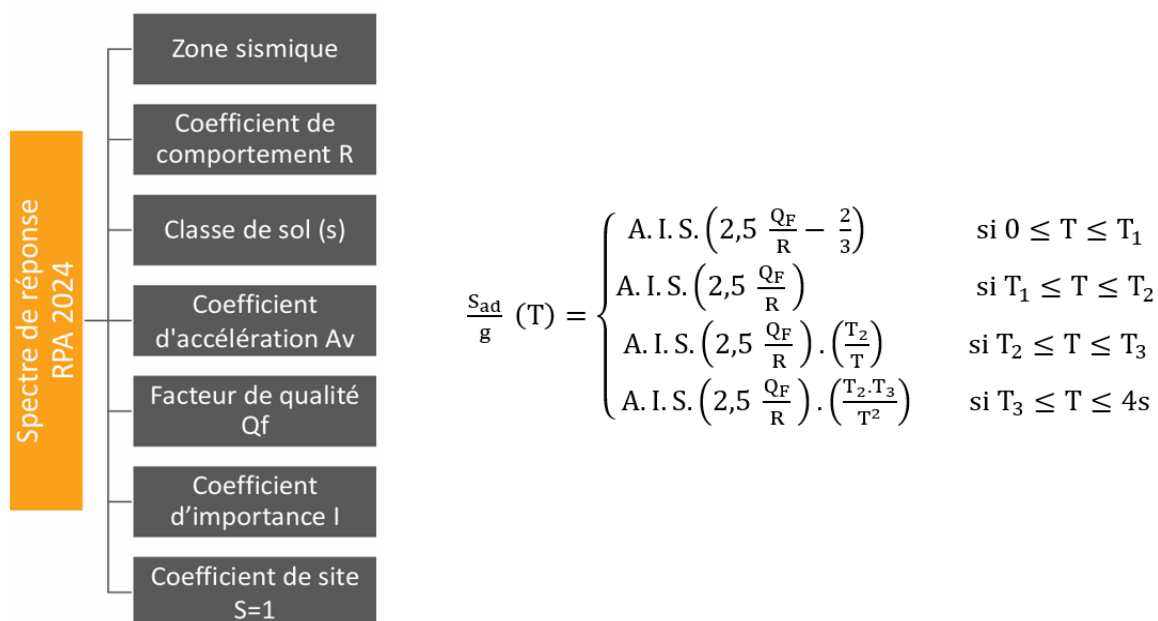


Figure I.6 : Spectre de réponse vertical RPA2024.

I.4.7. Combinaisons d’Actions Sismiques :

Le RPA 2003 se limitait à des combinaisons simples du type $G + Q \pm E$, voire $0.8G \pm E$. Le RPA 2024 introduit des combinaisons plus précises :

- Pour les actions horizontales : E1, E2 ;
- Pour les actions verticales : E3, E4, E5.

I.4.8. Vérification de l'effort tranchant a la base :

Le calcul de l'effort tranchant à la base est conservé dans les deux directions orthogonales, mais il est lié à des coefficients plus détaillés (R, I, S, Q_f) et à des spectres de réponse enrichis.

RPA 2003 : $V = \frac{A.D.Q}{R} . W$

RPA 2024 : $V = \lambda . \frac{S_{ad}}{g} (T_0) . W$

I.4.9. Vérification de l’Effort Normal Réduit :

La limite de l’effort normal réduit pour les poteaux passe de 0.3 (RPA 2003) à 0.35 (RPA 2024). Une nouveauté importante est l’introduction de cette vérification pour les voiles également, avec une limite fixée à 0.4.

I.4.10. Coefficients partiels de sécurité :

Le RPA 2003 utilise les coefficients partiels $\gamma_s = 1.00$ pour l'acier et $\gamma_b = 1.15$ pour le béton pour le RPA24 conserve $\gamma_s = 1.00$ mais augmente γ_b à 1.20, cette évolution traduit une volonté d'améliorer la sécurité en intégrant plus de marge sur les matériaux.

I.4.11. Infrastructure et Fondations :

Le RPA 2024 maintient les catégories S_1 à S_4 (rocheux à très meuble), mais introduit une nouvelle catégorie S_s , nécessitant des études spécifiques. Il impose aussi une profondeur minimale des sondages géotechniques de 30 mètres, sauf si le substratum rocheux est atteint plus tôt exigence absente du RPA 2003.

- **Ouvrages de soutènement :** Le RPA 2024 élargit la validité de la méthode statique équivalente aux murs de soutènement jusqu'à 10 m (contre 6 m dans le RPA 2003). Le coefficient de sécurité au glissement est relevé à 1.25, tandis que celui au renversement reste à 1.30.

I.4.12. Ferrailage des éléments structuraux :

- **Les poteaux et poutres :** Le ferrailage des poteaux voit une augmentation des pourcentages d'armatures minimales, recouvrements augmentés jusqu'à +25 %.

Concernant les poutres, le RPA 2024 impose : Longueur de recouvrement augmentée jusqu'à $60\emptyset$; Armatures symétriques obligatoires dans les poutres secondaires.

- **Les voiles :** Plusieurs changements majeurs apparaissent dans le RPA 2024 :
 - Épaisseur minimale des parties confinées des voiles portée à 20 cm ;
 - Vérification de l'effort normal réduit obligatoire ;
 - Méthodologie de ferrailage précisée pour les voiles élancés ou courts ;
 - Introduction d'enveloppes majorant l'effort tranchant et les moments de flexion.

I.5. Les méthodes de calcul sismique intégrées dans la réglementation :

I.5.1. L'analyse statique équivalente :

L'analyse statique équivalente est l'une des méthodes fondamentales de dimensionnement sismique. Elle repose sur une simplification du problème dynamique complexe : les forces sismiques réelles, qui varient dans le temps et l'espace, sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Ces forces sont dites « équivalentes » dans la mesure où elles produisent sur la structure des effets (solicitations, déformations) comparables à ceux d'un séisme de dimensionnement.

Cependant, il est important de souligner que les forces et déformations calculées à l'aide de cette méthode sont inférieures à celles réellement induites par un séisme majeur. Cette sous-estimation est compensée par l'introduction d'un coefficient de comportement (R) qui tient compte de la ductilité et de la capacité de dissipation d'énergie de la structure. En d'autres termes, on admet que la structure ne reste pas purement élastique mais qu'elle entre en régime plastique contrôlé, capable d'absorber une partie de l'énergie sismique sans s'effondrer. [3]

I.5.1.1. Domaines d'application :

Cette méthode constitue une approche simple et largement utilisée pour les structures régulières et de hauteur modérée. Toutefois, sa fiabilité dépend directement de la qualité de la conception et de l'exécution, et elle n'est pas adaptée aux bâtiments irréguliers ou situés en zones à fort risque sismique, pour lesquels des analyses dynamiques modales sont recommandées.

I.5.2. Analyse modale spectrale :

L'analyse modale spectrale est une méthode utilisée pour évaluer la réponse sismique d'une structure en tenant compte des effets de chaque mode de vibration individuellement. Cette approche repose sur la décomposition du comportement dynamique global en une série de modes propres, chacun caractérisé par une période, une forme de déformation et une masse participante. [3]

I.5.2.1. Utilisation du spectre de réponse :

Pour chaque mode de vibration, on détermine le maximum des effets induits par les forces sismiques, en utilisant un spectre de réponse de calcul. Ce spectre fournit l'amplitude de réponse (accélération, vitesse, déplacement) en fonction de la période propre du mode considéré. À partir de ce spectre, on évalue les sollicitations maximales pour chaque mode : déformations, contraintes, déplacements ou efforts internes.

I.5.2.2. Combinaison des effets modaux :

Une fois les effets maximaux obtenus pour chaque mode, ils doivent être combinés pour obtenir la réponse globale de la structure. Cette étape est cruciale car les réponses modales ne se produisent pas simultanément. Pour cela, deux règles principales de combinaison sont utilisées :

- SRSS : adaptée aux modes bien espacés en fréquence, cette méthode suppose que les réponses modales sont statistiquement indépendantes.
- CQC : recommandée lorsque les modes sont proches ou fortement couplés, cette méthode tient compte de la corrélation modale pour une estimation plus précise.

Grâce à cette combinaison, on obtient une estimation réaliste de la réponse sismique totale de la structure, intégrant les contributions significatives de tous les modes pertinents.

I.5.2.3. Limites d'application :

Cependant, lorsque la complexité du comportement structural dépasse les capacités de la méthode modale spectrale ; notamment en cas de non-linéarités, d'irrégularités marquées ou de séismes très intenses ; il devient nécessaire d'adopter une analyse plus réaliste dans le domaine temporel, à savoir l'analyse dynamique par accélérogramme.

I.5.3. Analyse dynamique par accélérogramme :

I.5.3.1. Principe de la méthode :

L'analyse dynamique par accélérogramme simule la réponse sismique d'une structure en utilisant un enregistrement réel ou synthétique de séisme, appliqué dans le domaine temporel. Elle permet de capturer avec précision les effets dynamiques complexes, y compris les comportements non linéaires, les irrégularités structurelles et les effets de site.

I.5.3.2. Méthodes d'intégration directe :

La réponse d'un bâtiment soumis à une excitation sismique quelconque peut être déterminée en utilisant l'intégrale de Duhamel ou par le biais de méthodes d'intégration numérique pas à pas, telles que la méthode de Newmark ou la méthode de Wilson- θ . Dans le cas d'une sollicitation sismique, l'excitation extérieure appliquée à la structure est représentée par une force équivalente, proportionnelle à l'accélération du sol. [4]

Cette force d'inertie notée $F(t)$ est donnée par l'expression : $F(t) = -m \times \ddot{x}_s(t)$

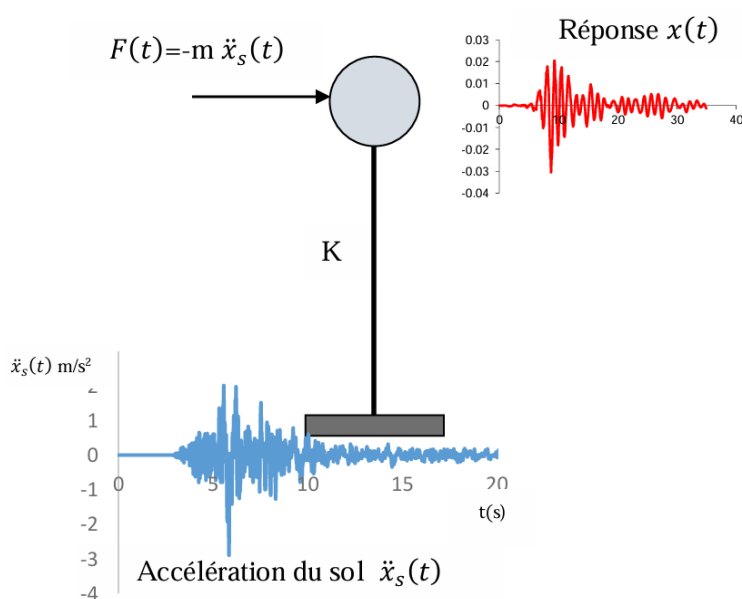


Figure I.7 : construction soumise à une excitation sismique.

La méthode d'intégration directe traite les cas où la force est quelconque comme, le séisme, le vent, une explosion, elle est valable dans le cas d'un comportement linéaire ou non linéaire et pour une matrice d'amortissement quelconque, en plus cette approche ne nécessite pas de calcul des modes de vibration.

Lors d'un séisme de forte intensité, l'hypothèse de linéarité des matériaux devient inappropriée, car les éléments structuraux peuvent entrer dans un domaine de comportement non linéaire. C'est pourquoi des méthodes numériques dites d'intégration directe pas à pas ont été développées pour résoudre les équations différentielles du mouvement dans le domaine temporel. Ces méthodes permettent d'obtenir la réponse dynamique d'un système à partir d'un enregistrement sismique réel. Parmi les méthodes les plus courantes, on trouve :

- **Méthode des différences centrales :**

Cette méthode explicite est simple à mettre en œuvre et bien adaptée pour les structures linéaires peu amorties. Elle calcule la réponse à partir de valeurs connues aux pas de temps précédents. Elle est conditionnellement stable, c'est-à-dire que le pas de temps utilisé doit être inférieur à une certaine limite (le pas critique) pour garantir la stabilité des résultats.

- **Méthode de Wilson- θ :**

Il s'agit d'une méthode implicite qui introduit un paramètre θ (généralement $\theta = 1.4$) pour améliorer la stabilité de la solution. Elle est inconditionnellement stable pour un choix approprié de θ et permet de traiter efficacement les systèmes non linéaires. Elle repose sur une extrapolation de la réponse à un temps futur, ce qui la rend robuste mais plus coûteuse en calcul.

- **Méthode de Newmark :**

La méthode de Newmark est une méthode d'intégration implicite largement utilisée en dynamique des structures. Elle repose sur deux paramètres (β et γ) qui permettent d'ajuster la stabilité et la précision. Selon leur valeur, on peut obtenir une méthode stable ou non. Pour des valeurs comme $\beta = 1/4$ et $\gamma = 1/2$, la méthode devient inconditionnellement stable et très utilisée dans les analyses sismiques.

- **Méthode de l'accélération moyenne (Newmark – $\beta = 1/4$, $\gamma = 1/2$) :**

Cette méthode est une version particulière de la méthode de Newmark. Elle est implicite et inconditionnellement stable pour les systèmes linéaires. Elle offre un bon compromis entre précision et stabilité numérique. Elle suppose que l'accélération varie linéairement dans

l'intervalle de temps, ce qui permet de mettre à jour les déplacements et les vitesses à chaque pas de temps.

Ces méthodes d'intégration direct transforment le système d'équations différentielles $M \ddot{x}_t + C \dot{x}_t + K x_t = F_t$ en un système d'équation linéaire $\hat{K} x_{t+\Delta t} = \hat{F}_{t+\Delta t}$; qui sera résolu à chaque pas de temps, facilitant ainsi leur traitement numérique.

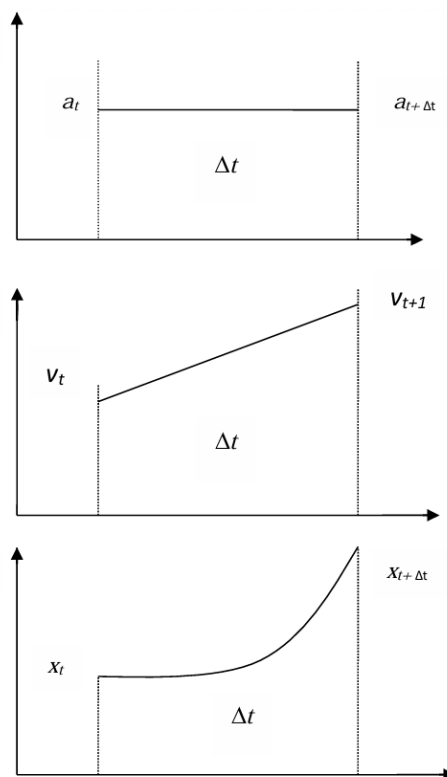
I.5.3.3. Méthodes de l'accélération moyenne :

La résolution pas à pas des équations différentielles du mouvement telles que formulées dans l'équation générale du mouvement d'une structure :

$$M \ddot{x}_t + C \dot{x}_t + K x_t = F_t \quad (I.1)$$

Repose sur leur transformation en un système d'équations algébriques applicable à chaque incrément de temps Δt . Cette transformation est rendue possible en établissant une relation entre déplacement, vitesse et accélération valables durant un court intervalle de temps. Ces relations permettent d'exprimer les variations de vitesse et de déplacement en fonction des variations d'accélération, ou inversement.

L'approche adoptée dans cette étude repose sur l'hypothèse d'accélération constante au sein de chaque pas de temps ; cette hypothèse conduit à une variation linéaire des vitesses, une variation quadratique des déplacements. [4]



Autrement dit, l'accélération est supposée constante dans l'intervalle $[t, t+\Delta t]$, ce qui permet d'écrire les expressions incrémentales de la vitesse \dot{x} et du déplacement x en fonction de l'accélération \ddot{x} ; ce qui simplifie considérablement la formulation de l'équilibre à chaque pas de calcul.

L'équation d'équilibre à l'instant $t+\Delta t$ est donnée par :

$$M \ddot{x}_{t+\Delta t} + C \dot{x}_{t+\Delta t} + K x_{t+\Delta t} = F_{t+\Delta t} \quad (I.2)$$

On suppose que l'accélération est constante dans l'intervalle t et $t + \Delta t$:

$$x_{moy} = \frac{x_t + x_{t+\Delta t}}{2} \quad (I.3)$$

Alors la vitesse et le déplacement sont donnés par les relations suivantes :

$$\dot{x}_{t+\Delta t} = \dot{x}_t + \frac{1}{2}(\Delta t) \times (\ddot{x}_t + \ddot{x}_{t+\Delta t}) \quad (I.4)$$

$$x_{t+\Delta t} = x_t + (\Delta t) \times \dot{x}_t + \frac{1}{4}(\Delta t)^2 \times (\ddot{x}_t + \ddot{x}_{t+\Delta t}) \quad (I.5)$$

À partir de l'équation (V.5) on peut récrire l'accélération $\ddot{x}_{t+\Delta t}$ en fonction du $x_{t+\Delta t}$:

$$\frac{1}{4}(\Delta t)^2 \times (\ddot{x}_t + \ddot{x}_{t+\Delta t}) = x_{t+\Delta t} - x_t - (\Delta t) \times \dot{x}_t \quad (I.6)$$

$$\ddot{x}_t + \ddot{x}_{t+\Delta t} = \frac{4}{\Delta t^2} [x_{t+\Delta t} - x_t - (\Delta t) \times \dot{x}_t] \quad (I.7)$$

$$\ddot{x}_{t+\Delta t} = \frac{4}{\Delta t^2} [x_{t+\Delta t} - x_t - (\Delta t) \times \dot{x}_t] - \ddot{x}_t \quad (I.8)$$

La vitesse à l'instant $t + \Delta t$ peut être exprimé en termes de $x_{t+\Delta t}$:

$$\dot{x}_{t+\Delta t} = \dot{x}_t + \frac{1}{2}(\Delta t) \times (\ddot{x}_t + \frac{4}{\Delta t^2} [x_{t+\Delta t} - x_t - (\Delta t) \times \dot{x}_t] - \ddot{x}_t) \quad (I.9)$$

$$\dot{x}_{t+\Delta t} = \dot{x}_t + \frac{1}{2}(\Delta t) \times (\ddot{x}_t + \frac{4}{\Delta t^2} x_{t+\Delta t} - \frac{4}{\Delta t^2} x_t - \frac{4}{\Delta t} \times \dot{x}_t - \ddot{x}_t) \quad (I.10)$$

$$\dot{x}_{t+\Delta t} = \dot{x}_t - 2 \times \dot{x}_t \times (\frac{2}{\Delta t} x_{t+\Delta t} - \frac{2}{\Delta t} x_t + \frac{1}{2} \ddot{x}_t \times (\Delta t) - \frac{1}{2} \ddot{x}_t \times (\Delta t)) \quad (I.11)$$

$$\dot{x}_{t+\Delta t} = \frac{2}{\Delta t} (x_{t+\Delta t} - x_t) - \dot{x}_t \quad (I.12)$$

On remplace les deux équations (V.8) et (V.12) par leur expression dans l'équation (V.2) :

$$M (\frac{4}{\Delta t^2} [x_{t+\Delta t} - x_t - (\Delta t) \times \dot{x}_t] - \ddot{x}_t) + C (\frac{2}{\Delta t} (x_{t+\Delta t} - x_t) - \dot{x}_t) + K x_{t+\Delta t} = F_{t+\Delta t} \quad (I.13)$$

$$-M \ddot{x}_t + \frac{4M}{\Delta t^2} (x_{t+\Delta t} - x_t - (\Delta t) \times \dot{x}_t) - C \dot{x}_t + \frac{2C}{\Delta t} (x_{t+\Delta t} - x_t) + K x_{t+\Delta t} = F_{t+\Delta t} \quad (I.14)$$

Après arrangement, on obtient :

$$\left(\frac{4M}{\Delta t^2} + \frac{2C}{\Delta t} + K\right) x_{t+\Delta t} = F_{t+\Delta t} + C\left(\dot{x}_t + \frac{2}{\Delta t} x_t\right) + M\left(\frac{4}{\Delta t^2} x_t - \frac{4\dot{x}_t}{\Delta t} + \ddot{x}_t\right) \quad (I.15)$$

Donc, on peut écrire l'équation (V.15) sous la forme :

$$\widehat{K} x_{t+\Delta t} = \widehat{F}_{t+\Delta t} \quad (I.16)$$

Avec :

$$\widehat{K} = \left(\frac{4M}{\Delta t^2} + \frac{2C}{\Delta t} + K\right) \quad (I.17)$$

$$\widehat{F}_{t+\Delta t} = F_{t+\Delta t} + C\left(\dot{x}_t + \frac{2}{\Delta t} x_t\right) + M\left(\frac{4}{\Delta t^2} x_t - \frac{4\dot{x}_t}{\Delta t} + \ddot{x}_t\right) \quad (I.18)$$

$$\ddot{x}_{t+\Delta t} = \frac{1}{m} (F_{t+\Delta t} - C \dot{x}_{t+\Delta t} - K x_{t+\Delta t}) \quad (I.19)$$

I.6. Théorie des poutres

De nombreuses théories des poutres ont été développées, elles sont basées sur des hypothèses diverses et conduisent à différents ordres de précision. Les premiers pas faits pour développer une théorie des poutres, ont été abordés par Daniel Bernoulli (1694). Sa contribution connue comme l'hypothèse de Bernoulli considère que la section transversale reste non déformée dans l'état déformé. Sa nouvelle position est définie par les relations entre les déplacements et les déformations. Leonhard Euler (1744), connu par son manuscrit « elastica » [5], a étudié les poutres planes sans déformations de cisaillement. Des contributions ultérieures sont dues à Saint-Venant (1845) par ses hypothèses liées à la torsion. Kirchhoff (1859) a fait une généralisation dans l'espace des travaux d'Euler. Love (1893), connu par la théorie des poutres appelée de Kirchhoff-Love, qui se caractérise par l'ajout d'une déformation axiale de traction. Les frères Cosserat (1907) ont fait une généralisation de la théorie de Kirchhoff, appelée la théorie de Cosserat spéciale.

Toutes ces théories ne prennent pas en considération les déformations de cisaillement et par conséquent les sections transversales restaient toujours orthogonales à la ligne passant par les locus, i.e. les centres de gravité surfacique, le long de la poutre. La première amélioration a été faite par Timoshenko (1921) en tenant compte de l'effet de cisaillement. Un historique sur le développement de la théorie de l'élasticité, y compris les problèmes de flexion des poutres, a été détaillé dans Love et Timoshenko [6]. Depuis ces premiers travaux jusqu'à nos jours, un nombre important de papiers visant à améliorer et développer ces théories ont été publiés, ce qui rend l'impossibilité de les citer tous.

I.6.1. Classification des Théories des Poutres :

En général, les théories des poutres peuvent être classées en trois catégories :

- La théorie d'Euler-Bernoulli appelée la théorie classique des poutres : qui ne considère pas les déformations par cisaillement et s'applique principalement aux poutres longues et élancées.
- Les théories des poutres de déformation de cisaillement : où la théorie de Timoshenko est la plus connue, prenant en compte le cisaillement transversal du premier ordre. Des théories plus avancées intègrent des effets de cisaillement d'ordre supérieur et une distribution non uniforme des déformations.
- La théorie des poutres à trois dimensions : qui modélise complètement les déformations et contraintes dans les trois dimensions, sans approximation sur la forme des sections. [7]

I.6.2. Théorie d'Euler-Bernoulli :

La théorie d'Euler-Bernoulli, également appelée théorie classique de la flexion, est l'un des modèles fondamentaux utilisés en mécanique des structures pour analyser le comportement des poutres soumises à des charges transversales. Elle repose sur des hypothèses simplificatrices permettant de modéliser la déformation des poutres de manière analytique. Cette théorie est particulièrement adaptée aux structures élancées, c'est-à-dire dont la longueur est beaucoup plus grande que les dimensions transversales.

L'hypothèse principale de la théorie d'Euler-Bernoulli est que les sections planes et perpendiculaires à l'axe neutre de la poutre avant déformation restent planes et perpendiculaires après déformation. Cela implique que la déformation due au cisaillement transversal est négligée. Ainsi, le déplacement transversal de la poutre dépend uniquement de la flexion, et la rotation d'une section est égale à la dérivée première du déplacement transversal. Cette simplification permet d'exprimer la courbure de la poutre comme étant proportionnelle à la dérivée seconde du déplacement vertical selon l'axe longitudinal. [8]

I.6.2.1. Relation moment – courbure :

La courbure de la poutre est définie par :

$$\kappa(x) = \frac{d^2w}{dx^2}$$

La relation entre le moment fléchissant et la courbure est :

$$M(x) = EI \cdot \kappa(x) = EI \cdot \frac{d^2w}{dx^2}$$

I.6.2.2. Équation différentielle de la poutre :

L'équilibre des forces et moments appliqués sur un élément infinitésimal conduit à l'équation :

$$EI \cdot \frac{d^4 w}{dx^4} = q(x)$$

Où :

$q(x)$ est la charge répartie appliquée (force par unité de longueur).

C'est l'équation de flexion d'Euler-Bernoulli, équation différentielle du 4^e ordre, valable pour toute poutre mince soumise à des charges normales au plan neutre.

I.6.2.3. Énergie de déformation (souplesse) :

L'énergie de déformation due à la flexion (en négligeant le cisaillement) est donnée par :

$$U = \frac{1}{2} \int_0^L \frac{M(x)^2}{EI} dx$$

C'est à partir de cette expression qu'on peut établir les éléments de la matrice de souplesse :

$$\delta_{ij} = \int_0^L \frac{M_i(x)M_j(x)}{EI} dx$$

Cependant, malgré sa simplicité et son efficacité, la théorie d'Euler-Bernoulli présente certaines limitations. Elle devient inappropriée dans le cas de poutres courtes ou épaisses, où les déformations de cisaillement ne peuvent plus être négligées. Dans de tels cas, l'utilisation de la théorie de Timoshenko, qui prend en compte ces effets, devient nécessaire. De plus, la théorie d'Euler-Bernoulli ne permet pas une modélisation précise des vibrations à haute fréquence ni des matériaux composites ou hétérogènes.

I.6.3. Théorie de Timoshenko :

La théorie de Timoshenko constitue une amélioration majeure de la théorie classique d'Euler-Bernoulli en prenant en compte les effets du cisaillement transversal et de la rotation des sections, cette théorie permet de mieux modéliser le comportement des poutres courtes ou épaisses, ainsi que des structures soumises à des sollicitations dynamiques, où les hypothèses de la théorie de Bernoulli deviennent insuffisantes. [9]

Contrairement à la théorie d'Euler-Bernoulli, la théorie de Timoshenko suppose que ces sections peuvent pivoter indépendamment du gradient du déplacement transversal. Cela signifie que la rotation de la section $\theta(x)$ n'est plus strictement égale à dw/dx , mais qu'il existe un glissement dû au cisaillement, modélisé explicitement dans la formulation.

I.6.3.1. Équations de la Théorie :

Les équations différentielles du mouvement pour une poutre selon Timoshenko s'écrivent comme suit :

$$EI \frac{d^2\theta(x)}{dx^2} = q(x) - k \cdot GA \left(\frac{dv(x)}{dx} - \theta(x) \right)$$
$$\rho A \frac{d^2v(x, t)}{dt^2} = \frac{d}{dx} \left[k \cdot GA \left(\frac{dv(x)}{dx} - \theta(x) \right) \right] + q(x, t)$$

Où :

$v(x,t)$: déplacement transversal

$\theta(x)$: rotation de la section

E : module d'élasticité longitudinal

I : moment d'inertie

G : module de cisaillement

A : aire de la section transversale

k : facteur de correction de cisaillement ; compense l'approximation faite en supposant une déformation de cisaillement uniforme sur la section Il dépend fortement de la forme de la section : $k=5/6$ pour une section rectangulaire.

$q(x,t)$: chargement transversal

ρ : densité du matériau

D'un point de vue mathématique, la théorie de Timoshenko conduit à un système d'équations couplées décrivant la flexion et le cisaillement. Le moment fléchissant $M(x)$ est toujours relié à la courbure selon :

$$M(x) = EI \cdot \frac{d\theta(x)}{dx}$$

Tandis que l'effort tranchant $V(x)$ s'exprime comme :

$$V(x) = GA \cdot \left(\frac{dw(x)}{dx} - \theta(x) \right)$$

L'introduction explicite du terme $dw/dx-\theta(x)$ permet à la théorie de Timoshenko de mieux capter les effets du cisaillement, ce qui est particulièrement pertinent pour les matériaux composites, les structures avec des âmes minces ou les poutres de faible élancement.

En analyse énergétique, la souplesse associée à une poutre de Timoshenko est la somme de deux contributions : la souplesse due à la flexion (comme en Euler-Bernoulli) et celle due au cisaillement. Ainsi, l'expression générale pour l'élément δ_{ij} de la matrice de souplesse devient :

$$\delta_{ij} = \int_0^h \frac{M_i(z)M_j(z)}{EI} dz + \int_0^h \frac{T_i(z)T_j(z)}{GA} dz$$

Cette formulation montre clairement que le terme de cisaillement s'ajoute à celui de la flexion, renforçant la précision du modèle pour des structures réelles où le cisaillement peut représenter une part significative de la déformation totale.

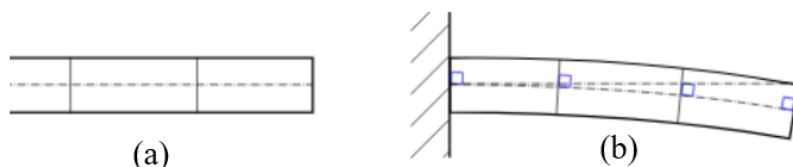


Figure I.8 : (a) Théorie d'Euler Bernoulli ; (b) Théorie de Timoshenko

I.7. Importance du cisaillement dans les constructions :

Dans les structures de faible hauteur ou à géométrie compacte, comme les bâtiments bas ou les poutres courtes, l'effet du cisaillement transversal devient nettement plus significatif. Ce phénomène rend la théorie classique d'Euler-Bernoulli insuffisante pour décrire avec précision leur comportement mécanique.

Plusieurs études, dont celles de Reddy (1984) et Cowper (1966) [10], soulignent que la théorie de Timoshenko, qui prend en compte les effets de cisaillement et la rotation des sections, est indispensable pour modéliser correctement les constructions, notamment en cas de chargements dynamiques ou sismiques. Cette approche permet d'obtenir des résultats plus fidèles à la réalité, surtout pour les matériaux composites ou les éléments à faible élancement.

Dans ce mémoire, on va étudier l'effet du cisaillement sur un bâtiment R+8 en comparant les théories d'Euler-Bernoulli et de Timoshenko. Cette comparaison permettra de déterminer si l'effet de cisaillement est significatif ou négligeable dans ce type de structure ; et pour évaluer l'impact réel du cisaillement sur la réponse dynamique du bâtiment.

I.8. Conclusion

En conclusion, ce mémoire vise à étudier l'effet du cisaillement sur un bâtiment de type R+8 à travers une comparaison entre les théories d'Euler-Bernoulli et de Timoshenko ; avec un objectif de déterminer dans quelle mesure le cisaillement influence la réponse dynamique globale de la structure. Ce travail contribuera ainsi à une meilleure compréhension du comportement des structures soumises aux actions sismiques et à une modélisation plus fiable et représentative de la réalité.

CHAPITRE II :
PRESENTATION DE
L'OUVRAGE

II.1. Introduction

La construction d'un bâtiment constitue une démarche pluridisciplinaire, mobilisant des considérations à la fois fonctionnelles, architecturales, structurelles et sécuritaires. Elle implique une planification rigoureuse et une mise en œuvre coordonnée, afin de garantir à la fois la pérennité de l'ouvrage, la sécurité des usagers.

Dans le cadre du présent projet de fin d'études, l'analyse portera sur un immeuble résidentiel représentatif. L'objectif est d'examiner sa conception architecturale et son organisation spatiale, tout en évaluant les choix structureux, les systèmes constructifs adoptés, les matériaux utilisés et les normes réglementaires en vigueur, notamment en matière de résistance aux actions sismiques.

Ce chapitre a pour objectif de présenter l'ouvrage étudié dans ses différentes composantes. Il détaille notamment les caractéristiques architecturales et structurelles du bâtiment, les matériaux de construction employés, les normes de conception appliquées, ainsi que les principales données géotechniques du site. Cette présentation préliminaire constitue une base essentielle pour comprendre les choix techniques adoptés dans les études structurelles, dynamiques et sismiques développées dans les chapitres suivants.

II.2. Présentation de l'ouvrage

Le projet consiste en la construction d'un immeuble résidentiel R+8 avec sous-sol, s'inscrivant dans une opération de promotion immobilière destinée à répondre aux besoins croissants en logements modernes et confortables dans la région d'Alger. Il se caractérise par les éléments suivants :

- 08 étages à usage d'habitation
- 01 rez-de-chaussée
- 01 sous-sol
- 01 terrasse inaccessible

II.3. Caractéristiques architecturales

II.3.1. Dimensions en plan:

Le bâtiment présente les dimensions en plan suivantes :

- Longueur en plan : 29 m
- Largeur en plan : 23.1 m

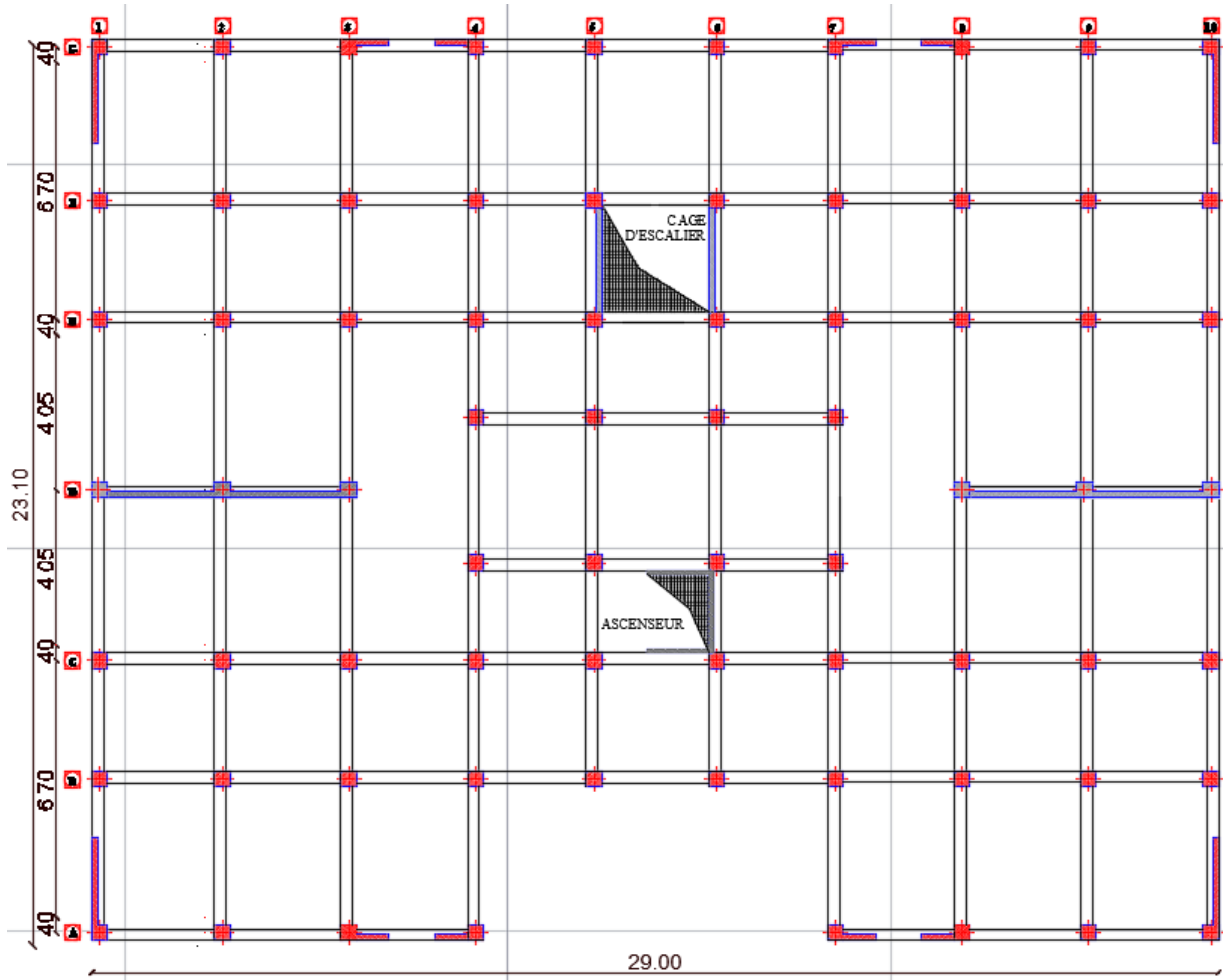


Figure II.1 : vue en plan

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.
- Hauteur de sous-sol : 3.06 m.

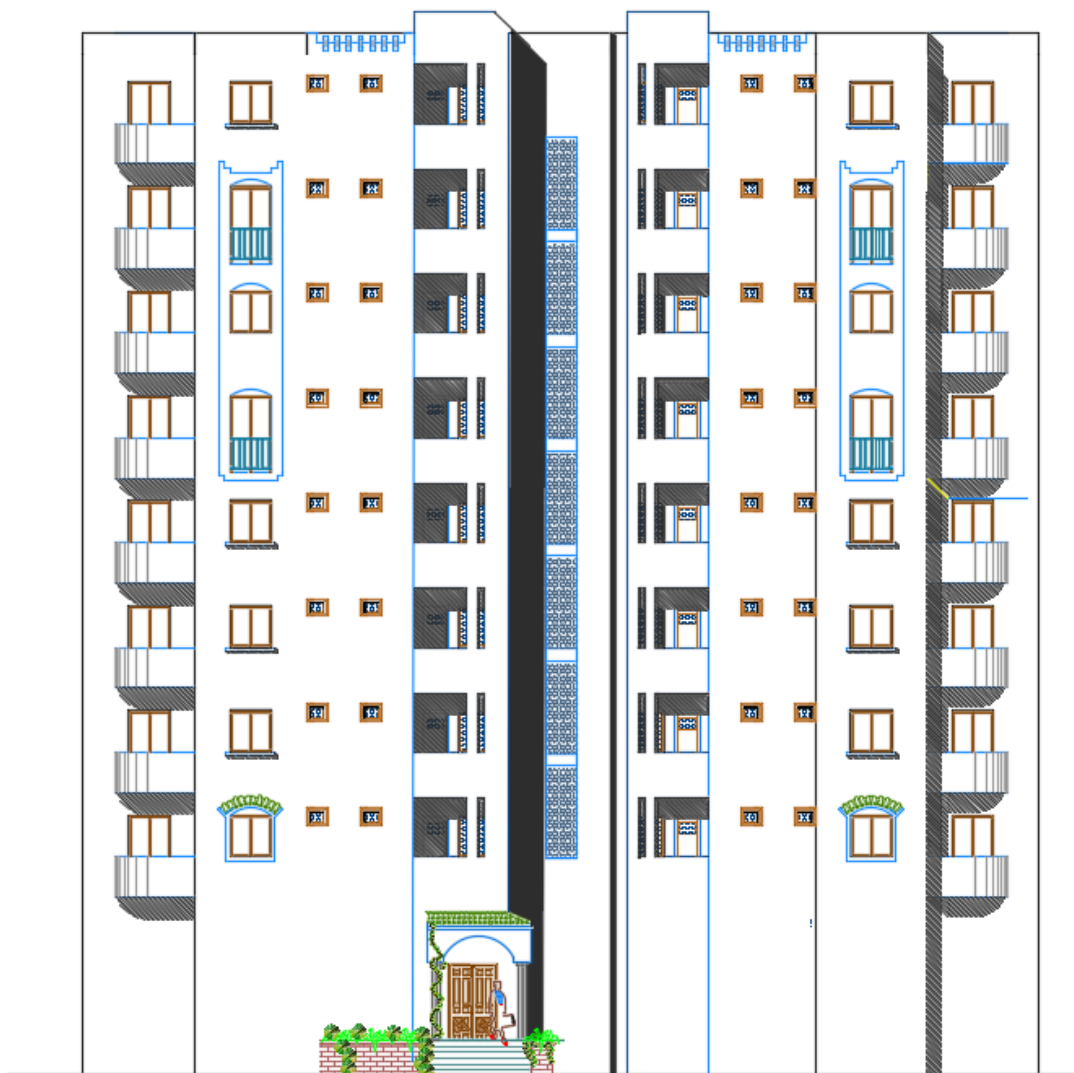


Figure II.2 : vue en élévation.

II.4. La régularité de la structure

Chaque bâtiment doit être classé selon sa configuration en plan ou en élévation en tant que bâtiment régulier ou non régulier, conformément aux critères de régularité définis dans les Règles Parasismiques Algériennes 2024 (RPA24).

II.5. Système de contreventement

Le système de contreventement désigne les éléments structurels utilisés pour renforcer la résistance d'une structure vis-à-vis des excitations latérales, telles que le vent ou les séismes. Le système de contreventement peut prendre différentes formes, selon la nature de la structure et les exigences de conception. Il peut s'agir de poutres, de poteaux, de voiles. La structure utilise un système de contreventement combinant des portiques et des voiles, ce qui la qualifie comme une structure contreventée par voiles en béton armée. Ce choix a été fait en conformité avec les règles parasismiques algériennes (RPA24 article 3.5)

II.6. Les planchers

Les planchers sont formés de dalles pleines coulées en place, ce choix étant motivé par les grandes portées à supporter. Ce type de plancher offre :

- Une excellente rigidité ce qui forme un diaphragme rigide dans son plan.
- Une protection efficace contre les incendies.
- Une adaptabilité aux formes irrégulières telles que les triangles ou les trapèzes.
- Une facilité de renforcement au niveau des bords, autour des ouvertures ou sous des charges ponctuelles.

II.7. Classification de l'ouvrage selon RPA2024

II.7.1. Classification selon son importance :

Selon l'article 3.4 de RPA24, Le niveau minimal de protection sismique accordé à un bâtiment dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixes par la collectivité. Ainsi, les bâtiments sont classés en 4 groupes d'importance.

Cette classification préconise des seuils minima de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant le bâtiment pour une protection accrue, compte tenu de la nature et de la destination de l'ouvrage vis-à-vis des objectifs visés.

Cet article classe notre ouvrage en groupe 2, bâtiments d'importance moyenne car l'édifice, destiné à usage d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48 m, est conçu pour accueillir au plus 300 personnes simultanément

II.7.2. 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 $\sigma_{adm} = 4$ bars.

II.8. Caractéristiques des matériaux

Le béton, en raison de sa capacité à supporter des contraintes de compression importantes (10 à 100 MPa) mais à présenter une faible résistance aux efforts de traction, a conduit à la création du concept de béton armé. Ce matériau composite associe le béton et l'acier, combinant ainsi la résistance à la compression du béton avec la résistance à la traction de l'acier. Dans les zones soumises à des efforts de traction, des barres d'acier (armatures) sont placées pour compenser

cette faiblesse du béton en traction. Cette association offre une solution efficace pour renforcer les structures et leur permettre de résister à divers types de contraintes.

II.8.1. Béton :

Le béton est un matériau de construction composite composé de ciment, de granulats (comme le sable et le gravier), d'eau et éventuellement d'adjuvants ou d'additifs. Il est utilisé dans la construction pour sa résistance à la compression, sa durabilité et sa polyvalence. Le ciment agit comme un liant qui maintient les granulats ensemble lorsqu'il durcit, créant ainsi une structure solide et durable.

La résistance à la compression du béton est évaluée par sa capacité à supporter des charges importantes avant de se fissurer ou de s'effondrer. Cette résistance est généralement exprimée par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours, appelée valeur caractéristique requise notée f_{c28} . Cela signifie que cette valeur représente la contrainte maximale que le béton devrait atteindre après avoir été exposé à des conditions normales de durcissement pendant 28 jours.

II.8.1.1. 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.8.1.2. 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 définit 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)	30	2.4

II.8.1.3. Contrainte limite de compression:

- L'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.

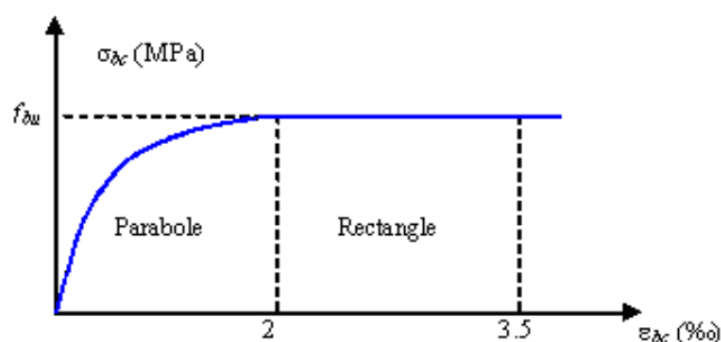


Figure II.3 : Diagramme parabolique rectangle des Contraintes Déformations du béton.

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

La contrainte admissible à l'État Limite de Service (ELS) du béton en compression est :
 $\sigma_{bc} = 0.6.f_{c28} = 18 \text{ Mpa}$.

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.

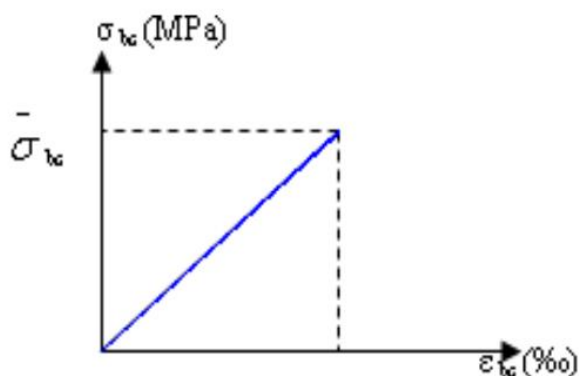


Figure II.4 : Diagramme des Contraintes Déformations du béton dans le domaine élastique linéaire

II.8.1.4. 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 ($t < 24h$ et $j \leq 28j$)

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

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

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

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	34179.56	11393.18

II.8.2. Aciers:

II.8.2.1. 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.8.2.2. 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.8.2.3. Module d'élasticité :

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

II.8.2.4. Les contraintes limites :

- **L'état limite ultime (ELU) :**

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation :

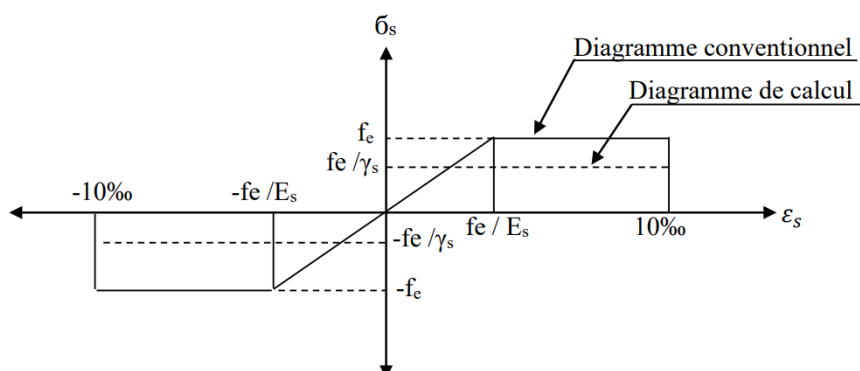


Figure II.5 : Diagramme des Contraintes Déformations de l'acier.

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.9. Conclusion

La présentation de l'ouvrage d'étude a permis de situer le projet dans son contexte architectural, structurel et géotechnique. Elle constitue une étape préparatoire essentielle pour la suite de l'analyse, en fournissant les bases nécessaires à toute approche de conception structurale. Ainsi, les informations recueillies serviront de référence aux différentes étapes de conception et de vérification, notamment en ce qui concerne le choix des systèmes porteurs et l'évaluation des sollicitations.

En poursuivant notre étude, nous aborderons dans le chapitre suivant le prédimensionnement des éléments structuraux, afin d'établir une première estimation des sections à adopter pour une modélisation cohérente et efficace.

CHAPITRE III :
DESCENTE DE CHARGES & PRE-
DIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS DE LA STRUCTURE

III.1. Introduction

La conception structurale repose sur une approche globale visant à définir l'organisation spatiale et fonctionnelle des éléments porteurs, en tenant compte des impératifs architecturaux et des contraintes techniques. Dans cette phase préliminaire, le pré-dimensionnement des composants structuraux (dalles, poteaux, poutres et voiles) revêt une importance capitale, car il permet d'estimer leurs sections minimales en adéquation avec les sollicitations mécaniques anticipées. Cette étape, fondée sur les prescriptions normatives du CBA 93, du BAEL 91 et du RPA 2024, constitue la base préalable au dimensionnement définitif.

Par la suite, une descente de charges méthodique est effectuée afin de déterminer avec précision les efforts gravitaires transmis à chaque élément structural. Cette analyse permet de vérifier la cohérence des sections initialement proposées et d'apporter les ajustements nécessaires, assurant ainsi une conception optimisée et conforme aux réglementations en vigueur.

III.2. Prédimensionnement des dalles

La dalle est un élément structural essentiel assurant la séparation entre les niveaux d'un bâtiment ; de forme plane et de faible épaisseur, elle transmet les charges verticales aux éléments porteurs et participe à la stabilité horizontale. Son dimensionnement dépend à la fois des critères mécaniques (résistance, flèche) et des exigences fonctionnelles (isolation, confort).

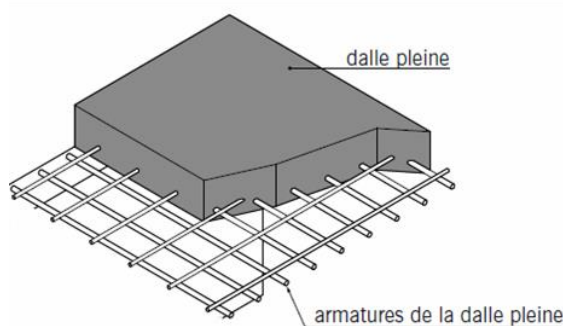


Figure III.1 : Dalle pleine

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) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{330}{445} = 0.74$$

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 :

$$e_p = \frac{L_x}{40} = \frac{330}{40} = 8.25\text{cm}$$

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

$$L_{\max} = (16 \text{ cm}; e_p) = \max (16\text{cm}; 8.25\text{cm}) = 16\text{cm}$$

III.3. Evaluation des Charges et surcharges

L'évaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitation est réalisée conformément aux prescriptions du Document Technique Règlementaire DTR B.C. 2.2, lequel fixe les hypothèses de chargement à adopter en fonction de la nature de l'ouvrage, de sa destination et des conditions d'exploitation prévues.

III.3.1. Plancher terrasse inaccessible :

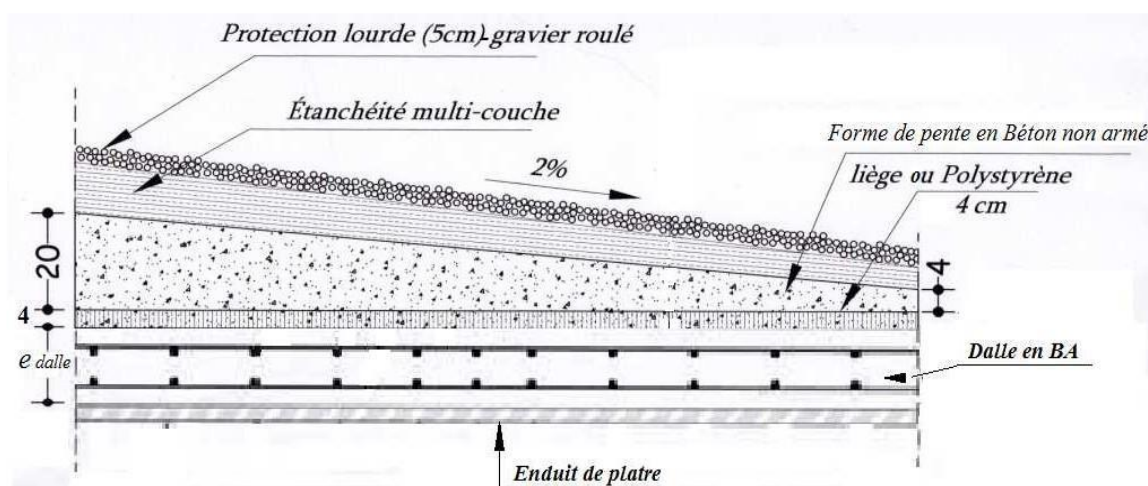


Figure III.2 : Détails d'un plancher en dalle pleine en béton armé (Plancher terrasse inaccessible)

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
Polystyrène	25	0.04	0.001
Dalle en béton armé	2500	0.16	0.400
Enduit de plâtre	1000	0.03	0.030
		Charge permanente	0.787
		Charge d'exploitation	0.100

III.3.2. Plancher étage courant :

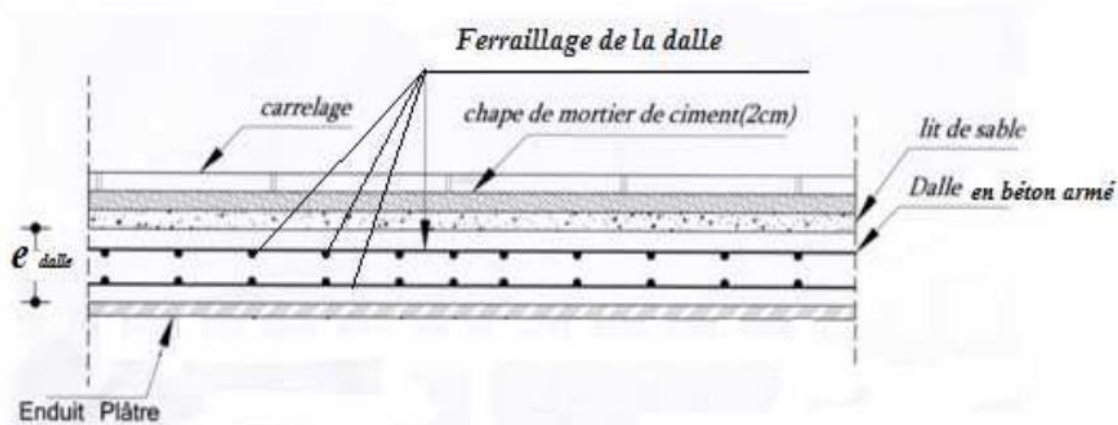


Figure III.3 : Détails d'un plancher en dalle pleine en béton armé (Plancher étage).

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.3.3. Acrotère :

L'acrotère est un élément vertical situé en bordure des toitures-terrasses, généralement réalisé en béton armé. Il permet de protéger les relevés d'étanchéité contre les infiltrations d'eau. Il joue également un rôle dans la sécurité en facilitant l'installation de garde-corps ou d'équipements techniques

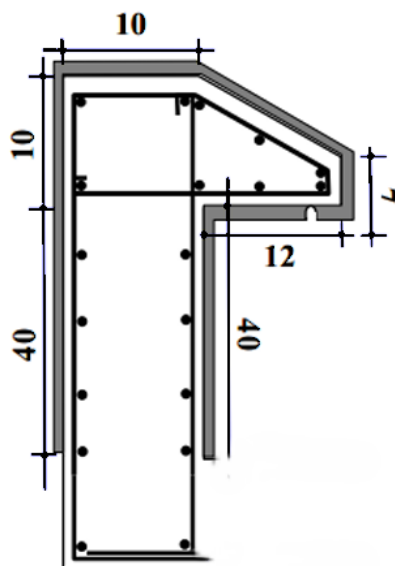


Figure III.4 : Détail d'un acrotère classique en béton armé.

Le poids de cet acrotère P_{Acro} est calculé comme suit :

$$P_{Acro} = \left[\left(0.12 \left(\frac{0.07+0.1}{2} \right) + 0.1 \times 0.5 \right) \right] \times 2500 + \left[(0.4 + 0.12 + 0.07 + \sqrt{0.12^2 + (0.1 - 0.07)^2} + 0.1 + 0.5) \right] 0.03 \times 1800$$

$$P_{acro}=0.220 \text{ t/ml}$$

III.3.4. Les escaliers :

Les escaliers sont des structures conçues pour relier différents niveaux d'un bâtiment, constituées de marches disposées en pente. Ils suivent des normes précises concernant la hauteur des marches et la largeur des paliers pour garantir sécurité et confort.

Les différents éléments constituant un escalier sont :

- 1) palier.
- 2) palliase.
- 3) contre marche.
- 4) giron.
- 5) emmarchement.
- 6) épaisseur.

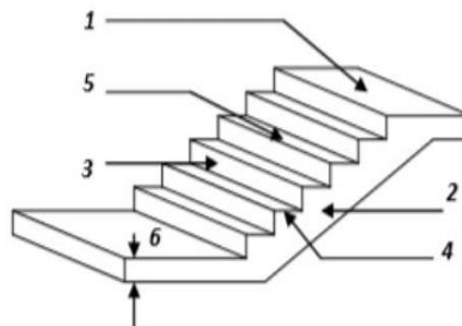


Figure III.5: composantes d'un escalier.

- **Palier :**

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de Blondel qui est donnée par :

$$59 \leq g + 2 h \leq 66$$

$$H = n \times h$$

$$L = (n - 1) \times g$$

- Le giron et la hauteur des contres marches :

$$H = 3.06 \text{ m} = 306 \text{ cm.}$$

$$L = 2.4 \text{ m} = 240 \text{ cm.}$$

$$n = 9 \text{ (pour une seule volée)}$$

CHAPITRE III : DESCENTE DE CHARGES & PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

On a: $h = H/n = (306/2) / 9 = 17 \text{ cm}$

$g = L / (n - 1) = 240 / 8 = 30 \text{ cm}$

- **Vérification :**

$$59\text{cm} \leq g + 2 h = 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \quad \text{condition vérifier}$$

On prend : **$h = 17\text{cm}$; $g = 30\text{cm}$.**

- L'épaisseur de volée et de palier :

$$L/30 \leq e_v \leq L/25 \quad \text{avec} \quad L=440 \text{ cm}$$

$$14.66\text{cm} \leq e_v \leq 17.66 \text{ cm}$$

On prend: **$e_v = 16 \text{ cm}$.**

Tableau III.3 : Descente de charge de palier d'escalier.

Désignation	Poids volumique (Kg /m ³)	Epaisseur(m)	Poids (t /m ²)
Poids propre de palier	2500	0.16	0.400
Lit de sable	1700	0.03	0.051
Chape de mortier	2000	0.02	0.040
Marbre	2800	0.02	0.056
Enduit de ciment	1800	0.02	0.036
		Charge permanente	0.583
		Charge d'exploitation	0.250

- **Volée :**

Tableau III.4 : Descente de charge de la volée d'escalier.

Désignation	Poids volumique (Kg /m ³)	Epaisseur(m)	Poids (t /m ²)
Poids propre de la paillasse	2500	0.16/cos($\alpha=29.54^\circ$)	0.45976
Poids propre de la marche	2200	0.17/2	0.187
Chape de mortier	2000	0.02	0.04
Marbre	2800	0.03	0.084
Enduit de ciment	1800	0.02	0.036
		Charge permanente	0.807
		Charge d'exploitation	0.25

III.3.5. Les murs :

Tableau III.5 : Cloisons en maçonnerie.

Matériaux	Poids volumique (Kg /m ³)	Epaisseur(m)	Poids (t /m ²)
Enduit de ciment	1800	0.02	0.036
Brique creuse	900	0.15	0.135
Brique creuse	900	0.1	0.09
Enduit plâtre	1000	0.02	0.02
		Charge permanente	0.281

Après avoir effectué les calculs en tenant compte de 30 % d'ouverture dans les murs extérieurs :
 $281 \times 0.7 = 0.1967 \text{ t/m}^2$.

G = 0.1967 t/m².

III.4. Prédimensionnement des poutres

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

Selon « André Coyne », La section de la poutre est déterminée par les formules suivantes :

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

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 25 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

III.4.1. Pré dimensionnement des Poutres :

Plus longue portée : $L_{\max} = 445 \text{ cm}$;

$29.67 \leq h \leq 44.5$ 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

$$f_{\text{cal}} < f_{\text{adm}}$$

- $f_{\text{adm}} = l/500 \text{ (mm)} = 4450/500 = 8.9 \text{ mm}$

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

Avec :

- $q = 1.35 (25 \times 0.3 \times 0.4 + 3.75 \times 0.3) + 1.5 (2.5 \times 0.3) = 6.7 \text{ KN/ml}$
- $l = 4.45 \text{ m}$
- $E = 34000 \text{ MPa}$;
- $I = 0.0016 \text{ m}^4$

$$f_{\text{cal}} = 0.63 \text{ mm}$$

$f_{\text{cal}} = 0.63 < f_{\text{adm}} = 8.9 \text{ mm}$ Vérifiée

III.5. Prédimensionnement des Poteaux

III.5.1. Calcul des surfaces offertes aux poteaux :

Tableau III.6 : valeurs des surfaces revenantes au poteaux.

Les poteaux	Surface (m ²)	Majoration de surface(m ²)
P ₁	14.68	16.14
P ₂	6.6	6.6
P ₃	3.2	3.2

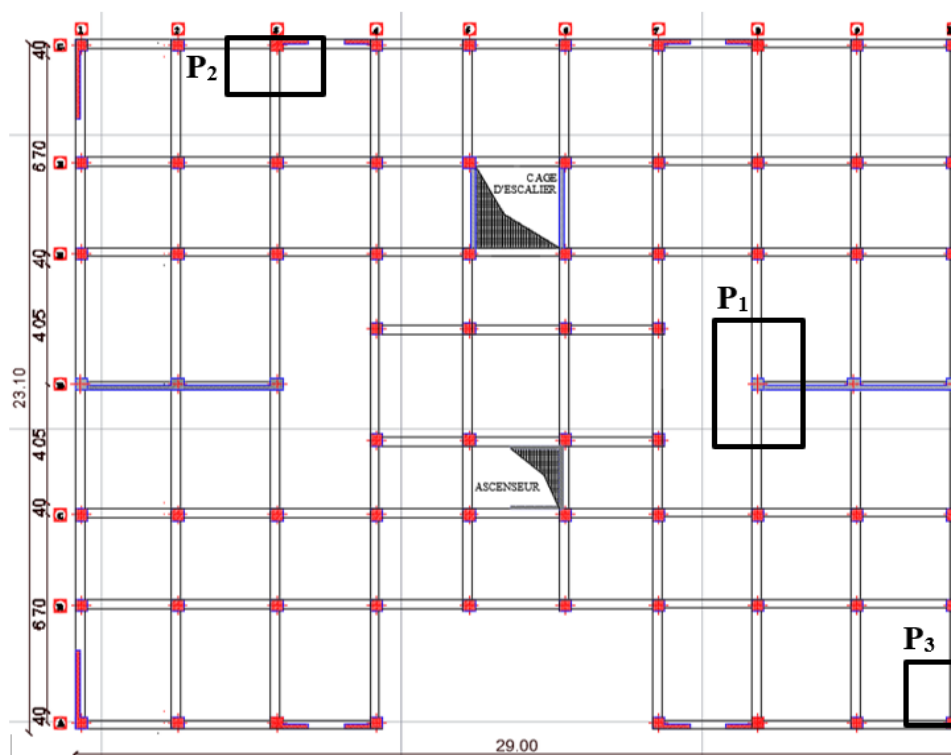


Figure III.6: la surface chargée qui revient aux poteaux.

Le chargement le plus défavorable est porté par le poteau P₁ avec une surface de S₁ = 16.14m²

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

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

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

- S.SOL, RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage :

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

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

$$N_{G1} = 1.1.(0.788 + 9*0.665). 16.14 = \mathbf{120.25 \text{ t}}$$

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

$$N_{Q1} = [0.1+0.15*(1+0.9+0.8+0.7+0.6+0.5 \times 4)]. 16.14 = \mathbf{16.14 \text{ t}}$$

Donc :

$$N_{1U} = \mathbf{186.55 \text{ t}}$$

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

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

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

$$N_{G2} = 1.1.(0.788 + 6*0.665). 16.14 = \mathbf{84.83 \text{ t}}$$

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

$$N_{Q2} = [0.1+0.15*(1+0.9+0.8+0.7+0.6+0.5)]. 16.14 = \mathbf{12.51 \text{ t}}$$

Donc :

$$N_{2U} = \mathbf{133.29 \text{ t}}$$

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

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

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

$$N_{G3} = 1.1.(0.788 + 3*0.665). 16.14 = \mathbf{49.41 \text{ t}}$$

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

$$N_{Q3} = [0.1+0.15*(1+0.9+0.8)]. 16.14 = \mathbf{8.15 \text{ t}}$$

Donc :

$$N_{3U} = \mathbf{78.93 \text{ t}}$$

III.5.3. Calcul de la section réduite B_r et le prédimensionnement des poteaux :

Le calcul de la section des poteaux intègre les effets du flambement en compression centrée. Pour tenir compte de la ségrégation potentielle du béton, le CBA93 article B.8.4.1 préconise d'utiliser une section réduite obtenue en retirant une bande périphérique de 1 cm sur toute la section brute.

La résistance ultime du poteau est vérifiée via la formule :

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

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.

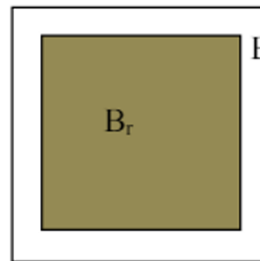


Figure III.7: section réduite de poteau

- Coefficients de sécurité partiels :

- Béton : $\gamma_b = 1.50$
- Acier : $\gamma_s = 1.15$

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

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

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

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

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

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)

- **S.SOL, RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage :**

$$B_r = \frac{1.35 \times 186.55 \times 10^{-2} \times 1.2}{0.85 \times 30 + 0.01 \times 500} = 0.1 \text{ m}^2$$

Supposons que les poteaux sont carrés :

$$a = \sqrt{Br} + 0.02 = 33 \text{ cm}$$

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

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

$$B_r = \frac{1.35 \times 133.29 \times 10^{-2} \times 1.2}{0.85 \times 30 + 0.01 \times 500} = 0.07\text{m}^2$$

$$a = \sqrt{Br} + 0.02 = 28 \text{ cm}$$

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

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

$$B_r = \frac{1.35 \times 78.93 \times 10^{-2} \times 1.2}{0.85 \times 30 + 0.01 \times 500} = 0.04\text{m}^2$$

$$a = \sqrt{Br} + 0.02 = 22 \text{ cm}$$

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

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

Selon le RPA24, article 7.4.3 : Outre les vérifications prescrites par le C.B.A 93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par 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.

- **S.SOL, RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage :**

$$N_u = 186.55 \text{ t}$$

$$v = \frac{186.55 \times 10^{-2}}{0.35 \times 0.35 \times 30} = 0.51 \geq 0.35 \quad \text{Non vérifié}$$

Donc il faut augmenter la section : $B_c \geq 0.18$ alors on prend une section de **50×50**

$$v = \frac{186.55 \times 10^{-2}}{0.5 \times 0.5 \times 30} = 0.25 < 0.35 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

CHAPITRE III : DESCENTE DE CHARGES & PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

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

$$N_u = 133.29 \text{ t}$$

$$v = \frac{133.29 \times 10^{-2}}{0.3 \times 0.3 \times 30} = 0.5 \geq 0.35 \quad \text{Non vérifié}$$

Donc il faut augmenter la section : $B_c \geq 0.13$ alors on prend une section de **45×45**

$$v = \frac{133.29 \times 10^{-2}}{0.45 \times 0.45 \times 30} = 0.22 < 0.35 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

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

$$N_u = 78.93 \text{ t}$$

$$v = \frac{78.93 \times 10^{-2}}{0.3 \times 0.3 \times 30} = 0.37 \geq 0.35 \quad \text{Non vérifié}$$

Donc il faut augmenter la section : $B_c \geq 0.1$ alors on prend une section de **40×40**

$$v = \frac{78.93 \times 10^{-2}}{0.4 \times 0.4 \times 30} = 0.22 < 0.35 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

Tableau III.7 : Les surfaces des poteaux.

Étages	N_G (t)	N_Q (t)	N_U (t)	Sections
8	49.41	8.15	78.93	40×40
7	49.41	8.15	78.93	40×40
6	49.41	8.15	78.93	40×40
5	84.83	12.51	133.29	45×45
4	84.83	12.51	133.29	45×45
3	84.83	12.51	133.29	45×45
2	120.25 t	16.14	186.55	50×50
1	120.25 t	16.14	186.55	50×50
RDC	120.25 t	16.14	186.55	50×50
S.SOL	120.25 t	16.14	186.55	50×50

III.5.5. Vérification des articles 7.4.1 de RPA2024 :

L'article 7.4.1 du RPA2024 exige que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

• **S.SOL, RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage :**

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

$$\text{Min}(b_1, h_1) = \text{Min}(50, 50) = 50 \dots \dots \text{Vérifiée}$$

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

$$\text{Min}(b_1, h_1) = 50 \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \dots \dots \text{Vérifiée}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

III.6. Prédimensionnement des voiles

Selon RPA24, article 7.7.1 : les murs en béton armé assurent à la fois le contreventement de la structure en reprenant les efforts horizontaux dus au vent et au séisme et la reprise des charges verticales qu'ils transmettent aux fondations ; ils jouent donc un rôle essentiel dans la stabilité globale du bâtiment.

Le prédimensionnement 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.

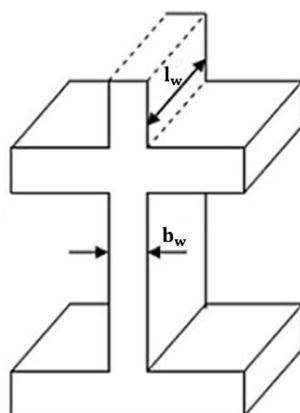


Figure III.8: coupe de voile en élévation.

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- Voiles de contreventements.
- Voile périphérique.

III.6.1. Pré-dimensionnement des voiles de contreventement :

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

$h_e = 3.06 \text{ m}$

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

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 : $l_w=2.5 \geq \max(1.02\text{m}; 0.8\text{m}; 1\text{m}) \dots\dots\dots$ Vérifiée

Sens transversal : $l_w= 3.3 \geq \max(1.02\text{m}; 0.8\text{m}; 1\text{m})\dots\dots\dots$ Vérifiée

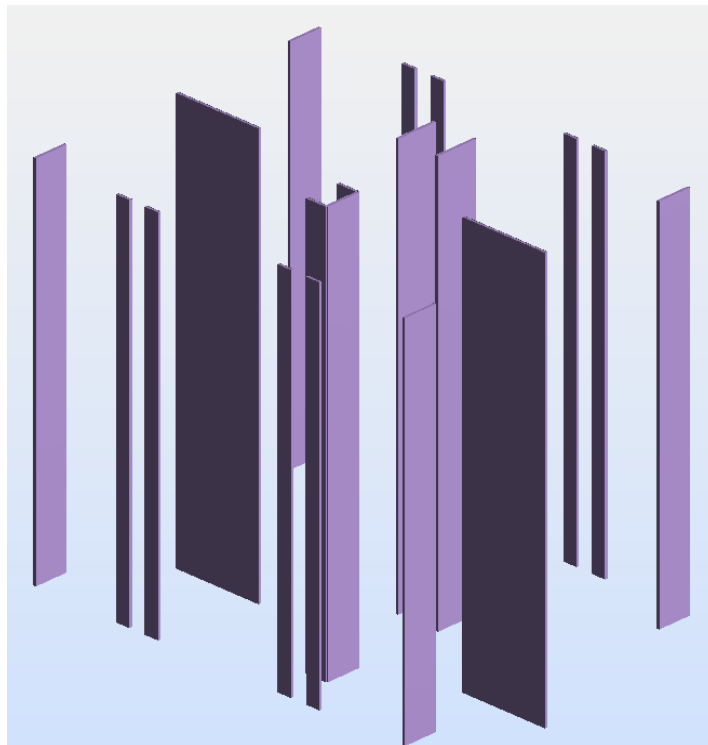


Figure III.9 : Vue en 3D des voiles de contreventement.

III.6.2. Pré-dimensionnement des voiles périphériques :

Le voile périphérique est un voile sans about. Il entoure dans notre cas la base de la structure et joue deux rôles :

- Mur de soutènement pour les sous-sols contre les poussées des terres du sol environnant.
- Assurer la résistance de la structure aux résultantes horizontales des forces sismiques.

Ce voile doit avoir ces caractéristiques minimales :

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

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

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

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

III.7. Conclusion

Le prédimensionnement constitue une étape déterminante dans la conception d'une structure, car il permet de fixer des bases solides tout en respectant les exigences réglementaires. En nous appuyant sur les normes CBA93, BAEL et RPA2024, nous avons défini les sections des éléments porteurs en tenant compte des critères essentiels de sécurité, de stabilité et de

CHAPITRE III : DESCENTE DE CHARGES & PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

durabilité. Cette phase assure une première approche réaliste de la structure, adaptée aux contraintes du site et aux actions prévues, notamment sismiques. Le recours au RPA2024 nous a permis d'intégrer les particularités de la zone étudiée dès le début du projet. Une fois ces dimensions établies, il devient nécessaire d'évaluer la réponse du bâtiment face aux sollicitations dynamiques. Nous passons ainsi à l'étude dynamique, qui permettra de mieux comprendre la réponse globale de la structure sous l'effet de sollicitations temporelles.

CHAPITRE IV :
ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction

L'étude dynamique vise à caractériser le comportement vibratoire propre d'une structure, indépendamment de toute sollicitation extérieure. Elle permet de déterminer les modes de vibration, les pulsations propres ainsi que les masses participantes associées à chaque mode.

L'analyse dynamique repose sur la construction de deux matrices fondamentales : la matrice des masses, qui reflète la distribution inertielle de la structure, et la matrice de souplesse, qui traduit sa capacité à se déformer sous l'effet d'efforts dynamiques. L'établissement de ces matrices s'appuie sur les théories de Bernoulli (en négligeant les effets de cisaillement) et sur la théorie de Timoshenko lorsque ces effets doivent être pris en compte.

IV.2. Modélisation à l'aide du logiciel ROBOT

IV.2.1. Description du logiciel ROBOT:

Robot Structural Analysis : est un logiciel professionnel de conception et d'analyse structurelle développé par Autodesk, spécialement conçu pour la modélisation 3D et le calcul des ouvrages en génie civil. Il offre des fonctionnalités complètes pour la modélisation précise des structures (béton, acier, mixte), les analyses statiques et dynamiques (incluant les calculs sismiques selon le RPA), le dimensionnement automatique des éléments structuraux, ainsi que la prise en compte des effets complexes comme la torsion ou l'interaction sol-structure.

Particulièrement adapté aux études parasismiques, le logiciel intègre les principales normes internationales et s'insère parfaitement dans les workflows BIM grâce à son interopérabilité native avec Revit et AutoCAD. Ses outils avancés de visualisation et de vérification, combinés à sa capacité à générer des rapports techniques détaillés, en font une solution fiable et performante pour analyser le comportement des structures sous diverses sollicitations.

IV.2.2. Les différentes vues du modèle numérique :

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

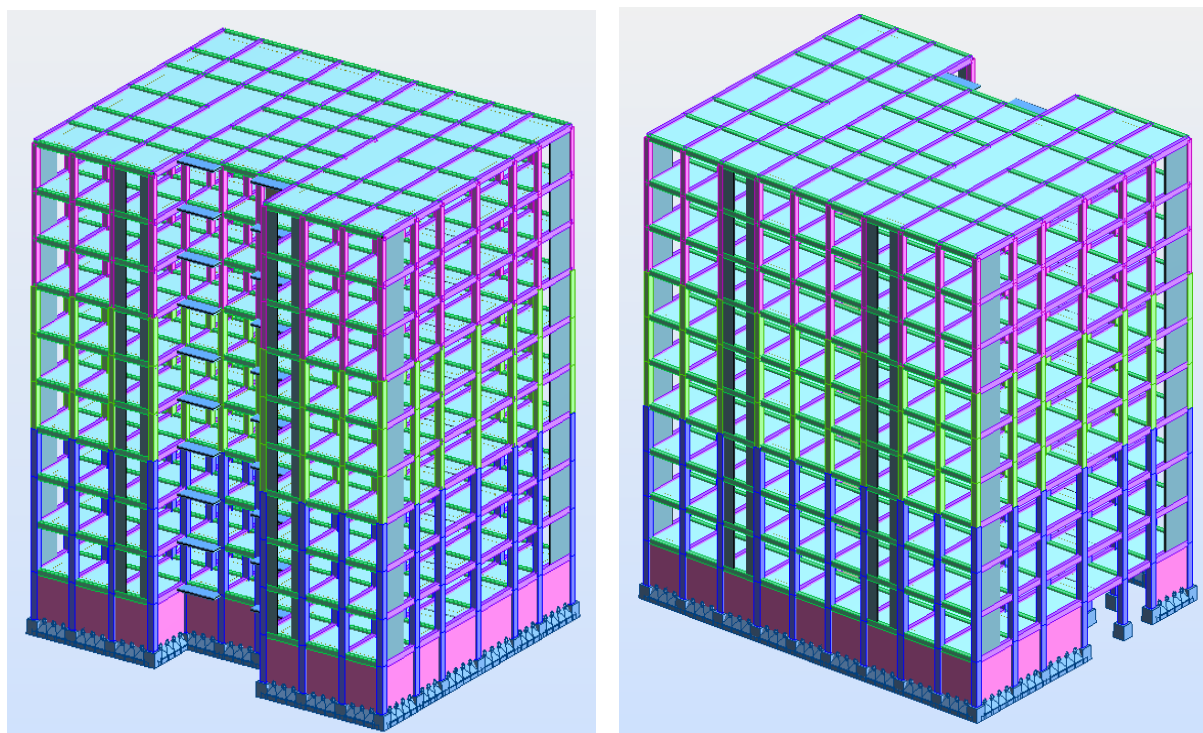


Figure IV.1: Vues en 3-D du modèle numérique de la structure.

- La vue en plan X-Y :

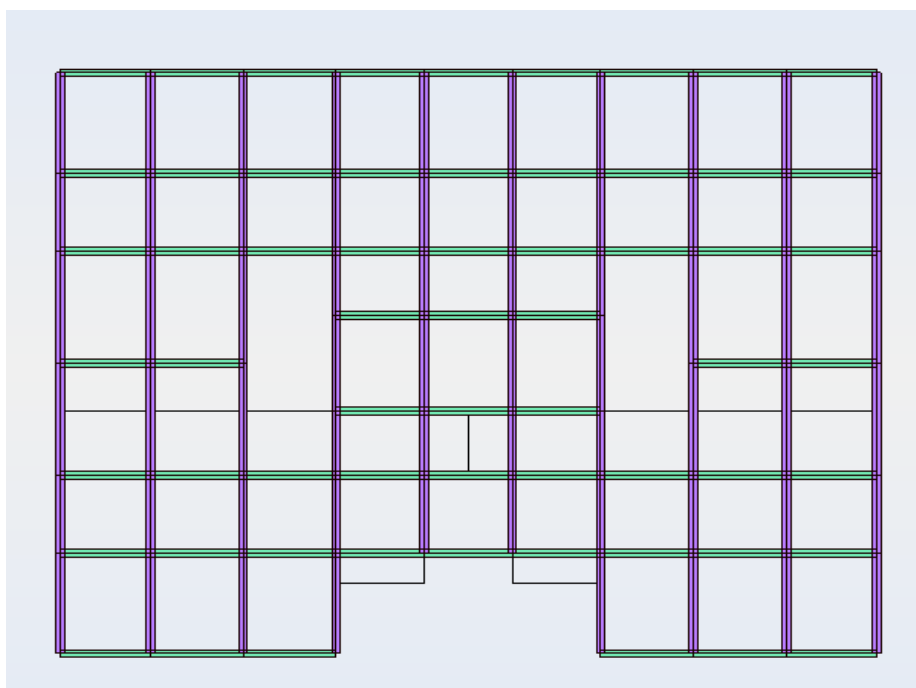


Figure IV.2 : Vue en plan X-Y du modèle numérique de la structure.

- La vue en plan X-Z :

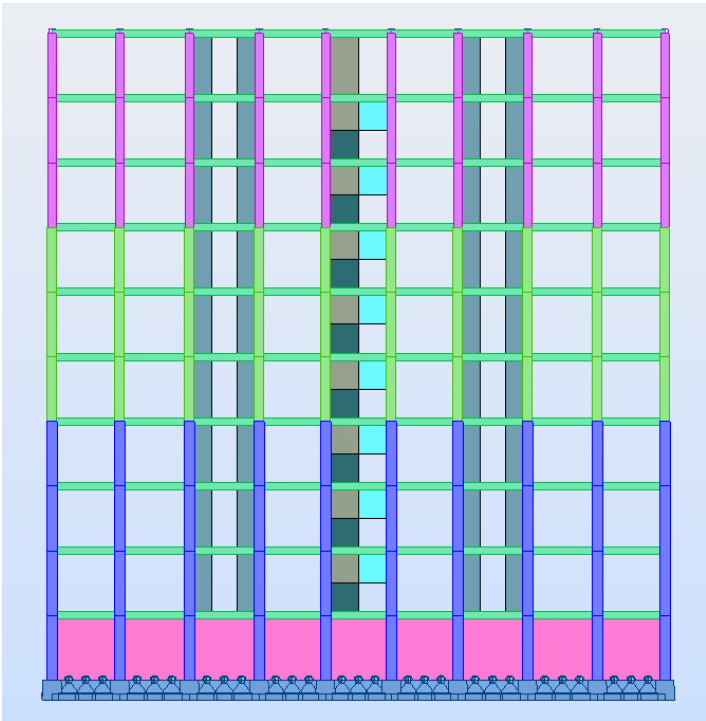


Figure IV.3 : Vue en plan X-Z du modèle numérique de la structure.

- La vue en plan Y-Z :

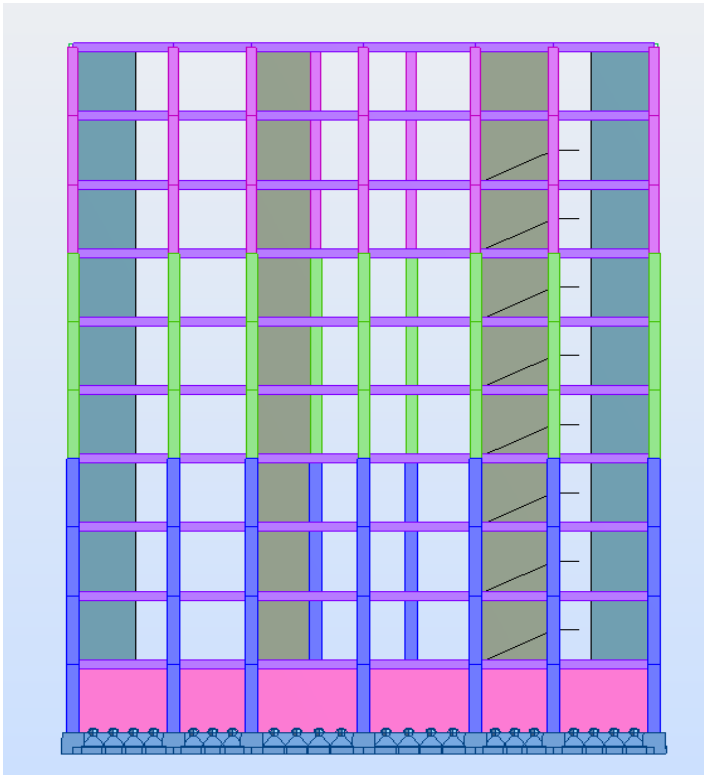


Figure IV.4 : vue dans le Plan Y-Z du modèle numérique de la structure.

IV.3. Calcul du poids total de la structure W :

Le bâtiment est considéré comme une console encadrée à la base et les masses sont, quant à elles, considérées concentrées à chaque niveau de la structure ; donc chaque masse sera considérée avec un seul degré de liberté (déplacement horizontal) et les planchers sont supposés infiniment rigides dans leur plan.

Le poids total de la structure W égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_i^n W_i \quad \text{Avec} \quad W_i = W_{Gi} + \Psi W_{Qi}$$

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

W_{Qi} : Charges d'exploitation

Ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.2 du RPA24 (voir Annexe B.9)

Pour notre cas : Bâtiment d'habitation : $\Psi = 0.3$

- **Calcul du poids de la structure :**

Les calculs, réalisés à l'aide d'Excel, sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.1 : calcul du poids de la structure.

Étages	W_{Gcumul} (KN)	W_{Qcumul} (KN)	W_{cumul} (KN)	$W_{étage}$ (KN)
Étage 8	8939.43036	1902.00646	9510.0323	9510.0324
Étage 7	16657.4832	3544.14536	17720.7268	8210.6945
Étage 6	24375.536	5186.28426	25931.4213	8210.6945
Étage 5	32093.5889	6828.42316	34142.1158	8210.6945
Étage 4	39565.5753	8418.2075	42091.0375	7948.9217
Étage 3	47037.5616	10007.9918	50039.9592	7948.9217
Étage 2	54509.548	11597.7762	57988.8809	7948.9217
Étage 1	61761.3698	13140.717	65703.5849	7714.704
RDC	69029.7349	14687.1776	73435.8882	7732.3033

- Le poids total de la structure est :

$$W_{structure} = 73435.8882 \text{ KN}$$

IV.4. Analyse dynamique de la structure :

Pour caractériser le comportement dynamique d'une structure, il faut donc commencer par établir les matrices des masses et de rigidités. Avec l'hypothèse usuelle de masse d'étages concentrées, la détermination de la matrice des masses est immédiate. En ce qui concerne la matrice de rigidité, c'est à peine plus compliqué dans le cas de portiques multi-étages. En revanche, dans le cas de bâtiments stabilisés par des voiles en béton armé, il vaut mieux passer par l'établissement préliminaire de la matrice de souplesse.

Pour le génie parasismique, la modélisation habituelle (modèle brochette) de ce type de structure est une console verticale travaillant en flexion. Etant donné que les déplacements d'étage sont retenus comme des degrés de liberté, l'établissement de la matrice de rigidité ne doit pas considérer les rotations d'étages.

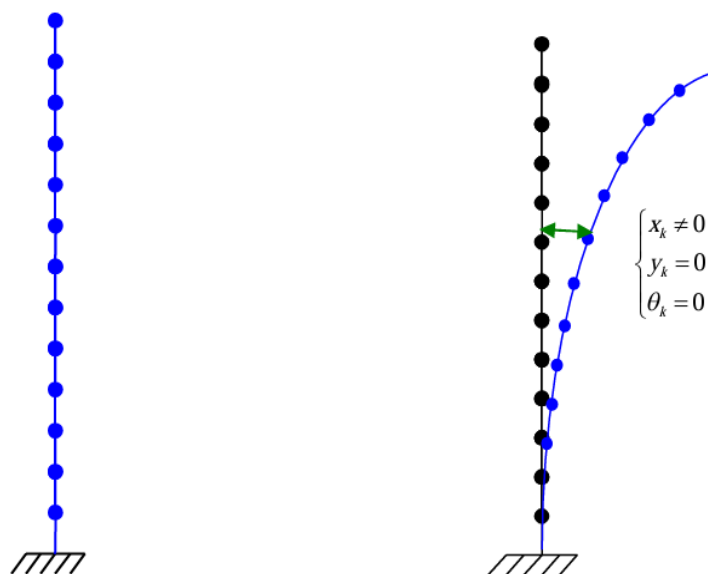


Figure IV.5 : Modèle discret (en brochette)

IV.4.1. Répartition des masses :

- **La matrice masse :**

$$[M] = \begin{pmatrix} 773.23 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 771.47 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 794.89 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 794.89 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 794.892 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 821.069 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 821.069 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 821.069 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 951.003 \end{pmatrix} \quad (t)$$

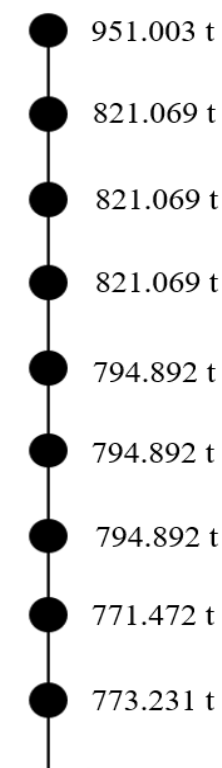


Figure IV.6 : Répartition des masses.

La structure présente $I_{xx} = 18.03 \text{ m}^4$ dans le sens xx et $I_{yy} = 12.5 \text{ m}^4$ dans le sens yy . On va étudier le bâtiment dans un seul sens (longitudinal xx).

IV.4.2. La matrice de souplesse :

C'est une matrice symétrique, et ses termes, notés δ_{ij} , représentent les déplacements au point i dus à l'application d'une force unitaire en j .

Leur évaluation est réalisée à l'aide de la méthode des forces, aussi appelée méthode des déplacements réciproques, permettant ainsi de déterminer les coefficients de la matrice de flexibilité de la structure.

IV.4.2.1. Théorie de Bernoulli :

La matrice de souplesse qui correspond à la poutre de Bernoulli se détermine selon la relation suivante :

$$\delta_{ij} = \delta(M) = \int_0^h \frac{M_i \bar{M}_j}{EI} dz$$

M : Moment fléchissant dû à l'application d'une force unitaire

E : module de Young

I : moment d'inertie de la section

• **Matrice de souplesse :**

- Par L'intégrale de Mohr (voir annexe A) :

$$\delta_{11} = \delta(M) = \int_0^h \frac{M_1 \bar{M}_1}{EI} dz$$

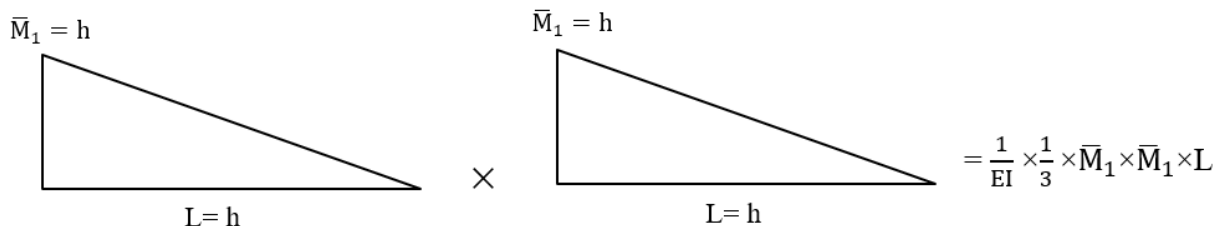


Figure IV.7 : Diagramme du moment fléchissant.

$$\delta(M) = \int_0^h \frac{M_1 \bar{M}_1}{EI} dz = \frac{1}{3EI} \times h \times h \times h = \frac{h^3}{3EI}$$

Donc :

$$\delta_{11} = \frac{h^3}{3EI} = \frac{3.06^3}{3 \times 34179557.57 \times 18.03} = 1.548 \times 10^{-8} \text{ m/KN}$$

[S] m/KN = $10^{-6} \times$

(0.0154	0.0387	0.0619	0.0852	0.1084	0.1317	0.1549	0.1782	0.2014
	0.0387	0.1239	0.2169	0.3099	0.4029	0.4959	0.5889	0.6819	0.7749
	0.0619	0.2169	0.4184	0.6276	0.8369	1.0461	1.2553	1.4645	1.6738
	0.0852	0.3099	0.6276	0.9918	1.3638	1.7357	2.1077	2.4797	2.8516
	0.1084	0.4029	0.8369	1.3638	1.9372	2.5184	3.0996	3.6808	4.2620
	0.1317	0.4959	1.0461	1.7357	2.5184	3.3476	4.1845	5.0214	5.8583
	0.1549	0.5889	1.2553	2.1077	3.0996	4.1845	5.3158	6.4549	7.5941
	0.1782	0.6819	1.4645	2.4797	3.6808	5.0214	6.4549	7.9350	9.4228
	0.2014	0.7749	1.6738	2.8516	4.2620	5.8583	7.5941	9.4228	11.2984

• **Matrice de rigidité :**

La matrice de rigidité K est déterminée en inversant la matrice de souplesse S :

$$K = \frac{1}{\frac{h^3}{3EI}} = \frac{3EI}{h^3}$$

[K] KN/m = 10⁻⁶×

$$\begin{pmatrix} 405007107 & -256098960 & 103199591 & -27652221 & 7409287 & -1984745 & 529370 & -132392 & 22073.7 \\ -256098960 & 315633539 & -232151354 & 96782713 & -25932264 & 6946258 & -1852461 & 463185 & -77211 \\ 103199591 & -232151354 & 309216658 & -230431411 & 96319712 & -25800029 & 6880133 & -1720108 & 286700 \\ -27652221 & 96782713 & -230431411 & 308753685 & -230299222 & 96253640 & -25667730 & 6416985 & -1069508 \\ 7409287 & -25932264 & 96319712 & -230299222 & 308687636 & -230166951 & 95790518 & -23947637 & 3991273 \\ -1984745 & 6946258 & -25800029 & 96253640 & -230166951 & 308224517 & -228446852 & 89373516 & -14895575 \\ 529370 & -1852461 & 6880133 & -25667730 & 95790518 & -228446852 & 301807494 & -204499175 & 55591074 \\ -132392 & 463185 & -1720108 & 6416985 & -23947637 & 89373516 & -204499175 & 212433948 & -78421434 \\ 22073.7 & -77211 & 286700. & -1069508 & 3991273 & -14895575 & 55591074 & -78421434 & 34578129 \end{pmatrix}$$

Les périodes et coefficients de participation ; sont donnés comme suit :

Tableau IV.2 : Périodes de vibration et coefficients de participation massique.

	Mode (1)	Mode (2)	Mode (3)
T(s)	1.02	0.165	0.053
α_i (%)	65.75	19.46	6.59

$\sum \alpha_i = 91.81 \% \geq 90 \%$ Condition vérifiée.

IV.4.2.2. Théorie de Timoshenko :

Cette prise en compte rend la matrice de souplesse plus représentative du comportement réel de la structure. Par conséquent, la rigidité globale diminue, rendant la structure plus déformable. Cette souplesse accrue se traduit par une augmentation des périodes propres de vibration.

La matrice de souplesse qui correspond à la poutre de Timoshenko se détermine selon la relation suivante :

$$\delta_{ij} = \delta(M) + \delta(T) = \int_0^h \frac{M_i \bar{M}_j}{EI} dz + \int_0^h \frac{T_i \bar{T}_j}{GA} dz$$

T : Effort tranchant dû à l'application d'une force unitaire

G : module de cisaillement transversal

A : Aire de la section réduite

Pour le cas des structures contreventées par des voiles, la section réduite est donnée par la formule suivante :

$$A = 5/6 \times L \times e_v$$

Donc :

$$\delta_{11} = \delta(M) + \delta(T) = \int_0^h \frac{M_1 \bar{M}_1}{EI} dz + \int_0^h \frac{T_1 \bar{T}_1}{GA} dz$$

Le diagramme de l'effort tranchant provoqué par une force unitaire est :

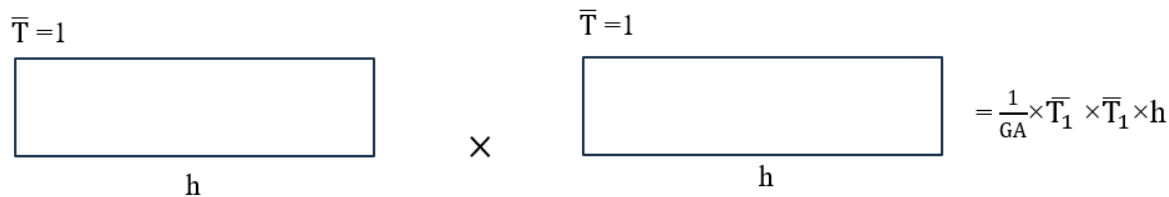


Figure IV.8 : Diagramme de l'effort tranchant.

• Matrice de souplesse :

$$\delta_{11} = \frac{h^3}{3EI} + \frac{h}{GA} = \frac{3.06^3}{3 \times 34179557.57 \times 18.03} + \frac{3.06}{14241482.31 \times 4} = 6.9 \times 10^{-8} \text{ m/KN}$$

[S] m/KN = 10⁻⁶ ×

0.069	0.092	0.115	0.138	0.108	0.185	0.208	0.231	0.255
0.092	0.231	0.270	0.363	0.456	0.549	0.642	0.735	0.828
0.115	0.270	0.579	0.681	0.890	1.099	1.309	1.518	1.727
0.138	0.363	0.681	1.206	1.417	1.789	2.161	2.533	2.905
0.108	0.456	0.890	1.417	2.205	2.572	3.153	3.734	4.315
0.185	0.549	1.099	1.789	2.572	3.669	4.238	5.075	5.912
0.208	0.642	1.309	2.161	3.153	4.238	5.691	6.508	7.647
0.231	0.735	1.518	2.533	3.734	5.075	6.508	8.36	9.476
0.255	0.828	1.727	2.905	4.315	5.912	7.647	9.476	11.35

• Matrice de rigidité :

$$K = \frac{1}{\frac{h^3}{3EI} + \frac{h}{GA}} = \frac{1}{\frac{h^3 GA + 3EI h}{3EI GA}}$$

$$K = \frac{3EI GA}{h^3 GA + 3EI h} = \frac{3EI GA \times \frac{4}{GA h^3}}{(h^3 GA + 3EI h) \times \frac{4}{GA h^3}}$$

$$K = \frac{12EI}{h^3 (4 + \frac{12EI}{h^2 GA})}$$

[K] KN/m = 10⁻⁶ ×

51748966	-20422438	6450453	-3542738	10250084	-1783498	987584	-411746	256813
-20422438	18274103	-780362	100353	-4474877	617565	-409007	187520	-165784
6450453	-780362	7575986	-1115190	2088961	-154329	31128	-977	229186
-3542738	100353	-1115190	4912389	-1785394	511185	-254302	98718	-183482
10250084	-4474877	2088961	-1785394	5573253	-1173916	678135	-289827	62429
-1783498	617565	-154329	511185	-1173916	2960777	-546391	259199	-361848
987584	-409007	31128	-254302	678135	-546391	2592919	-277641	910547
-411746	187520	-977.21	98718.1	-289827	259199	-277641	2466566	-1606189
256813	-165784	229186.71	-183482	62429	-361848	910547	-1606189	2107387.5

Les périodes et coefficients de participation ; sont donnés comme suit :

Tableau IV.3 : Périodes de vibration et coefficients de participation massique.

	Mode (1)	Mode (2)	Mode (3)
T(s)	1.03	0.18	0.08
α_i (%)	66.45	20.24	6.62

$\sum \alpha_i = 93.31 \% \geq 90 \%$ Condition vérifiée.

IV.5. L'impact de la déformation due au cisaillement sur les périodes de vibration :

Tableau IV.4 : l'écart entre les périodes de vibration.

Modes	T _{Bernoulli} (s)	T _{Timoshenko} (s)	$\frac{T_{Bernoulli}}{T_{Timoshenko}}$
Mode 1	1.02	1.03	0.99
Mode 2	0.165	0.18	0.91
Mode 3	0.053	0.08	0.66

IV.5.1. Interprétation des résultats :

La prise en compte de la déformation de cisaillement selon la théorie de Timoshenko rend la structure plus souple par rapport à l'hypothèse de Bernoulli-Euler, qui néglige ces effets. En intégrant le cisaillement transversal et l'inertie rotatoire, Timoshenko diminue la rigidité apparente, ce qui entraîne une baisse des fréquences propres et, par conséquent, une augmentation des périodes de vibration.

Cette différence devient plus importante dans les modes supérieurs, où les déformations due au cisaillement ont une influence significative sur le comportement dynamique de la structure. Cela entraîne une modification de la répartition des forces sismiques, en particulier lorsque celles-ci sont déterminées à partir de la méthode modale spectrale, qui prend en compte au moins trois modes de vibration.

IV.6. Conclusion

Ce chapitre a permis de poser les fondations nécessaires à la compréhension du comportement dynamique de la structure. L'analyse effectuée a mis en évidence les propriétés vibratoires propres à l'ouvrage, à travers une modélisation numérique rigoureuse et l'exploitation de concepts mécaniques adaptés. L'évolution des caractéristiques structurelles, notamment la souplesse et la répartition des masses, a été examinée selon différents modèles théoriques afin de mieux cerner leur influence sur la réponse vibratoire.

Cette prochaine étape visera à quantifier les sollicitations que la structure pourrait subir sous l'effet d'un mouvement sismique réel, en intégrant les résultats dynamiques obtenus conformément aux prescriptions réglementaires du calcul parasismique. Le chapitre suivant sera donc consacré à la réalisation d'une analyse sismique approfondie afin d'évaluer précisément la réponse de la structure face aux sollicitations sismiques.

CHAPITRE V :
ETUDE SISMIQUE SELON LE
RPA2024

V.1. Introduction

Les séismes sont des phénomènes naturels résultant de la libération soudaine d'énergie au niveau des failles géologiques, engendrant des vibrations du sol susceptibles de causer des dommages importants aux structures. Pour garantir la stabilité des ouvrages et la sécurité des usagers en zones sismiques, une analyse rigoureuse de leur réponse dynamique sous sollicitation sismique s'avère indispensable.

Cette étude analyse le comportement sismique d'un bâtiment en béton armé selon le RPA 2024, en utilisant trois méthodes complémentaires : la méthode statique équivalente, la méthode modale spectrale, ainsi que la méthode dynamique temporelle par accélérogramme utilisant l'algorithme de Newmark.

Bien que le RPA 2024 permette d'utiliser des méthodes linéaires équivalentes avec un spectre de réponse adapté et un amortissement global majoré pour considérer indirectement les déformations inélastiques, l'ajout de la méthode par accélérogramme offre une analyse plus réaliste en intégrant directement l'historique temporel du séisme.

V.2. Méthode statique équivalente

V.2.1. Condition d'application :

Selon le RPA24, article 4.1.2 : la méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment étudié satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32m zones (IV, V et VI) ;
- Dans le cas de bâtiments présentant certaines irrégularités, l'utilisation de cette méthode reste possible sous réserve du respect de ces mêmes limitations de hauteur et de la satisfaction des conditions complémentaires spécifiées dans le tableau 4.1 du RPA24.

V.2.2. 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 :

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

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: 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

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

W : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau « i ».

V.2.2.1. Spectre 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.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.3 du RPA24 (voir Annexe B.6)

Pour notre cas : $h_N = 30.6$ m

$$C_T = 0.05$$

D'où : $T_{\text{empirique}} = 0.65s$

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 V.1 : Valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant a 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 ROBOT on a : $T_{\text{calcul}} = 0.78s$

$$T_{\text{calcul}} = 0.78s < 1.3 * 0.65 = 0.85s$$

Alors: $T_0 = 0.78s$

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

Le facteur de comportement est donné par le tableau 3.18 du RPA24 (voir Annexe B.7) en fonction du système de contreventement.

Selon le RPA24, article 3.5 : Il s'agit d'une structure en béton armé dont le système de contreventement est constitué de voiles, assurant principalement la résistance aux charges verticales et latérales. Plus de 65 % de la résistance au cisaillement à la base du bâtiment est fournie par ces voiles.

- Suivant X :

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

$$V_X(\text{totale}) = 10006.99KN$$

L'effort tranchant pris par les voiles :

$$V_X(\text{voiles}) = 8800.08KN$$

L'effort tranchant pris par les portiques :

$$V_X(\text{portique}) = 1604.74\text{KN}$$

On trouve que l'effort tranchant pris par des voiles est de 87.9 % de l'effort tranchant total.

- Suivant Y :

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

$$V_Y(\text{totale}) = 9739.05\text{KN}$$

L'effort tranchant pris par les voiles :

$$V_Y(\text{voiles}) = 7659.85\text{KN}$$

L'effort tranchant pris par les portiques :

$$V_Y(\text{portique}) = 2079.18\text{KN}$$

On trouve que l'effort tranchant pris par des voiles est de 78.65 % 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 3.7 : 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.

1. Régularité en plan :

- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales, aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- À chaque niveau et pour chaque direction de calcul x et y , les excentricités structurales e_{0X} et e_{0Y} doivent vérifier les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} e_{0x} \leq 0.3 r_x \\ r_x \geq l_s \end{cases}$$

Et :

$$\begin{cases} e_{0y} \leq 0.3 r_y \\ r_y \geq l_s \end{cases}$$

Avec :

- e_{0X} : Distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité, mesurée suivant la direction x (perpendiculaire à la direction de calcul considérée).
- e_{0Y} : Distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité, mesurée suivant la direction y (perpendiculaire à la direction de calcul considérée).
- r_x et r_y : Rayons de torsion suivant x et y.
- l_s : Rayon de giration massique du plancher en plan.

Selon l'article 3.5 du RPA 2.4 (Commentaire 4) : Pour Les systèmes à ossature ou de voiles dont les éléments verticaux sont bien distribués en plan, l'exigence de la rigidité de torsion spécifiée dans le présent paragraphe peut être considérée, sans nécessité de vérification analytique, comme satisfaite.

- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal à 4.

$$L/l = 29/23.1 = 1.25 < 4 \quad \text{vérifiée}$$

- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.
vérifiée
- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante par rapport à celle des contreventements verticaux afin d'être considérés comme indéformables dans leur plan. À cet effet, la surface totale des ouvertures dans le plancher ne doit pas excéder 15% de sa surface totale ;

$$S_{\text{ouvertures}} / S_{\text{totale}} = 51.25/669.9 = 0.08 < 0.15 \quad \text{vérifiée}$$

2. Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu dont les charges ne se transmettent pas directement aux fondations. **vérifiée**
- La raideur et la masse des différents niveaux doivent : soit rester constantes ; soit diminuer progressivement et sans discontinuité de la base au sommet du bâtiment. **vérifiée**
- Le rapport masse/rigidité entre deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul ;

Tableau V.2 : Le rapport masse et rigidité

Étages	Masses (%)	Rigidité (%)	< 25%
Étage 8 et étage 7	3.66	0.00	vérifiée
Étage 7 et étage 6	0.00	0.00	vérifiée
Étage 6 et étage 5	1.42	0.00	vérifiée
Étage 5 et étage 4	0.00	0.00	vérifiée
Étage 4 et étage 3	0.00	0.00	vérifiée
Étage 3 et étage 2	2.58	0.00	vérifiée
Étage 2 et étage 1	0.00	0.00	vérifiée
Étage 1 et RDC	0.00	0.00	vérifiée
RDC et sous sol	0.00	13.2	vérifiée

- Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions, en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs, ne dépasse pas 20% dans les deux directions. **vérifiée.**

3. Redondance en plan :

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

Après la vérification des conditions de régularité, notre bâtiment il est considéré comme régulier.

Donc d'après le tableau 3.19 du RPA24 (voir Annexe B.8) ; le facteur de qualité de notre structure est :

$$Q_f = 1.00$$

On a : $T_2 \leq T = 0.82 \leq T_3$

$$\text{Donc : } \frac{S_{ad}}{g}(T) = A.I.S. \left(2,5 \frac{Q_F}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right) = 0.3 * 1 * 1.3 * \left(2.5 * \frac{1.00}{4.5} \right) \left(\frac{0.65}{0.78} \right) = \mathbf{0.18}$$

V.2.2.2. Coefficient de correction :

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

$$\lambda = 0.85$$

- **Calcul de la force sismique :**

Tableau V.3 : Récapitulatif des facteurs de MSE

A	I	S	Q _F	R	T ₂	T	W(KN)	Sa/g	λ
0.3	1	1.3	1.00	4.5	0.6	0.78	73435.8882	0.18	0.85

- La force sismique selon x et y :

$$V_x = V_y = \mathbf{11235.69 \text{ KN}}$$

V.2.3. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

Selon le RPA24, article 4.2.6 : la résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V_t = F_t + \sum_k^n F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :

$$F_t = 0.07 \times T_0 \times V$$

Où : T_0 est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0,7 seconde.

Pour notre cas : $T_0 = 0.74s > 0.7 \text{ s}$

- Selon le sens x et y :

$$F_t = 0.07 \times 0.78 \times 11235.69 = \mathbf{613.47 \text{ KN}}$$

La partie restante de V soit (V- Ft) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - Ft) \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \times h_j}$$

Où :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i ;

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i ;

h_j : niveau du plancher quelconque ;

W_i, W_j : Poids revenant aux planchers i et j respectivement.

V.2.3.1. Distribution des efforts horizontaux revenant à chaque niveau :

Tableau V.4 : Distribution des efforts horizontaux revenant à chaque niveau

Étages	he (m)	Wi (KN)	hi (m)	Wi × hi	F _x =F _y (KN)
Étage 8	3.06	9510.0323	27.54	261906.2895	2414.35652
Étage 7	3.06	8210.6945	24.48	200997.8014	1852.87781
Étage 6	3.06	8210.6945	21.42	175873.0762	1621.26809
Étage 5	3.06	8210.6945	18.36	150748.351	1389.65836
Étage 4	3.06	7948.9217	15.3	121618.502	1121.12781
Étage 3	3.06	7948.9217	12.24	97294.80161	896.902245
Étage 2	3.06	7948.9217	9.18	72971.10121	672.676684
Étage 1	3.06	7714.704	6.12	47213.98848	435.237357
RDC	3.06	7732.3033	3.06	23660.8481	218.115125
				$\sum Wi \times hi = 1152284.76$	

V.2.3.2. Distribution des efforts sismiques:

Tableau V.5 : Distribution des efforts sismiques.

Étages	he (m)	F _x =F _y (KN)	V _x =V _y (KN)	M _x =M _y (KN.m)
Étage 8	3.06	2414.35652	3027.82652	9265.14916
Étage 7	3.06	1852.87781	4880.70434	14934.9553
Étage 6	3.06	1621.26809	6501.97242	19896.0356
Étage 5	3.06	1389.65836	7891.63078	24148.3902
Étage 4	3.06	1121.12781	9012.75859	27579.0413
Étage 3	3.06	896.902245	9909.66084	30323.5622
Étage 2	3.06	672.676684	10582.3375	32381.9528
Étage 1	3.06	435.237357	11017.5749	33713.7791
RDC	3.06	218.115125	11235.69	34381.2114

- Moment maximum à la base autour de l'axe x et l'axe y :

$$M_x = M_y = 34381.2114 \text{ KN.m}$$

V.3. Méthode d'analyse modale spectrale

V.3.1. Nombre de modes à considérer :

Selon le RPA24, article 4.3.3 : le nombre de modes de vibration de translation, à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que :

- La somme des masses modales, effectives pour les modes retenus, soit égale à 90%, au moins, de la masse totale de la structure ;
- Ou que tous les modes, ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure, soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03), dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions précédentes ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (k) à retenir doit être tel que :

$$k \geq 3.\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.2s$$

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

V.3.2. Combinaison des réponses modales :

Selon le RPA24, article 4.3.4 : les réponses de deux modes de vibration, "i" et "j" successifs, sont considérées comme indépendantes si les valeurs des périodes qui leur sont associées diffèrent de plus de 10%.

a) dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

Où :

E : effet de l'action sismique considérée ;

E_i : Valeur modale de E, selon le mode 'i' ;

k : nombre de mode retenus.

b) Dans le cas ou deux réponses modales ne sont pas indépendantes, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^k E_i r_{ij} E_j}$$

Avec le facteur de corrélation :

$$r_{ij} = \frac{8\xi^2 \cdot (1 + \rho_{ij}) \cdot \rho_{ij}^{3/2}}{(1 - \rho_{ij}^2)^2 + 4\xi^2 \cdot \rho_{ij} (1 + \rho_{ij})^2}$$

Dans notre calcul on a des réponses modales ne sont pas indépendantes donc le calcul sera fait par la combinaison quadratique complète CQC.

Tableau V.6 : Combinaison des réponses modales

Mode	Tj/Ti	Tj/Ti Limite	Combinaison
1	0.87	0.09	CQC
2	0.95	0.09	CQC
3	0.38	0.09	CQC
4	0.79	0.09	CQC

5	0.97	0.09	CQC
6	0.70	0.09	CQC
7	0.72	0.09	CQC
8	0.95	0.09	CQC

V.3.3. Résultats de l'analyse modale du modèle 3D :

Tableau V.7 : Résultats de l'analyse modale.

Mode	Période (s)	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
1	0.78	0.03	69.63	0.03	69.63	0.01
2	0.75	66.88	0.01	66.91	69.64	0.14
3	0.69	1.89	0.13	68.80	69.77	16.42
4	0.20	0.02	0.01	68.82	69.77	0.74
5	0.19	0.01	13.93	68.82	83.70	0.31
6	0.17	14.01	0.00	82.84	83.70	0.02
7	0.10	0.01	0.00	82.85	83.70	0.02
8	0.09	0.02	5.68	82.86	89.38	0.01
9	0.08	5.38	0.01	88.25	89.39	0.011
10	0.06	0.01	0.00	88.26	89.39	0.02
11	0.05	0.03	3.20	88.28	92.59	0.04
12	0.05	3.05	0.01	91.34	92.61	0.00

• **Interprétation des résultats :**

Selon les résultats de l'analyse modale (tableau V.6), on a :

- La période fondamentale de la structure obtenue par la méthode numérique est de **0.78 sec.**
- Le premier mode (fondamentale) est un mode de translation suivant Y ;
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant X ;
- Le troisième mode est couplé entre translation suivant l'axe X ainsi qu'une torsion suivant l'axe Z.
- Les 90% de participation massique sont atteints au bout du 12-ème mode dans le sens X et au bout du 11-ème mode dans le sens Y.

- Simulation des modes :

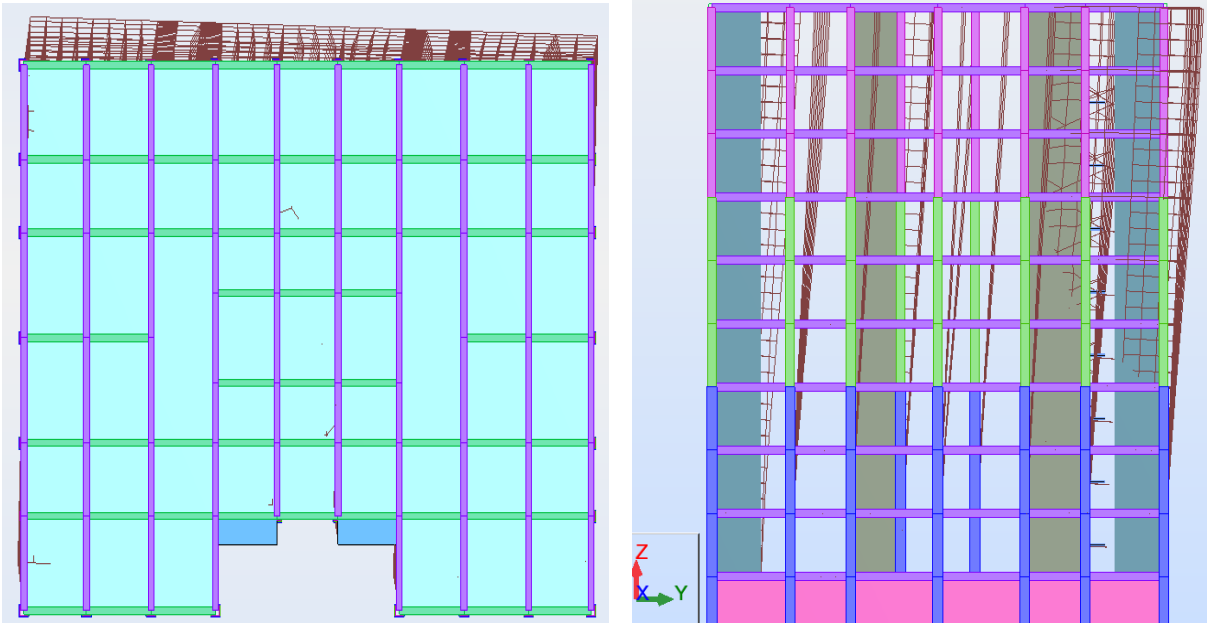


Figure V.1 : Allure du mode fondamental (Translation Y).

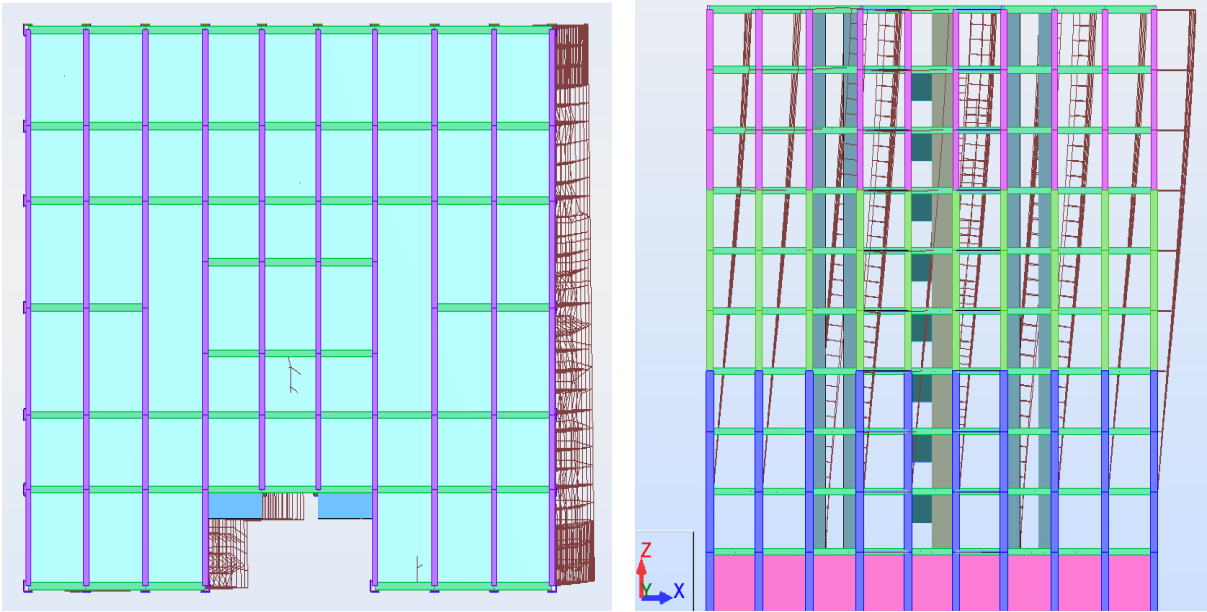


Figure V.2 : Allure du deuxième mode (Translation X).

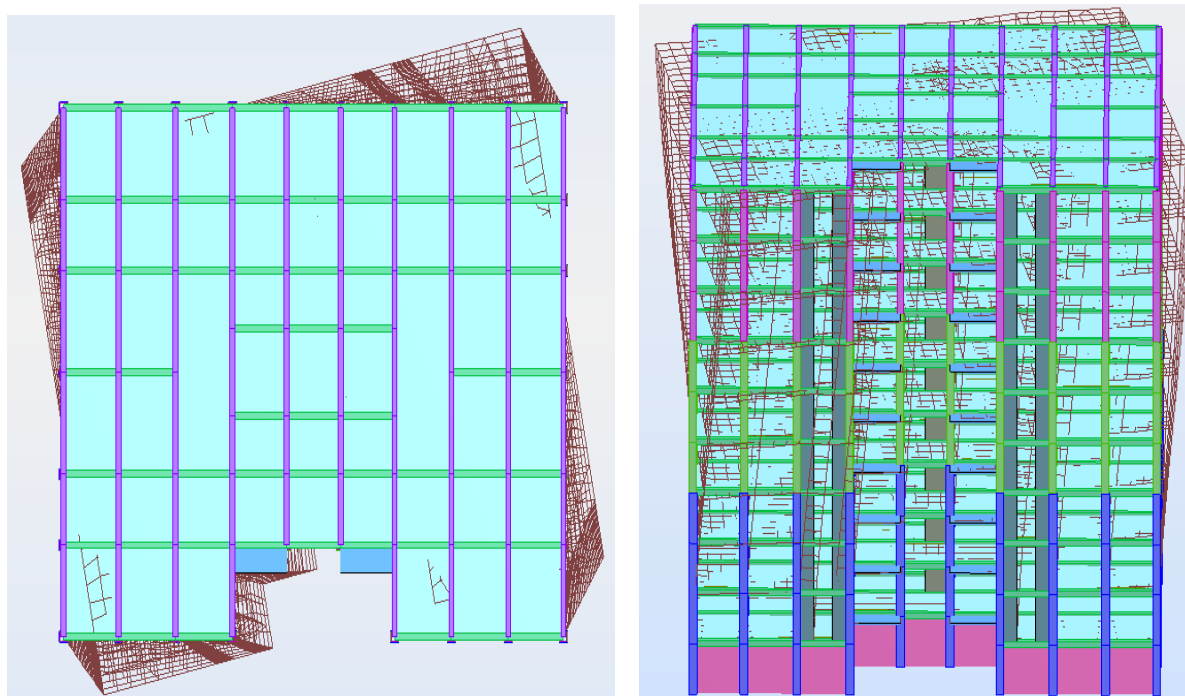


Figure V.3 : Allure du troisième mode (Translation X- Torsion Z).

V.3.4. Introduction de la force sismique :

Le spectre de réponse en accélération est un outil essentiel en ingénierie parasismique, représentant graphiquement l'accélération maximale subie par une structure en fonction de sa période propre de vibration.

Il existe trois formulations équivalentes le spectre de réponse en accélération spectrale (S_{pa}), le spectre de réponse en vitesse S_{pv} et le spectre de réponse en déplacement S_d reliées mathématiquement par la formule suivante :

$$S_{pa} = \omega \cdot S_{pv} = \omega^2 \cdot S_d$$

Mais le spectre en accélération reste le plus utilisé car il fournit immédiatement les forces d'inertie maximales. Ces spectres sont établis en considérant à la fois les caractéristiques du site et le niveau de protection requis selon l'importance de l'ouvrage.

Par les résultats obtenus précédemment dans le calcul de la force sismique on a cette allure du spectre de réponse :

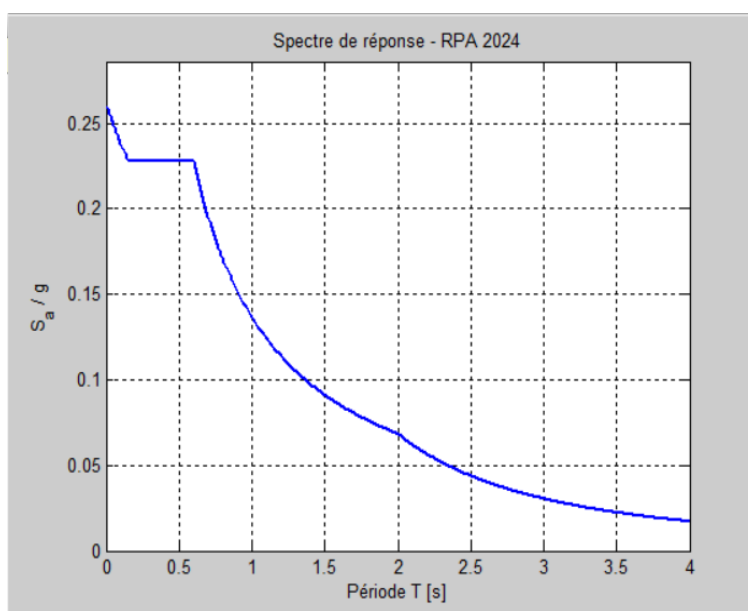


Figure V.4 : Allure du spectre de réponse de la structure.

V.3.4.1. Résultats de l'analyse modale spectrale :

Tableau V.8 : Résultante des forces sismiques à la base.

	F_x (KN)	F_y (KN)	F_z (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)
E_x	10006.99	127.71	0	1695.98	182195.43	118987.59
E_y	127.62	9739.06	0	175480.65	1666.39	139591.28

- La force sismique suivant X notée F_x obtenue par la méthode numérique :

$$F_x = 10006.99 \text{ KN}$$

- La force sismique suivant Y notée F_y obtenue par la méthode numérique :

$$F_y = 9739.06 \text{ KN}$$

V.3.5. 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_{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 T₀.

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

- Suivant x :

$$V_x = 10006.99 \geq 0.8 \times 11235.69 = 8988.55 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Suivant y :

$$V_y = 9739.06 \geq 0.8 \times 9739.06 = 8988.55 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.3.6. Justification de la sécurité :

V.3.6.1. 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 :

$$\delta_k = \frac{R}{Q_f} \times \delta_{ek}$$

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 (voir Annexe A.8)

$$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$$

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

- Suivant x :

Tableau V.9 : les déplacements inter-étage suivant x.

Δ_k (cm)	$\Delta_k \times \frac{R}{Q_f}$ (cm)	$\overline{\Delta}_k$ (cm)	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
0.368	1.656	4.59	Vérifiée
0.388	1.746	4.59	Vérifiée
0.398	1.791	4.59	Vérifiée
0.407	1.8315	4.59	Vérifiée
0.405	1.8225	4.59	Vérifiée
0.387	1.7415	4.59	Vérifiée
0.361	1.6245	4.59	Vérifiée
0.292	1.314	4.59	Vérifiée
0.086	0.387	4.59	Vérifiée

- Suivant y :

Tableau V.10 : les déplacements inter-étage suivant y.

$\Delta_k(\text{cm})$	$\Delta_k \times \frac{R}{Q_f} (\text{cm})$	$\overline{\Delta}_k (\text{cm})$	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
0.351	1.5795	4.59	Vérifiée
0.379	1.7055	4.59	Vérifiée
0.429	1.9305	4.59	Vérifiée
0.427	1.9215	4.59	Vérifiée
0.418	1.881	4.59	Vérifiée
0.405	1.8225	4.59	Vérifiée
0.403	1.8135	4.59	Vérifiée
0.367	1.6515	4.59	Vérifiée
0.296	1.332	4.59	Vérifiée

Résultats : Les déplacements inter-étages sont vérifiés.

V.3.6.2. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Pour comprendre l'effet P- Δ d'un point de vue mécanique, considérons une colonne verticale soumise à une charge axiale compressive 'P' et un déplacement latéral ' Δ ' à son extrémité supérieure :

- État initial : La colonne est droite, sans déformation, et la charge verticale P est bien répartie.
- Déformation latérale : Sous l'effet d'une charge latérale ou d'une imperfection, la colonne se déforme et subit un déplacement horizontal Δ , ce qui modifie sa géométrie.
- Apparition de l'effet P- Δ : La charge verticale P, agissant sur une colonne déviée, génère un moment supplémentaire $M=P \times \Delta$. Ce moment augmente les efforts internes dans la colonne.
- Conséquence : La colonne devient plus vulnérable à la déformation et au flambage, ce qui peut réduire sa capacité portante et compromettre la stabilité globale de la structure.

C'est pourquoi l'effet P- Δ doit être pris en compte dans la conception des structures soumises à de fortes charges verticales et des déplacements latéraux importants, en utilisant des analyses de second ordre et des facteurs de sécurité adaptés. [11]

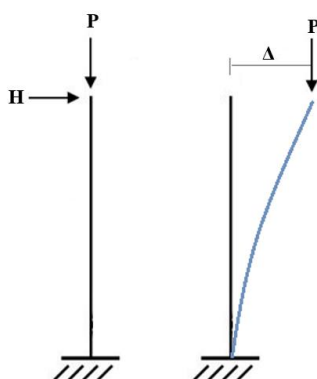


Figure V.5 : schéma explicatif de L'effet P-Δ.

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 :

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.1$$

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

Δ_k : 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 V.11 : justification vis-à-vis de l'effet P.Δ suivant x.

Étages	$h_k(\text{cm})$	$P_k(\text{KN})$	$V_k(\text{KN})$	$\Delta_k \times \frac{R}{Q_f} (\text{cm})$	θ	$\theta < 0.1$
Étage 8	306	-7506.22	3866.27	1.656	0.013517665	Vérifiée
Étage 7	306	-15083.8	5246.56	1.746	0.019521425	Vérifiée
Étage 6	306	-22649.3	6424.33	1.791	0.026382127	Vérifiée
Étage 5	306	-30351.2	7432.49	1.8315	0.031874619	Vérifiée
Étage 4	306	-38146.5	8279.67	1.8225	0.038318061	Vérifiée
Étage 3	306	-45941.7	8978.09	1.7415	0.044044953	Vérifiée
Étage 2	306	-53889.3	9517.25	1.6245	0.046461645	Vérifiée
Étage 1	306	-61941.3	9863.56	1.314	0.046979585	Vérifiée
RDC	306	-69993.2	10006.03	0.387	0.035195666	Vérifiée

- Suivant y :

Tableau V.12 : justification vis-à-vis de l'effet P.Δ suivant y.

Étages	$h_k(\text{cm})$	$P_k(\text{KN})$	$V_k(\text{KN})$	$\Delta_k \times \frac{R}{Q_f} (\text{cm})$	θ	$\theta < 0.1$
Étage 8	306	-7506.22	2223.51	1.5795	0.003386875	Vérifiée
Étage 7	306	-15083.8	3972.61	1.7055	0.004268458	Vérifiée
Étage 6	306	-22649.3	5414.72	1.9305	0.005221808	Vérifiée
Étage 5	306	-30351.2	6647.61	1.9215	0.005983203	Vérifiée
Étage 4	306	-38146.5	7694.56	1.881	0.006772129	Vérifiée
Étage 3	306	-45941.7	8554.46	1.8225	0.007301064	Vérifiée
Étage 2	306	-53889.3	9236.09	1.8135	0.007283777	Vérifiée
Étage 1	306	-61941.3	9731.69	1.6515	0.006843313	Vérifiée
RDC	306	-69993.2	10030.21	1.332	0.005153864	Vérifiée

Résultat : l'effet P-Δ est négligé.

V.3.6.3. 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 et/ou de glissement 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 V.13 : Calcul des moments de renversement suivant x.

Étages	h_{cum} (m)	V_x (KN)	M_{renv} (KN.m)
Étage 8	27.54	3866.27	106477.0758
Étage 7	24.48	5246.56	128435.7888
Étage 6	21.42	6424.33	137609.1486
Étage 5	18.36	7432.49	136460.5164
Étage 4	15.3	8279.67	126678.951
Étage 3	12.24	8978.09	109891.8216
Étage 2	9.18	9517.25	87368.355
Étage 1	6.12	9863.56	60364.9872
RDC	3.06	10006.03	106477.0758

- Suivant y :

Tableau V.14 : Calcul des moments de renversement suivant y.

Étages	h_{cum} (m)	V_y (KN)	M_{renv} (KN.m)
Étage 8	27.54	3737.93	102942.5922
Étage 7	24.48	5060.41	123878.8368
Étage 6	21.42	6189.95	132588.729
Étage 5	18.36	7160.98	131475.5928
Étage 4	15.3	7978.25	122067.225
Étage 3	12.24	8659.36	105990.5664
Étage 2	9.18	9193.71	84398.2578
Étage 1	6.12	9551.13	58452.9156
RDC	3.06	9739.03	29801.4318

Tableau V.15 : 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	73435.8882	14.67	1077304.48	213019.605	5.06	Vérifiée
Sens Y	73435.8882	11.86	870949.6341	205848.495	4.23	Vérifiée

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

V.4. Application de la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme au calcul de la réponse sismique

Dans le cadre de cette étude, et afin d'évaluer de manière réaliste la réponse dynamique d'un bâtiment en béton armé, on utilise comme sollicitation sismique un accélérogramme réel. Plus précisément, il s'agit de l'enregistrement de l'accélération du sol effectué à la station sismique de Keddara lors du séisme de Boumerdès survenu le 21 mai 2003.

Cet accélérogramme permet de reproduire fidèlement l'effet du tremblement de terre sur la structure étudiée, en tenant compte des caractéristiques locales du mouvement sismique.

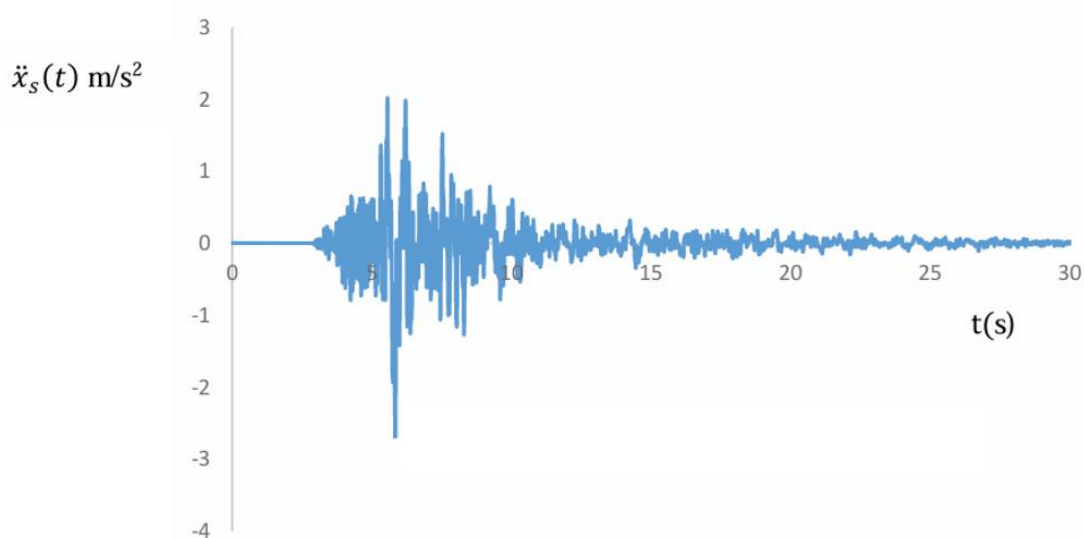


Figure V.6 : Accélérogramme du séisme de Boumerdès (21 Mai 2003).

V.4.1. Justification du choix de l'accélérogramme de Keddara

Dans le cadre de notre analyse dynamique, le choix de l'accélérogramme s'est appuyé sur les exigences du Règlement Parasismique Algérien RPA 2024, qui recommande l'utilisation de signaux sismiques représentatifs de la zone de sismicité, du type de sol, et des caractéristiques structurelles du projet étudié.

La structure en question est localisée à Alger, une région classée en zone VI, correspondant à une sismicité élevée, et implantée sur un site de type S3, caractérisé par des sols meubles à faible capacité portante, selon la classification géotechnique du RPA.

Le tableau 3.10 du RPA 2024 indique, pour une structure située en zone VI sur un sol S3, les paramètres sismiques de référence suivants :

Magnitude moment (M_w) estimée : **6.5**

Durée de la phase forte (T_s) : **12 s**

Le séisme de Keddara, enregistré à Boumerdès lors du séisme principal de magnitude $M_w = 6.8$, constitue un événement naturel réel proche des valeurs normatives définies ci-dessus. L'analyse de son accélérogramme met en évidence une concentration significative de l'énergie sismique dans la plage de périodes 0,1 à 10 secondes, s'étendant jusqu'à 12 secondes, ce qui permet de solliciter l'ensemble des plages spectrales prescrites par le RPA 2024, notamment :

$$T_1 = 0.15 \text{ s} ; T_2 = 0.60 \text{ s} ; T_3 = 2.00 \text{ s}$$

Cela signifie que le mouvement sismique couvre à la fois les excitations à haute fréquence (courte période) et moyenne à basse fréquence (longue période), garantissant que tous les régimes dynamiques de la structure sont sollicités.

V.4.2. Méthodes de l'accélération moyenne :

Pour déterminer les réponses sismiques de la structure en termes de déplacement ; vitesse et accélération on utilise un schéma d'intégration basé sur les équations suivantes :

$$\dot{x}_{t+\Delta t} = \frac{2}{\Delta t} (x_{t+\Delta t} - x_t) - \dot{x}_t$$

$$\ddot{x}_{t+\Delta t} = \frac{4}{\Delta t^2} [x_{t+\Delta t} - x_t - (\Delta t) \times \dot{x}_t] - \ddot{x}_t$$

$$x_{t+\Delta t} = \frac{\hat{F}_{t+\Delta t}}{\hat{K}}$$

Avec :

$$\hat{K} = \left(\frac{4M}{\Delta t^2} + \frac{2C}{\Delta t} + K \right)$$

$$\hat{F}_{t+\Delta t} = F_{t+\Delta t} + C \left(\dot{x}_t + \frac{2}{\Delta t} x_t \right) + M \left(\frac{4}{\Delta t^2} x_t - \frac{4\dot{x}_t}{\Delta t} + \ddot{x}_t \right)$$

Avant le début de l'excitation sismique, la structure est supposée au repos, sans aucun mouvement ou sollicitation dynamique. Ainsi, les conditions initiales suivantes sont adoptées :

$$x_0 = 0 \quad \dot{x}_0 = 0 \quad \ddot{x}_0 = 0$$

Ce choix est justifié par le fait que la structure était en équilibre avant l'arrivée de l'onde sismique, et qu'aucun déplacement, vitesse ni accélération induite par le séisme n'étaient encore présents à l'instant initial.

Procédure de calcul numérique :

1. Les valeurs initiales du déplacement x_0 , vitesse \dot{x}_0 et accélération \ddot{x}_0 sont connus au départ ;
2. Détermination des matrices de rigidité K , de masse M et d'amortissement C ;
3. Le choix du pas de temps Δt ;

4. On Calcule pour chaque pas de temps i .

Après avoir effectué la quatrième étape, les réponses sismiques sont obtenues pour un pas de temps i . Donc pour obtenir l'histoire complète de la réponse sismique, la dernière opération doit être répétée N fois ($N = \frac{ts}{\Delta t}$, avec s et t est la durée du séisme)

- Dans cette étude, nous avons adopté un pas de temps $\Delta t = 0.01$ s qui a été retenu afin d'assurer une résolution temporelle suffisante pour capter les hautes fréquences du séisme de Keddara (jusqu'à 10 Hz).

Les instructions du programme FORTRAN pour le calcul à l'aide de la méthode d'accélération moyenne les réponses sismiques d'un bâtiment à plusieurs degrés de liberté sont données en annexe C.

V.4.3. Les déplacements :

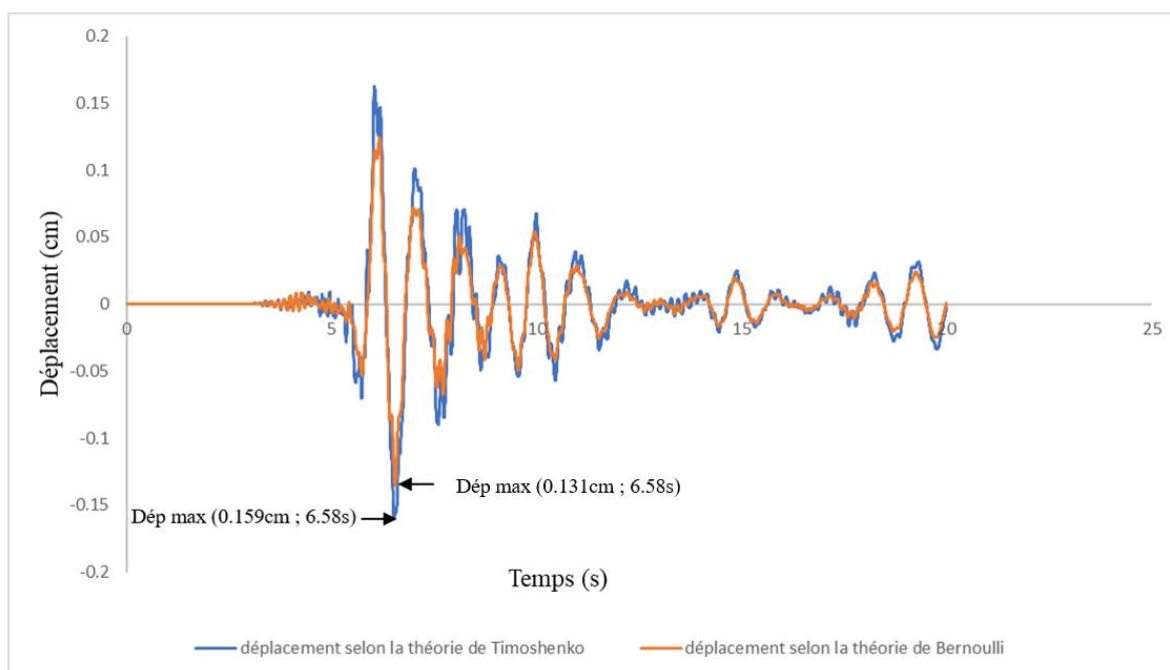


Figure V.7 : Déplacements du niveau 1.

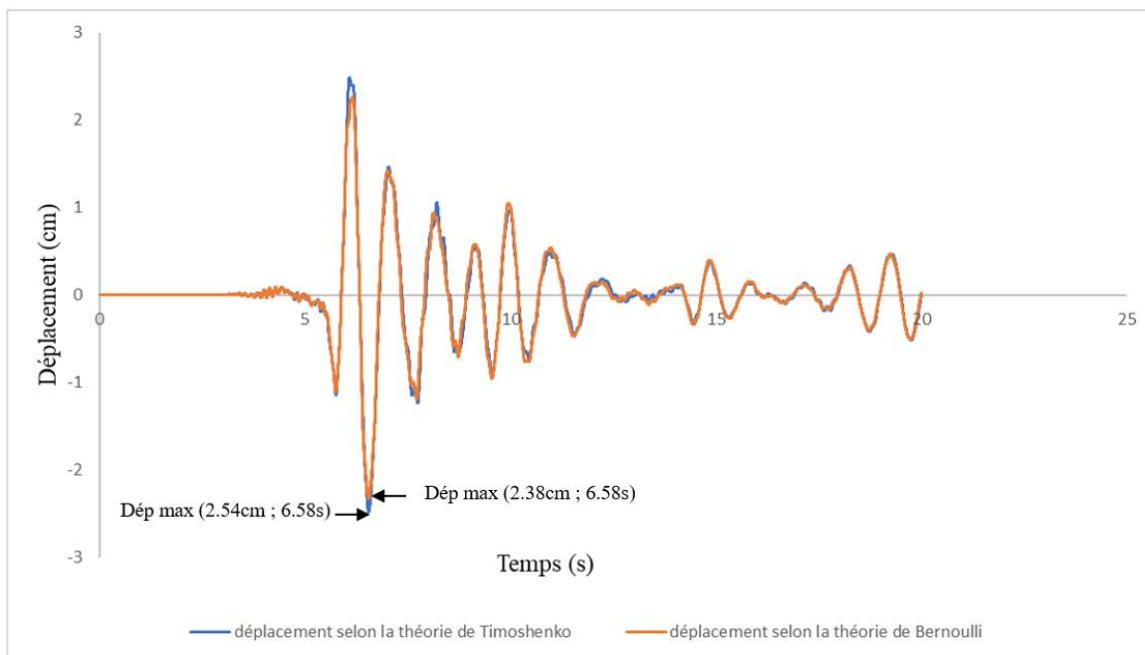


Figure V.8 : Déplacements du niveau 5.

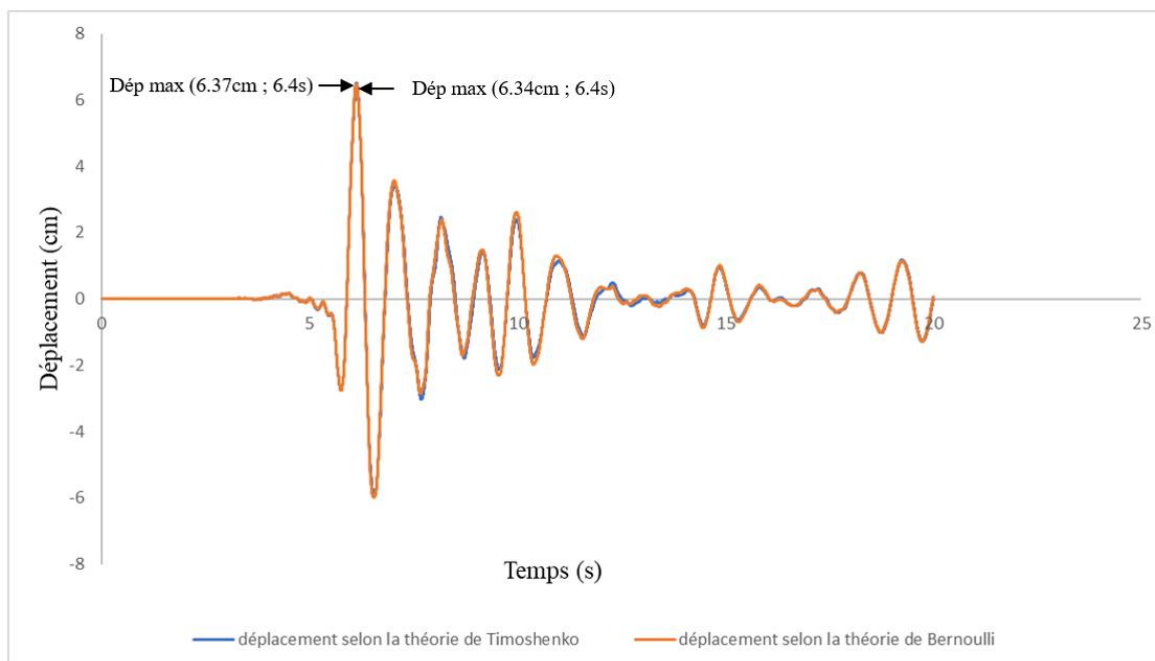


Figure V.9 : Déplacements du niveau 9.

V.4.4. Les vitesses :

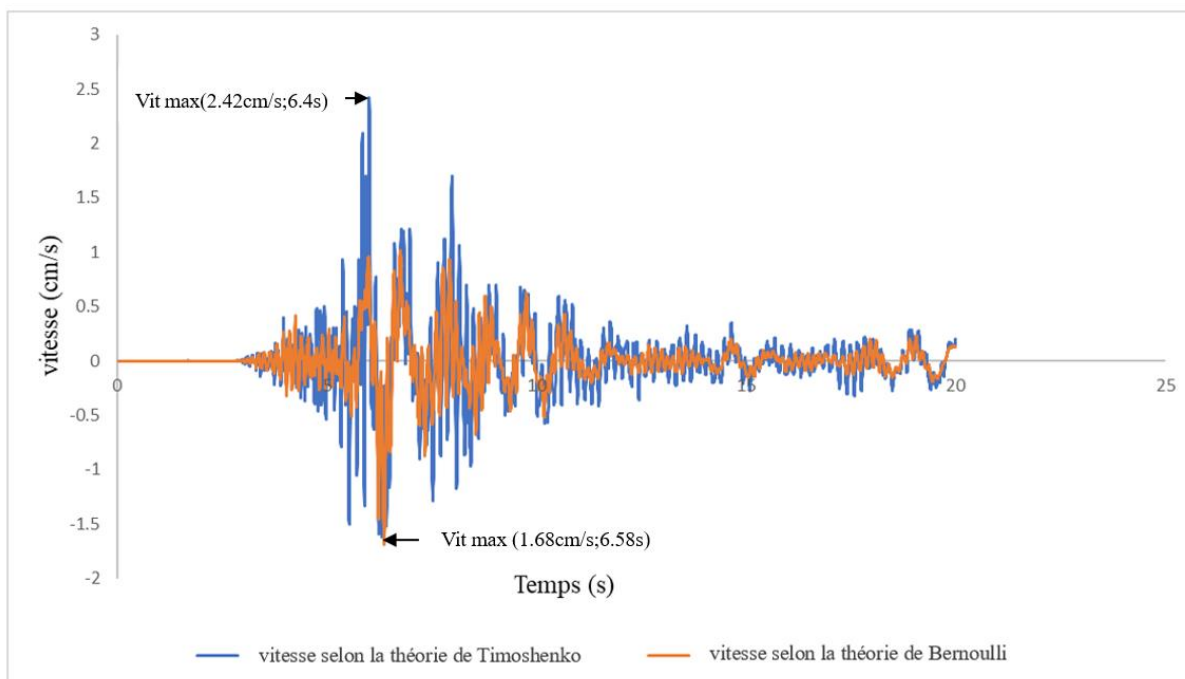


Figure V.10 : Vitesses du niveau 1.

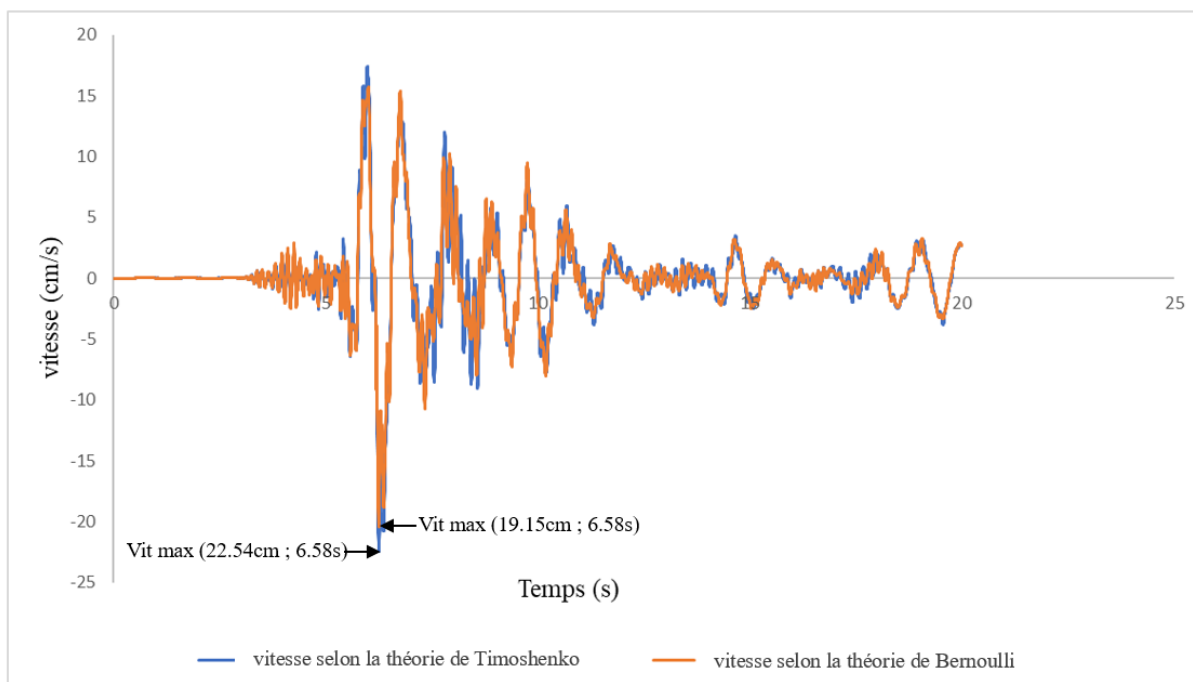


Figure V.11 : Vitesses du niveau 5.

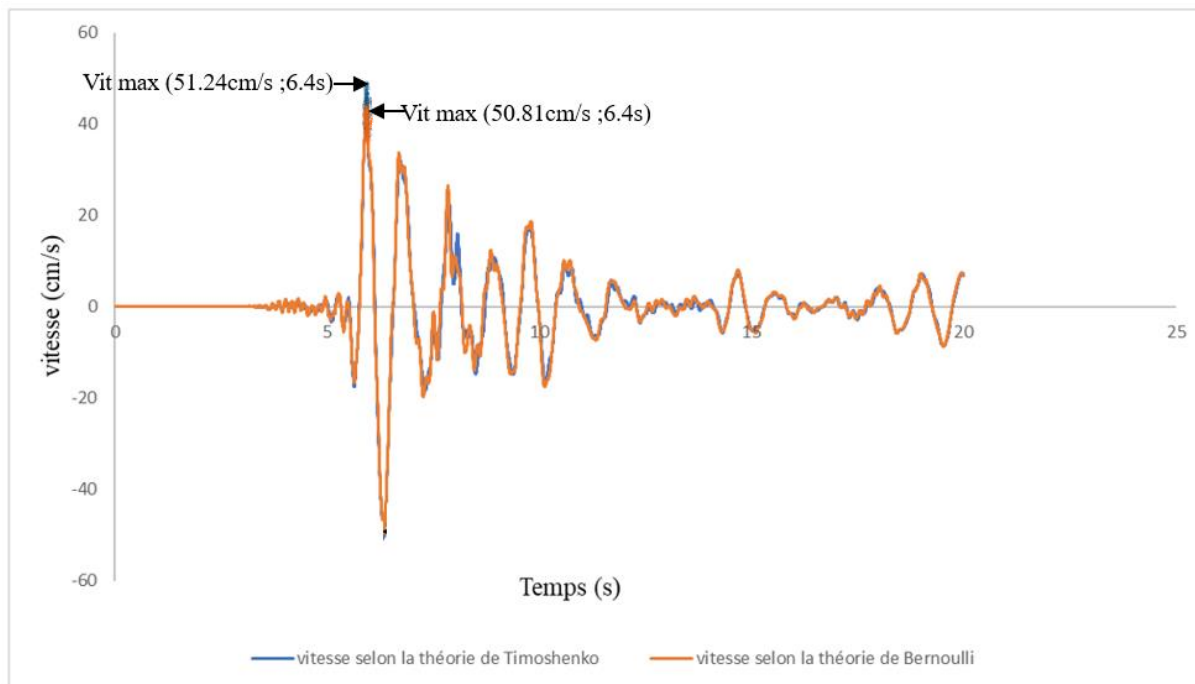


Figure V.12 : Vitesses du niveau 9.

V.4.5. Les accélérations :

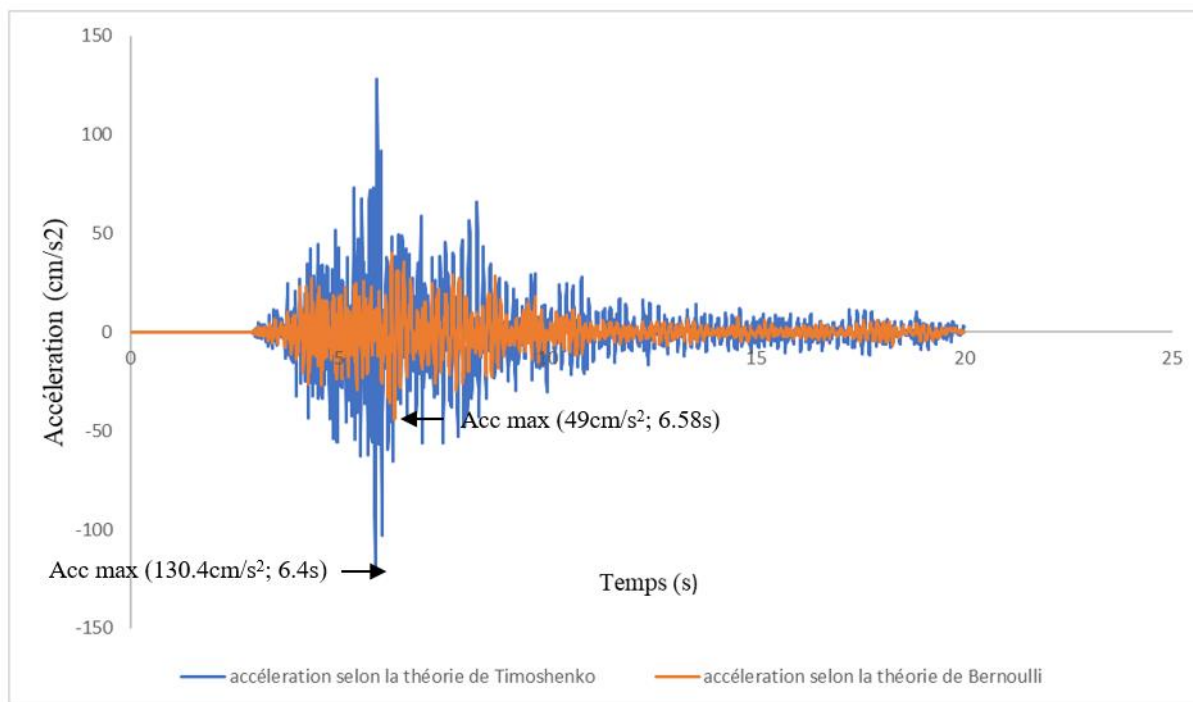


Figure V.13 : Accélération du niveau 1.

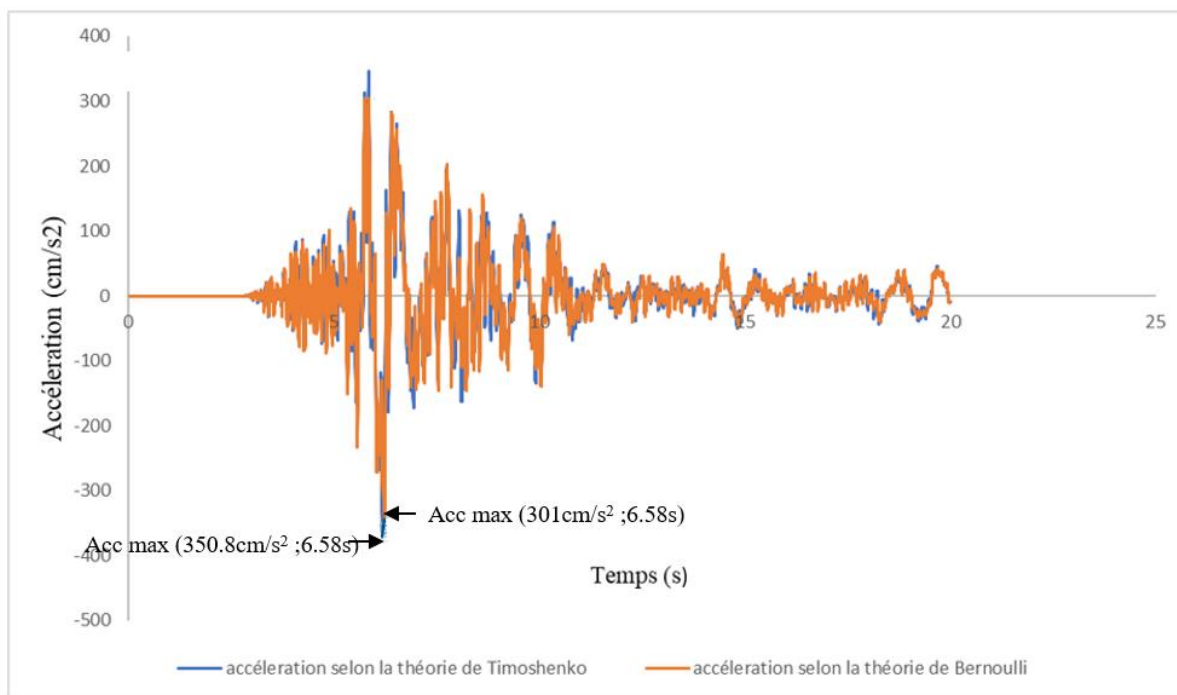


Figure V.14 : Accélération du niveau 5.

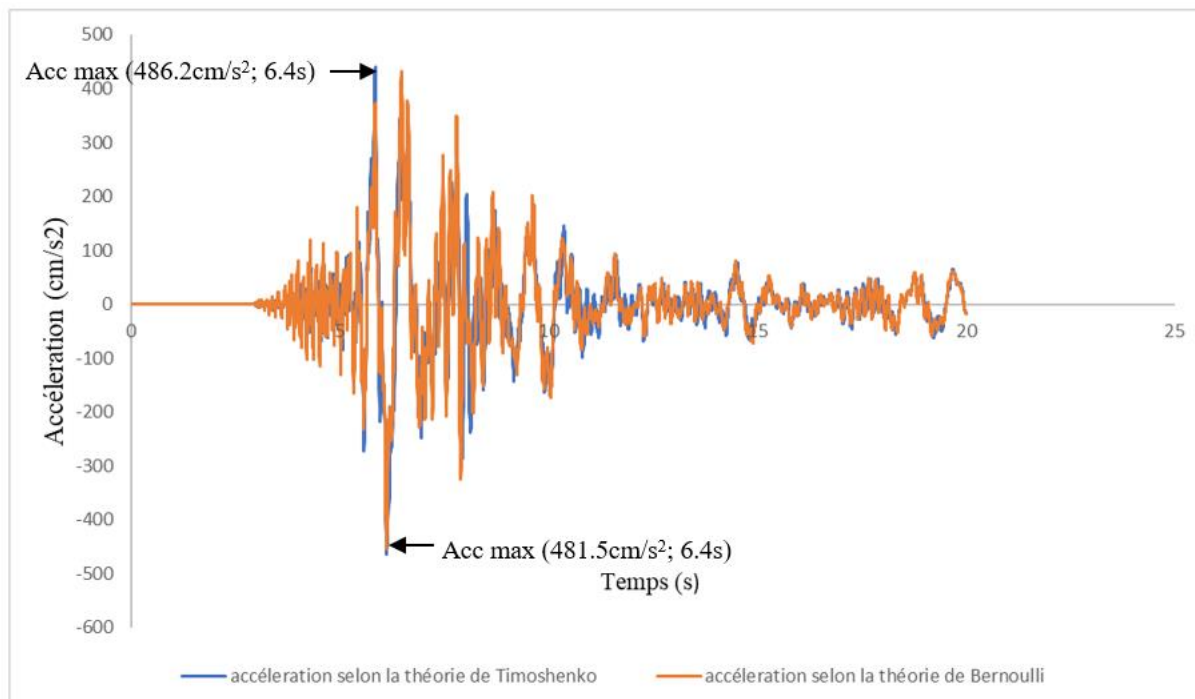


Figure V.15 : Accélération du niveau 9.

V.4.6. Comparaison des résultats :

Les résultats des autres étages (voir annexe E) :

Tableau V.16 : Tableau récapitulatif des résultats.

	Théorie de Timoshenko			Théorie de Bernoulli		
	x_t (cm)	\dot{x}_t (cm/s)	\ddot{x}_t (cm/s ²)	x_t (cm)	\dot{x}_t (cm/s)	\ddot{x}_t (cm/s ²)
Niveau 1	0.159	2.42	130.4	0.131	1.68	49
Niveau 2	0.612	5.41	177	0.511	3.98	139.2
Niveau 3	1.15	9.53	269.2	0.83	7.79	157.6
Niveau 4	1.72	15.07	357	1.58	14.13	279.8
Niveau 5	2.54	22.54	350.8	2.38	19.15	301.3
Niveau 6	3.36	29.57	387.4	3.23	25.32	368.1
Niveau 7	4.54	35.49	392	4.47	31.74	381.4
Niveau 8	5.67	45.34	399.2	5.56	42.83	383
Niveau 9	6.37	51.24	476.2	6.34	50.81	461.5

V.4.7. Interprétation des résultats :

L'application de la méthode d'analyse par accélérogramme nous a permis de déterminer toutes les réponses sismiques de la structure (déplacement, vitesse et accélération) à l'aide de la technique d'intégration directe, pas à pas.

L'analyse des figures V.7, V.8 et V.9 montre que le déplacement minimal est enregistré au premier niveau, avec une valeur de 0.159 cm, tandis qu'il atteint 6.37cm pour le dernier niveau. Par ailleurs, l'accélération maximale est également observée au dernier étage avec une valeur de 4.76 m/s², soit 0.48 g.

Dans notre cas de calcul, les déformations dues au cisaillement n'ont pas un impact significatif sur les réponses sismiques en termes de déplacement, comme l'indiquent les figures V.7, V.8 et V.9. En revanche, les déformations dues au cisaillement ont une influence notable sur les forces d'inertes, en particulier au niveau 1 comme le montre la figure V.13.

En conclusion, la comparaison aborde l'importance de prendre en compte les effets de déformations due au cisaillement dans les calculs dynamiques des bâtiments en béton armé, surtout dans le calcul des forces sismiques.

V.5. Conclusion :

Ce chapitre a permis d'aborder les différentes méthodes d'analyse sismique appliquées à la structure étudiée. La méthode statique équivalente offre une première approximation satisfaisante des efforts sismiques. La méthode modale, quant à elle, prend en compte les différents modes propres de la structure, permettant une meilleure représentation de son comportement dynamique. Enfin, l'analyse dynamique par accélérogramme intègre directement l'enregistrement réel d'un séisme, fournissant une évaluation détaillée et réaliste de la réponse structurale, notamment en termes de déplacements, vitesses et accélérations. ; et l'utilisation des modèles de Bernoulli et de Timoshenko permet de mieux appréhender le comportement des éléments porteurs, soulignant ainsi l'importance de cette étape avant de procéder au ferrailage des éléments structuraux.

CHAPITRE VI :
FERRAILLAGE DES ELEMENTS
DE LA STRUCTURE

VI.1. Introduction

Le ferrailage constitue une étape fondamentale dans la détermination des sections d'armature nécessaires pour garantir la résistance des éléments structuraux. Ce processus affecte directement la stabilité et la sécurité de la structure entière. Le présent chapitre se consacre au calcul des différents éléments structuraux. Ces calculs sont effectués conformément aux exigences et aux règles de calcul imposées par le RPA24 et le BAEL91.

VI.2. Étude des poutres

Les poutres sont soumises à une flexion simple, sous l'effet d'un moment fléchissant et d'un effort tranchant. Ce dernier permet la détermination des armatures longitudinales, tandis que l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

VI.2.1. Les sollicitations extrêmes sur les poutres :

Tableau VI.1 : 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 (cm²)	-60.03	-43.71	-201.58 -216.28	34.35	25.16	105.29 108.14	99.04

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

VI.2.1.1. Ferrailage des poutres :

- **Armatures longitudinales :**

Exemple de calcul :

$$f_{bu} = 26.09 \text{ MPa et } \sigma_s = 500 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

$$- M_{sup} = 216.28 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{216.28 \cdot 10^3}{30 \cdot 36^2 \cdot 26.09} = 0.213$$

$$\varepsilon_{sl} = f_e / \gamma_s \times E_s = 500 / 1 \times 200000 = 2.5 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_L = 0.583$$

$$\mu_L = 0.8 \times \alpha_L (1 - 0.4 \times \alpha_L) = 0.358$$

$$\mu_L = 0.358 > \mu = 0.213 \dots\dots\dots \text{SSAC}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 0.213 \times 2}}{0.8} = 0.302$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.36 \times (1 - 0.4 \times 0.302) = 0.316$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{216.28 \times 10^3}{31.6 \times 500} = 13.7 \text{ cm}^2$$

On prend 7HA16 avec : $A_s = 14.07 \text{ cm}^2$

- $M_{inf} = 210.58 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{201.58 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 26.09} = 0.198$$

$$\varepsilon_{sl} = f_e / \gamma_s \times E_s = 500 / 1 \times 200000 = 2.5 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_L = 0.583$$

$$\mu_L = 0.8 \times \alpha_L (1 - 0.4 \times \alpha_L) = 0.358$$

$$\mu_L = 0.358 > \mu = 0.207 \dots\dots\dots \text{SSAC}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 0.207 \times 2}}{0.8} = 0.293$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.36 \times (1 - 0.4 \times 0.293) = 0.318$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{201.58 \times 10^3}{31.8 \times 500} = 12.3 \text{ cm}^2$$

On prend 7HA16 avec : $A_s = 14.07 \text{ cm}^2$

• Condition de non fragilité :

$$\text{BAEL91: } A_{smin} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \cdot d = 1.19 \text{ cm}^2$$

• Condition exigée par le RPA24 article 7.5.2 :

- En zone courant :

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

- En zone de recouvrement :

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

- La section minimale : $A_{smin} = 0.5\% \cdot B = 6 \text{ cm}^2$

$$A_{minRPA} = 6 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ travée}} = 12.06 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{minRPA} = 6 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ appuis}} = 28.14 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

Tableau VI.2 : Armatures longitudinales des poutres.

			Choix des barres	
Sur appuis	$A_{sinf}(cm^2)$	13.7	7HA16	3HA16 filantes 4HA16 renforts
	$A_{ssup}(cm^2)$	12.3	7HA16	3HA16 filantes 4HA16 renforts
En travée	$A_{sinf}(cm^2)$	6	3HA16	3HA16 filantes
	$A_{ssup}(cm^2)$	5.8	3HA16	3HA16 filantes

• **Vérification :**

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

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

$\tau_u = 0.917 < 4 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

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

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

$V_u = 99040 \text{ N} \leq 853065 \text{ N}$ Condition vérifiée

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

$$A_{s \text{ adp}} \leq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$\frac{V_u}{f_e / \gamma_s} = 2.278 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2.278 \text{ cm}^2 \leq 12.3 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

- Vérification de la contrainte moyenne de compression (BAEL91 : A.5.1.322)

$$\sigma_{mb} \leq \frac{1.3 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\sigma_{mb} = 1.860 \text{ MPa} \leq 26.000 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

• **Armatures transversales :**

- Choix de l'armature transversale BAEL91 :

$$\varnothing_t \leq \min (h/35 ; b_0/10 ; \varnothing_l) = 14 \text{ mm on prend } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

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

- L'espacement des armatures transversales

Selon BAEL91 A.5.1:

$$S_t \geq \frac{0.9f_e A_t}{\gamma_{s,b}(\tau_u - 0.3f_{t28,k})} \quad \text{avec } k=1$$

Selon RPA2024 article 7.5.2 :

Dans la zone nodale : $S_t \leq \min (h/4 ; 24 \varnothing_t ; 17.5 ; 6 \varnothing_l) = 10 \text{ cm}$ on prend $S_t = 8 \text{ cm}$

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

- Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_{tmin} = 0,003 * S_t * b = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{tmin} = 0.9 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- Longueurs de recouvrement :

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

$$L_r = 60 * 1.6 = 96 \text{ cm}$$

VI.2.2. Croquis de ferrailage des poutres :

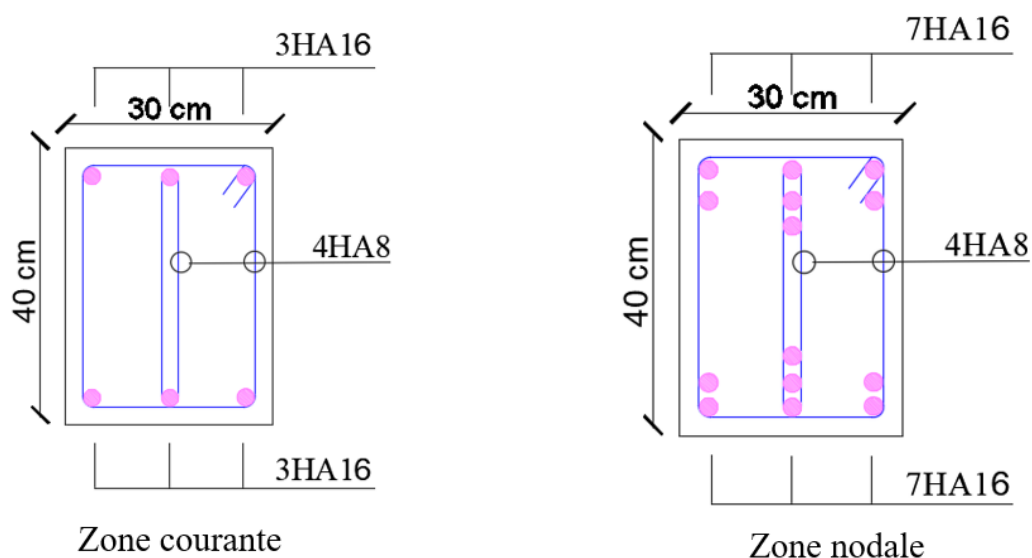


Figure VI.1 : Ferrailage des poutres.

VI.3. Étude des poteaux

Les poteaux, éléments verticaux porteurs, sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant à la tête et à la base dans deux directions. Leur ferrailage est calculé à la flexion composée, pour un cas de fissuration jugé peu nuisible.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont données par le BAEL91 ainsi que par le RPA24 et sont :

$$1.35G+1.5Q$$

$$G+Q$$

$$G+\Psi Q+E_1$$

$$G+\Psi Q+E_2$$

Avec :

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

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

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 (N_{max}) et le moment correspondant.

L'effort normal minimal (N_{min}) et le moment correspondant.

Le moment maximal (M_{max}) et l'effort normal correspondant.

VI.3.1. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

Selon RPA2024 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 :

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

$$\text{Avec : } \rho_d = 0.075 \quad \text{pour } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0.04 \quad \text{pour } \lambda_g < 5$$

λ_g : est l'élançement 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.

Tableau VI.3 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.

Poteau (cm ²)	V(KN)	τ (MPa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	Vérification
50×50	162.48	0.72	4.09	0.075	1.2	Vérifiée
45×45	130.53	0.71	4.5	0.075	1.2	Vérifiée
40×40	95.31	0.66	5.12	0.04	2.25	Vérifiée

VI.3.2. Vérification spécifique sous sollicitations normales :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, selon RPA24 article 7.4.3 : l'effort normal de compression de calcul est limité par 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 VI.4 : Vérification spécifique sous sollicitations normales.

Poteau (cm ²)	N_d (KN)	B_c (m ²)	f_{c28} (MPa)	ϑ	Vérification
50×50	1883.97	0.25	30	0.25	Vérifiée
45×45	980.92	0.20	30	0.16	Vérifiée
40×40	414,23	0.16	30	0.08	Vérifiée

VI.3.3. Les sollicitations extrêmes sur les poteaux :

On va prendre l'exemple de poteau 50×50 (cm²)

Tableau VI.5 : Les sollicitations extrêmes sur le poteau 50×50 (cm²).

Sollicitation	N / M	Combinaisons	Effort normal	Moment fléchissant
N (KN)	Max	1.35 G + 1.5 Q	2002,04	-2,28
	Min	G+ΨQ- E _y +0.3E _x	-870,54	-77,25
M _y (KN.m)	Max	G+ΨQ-E _x -0.3E _y	-115,58	249,88
	Min	G+ΨQ+E _x +0.3E _y	1080,50	-241,63
M _z (KN.m)	Max	G+ΨQ+E _y +0.3E _x	920,98	218,69
	Min	G+ΨQ-E _y +0.3E _x	202,75	-214,34

VI.3.4. Calcul de ferrailage des poteaux :

VI.3.4.1. Armature longitudinale :

- Exemple de calcul :

Situation durable : $\theta = 1$; $\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$

Situation accidentelle : $\theta = 0.85$; $\gamma_b = 1.2$; $\gamma_s = 1$

Cas 01 : $N_{max} = 870,54$ KN, $M_{corr} = 77,25$ KN.m (situation durable)

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{77,25}{870,54} = 0,088 \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0,225$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7 \times 10}{i} = \frac{0,7 \times 10 \times \sqrt{12}}{b} = 18,42 < 50$$

- Justification du Poteau :

$$\lambda < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{18,42}{35}\right)^2} = 0,8$$

Pour une section rectangle : $B' = (a - 0,02) \times (b - 0,02) = (0,5 - 0,02) (0,5 - 0,02) = 0,2304$

$$A_s = \frac{\gamma_s}{f_e} \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B' \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right] = \frac{1,15}{500} \left[\frac{870,54 \times 10^{-3}}{0,8} - \frac{0,2304 \times 30}{0,9 \times 1,5} \right] = -9,27 \times 10^{-3} < 0$$

- Dispositifs constructifs :

$$A_{smin} \geq 4U = 4 \times (2 \times (50 + 50)) = 8 \text{ cm}^2$$

On prend $A_{smin} = 8 \text{ cm}^2$

$$\frac{0,2 \times B^2}{100} \leq A_s \leq \frac{0,5 \times B^2}{100}$$

$$\frac{0.2 \times (50)^2}{100} \leq A_s = 8 \text{ cm}^2 \leq \frac{0.5 \times (50)^2}{100}$$

$$5 \text{ cm}^2 \leq A_s = 8 \text{ cm}^2 \leq 12.5 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérfiée}$$

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets ; leur pourcentage maximal sera de :

4% en zone courante

$$A_{\text{maxRPA}} = \frac{4}{100} (50 \times 50) = 100 \text{ cm}^2$$

8% en zone de recouvrement

$$A_{\text{maxRPA}} = \frac{8}{100} (50 \times 50) = 200 \text{ cm}^2$$

- Section minimale exigée par le RPA24 :

Les sections minimales citées sont prises de l'RPA24, article 7.4.2. Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de :

1,0% en zones IV, V et VI

$$A_{\text{minRPA}} = \frac{1}{100} (50 \times 50) = 25 \text{ cm}^2$$

Cas 02 : $N_{\text{max}} = 115.58 \text{ KN}$, $M_{\text{corr}} = 249.88 \text{ KN.m}$ (situation accidentelle)

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{249.88}{115.58} = 2.16 > \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0.225$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7 \times 10}{i} = \frac{0.7 \times 10 \times \sqrt{12}}{b} = 18.42 < 50$$

- Justification du poteau :

$$\lambda < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{18.42}{35}\right)^2} = 0.8$$

Pour une section rectangle : $B' = (a - 0.02) \times (b - 0.02) = (0.5 - 0.02) (0.5 - 0.02) = 0.2304$

$$A_s = \frac{\gamma_s}{f_e} \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B' \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right] = \frac{1}{500} \left[\frac{115.58 \times 10^{-3}}{0.8} - \frac{0.2304 \times 30}{0.9 \times 1.2} \right] = -0.01 < 0$$

En effet d'après le calcul, en remarque que la section est surabondante dans tous les cas et donc

on prend la section $A_{s \text{ min}} = 8 \text{ cm}^2$, qui vérifie la condition : $\frac{0.2 \times B^2}{100} \leq A_s \leq \frac{0.5 \times B^2}{100}$

- D'après l'article 7.4.2 RPA24 la distance entre les barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas dépasser : 15 cm en zones IV, V et VI.
-

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

Tableau VI.6 : ferrailage de poteau 50×50 (cm²).

Sollicitation	N / M	Combinaisons	Effort normal	Moment fléchissant	A _s (cm ²)
N (KN)	Max	1.35 G + 1.5 Q	2002,04	-2,28	4
	Min	G+ΨQ- E _y +0.3E _x	-870,54	-77,25	12.5
My (KN.m)	Max	G+ΨQ-E _x -0.3E _y	-115,58	249,88	13
	Min	G+ΨQ+E _x +0.3E _y	1080,50	-241,63	4
Mz (KN.m)	Max	G+ΨQ+E _y +0.3E _x	920,98	218,69	4
	Min	G+ΨQ-E _y +0.3E _x	202,75	-214,34	8

En comparant le calcul manuel avec le résultat donné par le logiciel SOCOTEC, on trouve que les sections d'armatures calculées par les deux méthodes sont quasi-identiques, en prend le cas le plus défavorable : A_s=13 cm².

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

On opte pour 8HA16 + 8HA14 avec A_s=28.40 cm²

A_{minRPA} = 25cm² < A_s =28.40 cm² Vérifiée

Tableau VI.7 : ferrailage des poteaux.

Poteau (cm ²)	A _{minRPA} (cm ²)	Choix des barres	A _{sadoptée} (cm ²)
50×50	25	8HA 16 + 8HA 14	28.40
45×45	20.25	8HA 16 +4HA 14	22.24
40×40	16	8HA 16	16.08

VI.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 égale : $\rho_a = 2.5$ pour $\lambda_g \geq 5$

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

t : espacement entre les armatures transversales :

Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(\frac{b_0}{3} ; 10 \text{ cm} ; 6\Phi_1)$ en zone IV ; V ; VI

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

Dans la zone courante : $t' \leq \text{Min}(\frac{bc}{2} ; \frac{hc}{2} ; 10\Phi_1)$ en zone IV ; V ; VI

$t' \leq \text{Min}(25 ; 25 ; 14) = 10 \text{ cm}$

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% Si $\lambda_g \geq 5$

0,8% 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 VI.8 : Armature transversale des poteaux.

Poteau (cm ²)	$\Phi_{1 \text{ min}}$ (cm)	λ_g	V_u (KN)	t_{courante} (cm)	t_{nodale} (cm)	ρ_a	A_t (cm ²)	Choix des Cadre
50×50	1.4	4.09	162.48	14	8	3.75	1.94	6HA8
45×45	1.4	4.5	130.53	14	8	3.75	1.74	6HA8
40×40	1.6	5.12	95.31	16	9	2.5	1.07	4HA8

- Longueurs de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements de barres longitudinales, de diamètre Φ_1 , est de :

$60 \Phi_1$, en zones IV, V et VI

$$L_r = 60 \times 1.6 = 90 \text{ cm}$$

On adopte une longueur de recouvrement L_r de 90 cm pour les poteaux avec un diamètre de barres d'armature Φ_1 de 16 mm.

VI.3.5. Croquis de ferrailage des poteaux :

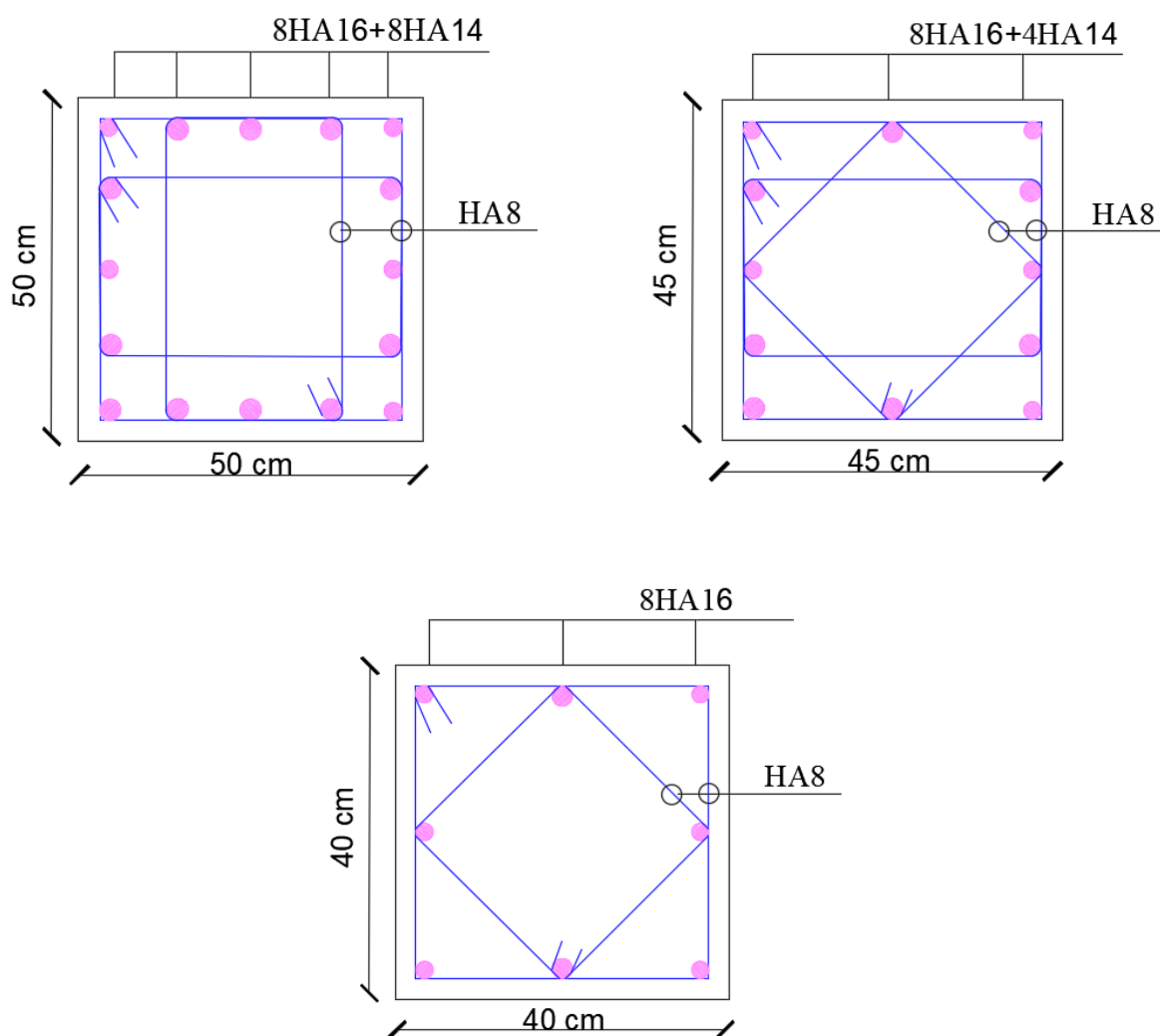


Figure VI.2 : ferrailage des poteaux.

VI.4. Étude des voiles

La structure étudiée est contreventée par un système de voiles porteurs ; Cela nécessite un ferrailage garantissant la résistance requise des voiles.

Vérification des voiles sous les sollicitations normales :

Selon RPA24 art. 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 VI.9 : Vérification des voiles sous les sollicitations normales.

Voiles (cm ²)	B _c (m ²)	N _d (KN)	V _d	Vérification
330×20	0.66	3048.44	0.154	Vérifiée
250×20	0.5	1623.4	0.108	Vérifiée
105×20	0.21	1070.29	0.17	Vérifiée

VI.4.1. 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.

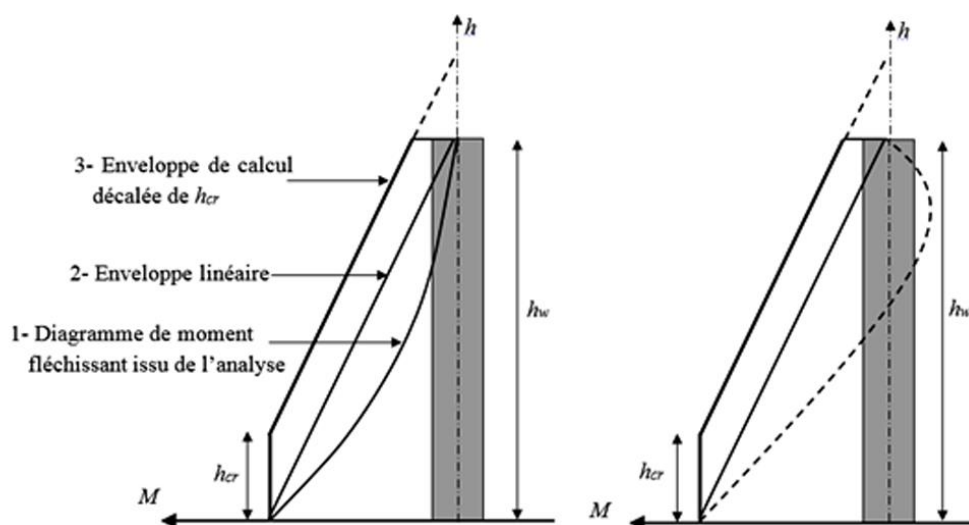
Tableau VI.10 : Vérification de la contraintes limites de cisaillement.

Voiles (cm ²)	V _u (KN)	\bar{V} (KN)	τ_b (MPa)	0.2 f _{c28} (MPa)	Vérification
330×20	1047.68	1466.75	2.47	6	Vérifiée
250×20	711.20	995.68	2.21	6	Vérifiée
105×20	322.61	451.65	2.39	6	Vérifiée

VI.4.2. Ferrillages des voiles et des trumeaux :

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

Dans notre cas les voiles sont élancés $(h_w / l_w) = (27.54 / 2.5) = 11 > 2.0$: 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.



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 :

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

h_e : la hauteur libre de chaque niveau

h_w : la hauteur totale du voile

$$h_{cr} = \max (2.5 ; 4.59) = 4.59 \text{ m}$$

VI.4.3. Sollicitations extrêmes sur les voiles :

Exemple de calcul pour les voiles 250×20 (cm²).

Tableau VI.11 : Sollicitations extrêmes sur le voile 250×20 (cm²)..

	N(KN)	M(KN.m)
ELU	1309.03	59.87
G+ΨQ+EX+0.3EY	159.37	-940.00
G+ΨQ+EX-0.3EY	354.81	571.91
G+ΨQ-EX+0.3EY	1474.86	-488.71
G+ΨQ-EX-0.3EY	1670.29	1023.20
G+ΨQ+EY+0.3EX	1391.78	-2145.94

G+ΨQ+EY-0.3EX	786.43	-2010.56
G+ΨQ-EY+0.3EX	923.48	2334.69
G+ΨQ-EY-0.3EX	923.48	2334.69

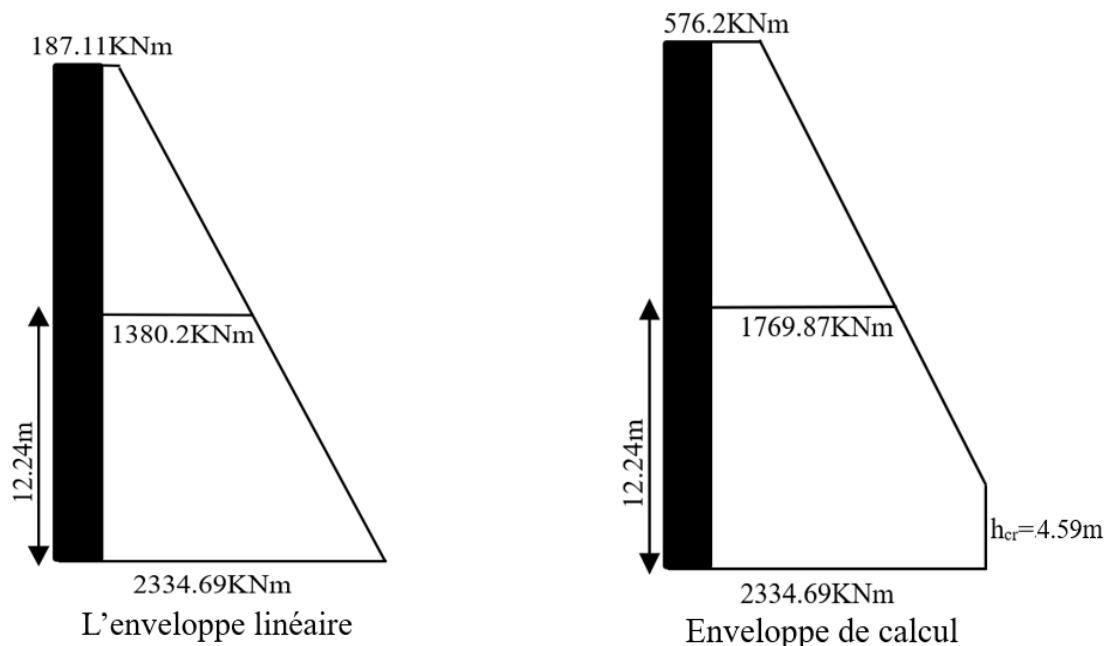


Figure VI.3 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant.

• Ferrailage des éléments de rive :

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

Avec :

l_w : longueur de voile ;

b_w : largeur de voile.

$$l_c \geq \max (37.5 ; 30)$$

$$l_c = 70 \text{ cm}$$

- Les armatures longitudinales :

$$M_{\max} = 2334.69 \text{ kN.m} ; N_{\text{cor}} = 923.48 \text{ kN} ; L = 2.5 \text{ m} ; e = 20 \text{ cm.}$$

$$\text{Don on a } A_s = 16.2 \text{ cm}^2$$

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.

$$A_{s \text{ longitudinale}} \geq 0.5\% \times 70 \times 20 = 7 \text{ cm}^2$$

- 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 :

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

$$S_t \leq \min (7\text{cm}; 12.5 \text{ cm}; 8.4\text{cm})$$

$$S_t = 6 \text{ cm}$$

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

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

$$A_t = 0.65 \text{ cm}^2 \dots\dots 2\text{HA8}$$

• Ferrailage de l'âme :

- Aciers verticaux :

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

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

$$\Phi = 14 \text{ cm}$$

Avec un espacement $S_t = 15\text{cm}$

- Aciers horizontaux :

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

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

Avec :

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

z: distance entre les centres de gravite des armatures des deux extrémités confinées.

$$V = 681.05 \text{ KN}$$

$$A_h = 0.635 \text{ cm}^2 \dots 2\text{HA8}$$

Tableau VI.12 : Ferrailage des voiles selon les différents cas.

		Les sections	330×20	250×20	105×20
Ferrailage des éléments de rive	Les armatures longitudinales	$A_{s\ min}(cm^2)$	10	7	4
		$A_{s\ cal}(cm^2)$	24.36	16.2	10.58
		Choix des barres	18HA14	14HA14	8HA14
		$A_{s\ adop}(cm^2)$	27.71	18.47	12.32
		$S_t(cm)$	10	10	10
	Les armatures transversales	$A_s(cm^2)$	0.65	0.65	0.65
		Choix des barres	2HA8	2HA8	2HA8
		$S_t(cm)$	6	6	6
Ferrailage de l'âme	Les armatures longitudinales	$A_s(cm^2)$	24.63	18.47	12.32
		Choix des barres	16HA14	14HA14	8HA14
		$S_t(cm)$	15	15	15
	Les armatures transversales	$A_s(cm^2)$	0.73	0.635	0.426
		Choix des barres	2HA8	2HA8	2HA8

VI.4.4. Les schémas de ferrailage des voiles :

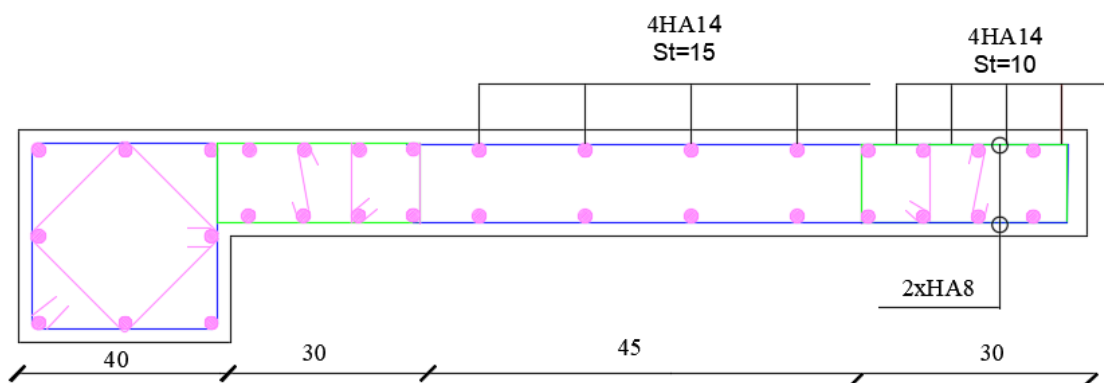


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage voile 105×20 (cm²).

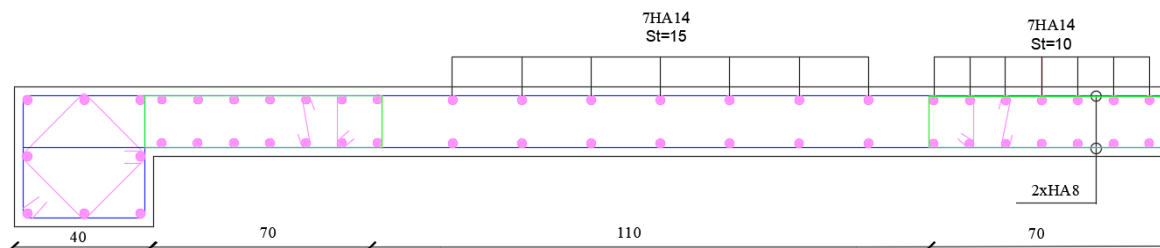


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage voile 250×20 (cm²).

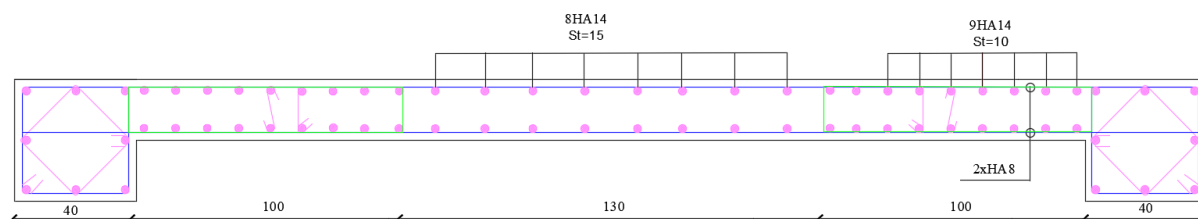


Figure VI.6 : Schéma de ferrailage voile 330×20 (cm²).

VI.5. Étude des dalles

Les dalles en béton armé sont des éléments structurels plans ce qui signifie que leurs épaisseurs sont faibles par rapport à leurs deux autres dimensions. Leur fonction est de transmettre les charges appliquées perpendiculairement à leur plan moyen. Un panneau de dalle peut reposer sur des appuis continus (voiles, poutres, murs) ou ponctuels (poteaux).

Une dalle est dite diaphragme lorsqu'elle est conçue pour résister aux forces agissant dans son plan et les transmettre aux éléments de contreventement.

VI.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 VI.13 : Sollicitations extrêmes et ferrailage des dalles sens xx

Position	Moment	A _s (cm ² /m)	Choix des barres	A _s adoptée (cm ² /m)	A _s min (cm ² /m)	
					BAEL	CNF
En travée	-12.23	2.1	7HA12	7.92	1.45	1.74
Sur appuis	14.1	2.5	7HA12	7.92	1.45	1.74

- Sens y :

Tableau VI.14 : Sollicitations extrêmes et ferrailage des dalles sens yy

Position	Moment	As(cm ² /m)	Choix des barres	As adoptée (cm ² /m)	As min (cm ² /m)	
					BAEL	CNF
En travée	-12.52	2.2	7HA12	7.92	1.45	1.74
Sur appuis	12.43	2.2	7HA12	7.92	1.45	1.74

Sachant que : $A_{min} = 8 \times h_0$; $A_{smin} = \frac{A_{ymin} \times (3 - \alpha)}{2}$ (h_0 : l'épaisseur de la dalle = 16cm)

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

VI.5.2. Schéma de ferrailage de la dalle dans le sens xx et yy:

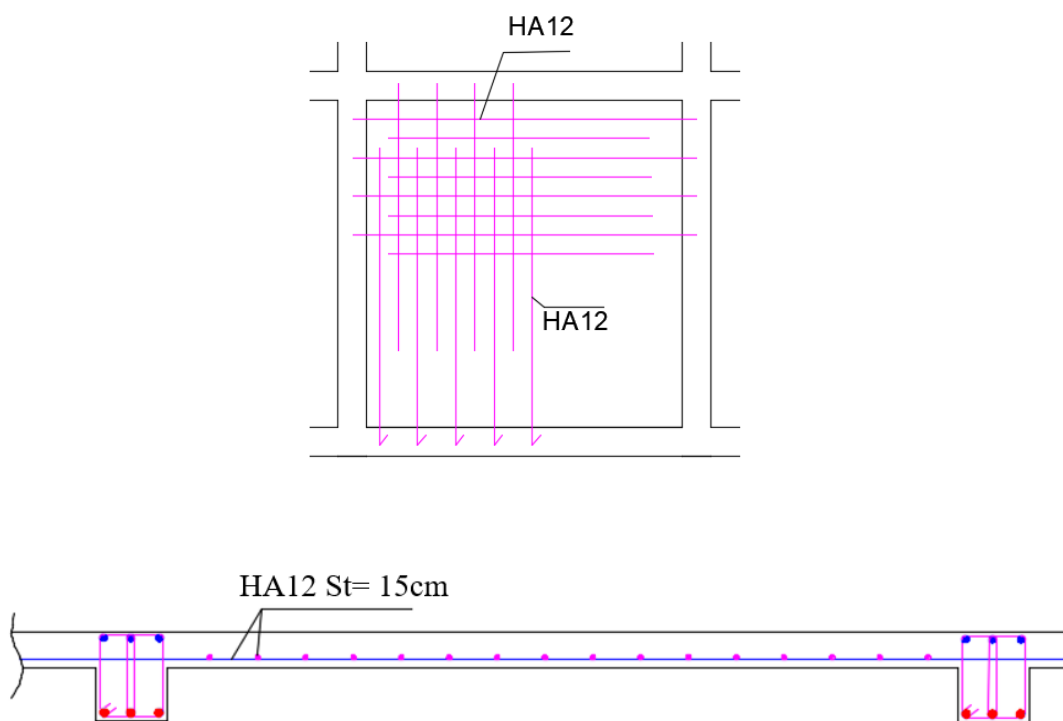


Figure VI.7 : Ferrailage de la dalle en travée.

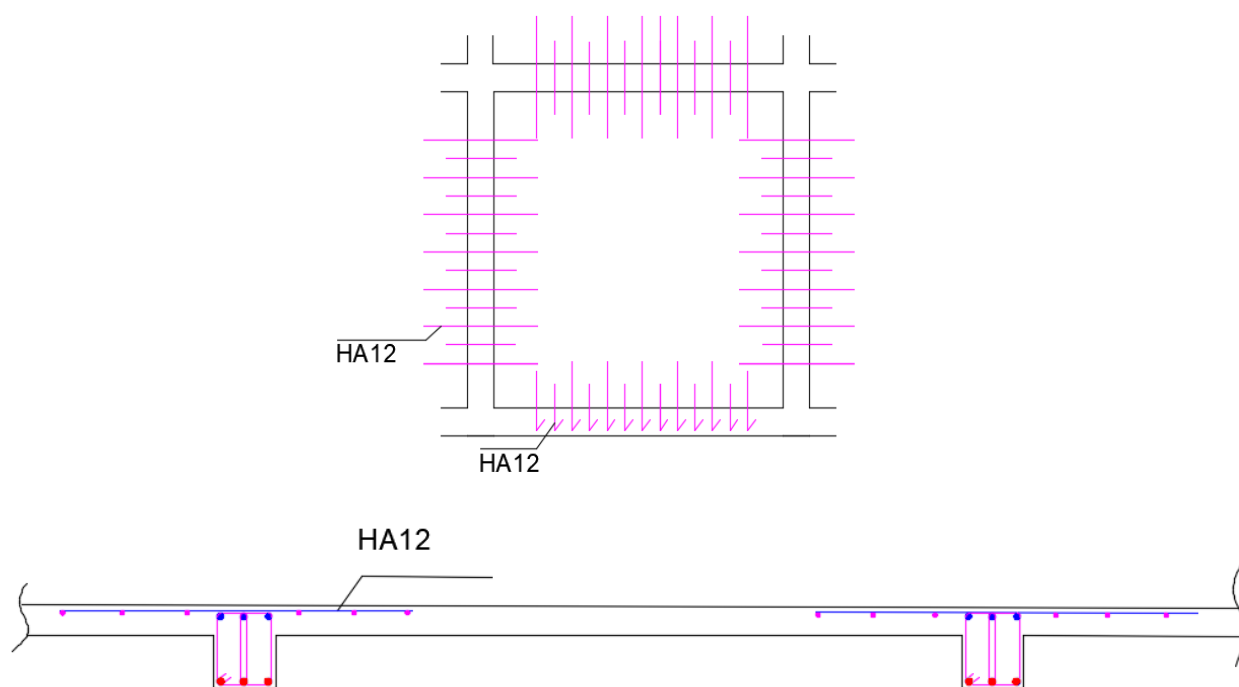


Figure VI.8 : Ferrailage de la dalle sur appuis.

VI.6. Étude des escaliers

On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple, en prenant une bande de 1m :

$$P_{\text{paillasse}} = 0.807 \text{ t/m}^2 * 1 \text{ ml} = 0.807 \text{ t/ml}$$

$$P_{\text{palier}} = 0.583 \text{ t/m}^2 * 1 \text{ ml} = 0.583 \text{ t/ml}$$

Puisque :

$$g1 = 1.35 (P_{\text{paillasse}} + P_{\text{garde-corps}}) + 1.5Q_{\text{escalier}}$$

$$g2 = 1.35 P_{\text{palier}} + 1.5Q_{\text{escalier}}$$

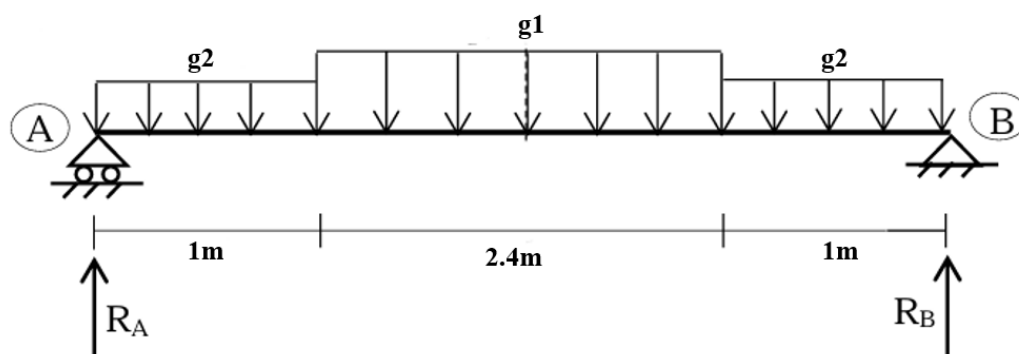


Figure VI.9 : Schéma statique de l'escalier.

Alors :

$$g_1 = 1.35 \times (0.807 + 0.1) + 1.5 \times (0.25) = 1.6 \text{ t/ml}$$

$$g_2 = 1.35 \times (0.583) + 1.5 \times (0.25) = 1.16 \text{ t/ml}$$

$$R_{AU} = R_{BU} = (g_1 \cdot L) / 2 - (g_1 - g_2) \times a = 3.08 \text{ t/ml}$$

$$M_{max} = \frac{g_1 \times L^2}{8} - (g_1 - g_2) \times \frac{a^2}{2} = 3.65 \text{ t.m} = 0.0365 \text{ MN.m}$$

Puisque les escaliers sont protégés des agressions extérieures, donc le calcul se fait à L'ELU (fissuration peu nuisible).

VI.6.1. Ferrailage des escaliers:

- **Ferrailage de la travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.0365}{1 \times 0.18^2 \times 17} = 0.066 < 0.185 \dots\dots\dots \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.085$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.18(1 - 0,4 * (0.085)) = 0.173 \text{ m}$$

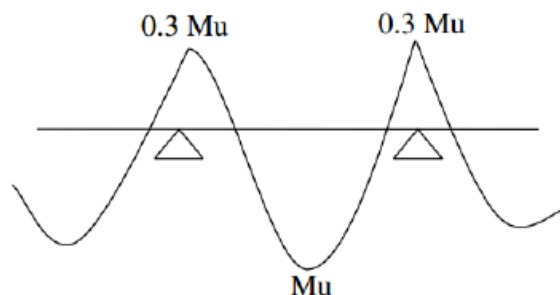
$$A_s = \frac{M_u}{z \times f_{su}} = \frac{0.0365}{0.173 \times 435} = 0.000485 \text{ m}^2 = 4.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 7HA12 /ml = 5.5 cm²

$$S_i = 15 \text{ cm}$$

- **Ferrailage des appuis :**

Les armatures positives (sur appuis) seront calculées avec un moment qui vaut 0.3M₀.



$$\mu_{bu} = \frac{0.3M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.3 \times 0.0365}{1 \times 0.18^2 \times 17} = 0.02 < 0.185 \dots\dots\dots \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.025$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.18(1 - 0,4 * (0.025)) = 0.178 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{0.3M_u}{z \times f_{su}} = \frac{0.3 \times 0.0365}{0.175 \times 435} = 0.00014 \text{ m}^2 = 1.438 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 7HA12 /ml = 5.5 cm²

S_t=15 cm

• **Ferraillage de répartition on transversal :**

$$A_{rt} = \frac{A_s}{4} = \frac{4.85}{4} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4HA8/ ml = 2.01 cm²

St =20 cm (il n'est pas recommandé de prendre un espacement plus de 25 cm)

Tableau VI.15 : ferraillage des escaliers.

	μ_{bu}	α	Z(m)	A _s (cm ²)	Choix	A _{s long} (cm ²)	A _r (cm ²)	Choix	A _{s trans} (cm ²)
Travée	0.066	0.085	0.173	4.85	7HA12	5.5	1.2	4HA8	2.01
Appuis	0.02	0.028	0.178	1.44	7HA12	5.5	1.2	4HA8	2.01

VI.6.2. Vérifications :

• **ELU**

- Condition de non fragilité :

$$BAEL91: A_{smin} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times bd = 1.98 \text{ cm}^2$$

En appuis : A_s = 5.5 < 1.98cm² Condition vérifiée

En travée : A_s = 5.5 < 1.98cm² Condition vérifiée

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \{0.2f_{c28}/ \gamma_b ; 5 \text{ MPa}\} = 4 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.26 < 4 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

• **ELS**

- Vérification de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

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

Tableau VI.16 : Vérification de compression dans le béton à L'ELS.

	$M_{ser}(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Vérification
Travée	2.64	5.5	5.3	9381.87	1.49	18	Vérifiée
Appuis	0.79	5.5	5.3	9381.87	0.45	18	Vérifiée

VI.6.3. Schéma de ferrailage des escaliers :

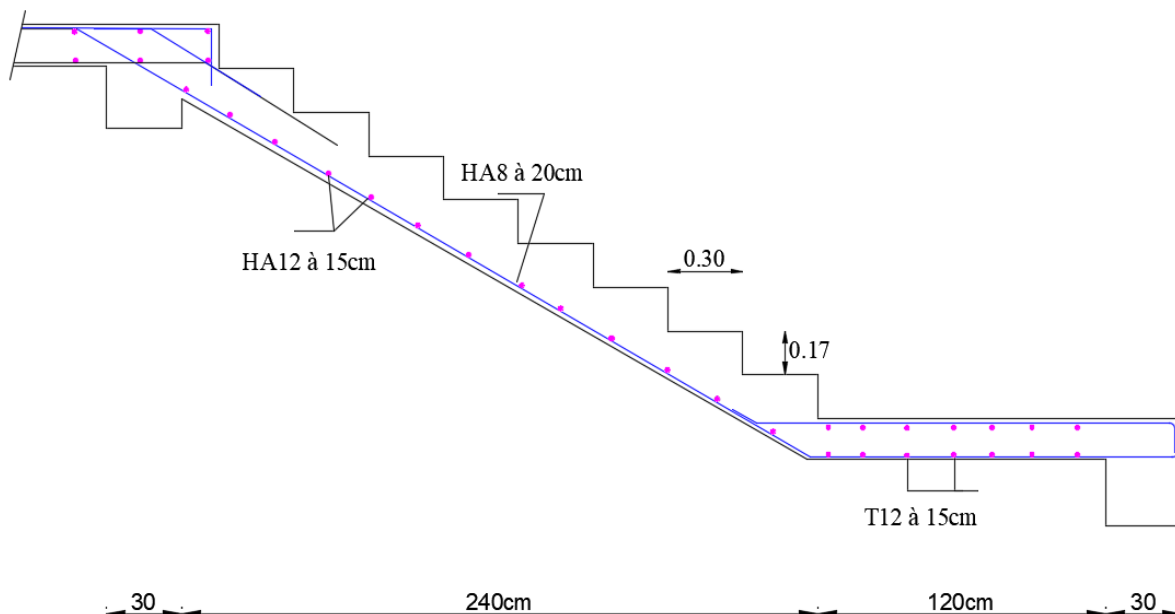


Figure VI.10 : Ferrailage des escaliers.

VI.7. Ferrailage de l'acrotère

Tableau VI.17 : Ferrailage de l'acrotère.

	N_G (KN/m)	M_Q (KN.m)	A (cm^2)	Choix des barres	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{rép choisie}$ (cm^2)	S_t (cm)	$S_{rép}$ (cm)
Section	1.875	0.6	0.17	2x5HA8	5.02	2x4HA8	25	20

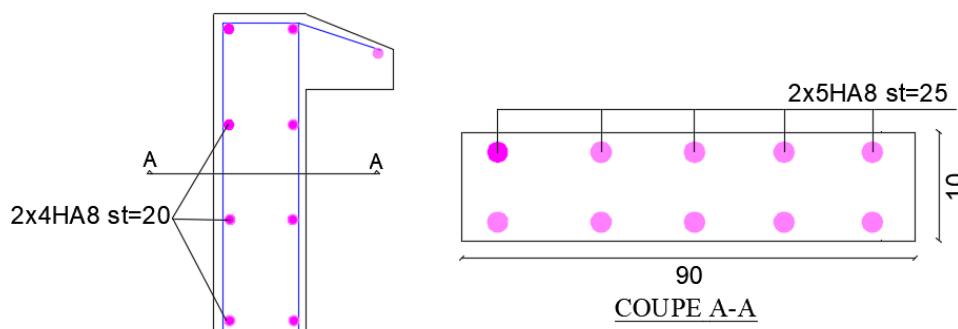


Figure VI.11 : Ferrailage de l'acrotère.

VI.8. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons traité en détail le ferrailage des éléments structuraux et non structuraux, en nous basant sur les résultats de l'analyse dynamique et en conformité avec les exigences du RPA 2024. Le dimensionnement des armatures a été effectué pour garantir la résistance, la stabilité et la ductilité de chaque élément face aux sollicitations gravitaires et sismiques. Des vérifications ont été menées pour assurer la bonne répartition des armatures longitudinales et transversales, le respect des ancrages et recouvrements, ainsi que la prévention des phénomènes de fissuration ou de rupture prématurée.

Le chapitre suivant sera consacré à l'étude de l'infrastructure, en particulier les fondations, et portera sur leur rôle essentiel dans le transfert des charges de la structure vers le terrain d'assise.

CHAPITRE VII :
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1. Introduction

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol ; leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage. Dans ce chapitre, on s'intéressons à l'étude des fondations de l'ouvrage, en commençant par le choix du type de fondation après leur pré-dimensionnement, qui permet de définir les dimensions géométriques initiales nécessaires pour répondre aux sollicitations prévues. Cette étape est suivie par le ferrailage, réalisé conformément aux exigences du Règlement Parasismique Algérien RPA 2024, garantissant la sécurité sismique, et aux règles du BAEL (Béton Armé aux États Limites).

VII.2. Etude de l'infrastructure

L'infrastructure d'un ouvrage joue un rôle fondamental en assurant la stabilité de la structure. Elle permet l'encastrement de la superstructure dans le sol et assure la transmission ainsi que la répartition des efforts vers le terrain d'assise. Elle contribue également à limiter les tassements différentiels à des valeurs admissibles. Par ces fonctions, elle garantit la sécurité et la durabilité de l'ouvrage. Une conception rigide et adaptée est donc indispensable.

VII.2.1. Le choix de fondation :

Le choix du type de fondation s'effectue en respectant les critères essentiels à savoir :

- Stabilité totale du bâtiment.
- Solution économique et facile à réaliser.
- Type de construction.
- Caractéristique du sol.
- Charge apportée par la structure.

VII.2.2. Choix de type de fondations :

Afin de déterminer le système de fondation le plus adéquat à notre ouvrage, nous devons faire quelques vérifications sur la capacité portante dont les semelles peuvent supporter selon leur type, en ce qui concerne notre ouvrage, on a le choix entre :

- Semelle isolée, si ce système n'est pas suffisant, en passera au système suivant ;
- Semelles continues (semelles filantes), de même si ce système ne sera pas suffisant en passera au système suivant ;
- Radier général.

- **Semelles isolées sous poteaux :**

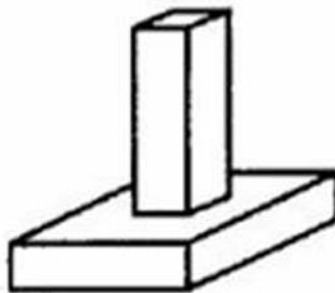


Figure VII.1 : Schéma de la semelle isolé.

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 :

$\sigma_{sol} = 400$ KPa ; contrainte admissible du sol.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation, obtenu par le logiciel à L'ELS.

$N_{ser} = 3460.21$ KN.

$S = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{3460.21}{400} = 8.65$ m² avec $S = B \times B$

Avec $S = B \times B$ donc $B = 2.94$ m \approx 3m

Il y'a un chevauchement des semelles on passe alors à l'étude des semelles filantes.

- **Semelle filante :**

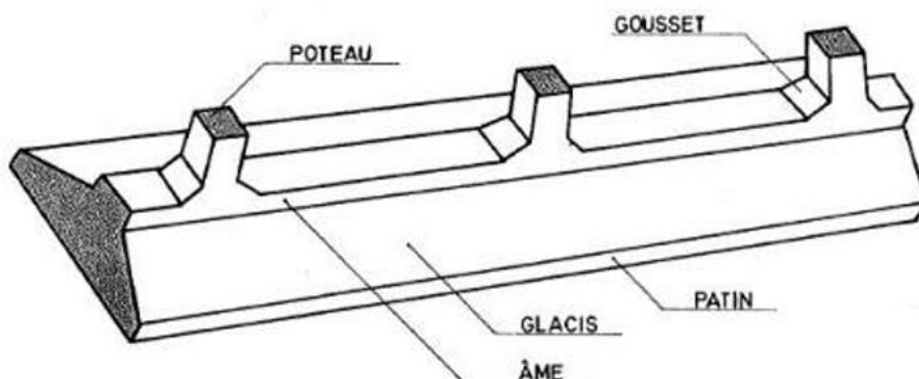


Figure VII.2 : Schéma de la semelle filante.

Tableau VII.1 : Sections des semelles filantes sens y-y.

Files	N(KN)	S(m ²)	L(m)	B(m)	B choisie (m)
A	8117.43	34.65	23.1	1.18	1.5
B	14736.8	57.75	23.1	2.15	2.5
C	15096.4	57.75	23.1	2.18	2.5
D	13615.64	46.2	23.1	1.97	2.0
E	9572.99	38.2	19.1	1.67	2.0
F	8351.67	38.2	19.1	1.46	2.0
G	13151.04	46.2	23.1	1.89	2.0
H	15042.6	57.75	23.1	2.17	2.5
I	14591	57.75	23.1	2.12	2.5
J	7824.36	34.65	23.1	1.15	1.5

Afin de voir si ce système de fondation est intéressant pour notre structure, 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 :

$$S_{\text{semelles}} = 469.1 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 632.3 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{469.1}{632.3} = 0.74 = 74\% \geq 50\%$$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à adopter pour un radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution du coffrage et du ferrailage lors de la réalisation.

VII.2.3. Radier général :

VII.2.3.1. Pré dimensionnement de radier :

• **Dalle :**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Condition forfaitaire

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 4.45 \text{ m}$$

$$h_1 \geq 22.25 \text{ cm}$$

On prend $h_1 = 40 \text{ cm}$

• **Nervures :**

- Condition de coffrage :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$b \geq 44.5 \text{ cm}$$

On prend $b = 50 \text{ cm}$

- La hauteur de nervure :

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\text{On a: } 29.67 \leq h_{N1} \leq 44.5$$

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=21000MPa).

K : coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm³ (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 : 4,45m

Donc :

$$h_{N2} = \sqrt[3]{\frac{3 \times K \times (2 \times L_{\max})^4}{E \times \pi^4}}$$
$$h_{N2} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 0.04 \times (2 \times 4450)^4}{21000 \times \pi^4}} = 71.7 \text{ cm}$$

On prend : $h_{N2} = 80 \text{ cm}$

A partir des deux conditions : $h_N \geq \max(h_{N1} ; h_{N2}) = 80 \text{ cm}$.

- **Conclusion :**

- Epaisseur de la dalle du radier : $h_1 = 40 \text{ cm}$.

- Les dimensions de la nervure : $h_N = 80 \text{ cm}$ et $b = 50 \text{ cm}$

VII.2.4. Vérifications Nécessaires :

VII.2.4.1. Vérification des contraintes sous le radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in situ et au laboratoire : $\sigma_{\text{sol}} = 4 \text{ bars}$

On doit vérifier que : $\sigma_{\text{max}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{\text{sol EL5}} = 4 \text{ bars ;}$$

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 : $\bar{\sigma}_{\text{sol ELU}} = \sigma_{\text{sol}} \times \frac{3}{2} = 6 \text{ bars}$.

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

$$\sigma_{\text{max}} = 2.16 \text{ bars}$$

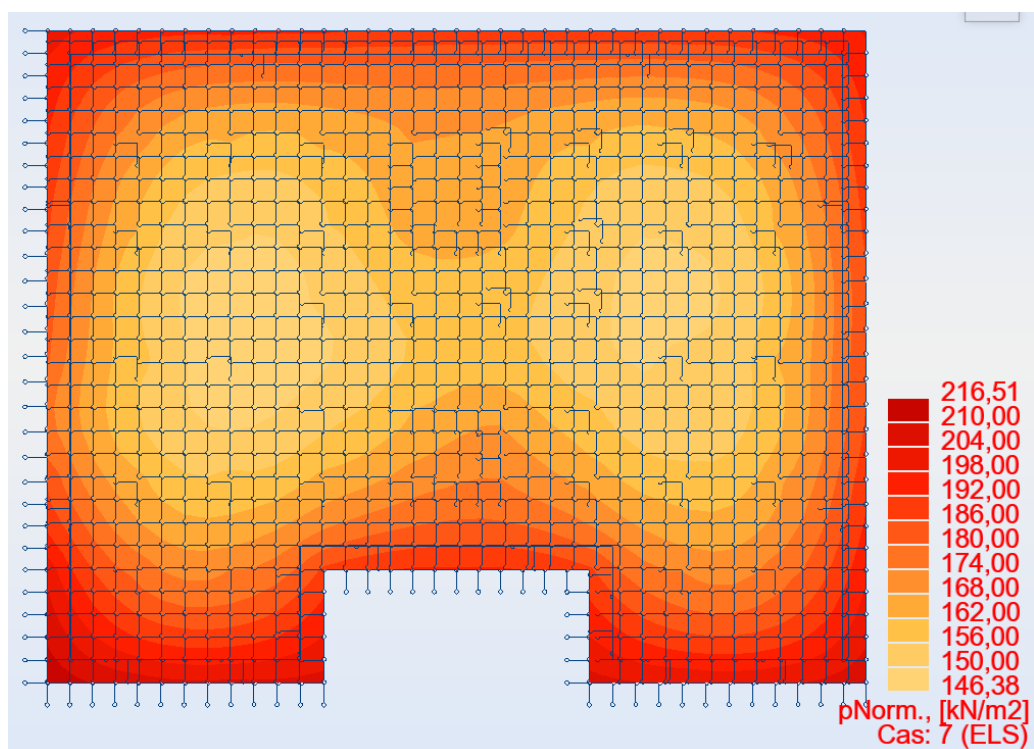


Figure VII.3 : Distribution des contraintes à l'ELS.

- Distribution des contraintes à l'ELU :

$\sigma_{\max} = 2.92 \text{ bars}$

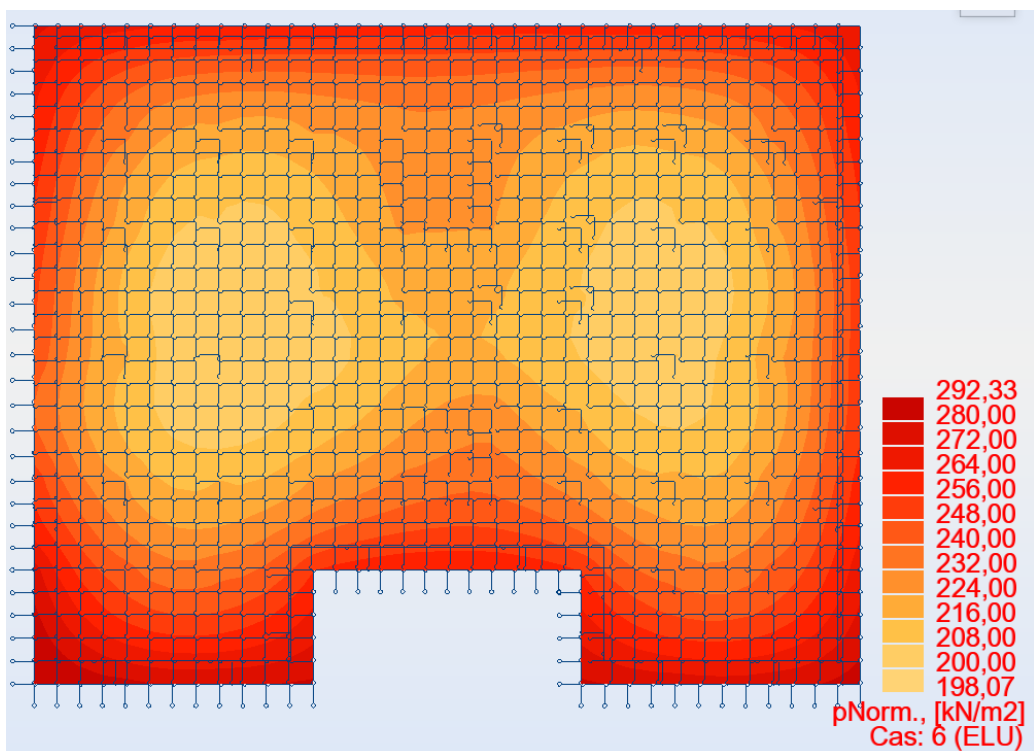


Figure VII.4 : Distribution des contraintes à l'ELU.

• **Distribution des contraintes à ELA :**

$\sigma_{\max} = 4.42 \text{ bars}$

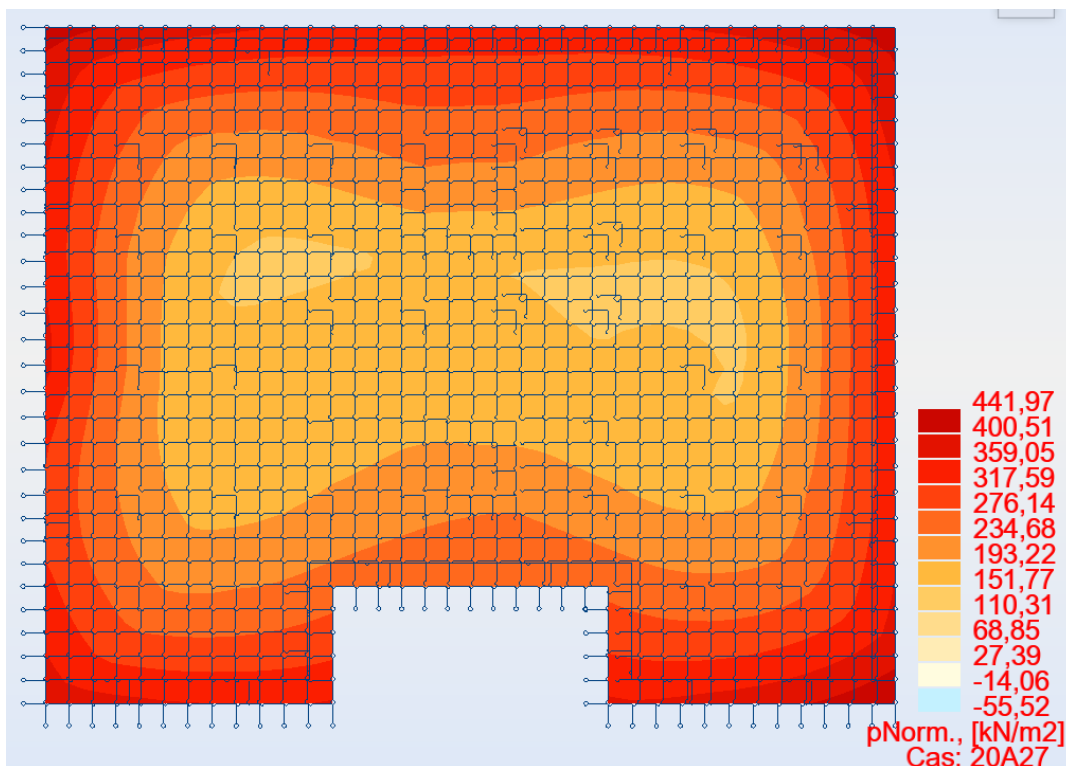


Figure VII.5 : Distribution des contraintes à ELA

Tableau VII.2 : Vérification des contraintes sous le radier.

	σ_{\max} (bars)	σ_{adm} (bars)	Vérification
ELS	2.16	4	Vérifiée
ELU	2.92	6	Vérifiée
ELA	4.42	6	Vérifiée

VII.2.4.2. Vérification de poinçonnement :

Selon l'article A.5.2.4 de BAEL91 on va vérifier que :

• **Poteaux :**

$P_u \leq 0.045 U_c h f_{c28} / \gamma_b$

$P_u = 1634.24 \text{ KN/m}^2$

$U_c = 2 \times (a+h) + 2 \times (b+h)$

$U_c = 4 \times (500+1200) = 6800 \text{ mm}$

$6800 \times 0.045 \times 1200 \times \frac{30}{1.5} = 7344000 \text{ N/m}^2 = 7344 \text{ KN/m}^2$

Donc $P_u \leq 7344 \text{ KN/m}^2$ condition vérifiée

• **Voiles :**

$$P_u = 2552 \text{ KN/m}^2$$

$$U_c = 2 \times (a+h) + 2 \times (b+h)$$

$$U_c = 2 \times (3100+1200) + 2 \times (200+1200) = 11400 \text{ mm}$$

$$11400 \times 0.045 \times 1200 \times \frac{30}{1.5} = 12312000 \text{ N/m}^2 = 12312 \text{ KN/m}^2$$

Donc $P_u \leq 12312 \text{ KN/m}^2$ condition vérifiée

VII.2.4.3. Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes :

Selon l'article A.5.2.2 de BAEL91 on va vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

• **Distribution des contraintes de cisaillement τ_{xx} :**

$$\tau_{xx} = 1.14 \text{ MPa}$$

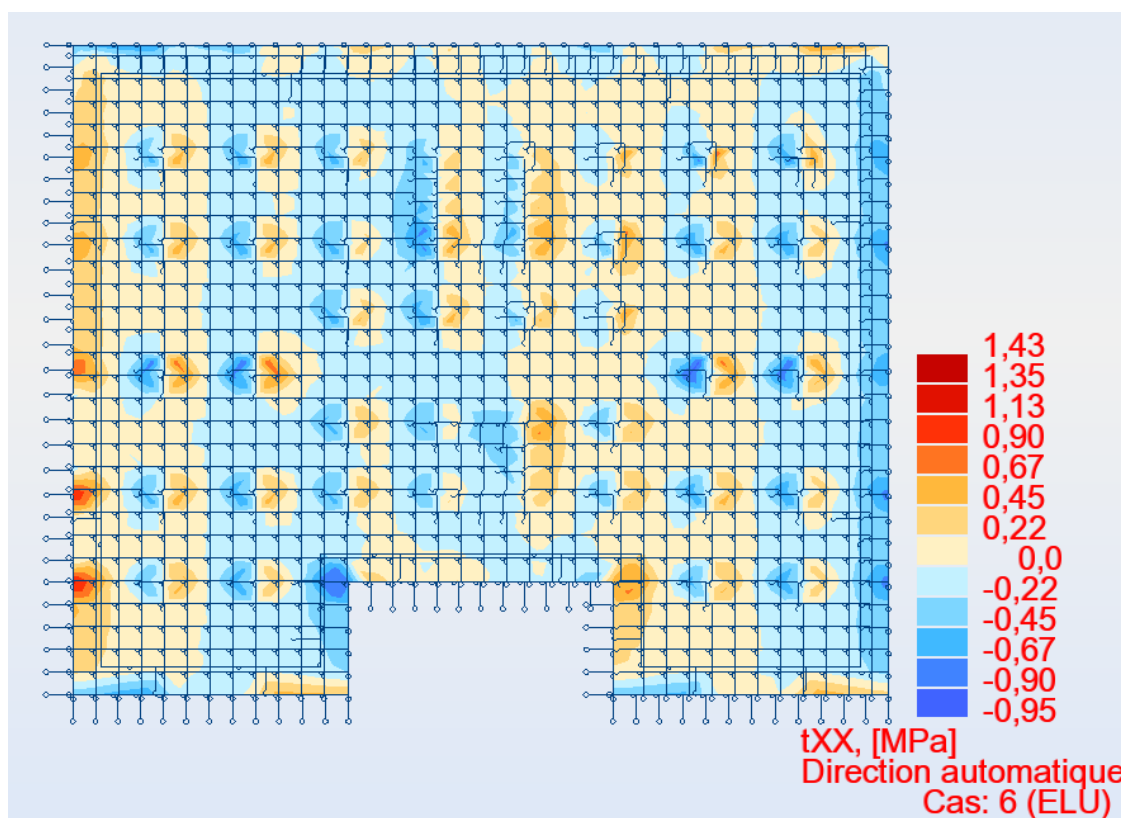


Figure VII.6 : Distribution des contraintes de cisaillement τ_{xx} .

- Distribution des contraintes de cisaillement τ_{yy} :

$$\tau_{yy} = 1.06 \text{ MPa}$$

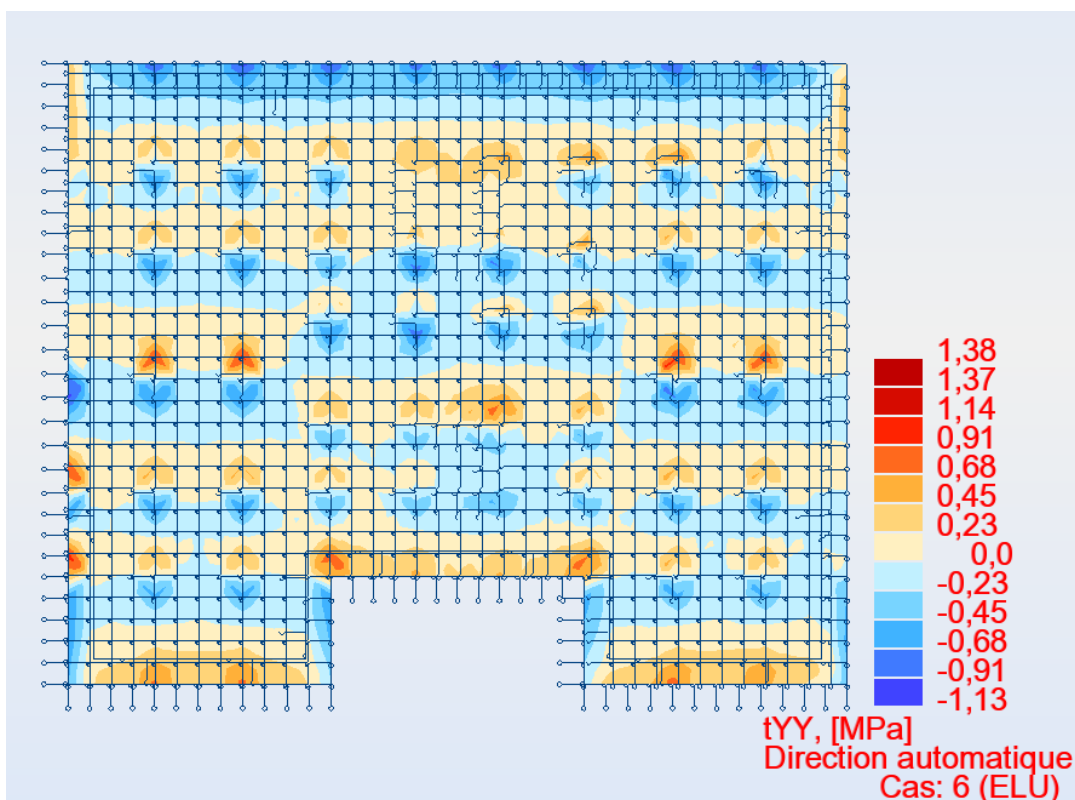


Figure VII.7 : Distribution des contraintes de cisaillement τ_{yy} .

Tableau VII.3 : Vérification vis-à-vis des sollicitations tangentes.

	τ_u (MPa)	$\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$ (MPa)	Vérification
Sens xx	1.14	1.4	Vérifiée
Sens yy	1.06	1.4	Vérifiée

VII.2.5. Sollicitation de calcul :

VII.2.5.1. Moments à l'ELU :

- Selon xx :

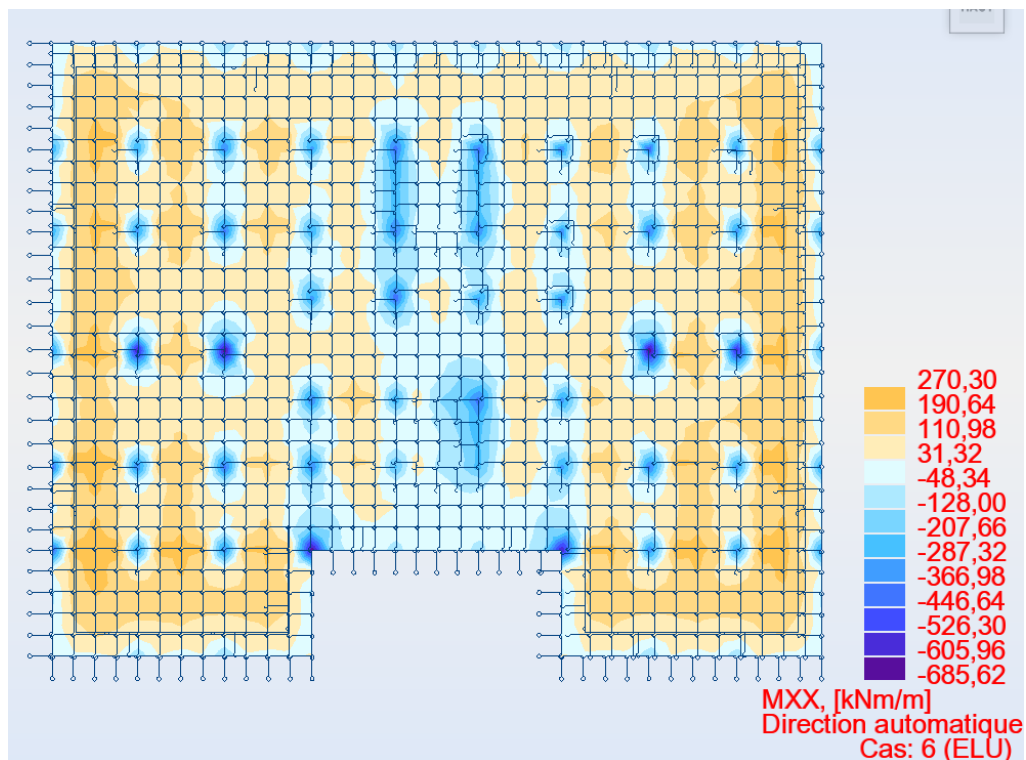


Figure VII.8 : Moments à l'ELU selon xx.

- Selon yy :

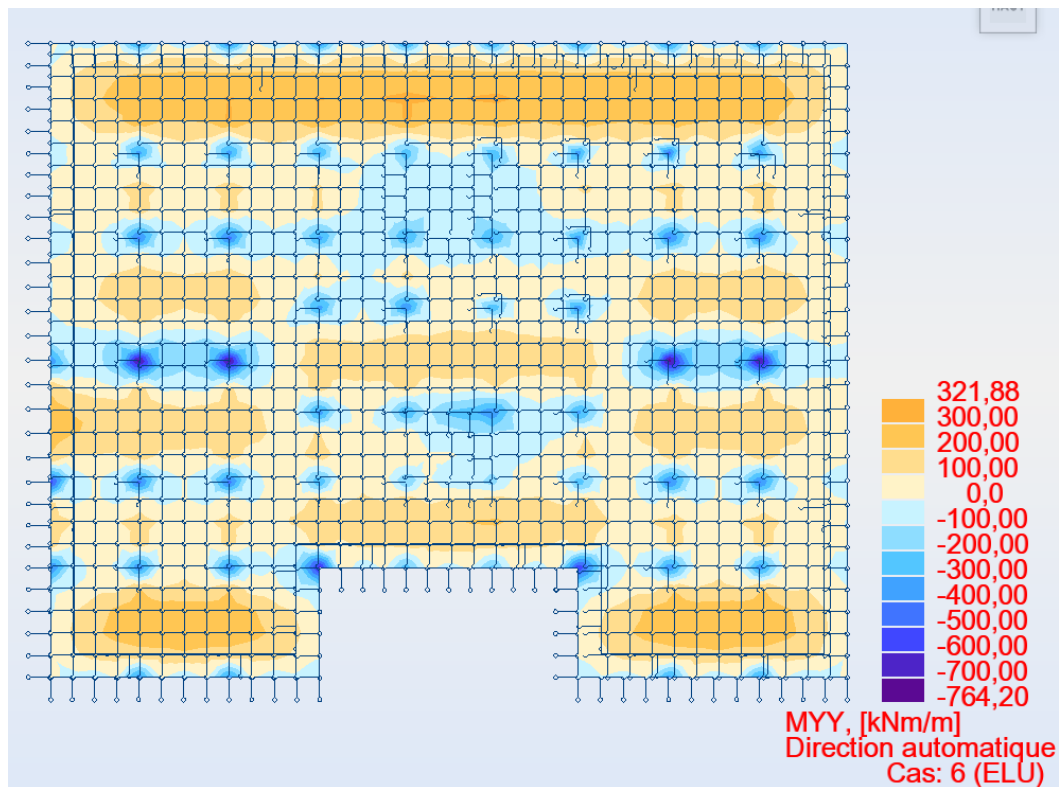


Figure VII.9 : Moments à l'ELU selon yy.

VII.2.5.2. Moment à l'ELS :

- Selon xx :

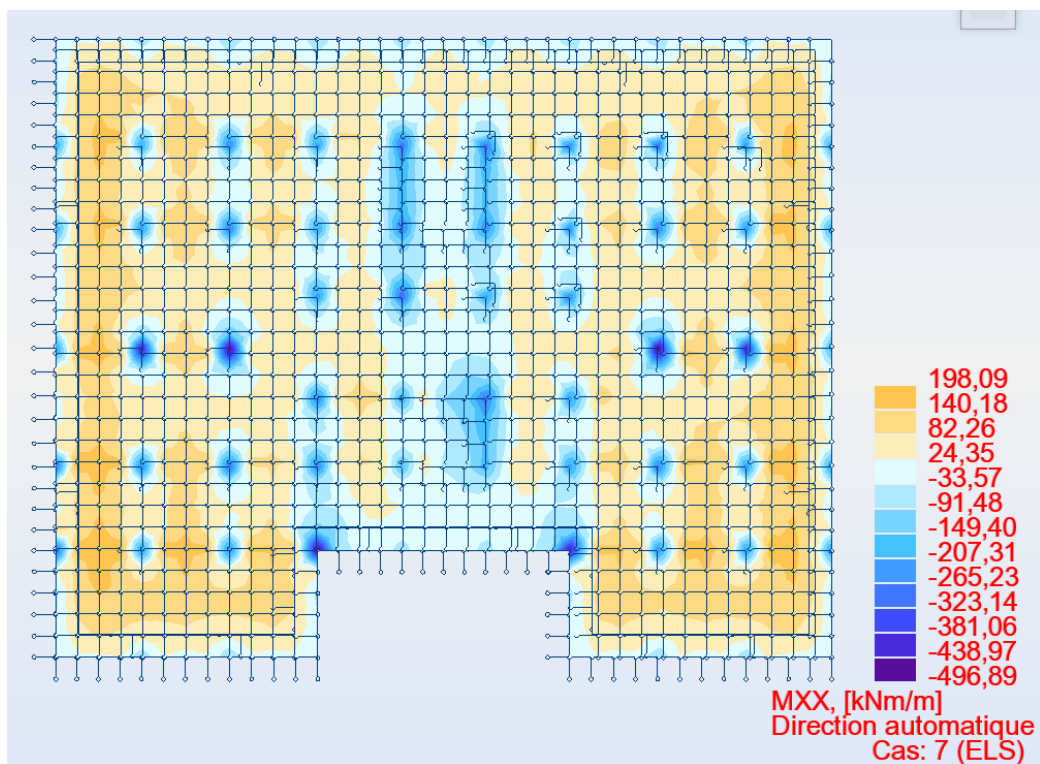


Figure VII.10 : Moments à l'ELS selon xx.

- Selon yy :

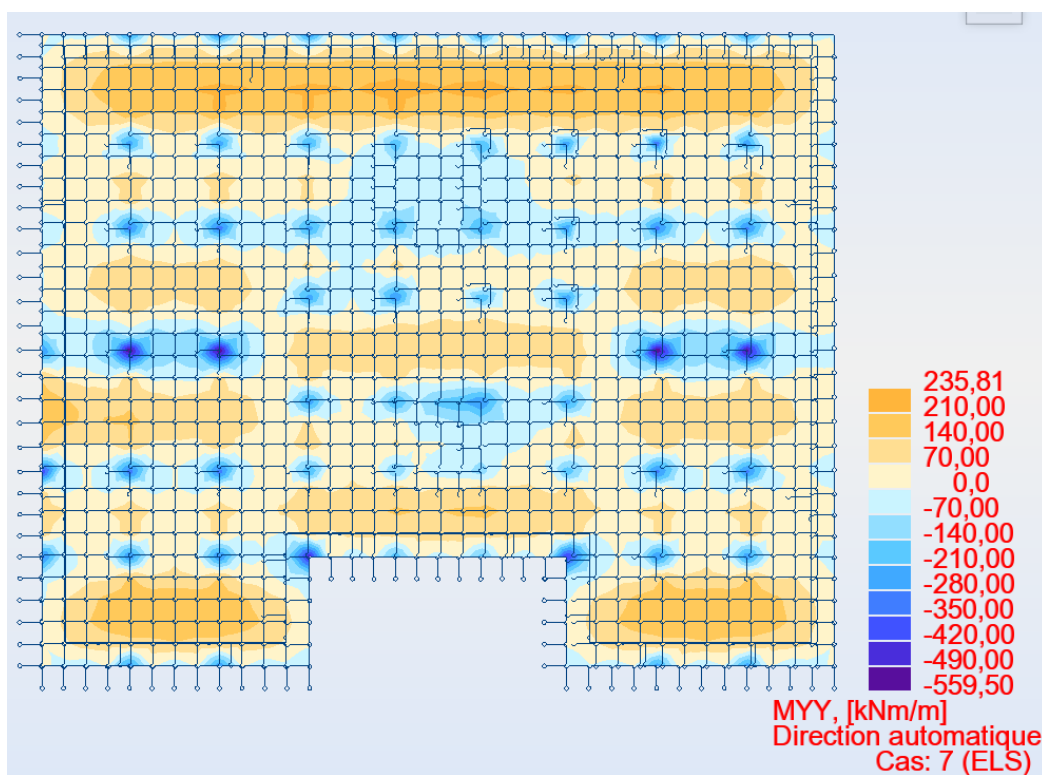


Figure VII.11 : Moments à l'ELS selon yy.

VII.2.5.3. Moments à l'ELA :

- Selon xx :

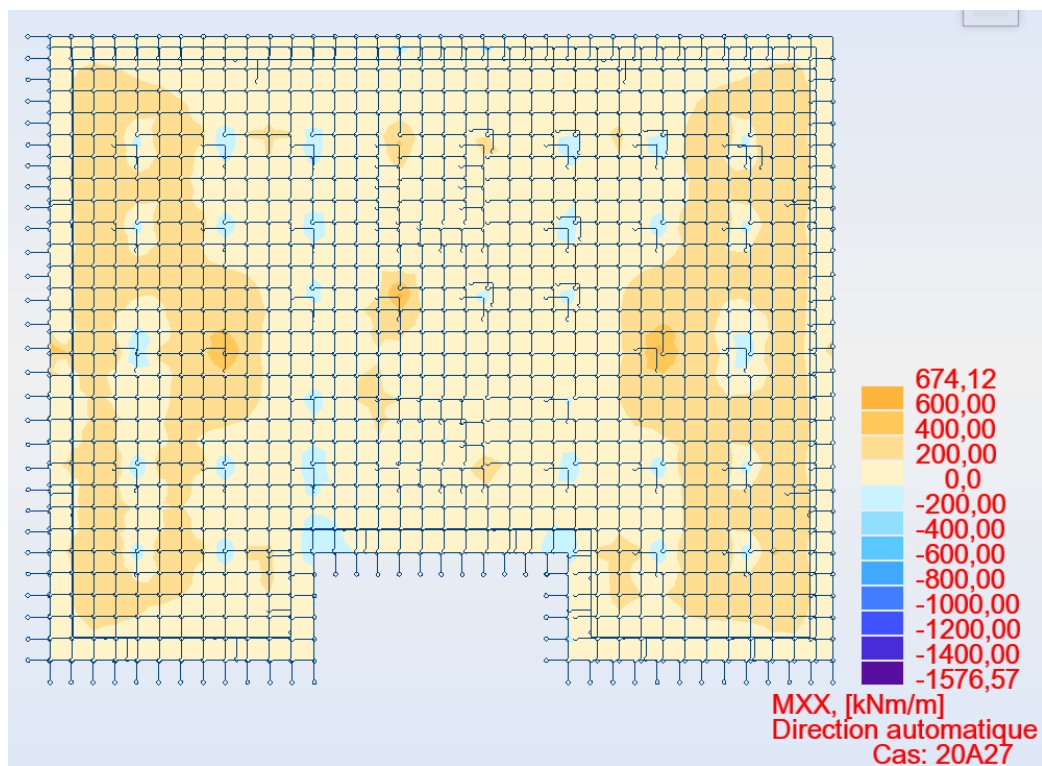


Figure VII.12 : Moments à l'ELA selon xx.

- Selon yy :

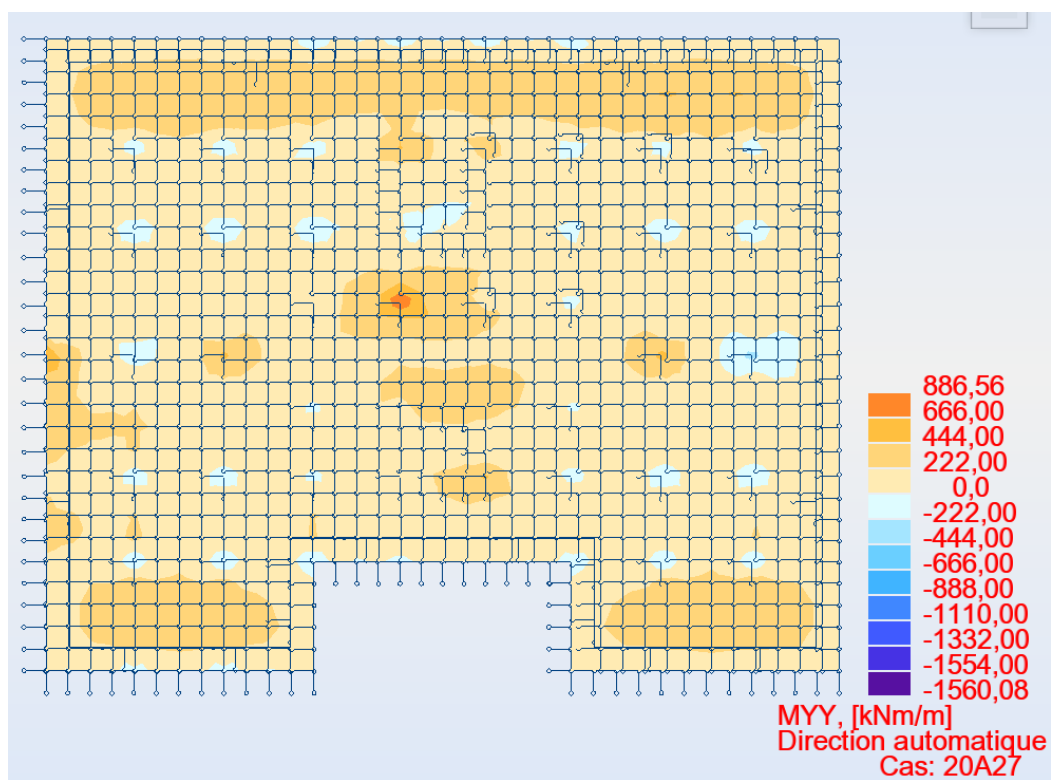


Figure VII.13 : Moments à l'ELA selon yy.

Tableau VII.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations de la dalle.

Moment (KN.m/m)	ELU		ELS		ELA	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_{xx}	-685.62	270.3	-496.89	198.9	-1275.67	674.6
M_{yy}	-764.2	321.88	-559.5	235.81	-1332.4	886.56

VII.2.6. Ferrailage du radier :

Tableau VII.5 : Ferrailage des panneaux du radier.

	A_s cal (cm ²)	Choix des barres	A_s adp (cm ²)
Travée	63.5	14HA25	68.72
Appuis	91.2	20HA25	98.17

VII.2.7. Vérification des contraintes :

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes.

	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	68.72	9	18	127.5	215.56	Vérifiée
Appuis	98.17	15.3	18	175.5	215.56	Vérifiée

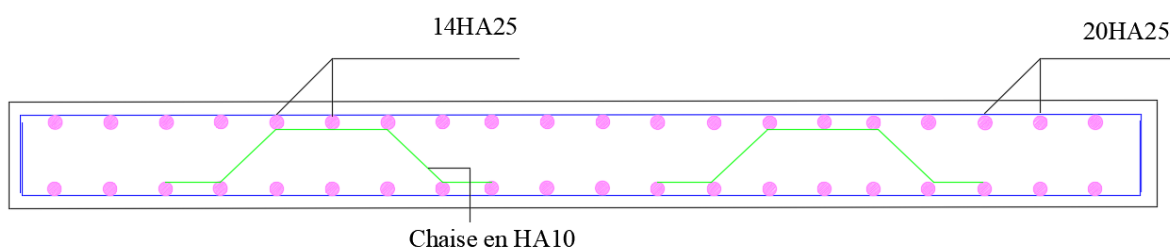


Figure VII.14 : Schéma de ferrailage de la dalle de radier.

VII.2.8. Ferrailage des nervures du radier :

Tableau VII.7 : 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)
1943.51	1143.17	1506.18	-1155.18	-953.85	-926.56

Tableau VII.8 : Ferrailage des nervures.

Section	A _{s sup} (cm ²)	A _{s inf} (cm ²)	Choix des barres	A _{s adp} (cm ²)
Travée	85.4	0	18HA25	88.63
Appuis	0	110.53	23HA25	112.9

VII.2.8.1. Vérifications nécessaires :

- Condition de non fragilité:

$$A_{s \min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.97 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VII.9 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	85.4	10.3	18	127.5	215.56	Vérifiée
Appuis	110.53	16.3	18	175.5	215.56	Vérifiée

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \{0.2f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}\}$$

τ_u = 2.4 < 4Mpa..... Condition vérifiée

VII.2.9. Armatures transversales:

- Choix de l'armature transversale BAEL91 :

$$\emptyset_t \leq \min (h/35 ; b_0/10 ; \emptyset_l) = 20 \text{ mm}$$

- L'espacement des armatures transversales

Selon BAEL91 A.5.1:

$$S_t \geq \frac{0.9f_e A_t}{\gamma_s \cdot b(\tau_u - 0.3f_{t28,k})} \quad \text{avec } k=1$$

Selon RPA24 art.7.5.2 :

Dans la zone nodale : $S_t \leq \min (h/4 ; 24 \Phi_t ; 17.5 ; 6 \Phi_l) = 24 \text{ cm}$

En dehors de la zone nodale : $S_t \leq h/2 = 60 \text{ cm}$

- Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_{tmin} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{tmin} = 0.9 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

On trouve :

$S_t = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Zone nodale.

$S_t = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Zone courante

Tableau VII.10 : Choix des armatures transversales.

Section (cm ²)	Zone	S _t (cm)	Φ _t (cm)	A _t calculée (cm ²)	Choix des armatures	A _t (cm ²)
50x120	courante	20	1.2	5.4	6HA12	6.79
	nodale	15		2.7	4HA12	4.52

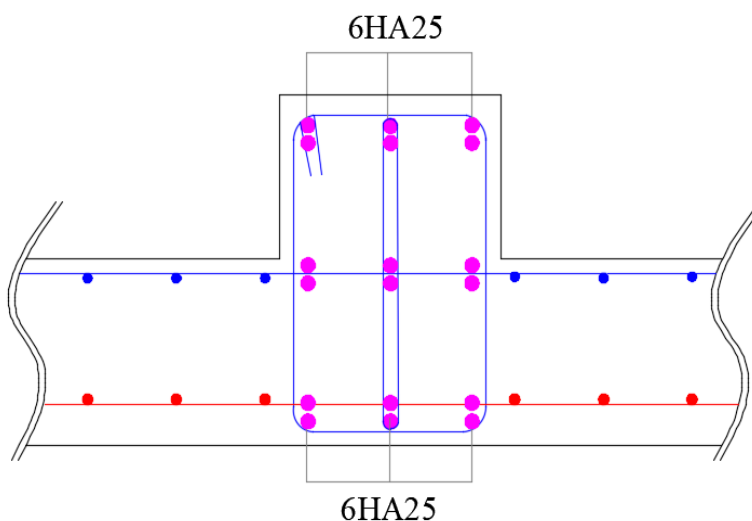


Figure VII.15 : Ferrailage des nervures de radier

VII.3. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié en détail le système de fondation adopté pour notre ouvrage, à savoir un radier général, choisi en raison de la nature du sol, de la répartition des charges et des exigences de sécurité sismique.

Nous avons procédé au calcul des contraintes admissibles sous le radier, en nous assurant que les pressions transmises au sol restent inférieures à la capacité portante du terrain. Les vérifications au poinçonnement ont été menées afin de garantir l'intégrité structurelle du radier face aux concentrations de charges verticales. Par ailleurs, les sollicitations tangentielles générées notamment par l'effet du séisme ont été analysées pour vérifier la stabilité au glissement du radier vis-à-vis du sol.

L'ensemble de ces vérifications, réalisées conformément aux prescriptions du RPA 2024 et BAEL91, a permis de valider la solution retenue. Le radier général offre ainsi une assise stable, continue et rigide, capable de répartir uniformément les efforts verticaux et horizontaux, assurant la sécurité et la durabilité de la structure en conditions statiques comme dynamiques.

Ce travail confirme que le choix d'un radier général constitue une réponse technique fiable et performante, en adéquation avec les exigences du projet et les spécificités du site.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Au terme de cette étude, une analyse approfondie du comportement sismique d'un bâtiment en béton armé R+8 avec sous-sol a été réalisée à travers une approche dynamique rigoureuse. L'exploitation de la méthode d'intégration numérique de Newmark a permis de simuler avec précision la réponse temporelle de la structure soumise à un accélérogramme réel, mettant en évidence les zones critiques et les effets dynamiques majeurs influençant la stabilité de l'ouvrage.

L'intérêt majeur de ce travail réside dans la comparaison entre les modèles de poutres d'Euler-Bernoulli et de Timoshenko. Cette confrontation a mis en lumière l'influence non négligeable des déformations de cisaillement et de l'inertie rotatoire sur la réponse globale de la structure. Contrairement au modèle classique d'Euler-Bernoulli, la théorie de Timoshenko prédit une structure plus souple, des périodes de vibration plus longues, et une redistribution des forces sismiques, notamment dans les modes supérieurs. Ces résultats soulignent l'importance d'intégrer ces paramètres dans les modèles de calcul pour une évaluation plus réaliste de la sécurité sismique.

En conclusion, cette étude confirme la nécessité d'adopter des modèles dynamiques plus complets ; exposés à des sollicitations sismiques significatives. Elle met également en évidence la valeur ajoutée d'un couplage entre des méthodes numériques précises et des hypothèses théoriques adaptées. Ce travail peut ainsi servir de base à d'autres recherches ou applications visant à améliorer la résilience des structures en zone sismique, notamment dans le contexte de l'évolution réglementaire actuelle.

RÉFÉRENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Lestuzzi, P., Séismes et Construction. Eléments pour non-spécialistes, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, ISBN 978-2-88074-740-4, Lausanne, 2008..
- [2] <https://biblio.univ-annaba.dz/ingeniorat/wp-content/uploads/2017/12/DJERIBI-Hani-Achref-Eddine.pdf>.
- [3] Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), « Règlement Parasismique Algérien - RPA 2024 », Document Technique Réglementaire, 2024..
- [4] Dr.AYAS.H,Cours Génie parasismique, Département de Génie Civil et Hydraulique,Université de Mohammed Seddik Benyahia Jijel,Novembre 2020.
- [5] Love, A. E. H. A treatise on the mathematical theory of elasticity. Dover, N Y, 1944..
- [6] Timoshenko, S. P. History of strength of materials. Dover, New York, 1983..
- [7] Pai, P. F., and Schultz, M. J. Shear correction factors and an energy consistent beam theory. International Journal of Solids and Structures 36 (1999), 1523–1540.
- [8] <https://www.mdpi.com/2075-1680/11/3/142?utm>.
- [9] <https://www.linkedin.com/pulse/th%C3%A9orie-deuler-bernoulli-vs-la-timoshenko-merouane-tabit>.
- [10] Cowper, G. R. (1966). The shear coefficient in Timoshenko's beam theory, Journal of Applied Mechanics..
- [11] [.fr.linkedin.com:https://fr.linkedin.com/posts/anas-bentounsi-2000_leffet-p-delta](https://fr.linkedin.com/posts/anas-bentounsi-2000_leffet-p-delta).

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
- Dr. Ladjel.M, Cours de bâtiment, Département Route et Ouvrage d'art, ENSTP 2024.
- Pr. Hadid.M, Cours de dynamique des structures, Département Route et Ouvrage d'art, ENSTP 2023.
- Dr. Messaoudi.A, Cours mécanique 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.

Anciens projets de fin d'étude :

- SALEM Brahim BELKHIRI Aymen ; Etude d'un bâtiment à usage d'habitation en RDC + 6 Etages, contreventé par des voiles en béton armé
- BOUGHOUGAL CHAHRAZED ; Etude d'un bâtiment R+14 avec 2 sous-sols implanté à Boumerdès
- HABOUR LOUBNA ; Etude d'un bâtiment r+8+sous-sol a hai Seddiki wilaya d'Oran
- MERABET HOURIA BOUARGOUB NADIA ; étude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+5) + s-sol »

ANNEXES

ANNEXE A

CALCUL DES INTEGRALES DE

MOHR PAR LA METHODE

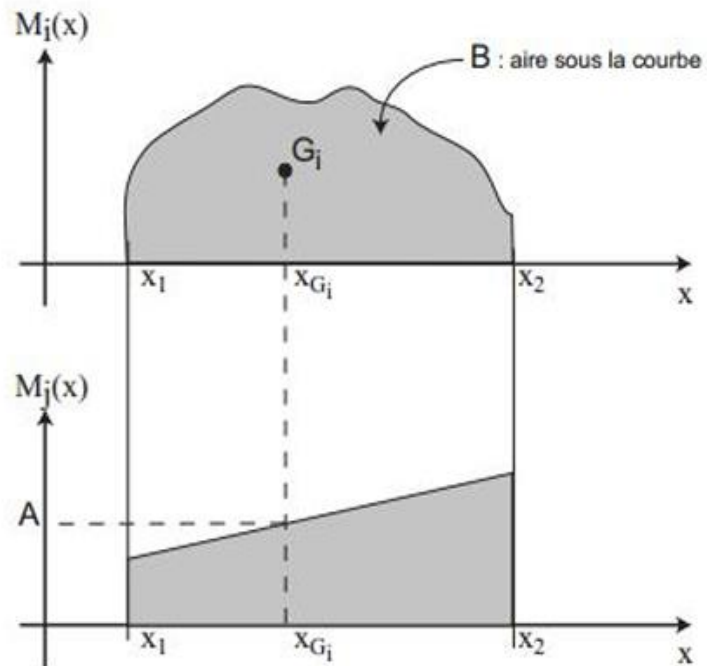
SIMPLIFIEE

1. Calcul des intégrales de Mohr par la méthode simplifiée

Il s'agit d'une méthode simple lorsqu'un des diagrammes est linéaire (avec EI constant),








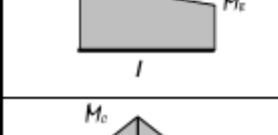
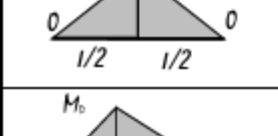
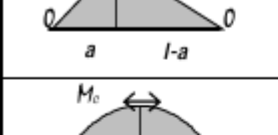

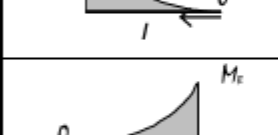
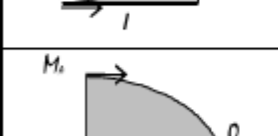
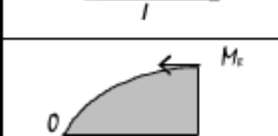
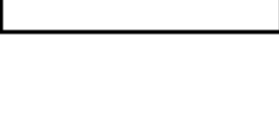
On obtient alors :

$$\frac{1}{EI} \int_{x_1}^{x_2} M_i(x) M_j(x) dx = A \times B$$

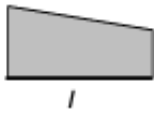

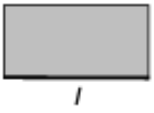

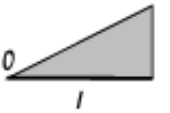
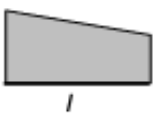




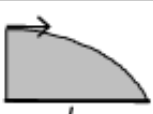
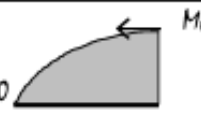


Avec A la valeur dans le diagramme $M_j(x)$ (linéaire) au niveau du centre de gravité x_{G_i} du diagramme $M_i(x)$ et B l'aire sous la courbe $M_i(x)$

Intégrales de Mohr

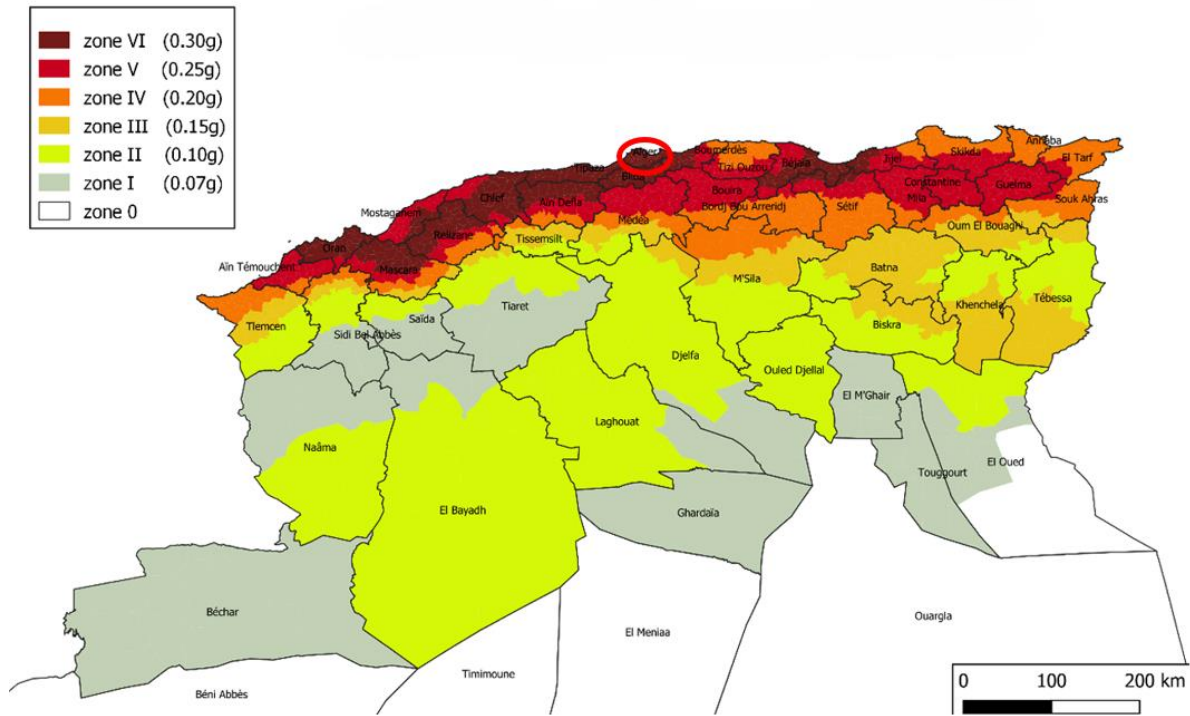
M \ M^*	M^*	M_A^*	M_B^*
			
	$M \times M^* \times l$	$M \times M_A^* \times \frac{l}{2}$	$M \times M_B^* \times \frac{l}{2}$
	$M_A \times M^* \times \frac{l}{2}$	$M_A \times M_A^* \times \frac{l}{3}$	$M_A \times M_B^* \times \frac{l}{6}$
	$M_B \times M^* \times \frac{l}{2}$	$M_B \times M_A^* \times \frac{l}{6}$	$M_B \times M_B^* \times \frac{l}{3}$
	$(M_A + M_B) \times M^* \times \frac{l}{2}$	$(2M_A + M_B) \times M_A^* \times \frac{l}{6}$	$(M_A + 2M_B) \times M_B^* \times \frac{l}{6}$
	$M_C \times M^* \times \frac{l}{2}$	$M_C \times M_A^* \times \frac{l}{4}$	$M_C \times M_B^* \times \frac{l}{4}$
	$M_D \times M^* \times \frac{l}{2}$	$M_D \times M_A^* \times \frac{2l-a}{6}$	$M_D \times M_B^* \times \frac{l+a}{6}$
	$M_C \times M^* \times \frac{2l}{3}$	$M_C \times M_A^* \times \frac{l}{3}$	$M_C \times M_B^* \times \frac{l}{3}$
	$M_A \times M^* \times \frac{l}{3}$	$M_A \times M_A^* \times \frac{l}{4}$	$M_A \times M_B^* \times \frac{l}{12}$
	$M_B \times M^* \times \frac{l}{3}$	$M_B \times M_A^* \times \frac{l}{12}$	$M_B \times M_B^* \times \frac{l}{4}$
	$M_A \times M^* \times \frac{2l}{3}$	$M_A \times M_A^* \times \frac{5l}{12}$	$M_A \times M_B^* \times \frac{l}{4}$
	$M_B \times M^* \times \frac{2l}{3}$	$M_B \times M_A^* \times \frac{l}{4}$	$M_B \times M_B^* \times \frac{5l}{12}$

Intégrales de Mohr

M	M^*	M^*	M^*
			
		$M \times (M_A^* + M_B^*) \times \frac{1}{2}$	$M \times M_C^* \times \frac{1}{2}$
		$M_A \times (2M_A^* + M_B^*) \times \frac{1}{6}$	$M_A \times M_C^* \times \frac{1}{4}$
		$M_B \times (M_A^* + 2M_B^*) \times \frac{1}{6}$	$M_B \times M_C^* \times \frac{1}{4}$
		$\left[(2M_A + M_B) \times M_A^* + (M_A + 2M_B) \times M_B^* \right] \times \frac{1}{6}$	$(M_A + M_B) \times M_C^* \times \frac{1}{4}$
		$M_C \times (M_A^* + M_B^*) \times \frac{1}{4}$	$M_C \times M_C^* \times \frac{1}{3}$
		$M_C \times (M_A^* + M_B^*) \times \frac{1}{3}$	$M_C \times M_C^* \times \frac{5 \times l}{12}$
		$M_A \times (3M_A^* + M_B^*) \times \frac{1}{12}$	$M_A \times M_C^* \times \frac{7 \times l}{48}$
		$M_B \times (M_A^* + 3M_B^*) \times \frac{1}{12}$	$M_B \times M_C^* \times \frac{7 \times l}{48}$
		$M_A \times (5M_A^* + 3M_B^*) \times \frac{1}{12}$	$M_A \times M_C^* \times \frac{17 \times l}{48}$
		$M_B \times (3M_A^* + 5M_B^*) \times \frac{1}{12}$	$M_B \times M_C^* \times \frac{17 \times l}{48}$

ANNEXE B
CALCUL DES FORCES
SISMIQUES

1. Carte de zonage sismique du territoire national : (RPA 2024)



2. 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

3. 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

4. Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Ossatures (*)		Voiles (**)
	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.

5. 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

6. 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

7. 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 a une ossature	5.5 ^(a)
3	Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5 ^(a)
4	Système a contreventement mixte, équivalent a des voiles	4.5 ^(b)
5	Système de contreventement constitue par des voiles	4.5^(b)
6	Système à ossature a noyau ou à effet noyau	3 ^(b)
7	Système fonctionnant en console verticale a 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)

8. Valeurs des Pondérations P_q

Catégorie	Critere, q	P _q
(b)	1. Régularité en plan	0.05
	2. Régularité en élévation	0.2
	3. Redondance en plan	0.05

9. 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

ANNEXE C
LE CODE DE SPECTRE DE
REPONSE

```

%% CALCUL SISMIQUE SELON RPA 2024
% === Entrée des paramètres ===
A = input('Entrer le coefficient d'accélération de zone A : ');
I = input('Entrer le coefficient d'importance I : ');
S = input('Entrer le coefficient de site S : ');
T1 = input('Entrer la période T1 [s] : ');
T2 = input('Entrer la période T2 [s] : ');
T3 = input('Entrer la période T3 [s] : ');
QF = input('Entrer le facteur de qualité QF : ');
R = input('Entrer le coefficient de comportement R : ');

% === Calcul du coefficient A.I.S ===
AIS = A * I * S;

% === Vecteur des périodes pour le graphe ===
T = 0:0.01:4;
Sa_g = zeros(size(T));

% === Calcul de Sa/g pour chaque période selon RPA 2024 ===
for i = 1:length(T)
    if T(i) < T1
        Sa_g(i) = AIS * (2/3 + (T(i)/T1)*(2.5*QF/R - 2/3));
    elseif T(i) >= T1 && T(i) < T2
        Sa_g(i) = AIS * (2.5 * QF / R);
    elseif T(i) >= T2 && T(i) < T3
        Sa_g(i) = AIS * (2.5 * QF / R) * (T2 / T(i));
    elseif T(i) >= T3 && T(i) <= 4
        Sa_g(i) = AIS * (2.5 * QF / R) * (T2 * T3 / T(i)^2);
    end
end

end

%% ===== FIGURE 1 =====
figure('Name', 'Spectre de réponse RPA 2024', 'NumberTitle', 'off');
plot(T, Sa_g, 'b-', 'LineWidth', 2);
grid on;
xlabel('Période T [s]');
ylabel('S_a / g');
title('Spectre de réponse - RPA 2024');
xlim([0 4]);
ylim([0 max(Sa_g)*1.1]);

%% ===== FIGURE 2: TABLEAU DES RESULTATS =====
figure('Name', 'Résultats par période', 'NumberTitle', 'off', 'Position',
[100 100 600 400]);

% Création du tableau avec tous les points à 0.01s
uitable('Data', [T' Sa_g'],...
'ColumnName', {'Période T (s)', 'Accélération Sa/g'},...
'RowName', arrayfun(@(x) sprintf('%.2f', x), T, 'UniformOutput',
false),...
'Units', 'normalized',...
'Position', [0.05 0.05 0.9 0.9],...
'FontSize', 8,...
'ColumnWidth', {100 150});

```

ANNEXE D
INSTRUCTIONS FORTRAN

C ce programme utilise la méthode d'intégration directe (accélération moyenne)

```
implicit real*8 (a-h,o-z)
dimension sm(30,30),sk(30,30),sc(30,30),f(30),d0(30),v0(30),
a0(30),xt(30),vt(30),at(30),ck(30,30),cf(30)
dimension
c1(30),f1(30),c2(30),f2(30),smi(30,30),smic(30,30)
, smik(30,30),smif(30),f3(30),c3(30)
character*20 finp
write(*,*) ' fichier de donnees ??'
read(*,*)
finp
open(5,file=f
inp)
open(6,file='
dep.txt')
open(7,file='
vit.txt')
open(8,file='
acc.txt')
read(5,*)
nddl
read(5,*)
puls1,puls2
read(5,*)
xi1,xi2
read(5,*)
dt,tf
C lecture de la
matrice masse
do 20
iddl=1,nddl
read(5,*)
sm(iddl,iddl)
20 continue
C lecture de la matrice de rigidité
do 30 iddl=1,nddl
read(5,*) (sk(iddl,jddl),jddl=1,nddl)
30 continue
C calcul de la matrice
d'amortissement beta=(2*puls2*xi2-
2*puls1*xi1)/(puls2**2-puls1**2)
alpha=2*puls1*xi1-beta*puls1**2
do 40 iddl=1,nddl
do 40 jddl=1,nddl
sc(iddl,jddl)=alpha*sm(iddl,jddl)+beta*sk(iddl
,jddl)
40 continue
do 50
iddl=1,nddl
d0(iddl)=0.0
v0(iddl)=0.0
a0(iddl)=0.0
50 continue
npas=in
t(tf/dt) do
10
ipas=1,npas
do 60 i=1,nddl
do 60 j=1,nddl
ck(i,j)=(sk(i,j)+2*sc(i,j)/dt+4*sm(
```

```

        i,j)/dt**2)
60    continue

    t=ipas*
    dt
    read(5,
    *)
    t,asol
    do 70
    i=1,ndd
    l
    f(i)=-sm(i,i)*0.01*asol
70    continue
    do 80 i=1,nddl
    c1(i)=2*d0(i)/dt+v0(i)
    c2(i)=4*d0(i)/dt**2+4*
    v0(i)/dt+a0(i)
80    continue
    f1=matmul(
    sc,c1)
    f2=matmul(
    sm,c2) do
    90
    i=1,nddl
    cf(i)=f(i)
    +f1(i)+f2(
    i)
90    continue
    call
    solve(ck,xt,c
    f,nddl) do
    100 i=1,nddl
    vt(i)=2*(xt(i)-d0(i))/dt-v0(i)
100    continue
    do 110
    i=1,nddl
    smi(i,i)=1/sm
    (i,i)
110    continue
    smic=matmul
    (smi,sc)
    smik=matmul
    (smi,sk)
    smif=matmul
    (smi,f)
    at=matmul(smic,vt)+matmu
    l(smik,xt) do 120
    i=1,nddl
    at(i)=smif(i)-at(i)
120    continue
    write(6,200) t,(xt(i),i=1,nddl)
    write(7,300) t,(vt(i),i=1,nddl)
    write(8,400) t,(at(i),i=1,nddl)
200    format(5x,12f20.14)
300    format(5x,12f20.14)
400    format(5x,12f20.14)
    do 130
    i=1,nddl
    d0(i)=xt(i)
    v0(i)=vt(i)
    a0(i)=at(i)

```

```

130 continue
10 continue
close (8)
close(7)
close(6)
close (5)
stop
      end

subroutine solve (a,x,b,m)
  implicit real*8
  (a-h,o-z)
  dimension
  a(30,30),x(30),b(3
0) nsym=0

  m1=m-1
  do 50
    is=1,m1
    piv=a(i
s,is)
    if(piv)
      20,10,2
      0
10   write(6,2000) is
2000 format(' zero pivot
equation',i5) stop
20   is1=is+1
    do 50
      iii=is1,m
      cl=a(iii,is
)/piv
      if(cl.eq.0.
0) goto 50
      b(iii)=b(ii
i)-cl*b(is)
      if(nsym.ne.
1) goto 32
    do 30 ij=is1,m
30   a(iii,ij)=a(iii,ij)-cl*a(is,ij)
      goto 50
32   continue
    do 40
      ij=iii,m
      a(iii,ij)=a(ii
i,ij)-
      cl*a(is,ij)
40   a(ij,iii)=a(iii,ij)
50
      continu
e
      b(m)=b(m)/
a(m,m)
do 70
  iii=1,m1
is1=is1-1

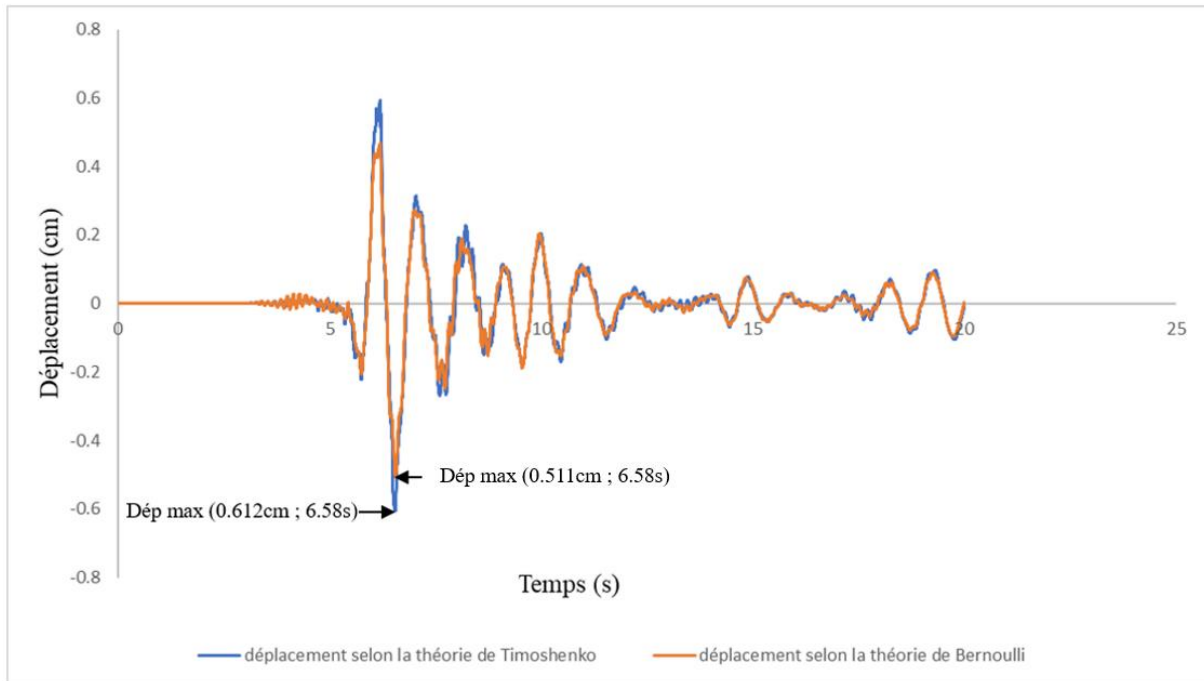
cl=0.0
ij1=is1+1
  do 60 ij=ij1,m
60   cl=cl+a(is1,ij)*b(ij)

```

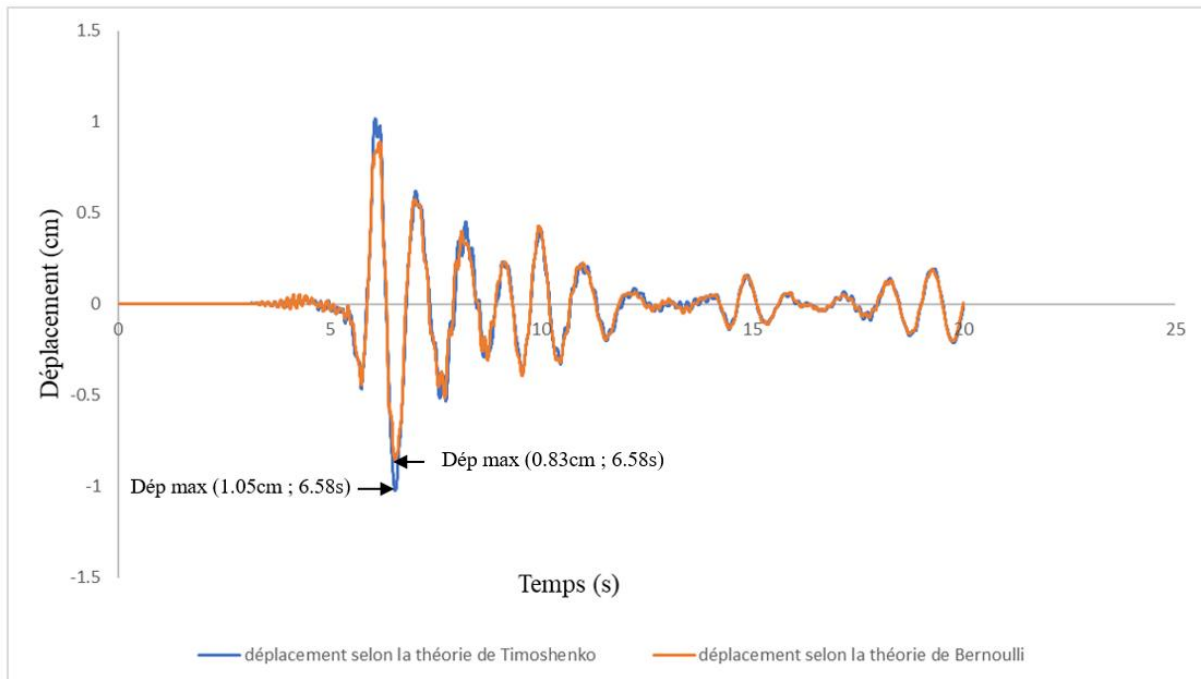
```
70    b(is1)=(b(is1)-c1)/a(is1,is1)
      do 99 im=1,m
        x(im)=b(im)
      99continue
return
      end
```

ANNEXE E
LES REPONSES SISMIQUES

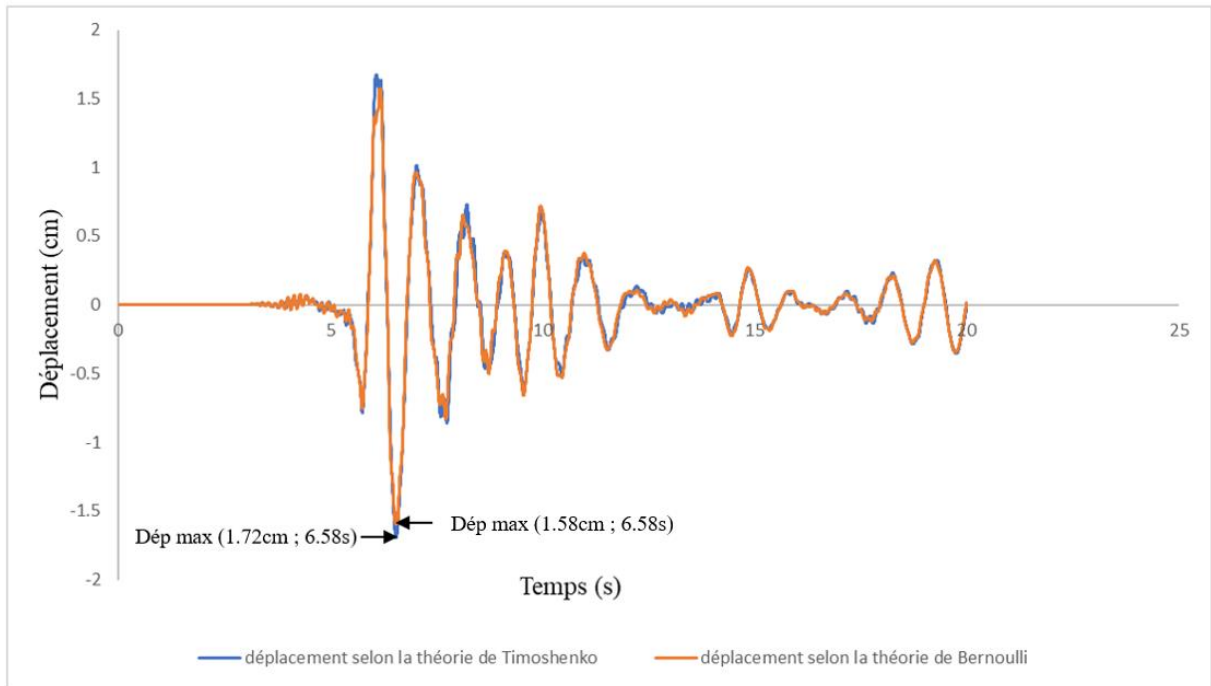
1. Les déplacements des autres étages :



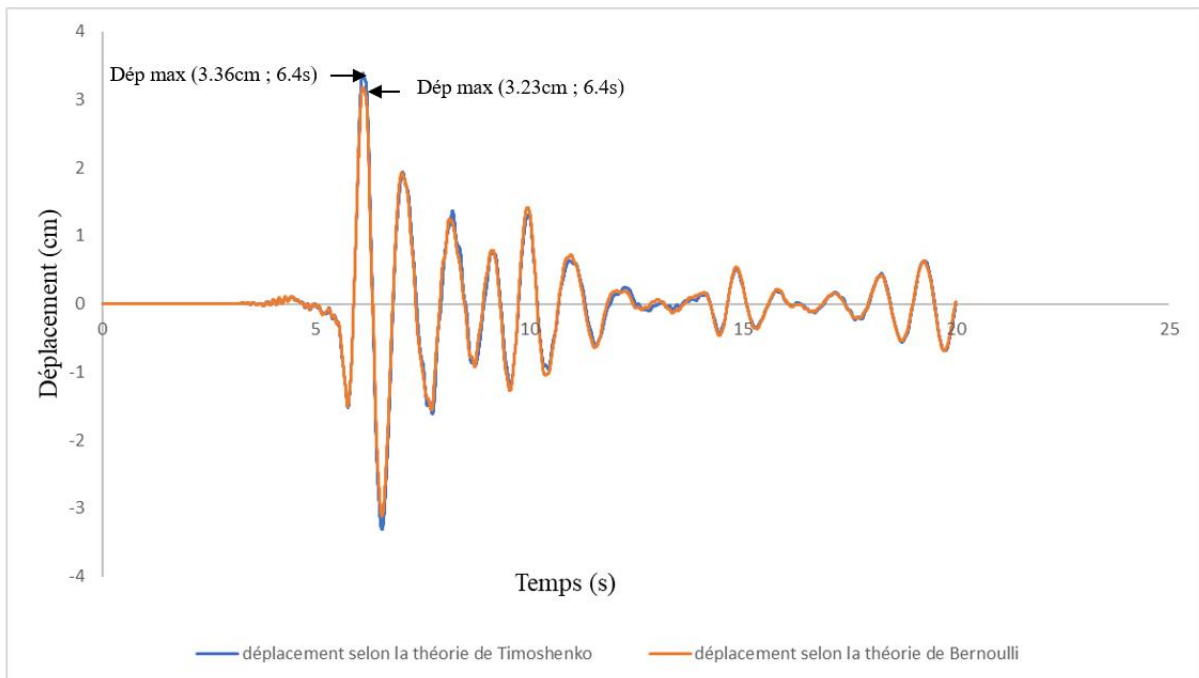
Déplacements du niveau 2.



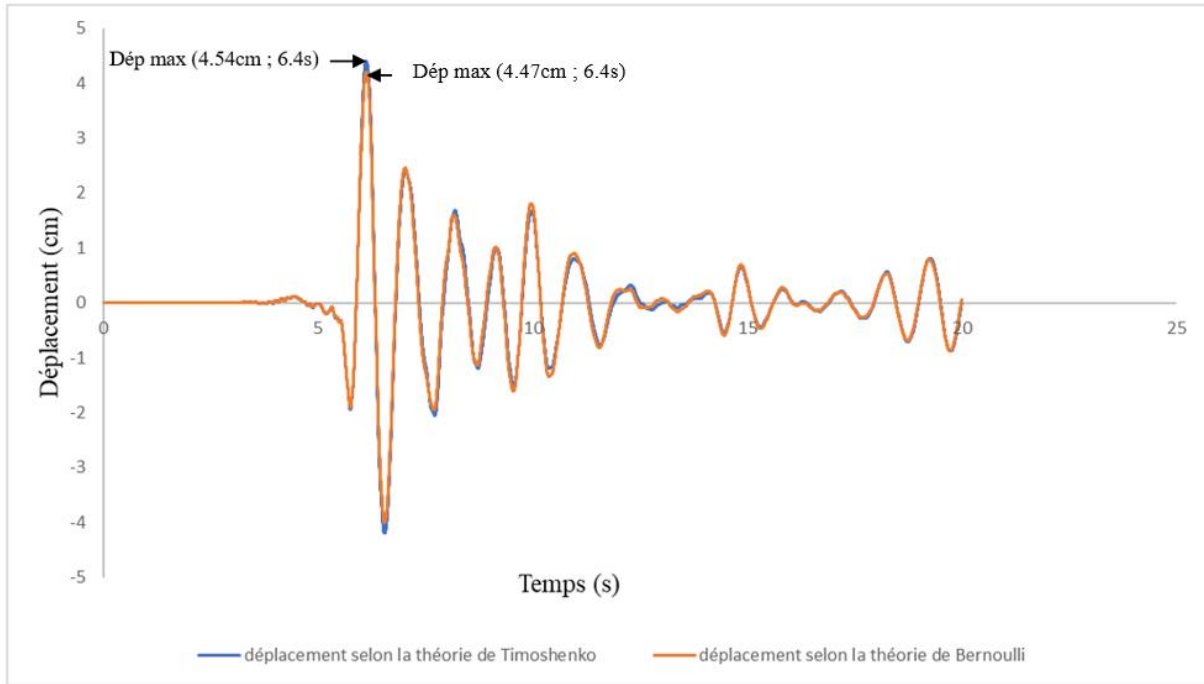
Déplacements du niveau 3.



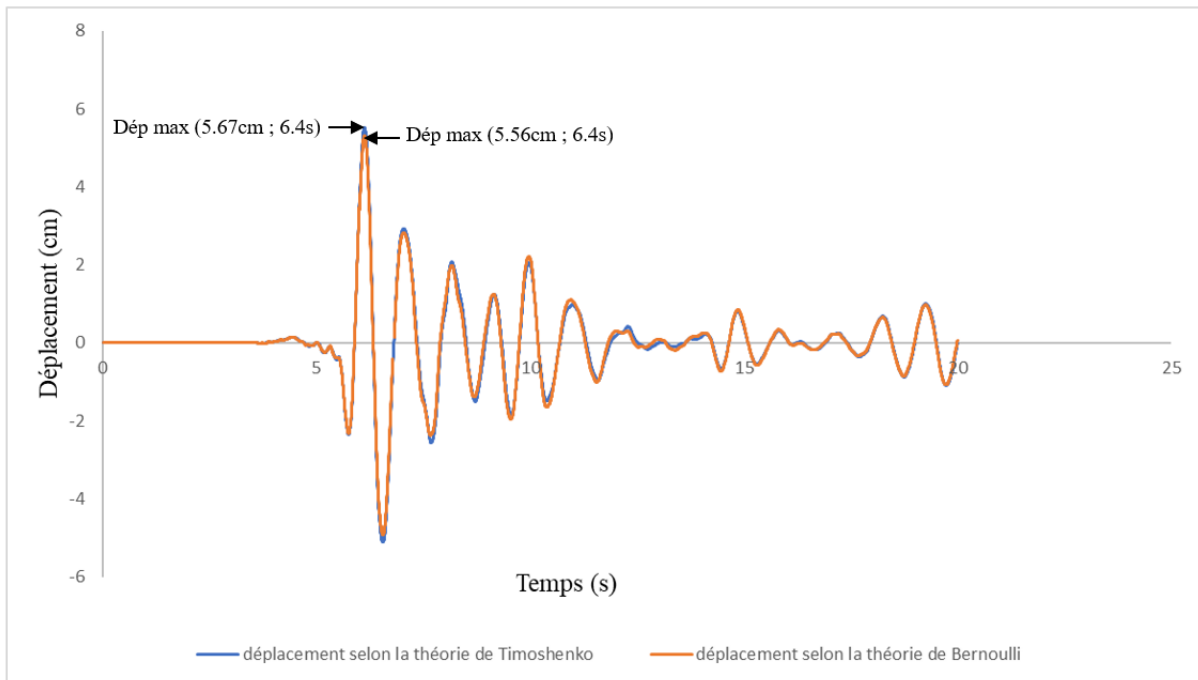
Déplacements du niveau 4.



Déplacements du niveau 6.

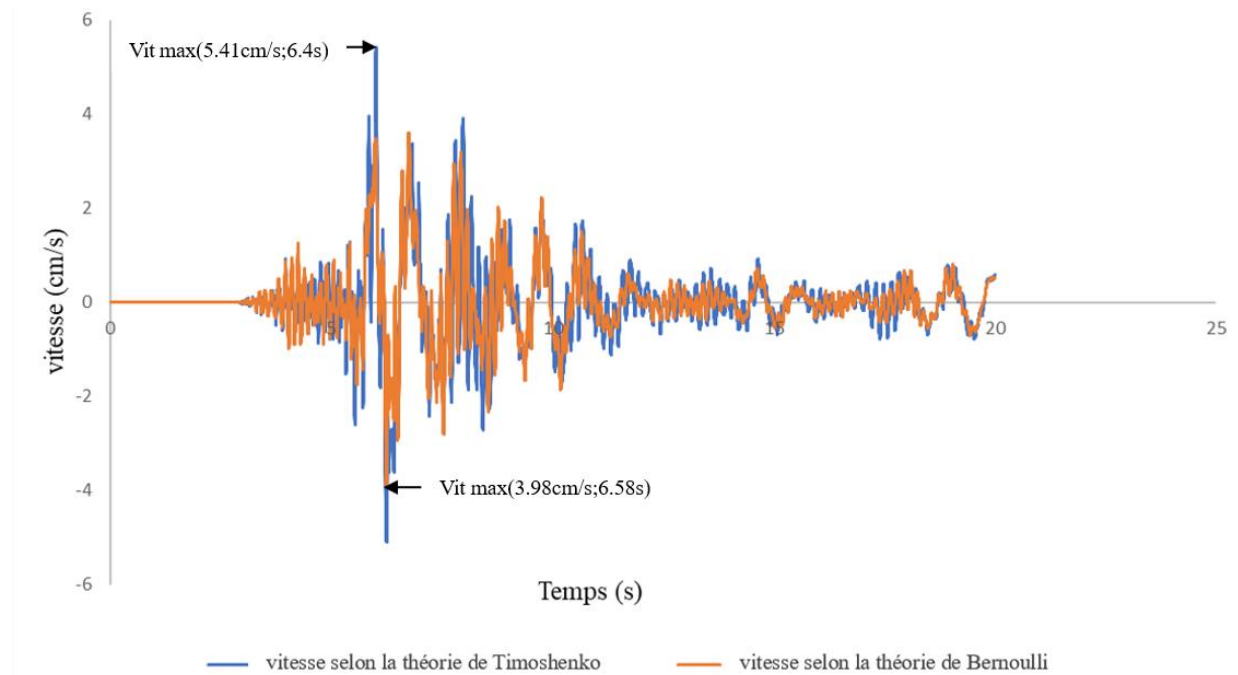


Déplacements du niveau 7.

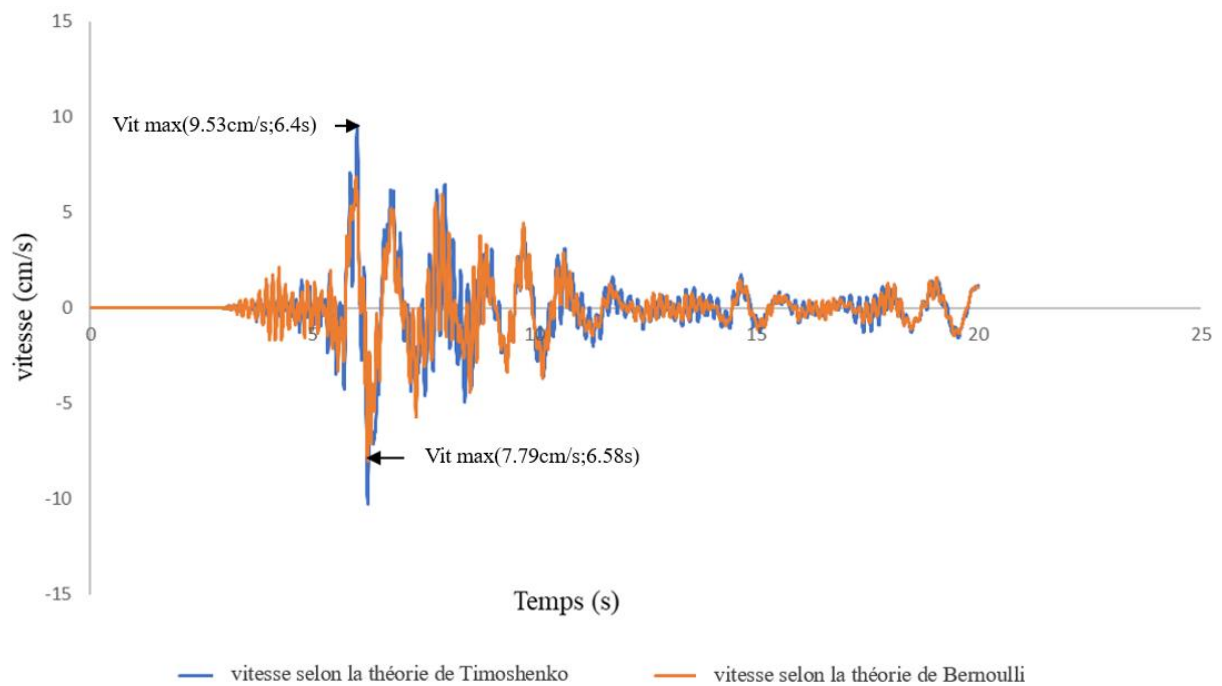


Déplacements du niveau 8.

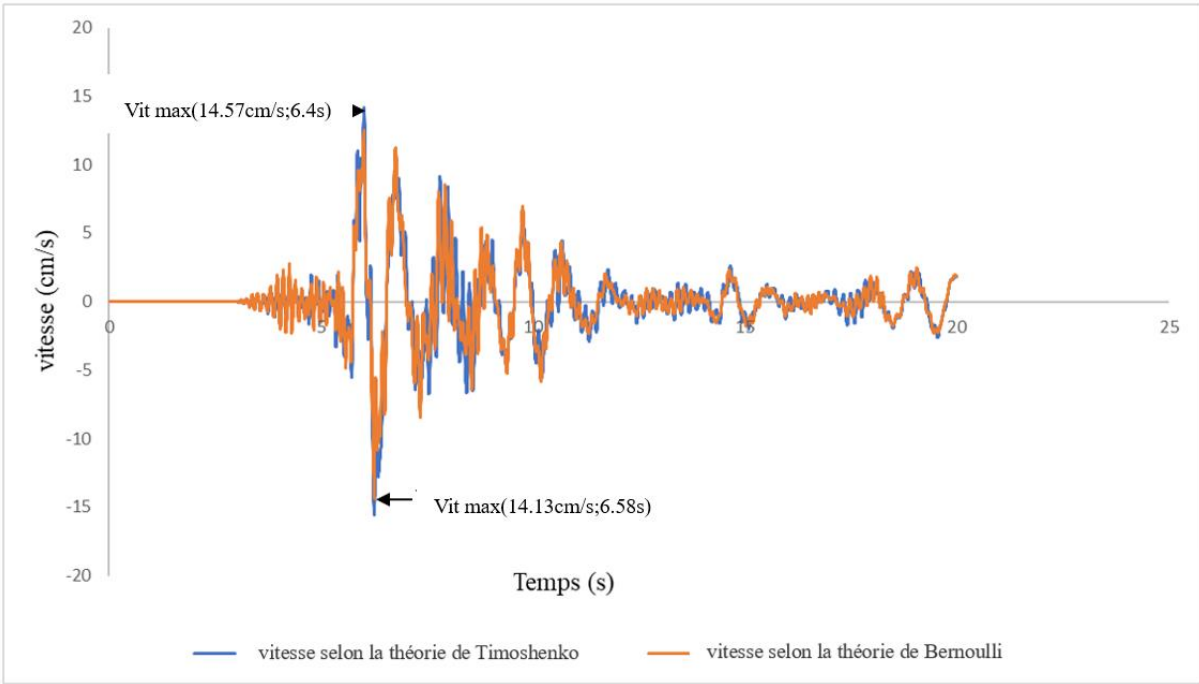
2. Les vitesses des autres étages :



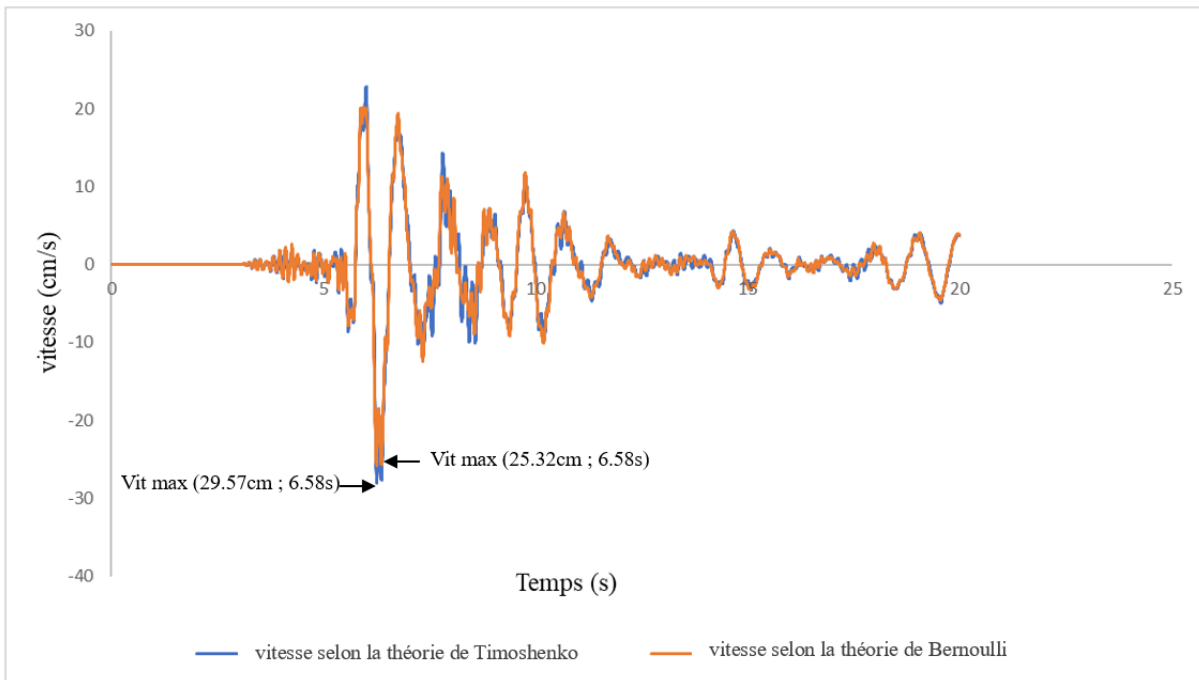
Vitesses du niveau 2.



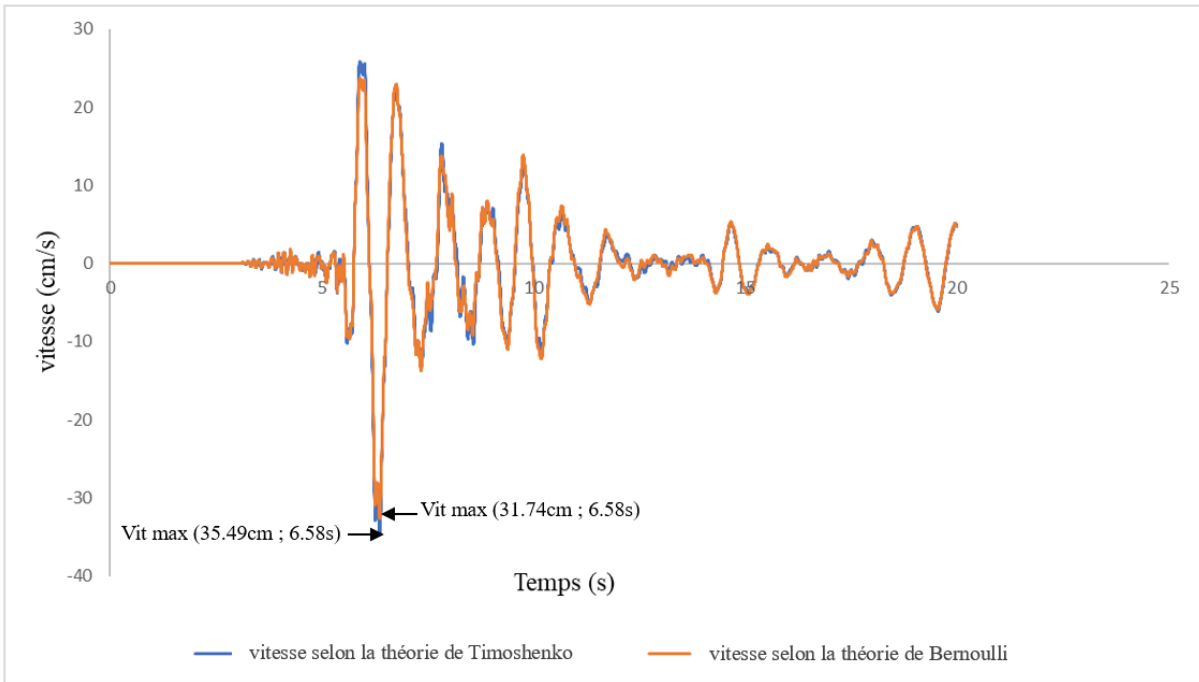
Vitesses du niveau 3.



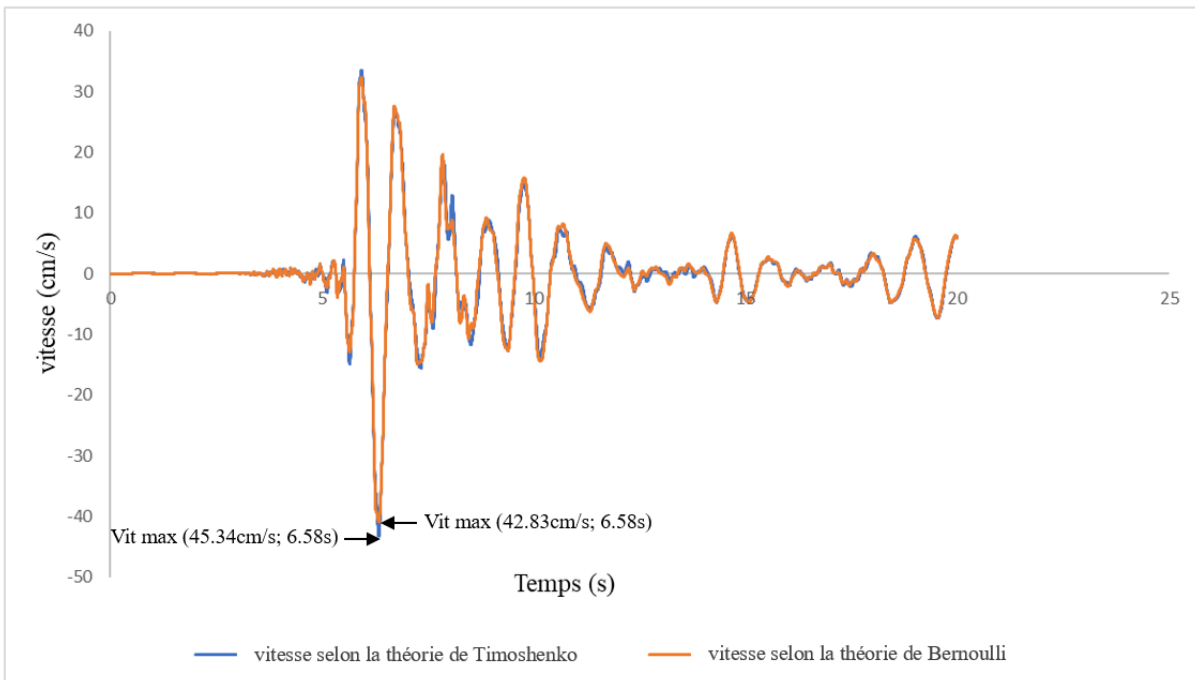
Vitesses du niveau 4.



Vitesses du niveau 6.

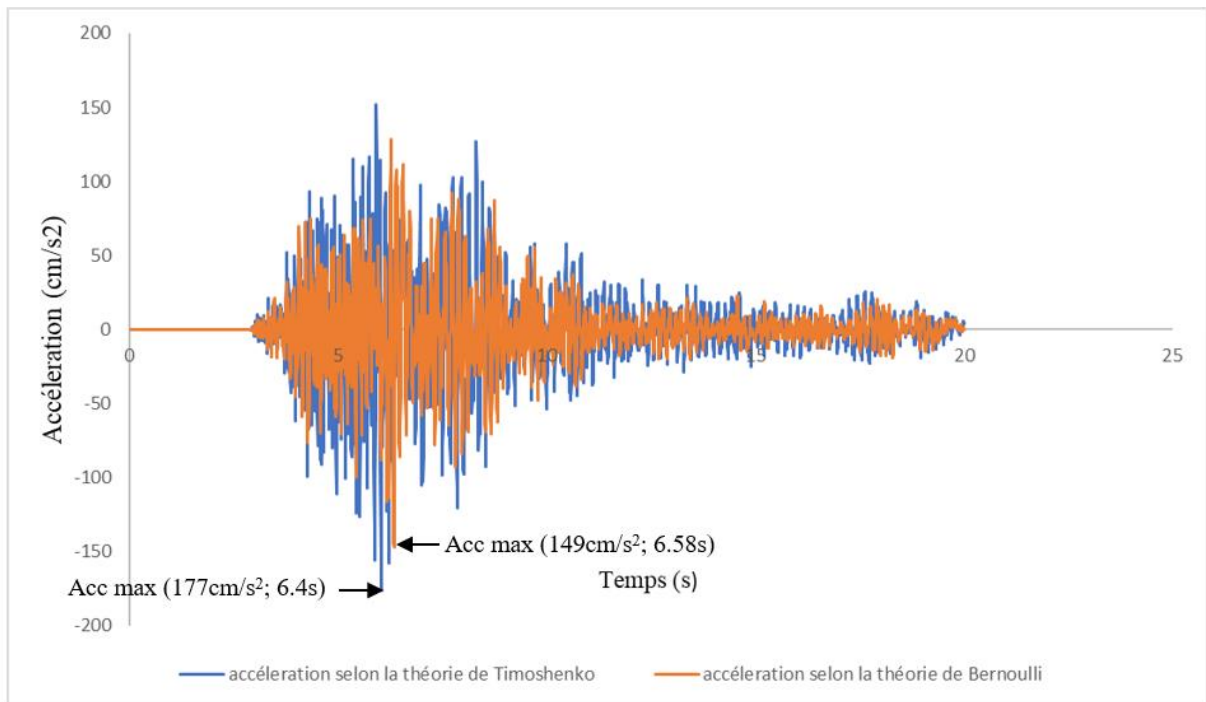


Vitesses du niveau 7.

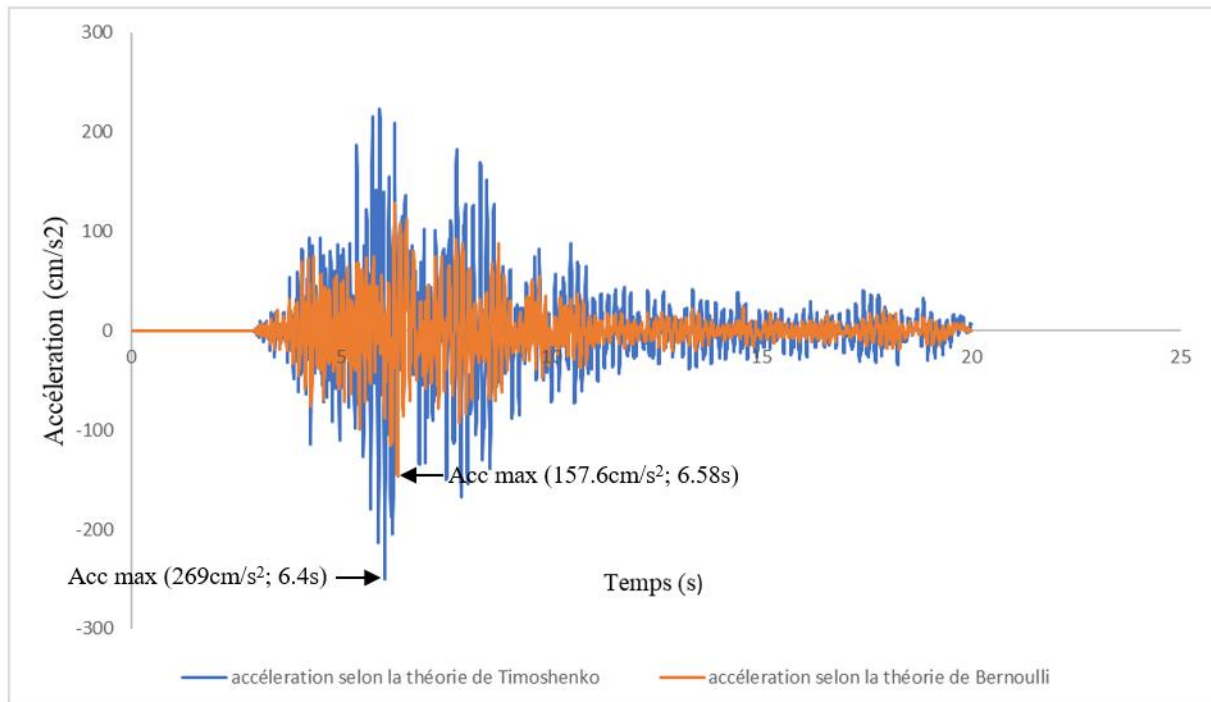


Vitesses du niveau 8.

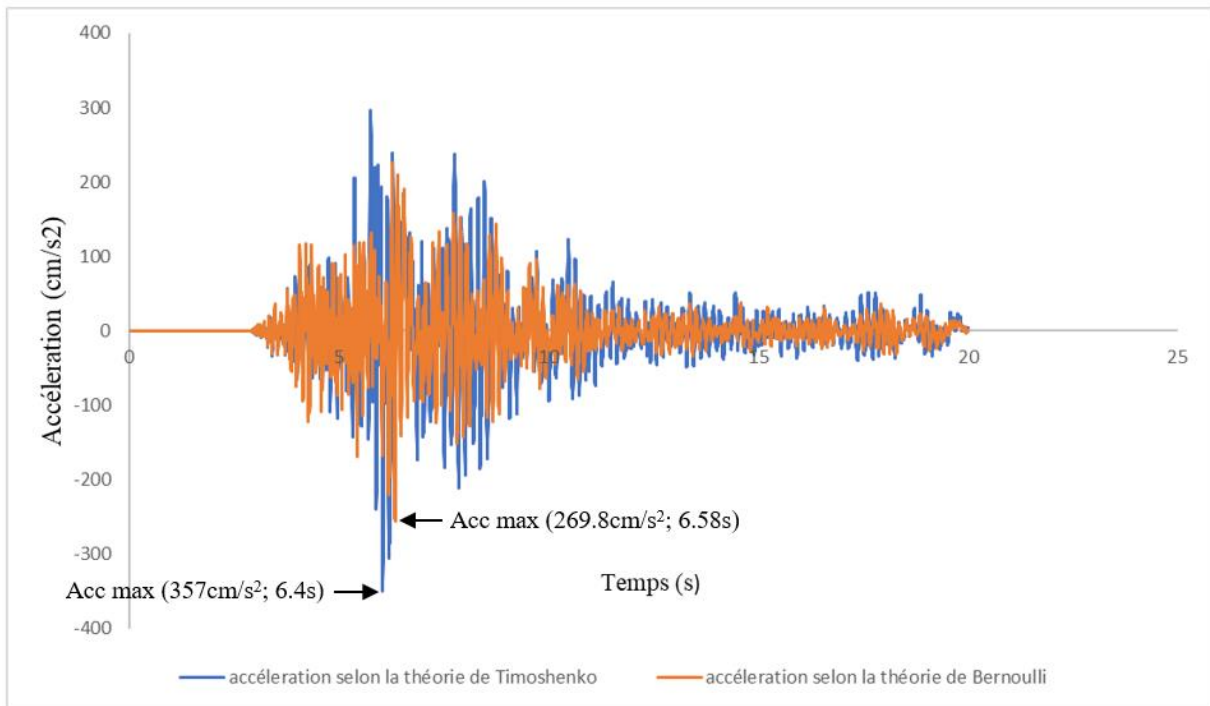
3. Les accélérations des autres étages :



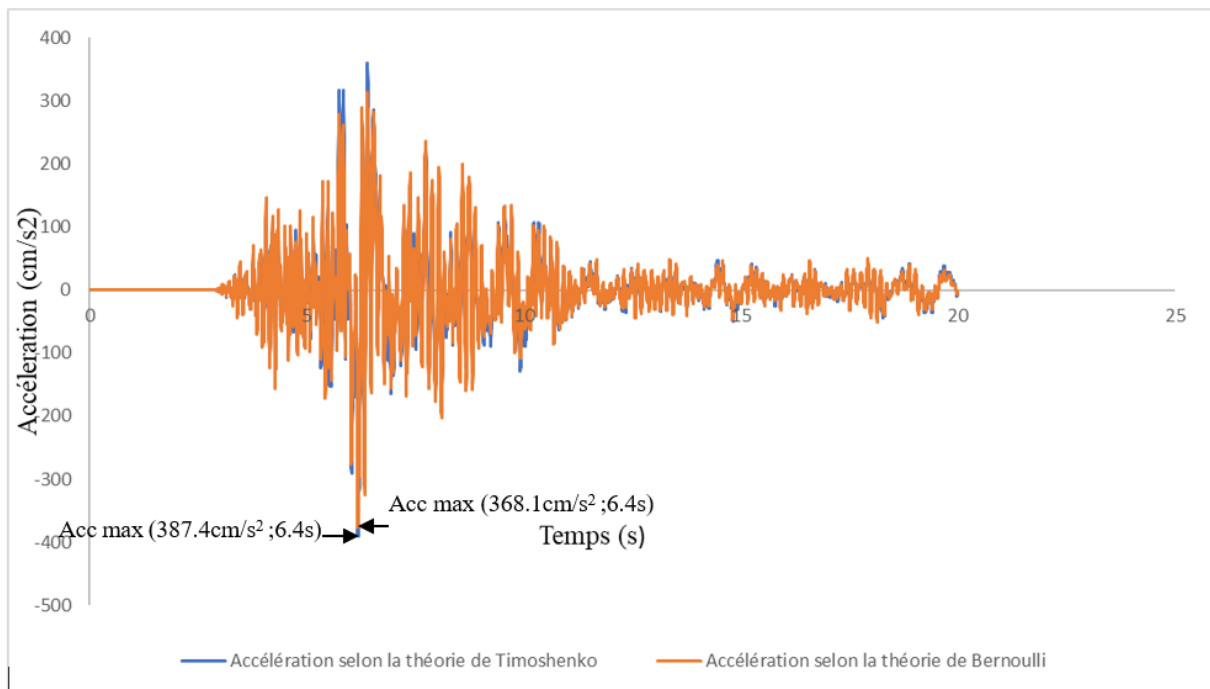
Accélération du niveau 2.



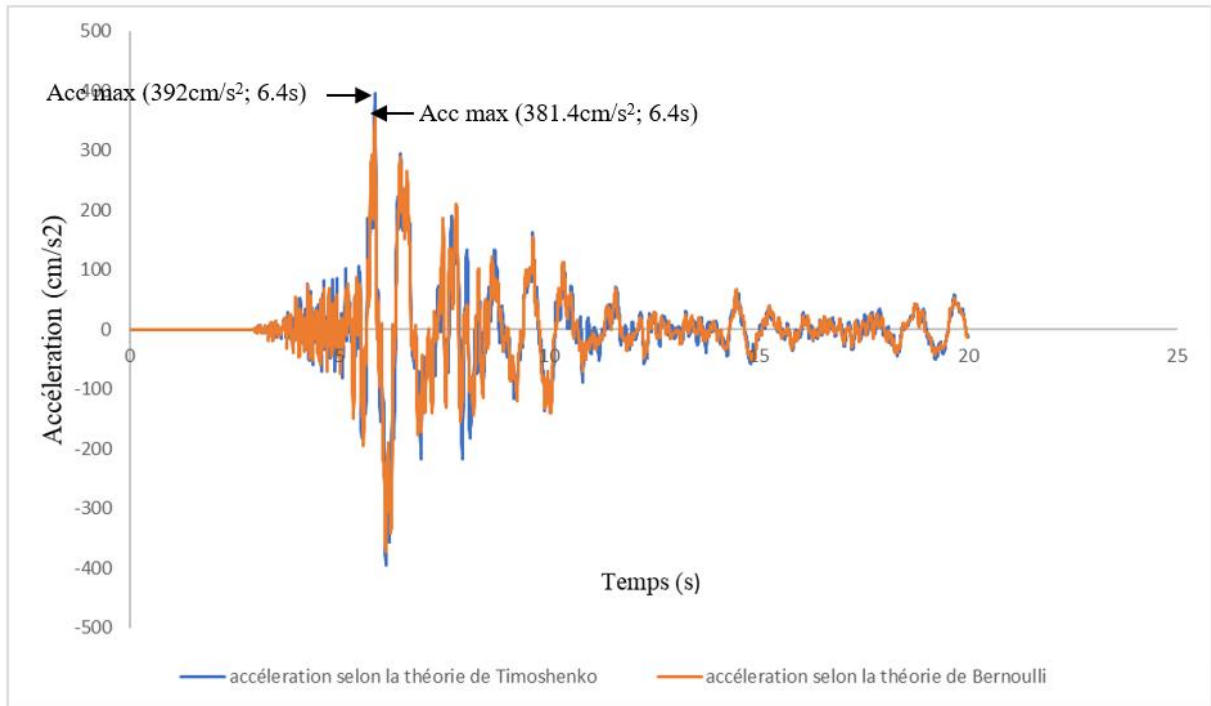
Accélération du niveau 3.



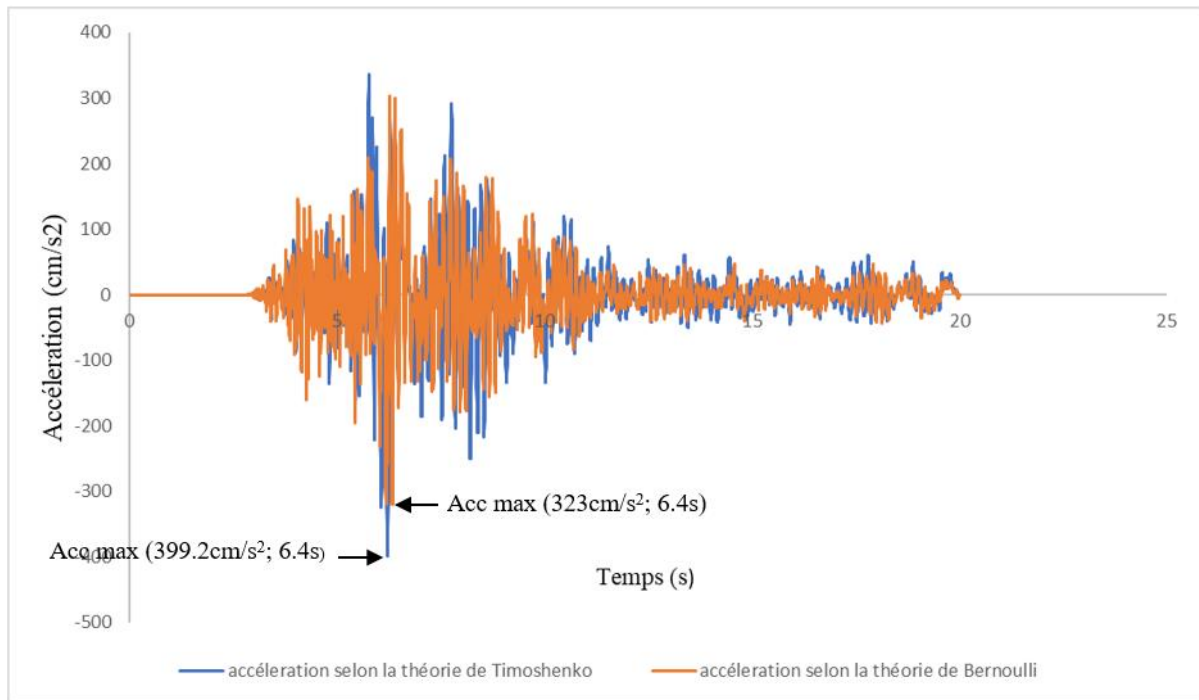
Accélération du niveau 4.



Accélération du niveau 6.



Accélération du niveau 7.



Accélération du niveau

