République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنســيس جانســون
École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de base

Thème

Etude de l'impact de l'actualisation du code parasismique algérien sur le calcul d'une structure: Application sur une structure en béton armé de R+11+3sous-sols+2entresols

Présenté par :

SAHRAOUI Mouadh

Encadré par :

Mr CHABANE Abou-Djihad

Mme LARBI Selma Hanane

Promotion 2024 / 2025

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Remerciement

Avant tout, je rends grâce à Dieu Tout-Puissant pour Sa bienveillance, Sa miséricorde et la force qu'Il m'a accordée tout au long de ce parcours. Sans Son aide et Sa guidance, l'accomplissement de ce travail n'aurait pas été possible.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à ma famille, véritable pilier de ma vie. Votre soutien constant, vos encouragements sincères et votre confiance en moi ont été pour moi une source inépuisable de motivation. C'est grâce à vous que j'ai trouvé la stabilité et la force nécessaires pour mener à bien ce projet

Je remercie chaleureusement Monsieur CHABANE Abou-Djihad, mon encadrant, pour la qualité de son accompagnement, sa disponibilité et la pertinence de ses conseils. Son sérieux, sa bienveillance et son suivi rigoureux ont largement contribué à la réussite de ce mémoire.

Je souhaite également adresser ma reconnaissance à Madame LARBI Selma, pour l'intérêt qu'elle a porté à mon travail ainsi que pour ses interventions enrichissantes, qui ont apporté un éclairage pertinent à ce projet.

Un grand merci à Monsieur BEKOUCHE Abdelhak et Monsieur REGGAZ Oussama, mes encadrants au sein du bureau d'études BET REGGAZ, pour leur professionnalisme, leur disponibilité et la richesse de leurs conseils tout au long de mon stage. Je remercie également Monsieur REGGAZ Djamel Abdelnacer, directeur de BET REGGAZ, pour m'avoir accueillie au sein de son équipe dans un environnement propice à l'apprentissage.

Enfin, je remercie toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire. À chacun et chacune d'entre vous, je dis sincèrement : merci

Dédicace

Je dédie ce mémoire, avec tout mon amour et ma reconnaissance :

À mes chers parents, pour leur présence indéfectible, leur soutien sans faille et tous les sacrifices qu'ils ont consentis pour me permettre d'arriver jusqu'ici. Ce travail est aussi le fruit de votre patience, de votre foi en moi et de vos prières constantes. Que cette modeste réussite soit à la hauteur de votre dévouement.

À mes frères Abdelbasset, Houdhaifa, Saâd et ma sœur Maria, pour leur affection, leur encouragement et leur soutien inestimable tout au long de ce parcours.

À toute ma famille, dont l'amour, la bienveillance et les encouragements m'ont porté dans les moments de doute comme dans les moments de joie.

À mes amis, pour leur amitié sincère, leur bonne humeur et leur soutien moral inestimable tout au long de cette aventure universitaire. Merci à chacun d'entre vous pour vos mots, vos sourires, vos conseils, et vos moments de partage.

Un remerciement tout particulier à : Gouassmia Mohamed e-charif, Khelifa Abdelkader, Melouk Mohamed, Toumi Sofiane, Menacer Mohamed, Djelfi Islam, Zidi Abdenour, Lacheb Sami, Hadj Youcef Haythem et Louni.

À toutes celles et ceux qui m'ont soutenu, encouragé ou accompagné, de près ou de loin, merci du fond du cœur. Vous avez tous contribué, chacun à votre manière, à rendre ce chemin plus beau et plus fort.

العنوان

دراسة تأثير تحديث القانون الجزائري للبناء المقاوم للزلازل على حساب منشأة: تطبيق على بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من طابق أرضي + 11 طابق + 3طوابق تحت أرضية + طابقين وسيطين.

الملخص

تُعد مراجعة قوانين البناء المقاوم للزلازل من الركائز الأساسية لتعزيز مرونة البنى التحتية في مواجهة الزلازل. ونظرًا للطبيعة العشوائية وغير المتوقعة لهذه الظاهرة الطبيعية، فإن المهندسين ملزمون بتكييف طرق التصميم والحساب بشكل مستمر، بالاعتماد على التجارب السابقة والتطورات العلمية والتكنولوجية الحديثة. تهدف هذه التحديثات إلى تحسين سلوك المنشآت عند تعرضها للزلازل، من خلال الاستفادة من الدروس المستخلصة من الزلازل السابقة وتعزيز معايير السلامة والأمان.

وفي هذا السياق، قامت الجزائر مؤخرًا بتحديث شامل لقانون البناء المقاوم للزلازل من خلال إصدار النسخة الجديدة RPA 2024، التي دخلت حيز التنفيذ ابتداءً من جانفي 2025. وقد جاءت هذه النسخة بتعديلات جوهرية مقارنة بالإصدار السابق RPA99v2003، سواء فيما يتعلق بالنمذجة أو بمعايير التصميم والحساب.

يندرج هذا العمل ضمن إطار هذا التحديث التنظيمي، ويهدف إلى تقييم تأثير التعديلات الجديدة في RPA 2024 على حساب وتصميم المنشآت الخرسانية المسلحة. ولتحقيق ذلك، تم إجراء دراسة مقارنة على بناية متعددة الاستخدامات تتكون من3 طوابق تحت أرضية، وطابقين وسيطين، وطابق أرضي مع 11طابق. يهدف هذا المشروع إلى إبراز الفروقات التي قد تنجم عن الانتقال من القانون القديم إلى القانون الجديد، من حيث التحملات، التسليح، والسلوك الهيكلي العام للمنشأة، مع دراسة آثار ذلك على السلامة والمرونة الزلزالية.

الكلمات المفتاحية:

RPA 2024 ، RPA99v2003، الخرسانة المسلحة، المنشآت، الحساب الزلزالي، التنظيم، المقاومة، الصلابة، النمذجة العددية، ETABS، المقارنة التنظيمية.

Titre

Etude de l'impact de l'actualisation du code parasismique algérien sur le calcul d'une structure : Application sur une structure en BA en R+11+3sous-sols+2entresols.

Résumé

La révision des codes de construction parasismique constitue un levier essentiel pour renforcer la résilience des infrastructures face aux séismes. Étant par nature imprévisible et aléatoire, le séisme oblige les ingénieurs à adapter continuellement les méthodes de conception et de dimensionnement, à la lumière des retours d'expérience et des avancées scientifiques et technologiques. Ces révisions visent à améliorer le comportement des structures soumises à des actions sismiques, en tenant compte des leçons tirées des événements passés et des exigences de sécurité accrues.

Dans ce contexte, l'Algérie a récemment procédé à une mise à jour majeure de son Règlement Parasismique Algérien, avec l'adoption du RPA 2024, entré en vigueur à partir de janvier 2025. Cette nouvelle version introduit des modifications notables par rapport à l'ancienne édition (RPA 2003), aussi bien sur le plan de la modélisation que sur celui des critères de dimensionnement.

Le présent mémoire s'inscrit dans cette dynamique d'actualisation réglementaire et vise à évaluer l'impact des modifications apportées par le RPA 2024 sur le calcul des structures en béton armé. Pour ce faire, une étude comparative est menée sur un bâtiment à usage courant, comportant trois sous-sols, deux entresols, un rez-de-chaussée avec onze étages. L'objectif principal de ce travail est de mettre en évidence les écarts que peut engendrer le passage de l'ancien au nouveau code, en termes de sollicitations, dimensionnements et comportement structurel global, tout en appréciant les conséquences en matière de sécurité et de résilience sismique.

Mots clés :

RPA 2024, RPA99v2003, béton armé, structure, calcul parasismique, réglementation, résistance, rigidité, modélisation numérique, ETABS, comparaison normative.

Title

Study of the Impact of the Update of the Algerian Seismic Design Code on Structural Analysis: Application to a Reinforced Concrete Building with Ground Floor + 11 Stories + 3 Basements + 2 Mezzanine Floors.

Abstract

The revision of seismic construction codes plays a crucial role in enhancing the resilience of infrastructure against earthquakes. Given the inherently unpredictable and random nature of seismic events, engineers must continuously adapt design and calculation methods based on lessons learned from past experiences and the latest scientific and technological advances. These updates aim to improve the behavior of structures under seismic loads by integrating higher safety and reliability standards.

In this context, Algeria has recently introduced a major update to its seismic design code with the adoption of RPA 2024, which came into force in January 2025. This new version brings significant modifications compared to the previous edition RPA99v2003, both in terms of modeling approaches and design criteria.

This thesis falls within the scope of this regulatory update and aims to assess the impact of the changes introduced by RPA 2024 on the structural analysis of reinforced concrete buildings. To achieve this, a comparative study is conducted on a multi-use building consisting of three basement levels, two mezzanine floors, a ground floor with eleven floors. The main objective of this study is to highlight the differences that may result from switching from the old to the new code in terms of loads, reinforcement, and overall structural behavior, while evaluating the implications in terms of safety and seismic resilience.

Keywords:

RPA 2024, RPA99v2003, reinforced concrete, structure, seismic analysis, regulations, strength, stiffness, numerical modeling, ETABS, code comparison.

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I : CARACTERISATION DU BATIMENT ET DE LA ZONE D'ETUDE

I.1. Introduction 6
I.2. Présentation de l'ouvrage 6
I.3. Conception de la structure 7
I.4. Caractéristiques des matériaux 11
I.4.1.1. Résistances du béton 11
I.4.1.2. Module de déformation longitudinale 11
I.4.1.3. Coefficient de Poisson 11
I.4.1.4. Poids volumique 12
I.4.2.1. Les contraintes à l'Etat limite ultime « E.L.U » 12
I.4.2.2. Les contraintes à l'Etat limite de service « E.L.S » 13
I.4.3.1. Module d'élasticité des aciers 13
I.4.3.2. Contrainte limite 13
I.4.3.3. Le coefficient d'équivalence 14
I.5. Pre dimensionnement 15
I.6. Pré dimensionnement des planchers 15
I.7. Pré dimensionnement des poutres 18
I.8. Pre dimensionnement des voiles 19
I.9. Descente de charge 20
I.9.1.1. Plancher terrasse (inaccessible) 20
I.9.1.2. Plancher étage courant 20
I.9.1.3. Mur extérieur 21
I.9.1.4. Dalle pleine (balcon) 21
I.10. Loi de degression 22
I.10.1.1. Surface d'influence du voile : 22
I.11. Sismicité de la zone 25
I.12. Spectre de reponse 25

I.13. Les paramètres sismiques.....26
I.14. Conclusion.....28

CHAPITRE II : EVALUATION DE LA CONCEPTION INITIALE RPA99V2003

II.1. Introduction.....29
II.2. Modélisation de la structure étudiée.....29
II.2.1. Présentation du logiciel ETABS.....29
II.2.2. Construction du modèle numérique.....29
II.2.3. Introduction des charges et surcharges.....30
II.3. Les différentes vues du modèle numérique.....31
II.3.1. Les Vues en 3-D.....31
II.3.2. Les vues sur les plans X-Y, X-Z et Y-Z.....31
II.4. Analyse modale de la structure.....32
II.5. . Résultats obtenus de l'analyse modale.....33
II.5.1. Résultats de l'analyse modale.....33
II.5.2. Interprétation des résultats.....33
II.6. Etude sismique.....34
II.7. Choix de la méthode de calcul.....34
II.8. La méthode statique équivalente.....34
II.8.1. Principe.....34
II.8.2. Condition d'utilisation de la méthode statique équivalente.....35
II.8.3. Modélisation.....35
II.8.4. Calcul de la force sismique totale.....35
II.9. Méthode dynamique modale spectrale.....41
II.9.1. Principe.....41
II.9.2. Modélisation.....41
II.9.3. Spectre de réponse.....42
II.9.4. Résultats obtenus.....43
II.10. Vérification des déplacements horizontaux.....43

II.11. Vérification des déplacements relatifs 45
II.12. Vérification de l'effet P-Δ 46
II.13. Conclusion 48

CHAPITRE III ANALYSE DE LA STRUCTURE SELON LE RPA2024

III.1. Introduction.....49
III.2. les Paramètres sismiques 49
III.2.1. Zones sismiques 49
III.2.1.1. Accélération sismique, coefficient d'importance de l'ouvrage et coefficient de site.....50
III.2.1. Classification des sites.....51
III.2.2. Coefficient de comportement R 52
III.2.3. Facteur de qualité Q.....54
III.2.4. Données de spectre de réponse Horizontal.....55
III.2.5. Données de spectre de réponse Vertical.....55
III.2.6. Combinaison d'actions sismiques 56
III.2.7. Vérification de l'effort tranchant à la base 57
III.2.8. Vérification Des Déplacements Relatifs Sismiques 58
III.2.9. Vérification de l'effort normal réduit 59
III.2.10. Coefficients partiels de sécurité 60
III.3. Infrastructure et Fondations.....60
III.3.1. Vérification de la capacité portante.....60
III.3.2. Ouvrages de soutènement 61
III.4. Critères de ferraillage et de coffrage.....61
III.4.1. Critères de ferraillage des poteaux 61
III.4.2. Critères de coffrage des poteaux 63
III.4.3. Critères de ferraillage des poutres.....63
III.4.1. Critères de coffrage des poutres.....64
III.4.2. Critères de coffrage et de ferraillage des voiles 65
III.5. Analyse modale de la structure.....67

III.6.Résultats obtenus de l'analyse modale 67
III.6.1. Résultats de l'analyse modale 67
III.6.2. Interprétation des résultats 68
III.7. Méthode de calcul 68
III.7.1. METHODE STATIQUE EQUIVALENTE 68
III.7.1.1. Condition d'utilisation de la méthode statique équivalente 69
III.7.1.2. Modélisation 69
III.7.1.3. Calcul de la force sismique 69
III.7.2. Méthode dynamique modale spectrale 70
III.7.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes 71
III.8. Étude sismique de la structure 71
III.8.1. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente 71
III.8.1.1. Coefficient de correction $\boldsymbol{\lambda}$ 71
III.8.1.2. Coefficient d'accélération de la zone A 71
III.8.1.3. Coefficient de site S 72
III.8.1.4. Coefficient d'importance I 72
III.8.1.5. Coefficient de comportement globale de la structure R 72
III.8.1.6. Coefficient d'accompagnement $\boldsymbol{\psi}$ pour la charge d'exploitation Q 73
III.8.1.7. Facteur de qualité $\boldsymbol{QF}$ 73
III.8.1.8. Pourcentage d'amortissement critique ξ 77
III.8.1.9. Coefficient de correction d'amortissement visqueux $\boldsymbol{\eta}$ 77
III.8.1.10. Les périodes caractéristiques 78
III.8.1.11. Spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur g 78
III.8.1.12. Le poids total de la structure W 79
III.8.2. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 79
III.9. Méthode d'analyse modale spectrale 80
III.9.1. Paramètre du spectre 80
III.10. Justification de la sécurité 80
III.10.1. Vérification des déplacements 80
III.10.2. Vérification des déplacements inter-étages 82
III.10.2.1. Justification de non-effondrement 82

III.10.2.2. Justification de limitation des dommages 84
III.10.3. Vérification de l'effet P-Δ 85
III.10.4. Justification du système de contreventement 88
III.10.5. Vérification de la stabilité au renversement 88
III.11. Vérification de l'effort normal réduit 90
III.12. Identification des points critiques 92
III.13. Conclusion.....92

CHAPITRE IV : PROPOSITION D'UNE NOUVELLE CONCEPTION STRUCTURALE

IV.1. Introduction 93
IV.2. Présentation de la nouvelle conception structurale 93
IV.3. Analyse modale de la structure 94
IV.3.1. Résultats obtenus de l'analyse modale 94
IV.4. Méthode de calcul 95
IV.5. Étude sismique de la structure.....95
IV.5.1.1. Coefficient de correction $\boldsymbol{\lambda}$.....95
IV.5.1.2. Coefficient d'accélération de la zone A 95
IV.5.1.3. Coefficient de site S 95
IV.5.1.4. Coefficient d'importance I 95
IV.5.1.5. Coefficient de comportement globale de la structure R.....95
IV.5.1.6. Coefficient d'accompagnement $\boldsymbol{\psi}$ pour la charge d'exploitation Q.....96
IV.5.1.7. Facteur de qualité $\boldsymbol{QF}$.....96
IV.5.1.8. Pourcentage d'amortissement critique ξ 97
IV.5.1.9. Coefficient de correction d'amortissement visqueux $\boldsymbol{\eta}$ 97
IV.5.1.10. Les périodes caractéristiques 98
IV.5.1.11. Spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur g 99
IV.5.1.12. Le poids total de la structure W.....99
IV.6. Méthode d'analyse modale spectrale.....99
IV.7. Justification de la sécurité.....100

IV.7.2.1. Justification de non-effondrement 102
IV.7.2.2. Justification de limitation des dommages 103
IV.8. Vérification de l'effort normal réduit 108
IV.9. Etude des poutres 109
IV.10. Etude des voiles 115
IV.10.9.1. Aciers verticaux 124
IV.10.9.2. Aciers horizontaux 125
IV.11. Étude des dalles 128
IV.12. Conclusion 130

CONCLUSION GENERALE 131
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES 133

TABLE DES FIGURES

CHAPITRE I : CARACTERISATION DU BATIMENT ET DE LA ZONE D'ETUDE

Figure I.1 :Localisation du projet 6
Figure I.2:Modèle 3D de la structure 7
Figure I.3: Schéma plancher à corps creux 8
Figure I.4: Brique creuse 10
Figure I.5: Escalier 10
Figure I.6: Diagramme Contraintes -Déformations du béton à l'ELU 12
Figure I.7: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS 13
Figure I.8: Diagramme contrainte déformation d'acier 14
Figure I.9: Schéma Plancher à corps creux 16
Figure I.10: Zoom du panneau le plus sollicité 16
Figure I.11: Schéma de la dalle 17
Figure I.12: Zoom sur la console du balcon 17
Figure I.13 : Coupe de voile en plan (RPA2024) 19
Figure I.14: Schéma de surface (voile) 23
Figure I.15: Les 03 spectre de réponse 27
Figure I.16: Zoom sur la projection de l'intervalle 0,8Temp-1,3Temp…….. 28

CHAPITRE II : EVALUATION DE LA CONCEPTION INITIALE RPA99V2003

Figure II. 1Vues en 3-D du modèle numérique de la structure 31
Figure II. 2: Vue dans le plan XY du modèle numérique de la structure 31
Figure II. 3: Vue dans le plan XZ du modèle numérique de la structure 32
Figure II. 4: Vue dans le plan YZ du modèle numérique de la structure 32
Figure II. 5:Introduction de la force sismique sous forme de spectre de réponse 42

CHAPITRE III : ANALYSE DE LA STRUCTURE SELON LE RPA2024

Figure III. 1 Zonage sismique de I' Algerie 49
Figure III. 2: Definition des differents pararnetres 54
Figure III. 3: Coefficients d'acceleration verticale 56
Figure III. 4: Valeurs limites des déplacements inter-étages 58
Figure III. 5:Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant 66
Figure III. 6: Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants dans les voiles élancés 67
Figure III. 7: Conditions d'application de la méthode statique équivalente 69
Figure III. 8: Limites des décrochements en plan 74
Figure III. 9: Limites des décrochements en élévation 76
Figure III. 10: Spectre de réponse 80
Figure III. 11: Schéma explicatif de l'effet P-Δ 86

CHAPITRE IV : PROPOSITION D'UNE NOUVELLE CONCEPTION STRUCTURALE

Figure IV. 1: Les modifications sur les éléments structuraux 93
Figure IV. 2: Spectre de réponse 100
Figure IV. 3: Schéma explicatif de l'effet P-Δ 105
Figure IV. 4: Ferraillage des poutres 35*50 (appui) 115
Figure IV. 5: Ferraillage des poutres 35*50 (travée) 115
Figure IV. 6: Ferraillage des poutres 35*45 (appui) 115
Figure IV. 7: Ferraillage des poutres 35*45 (travée) 115
Figure IV. 8: Localisation du voile P07,x , en plan 116
Figure IV. 9: Vue en élévation du voile P07, X du bâtiment 116
Figure IV. 10:Établissement de l'enveloppe de calcul des moments fléchissant du voile P07,X sous la combinaison G+ψQ+E1 119
Figure IV. 11: L'enveloppe de calcul des moments fléchissant du voile P07,X sous la combinaison G+ψQ+E1 120
Figure IV. 12: L'enveloppe de calcul des moments fléchissant du voile P07,X sous les sollicitations maximales 120

Figure IV. 13: L'enveloppe de calcul des efforts trachants du voile P07,X sous les sollicitations maximales.....121
Figure IV. 14: Elément de rive pour les voiles. 122
Figure IV. 15: Ferraillage de l'élément de rive sur la hauteur critique. 128
Figure IV. 16: Ferraillage de voile sur la hauteur critique.....128
Figure IV. 17: Dimensions du panneau étudié.....129
Figure IV. 18 :Feraillage de la dalle (Coupe 4'-4').....130
Figure IV. 19: Feraillage de la dalle (Coupe 4-4).....130

TABLE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : CARACTERISATION DU BATIMENT ET DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I. 1: Vérification des conditions de coffrage des poutres 18
Tableau I. 2: Charges et surcharges du plancher -terrasse inaccessible -.....20
Tableau I. 3: Charges et surcharges du plancher –étage courant -.....20
Tableau I. 4: Charges et surcharges du Mur extérieur 21
Tableau I. 5: Charges et surcharges de la dalle pleine -balcon -.....21
Tableau I. 6: Charges d'exploitations.....21
Tableau I. 7: Charge et surcharge de chaque étage (voile).....23
Tableau I. 8: Section des éléments porteurs 25
Tableau I. 9: Les paramètres sismiques des 03 spectres.....26

CHAPITRE II : EVALUATION DE LA CONCEPTION INITIALE RPA99V2003

Tableau II.1: Résultats de l'analyse modale.....33
Tableau II.2: Pénalités en fonction des critères de qualité 38
Tableau II.3: Les paramètres sismiques calculés 40
Tableau II.4: Les déplacements horizontaux Suivant X.....44
Tableau II.5: Les déplacements horizontaux Suivant Y.....44
Tableau II.6: Vérification des déplacements relatifs Suivant X 45
Tableau II.7: Vérification des déplacements relatifs Suivant Y 46
Tableau II.8: Vérifications de l'effet P-Δ suivant X 47
Tableau II.9: Vérifications de l'effet P-Δ suivant XY.....47

CHAPITRE III : ANALYSE DE LA STRUCTURE SELON LE RPA2024

Tableau III. 1: Comparaison des zones sismiques 50
Tableau III. 2: Comparaison du coefficient d'accélération 50
Tableau III. 3: Comparaison du Coefficient d'importance.....51

Tableau III. 4: Comparaison de la classification des sites.....51
Tableau III. 5: Comparaison des valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique 52
Tableau III. 6: Comparaison de coefficient de comportement R.....52
Tableau III. 7: Comparaison du Facteur de qualité Q.....54
Tableau III. 8: Comparaison des combinaisons d'actions sismiques.....56
Tableau III. 9: Comparaison des coefficients partiels de sécurité 60
Tableau III. 10: Comparaison de la capacité portante.....60
Tableau III. 11: Comparaison de la condition d'application de la méthode statique équivalente dans les murs de soutènement 61
Tableau III. 12: Comparaison du ferraillage des poteaux 61
Tableau III. 13:Comparaison des critères de coffrage des poteaux 63
Tableau III. 14: comparaison des critères de ferraillage des poutres.....63
Tableau III. 15: comparaison des critères de coffrage des poutres.....64
Tableau III. 16: Comparaison des critères de coffrage et de ferraillage des voiles 65
Tableau III. 17: Résultats de l'analyse modale 67
Tableau III. 18: Vérification du système noyau.....72
Tableau III. 19: Vérification de la régularité en plan.....75
Tableau III. 20: Vérifications des critères du facteur de qualité Q 77
Tableau III. 21: Valeur de la période T_0 pour le calcul de l'effort tranchant à la base V.....78
Tableau III. 22: Vérification de la résultante des forces sismiques 79
Tableau III. 23: Paramètres du spectre.....80
Tableau III. 24: Les déplacements horizontaux suivant X.....81
Tableau III. 25: Les déplacements horizontaux suivant Y 81
Tableau III. 26: Justification de non-effondrement suivant X.....82
Tableau III. 27: Justification de non-effondrement suivant Y.....83
Tableau III. 28: Justification de limitation des dommages suivant X.....84
Tableau III. 29: Justification de limitation des dommages suivant Y.....85
Tableau III. 30: Vérification de l'effet P-Δ suivant X 86
Tableau III. 31: Vérification de l'effet P--Δ suivant Y 87
Tableau III. 32: Effort tranchant à la base repris par les voiles 88
Tableau III. 33: Justification de la stabilité au renversement suivant l'axe X 89

Tableau III. 34: Justification de la stabilité au renversement suivant l'axe Y 89
Tableau III. 35: Vérification de l'effort normal réduit 91

CHAPITRE IV : PROPOSITION D'UNE NOUVELLE CONCEPTION STRUCTURALE

Tableau IV. 1: Résultats de l'analyse modale.....94
Tableau IV. 2: Vérification du système noyau.....95
Tableau IV. 3: Vérifications des critères du facteur de qualité Q_f 97
Tableau IV. 4: Valeur de la période T_0 pour le calcul de l'effort tranchant à la base V 98
Tableau IV. 5: Vérification de la résultante des forces sismiques.....99
Tableau IV. 6: Paramètres du spectre 99
Tableau IV. 7: Les déplacements horizontaux suivant X 100
Tableau IV. 8: Les déplacements horizontaux suivant Y 101
Tableau IV. 9: Justification de non-effondrement suivant X.....102
Tableau IV. 10: Justification de non-effondrement suivant Y 102
Tableau IV. 11: Justification de limitation des dommages suivant X 103
Tableau IV. 12: Justification de limitation des dommages suivant Y 104
Tableau IV. 13: Vérification de l'effet P-Δ suivant X.....105
Tableau IV. 14: Vérification de l'effet P--Δ suivant Y 106
Tableau IV. 15: Justification de la stabilité au renversement suivant l'axe X 106
Tableau IV. 16: Justification de la stabilité au renversement suivant l'axe Y.....107
Tableau IV. 17: Vérification de l'effort normal réduit.....108
Tableau IV. 18: Les sollicitation extrêmes sur les poutres. 110
Tableau IV. 19: Armatures longitudinales des poutres. 111
Tableau IV. 20: Armatures transversales des poutres. 114
Tableau IV. 21: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes des poutres. 114
Tableau IV. 22: Vérification spécifique sous sollicitations normales du voile. 117
Tableau IV. 23: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes du voile. 117
Tableau IV. 24: Armatures longitudinales dans les éléments de rive. 123
Tableau IV. 25: Armatures transversales de l'élément de rive. 124

Tableau IV. 26: Les acier verticaux et l'espacement vertical de l'âme de voile.....124
Tableau IV. 27: Armatures transversales de l'âme du voile. 125
Tableau IV. 28: Valeurs de calcul des efforts N, M et V du voile P07, X au-dessus de la zone critique 125
Tableau IV. 29: Ferraillage longitudinal aux extrémités 126
Tableau IV. 30: Ferraillage horizontal de l'âme de voile au-dessus de la zone critique. ...127
Tableau IV. 31: Les acier verticaux et l'espacement vertical de l'âme de voile.....127
Tableau IV. 32: Sollicitations Extrêmes et Ferraillage des Dalles-sens X-. 129
Tableau IV. 33: Sollicitations Extrêmes et Ferraillage des Dalles-sens Y-.....129

INRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

1- Origine et développement des normes de construction parasismique à l'échelle internationale

1.1. Une histoire façonnée par les séismes majeurs

L'histoire des codes parasismiques est directement liée à celle des séismes dans le monde. Ce n'est généralement qu'après des événements sismiques, causant de larges pertes humaines et matérielles, que les sociétés prennent conscience de la nécessité de bâtir autrement.

C'est entre les années 1920 et 1930, après des séismes dévastateurs en Californie (USA) que les premières réglementations voient le jour, comme à Santa Barbara (1925) ou Long Beach (1933). À cette époque, les règles de construction étaient plutôt empiriques à travers l'observation visuelle des bâtis qui résistaient et ceux qui s'effondraient. Peu à peu, les progrès de la sismologie et de la dynamique des structures ont permis de passer à une approche plus technique.

Les années 1970-1980 marquent une étape décisive, avec l'introduction des concepts fondamentaux toujours utilisés aujourd'hui : la conception par forces équivalentes, l'analyse spectrale, et plus récemment, le dimensionnement basé sur la performance (PBSD). Ces évolutions traduisent un changement d'état d'esprit : il ne s'agit plus seulement de "résister au séisme", mais d'accepter un certain niveau de dommage contrôlé, tout en garantissant la sécurité des personnes.

1.2. L'impact des grands séismes sur les approches conceptuelles dans le monde

Chaque séisme majeur agit comme un électrochoc pour la communauté scientifique, de par ce qu'il lui apprend à travers ses conséquences. Le séisme de Mexico en 1985, par exemple, a profondément changé le cours de l'éducation parasismique : des centaines de bâtiments se sont effondrés dans une ville pourtant éloignée de l'épicentre. Cela a mis en lumière l'importance des effets d'amplification du sol et de résonance avec les structures. En 1994, le séisme de Northridge (USA) a révélé des failles dans les structures en acier, pourtant réputées ductiles. Le Japon, pays leader en ingénierie sismique, a également révisé ses normes après le célèbre séisme de Kobe (1995), qui a mis en évidence la vulnérabilité des infrastructures modernes.

Ces événements, dramatiques mais riches en enseignements, montrent que les codes ne sont jamais figés : ils évoluent avec le retour d'expérience, les progrès scientifiques et la capacité des sociétés à apprendre de leurs erreurs.

1.3. Perspectives avenir à allier les normes internationales

Aujourd'hui, on observe une convergence progressive des normes parasismiques à l'échelle internationale. Par exemple, l'Eurocode 8 développé par la communauté européenne s'impose comme référence dans de nombreux pays, y compris en dehors du continent européen. Les États-Unis s'appuient sur les normes du NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program), reprises dans l'IBC (International Building Code). Mais cette harmonisation reste

relative : chaque pays adapte les concepts internationaux à son contexte local – géologique, économique, culturel.

Les tendances récentes vont vers une plus grande précision (grâce aux calculs numériques), mais aussi vers la prise en compte des bâtiments existants, des structures non-conventionnelles, et de la résilience urbaine dans son ensemble. L'objectif est de ne plus se contenter d'éviter l'effondrement, mais maintenir la fonctionnalité des bâtiments après un séisme – surtout pour les hôpitaux et infrastructures d'importance vitale.

2. Développement et spécificités des codes parasismiques en Algérie

2.1. Une histoire marquée par la douleur, mais aussi par le progrès

Située sur une faille sismique active entre les plaques africaine et eurasiatique, l'Algérie est exposée à un risque sismique significatif, en particulier dans sa région nord. Plusieurs séismes destructeurs ont marqué la mémoire collective, comme ceux de Chlef (ex-El Asnam) en 1980, ou de Boumerdès en 2003.

Ces drames ont été des tournants : à chaque fois, la réglementation a été revue, corrigée et renforcée. La première version du Règlement Parasismique Algérien (RPA) a vu le jour en 1981, sous l'effet du choc du séisme de Chlef. Depuis, plusieurs versions ont été publiées : RPA88, RPA99, RPA99 version 2003 et tout récemment, le RPA2024, mis en vigueur en Janvier 2025, traduit une volonté continue d'adaptation aux enjeux actuels.

2.2. Une réglementation en constante évolution

- RPA81 : Première base réglementaire en Algérie en matière de construction parasismique, élaborée suite aux premiers grands séismes enregistrés. Bien que sommaire, elle constitue une étape fondatrice, posant les premiers jalons d'une prise en compte normative du risque sismique.
- RPA88 : Elle a posé les bases d'une réglementation structurée, avec un zonage sismique simplifié et des prescriptions parasismiques pour les bâtiments courants. Le niveau de recherche était encore modeste, mais c'était une avancée majeure.
- RPA99 : Intègre une meilleure prise en compte du comportement réel des matériaux et des bâtiments face aux sollicitations sismiques, avec notamment l'introduction du coefficient de comportement.
- RPA99 version 2003 : le règlement utilisé durant deux décennies et s'inscrit comme étant le guide de construction de la quasi-totalité des structures que nous avons vues. Elle intègre des notions et des méthodes plus modernes, comme le spectre de réponse, et incorpore des exigences plus strictes pour les bâtiments stratégiques.
- RPA2024 : Marque une modernisation ambitieuse. Il introduit une logique de conception par performance, renforce les exigences sur la qualité des sols, et tend à s'aligner sur les pratiques internationales tout en restant adapté au contexte algérien.

Chaque version du RPA reflète ainsi l'équilibre entre le souci de sécurité, la réalité du terrain, et les moyens et capacités techniques et économiques du pays.

2.3. Les réalités algériennes qui influencent le contenu du RPA

Il serait irréel de penser qu'un code technique est neutre : il est impératif de savoir qu'un code s'inscrit toujours un contexte. En Algérie, plusieurs facteurs influencent le RPA :

- La sismicité : bien que modérée par rapport au Japon ou au Chili, elle reste suffisante pour causer des pertes humaines et matérielles importantes.
- Le contexte économique : les contraintes financières pèsent sur les choix de conception, notamment pour les bâtiments courants.
- Le niveau de formation et de savoir : une bonne réglementation doit être compréhensible et applicable par les ingénieurs et les entreprises locales.
- La gestion post-catastrophe : comme ailleurs, ce sont souvent les drames qui font évoluer les pratiques.

3. Contexte et justification de l'étude

3.1. Présentation du projet de la vérification de la structure

Le projet qui fait l'objet de cette étude porte sur la conception et le calcul d'un bâtiment situé à Alger, zone classée comme fortement sismique par le RPA 2024. Il s'agit d'un bâtiment en R+11+ trois sous-sols et deux entresols, à usage résidentiel et commerciale, dont la conception doit intégrer les exigences parasismiques actuellement en vigueur.

Cette étude s'inscrit dans un contexte où sécurité, durabilité et conformité réglementaire sont particulièrement décisives. Etant conçue, calculée et bâtie selon l'ancien règlement RPA99 version 2003, il est impératif d'être conscient de ces enjeux, en s'assurant que la structure étudiée conçue selon les normes parasismiques antécédentes, respecte les conditions de résistance et de stabilité des normes parasismiques actuelles. Plus encore, dans une perspective de comparabilité des deux codes parasismiques, dans l'optique de bâtir une charte de comparaison, que ce soit techniquement, ou économiquement.

En effet, la réalisation d'une analyse comparative des normes parasismiques s'avère particulièrement pertinente pour plusieurs raisons :

- Comprendre et estimer les écarts entre les approches antérieures et révisées : Confronter les deux codes parasismiques met en lumière les différences en termes de philosophie de conception, d'exigences de sécurité, de classification sismique, ou encore de dimensionnement structurel.
- Favoriser les choix techniques éclairés : En identifiant les points de convergence et de divergence entre les deux codes parasismiques, l'étude permet aux ingénieurs et décideurs de faire des choix de conception adaptés, à la fois efficaces sur le plan technique et réalistes sur le plan économique.
- Renforcer la qualité du projet : L'approche comparative apporte une valeur ajoutée méthodologique, en s'assurant que la structure étudiée soit non seulement conforme à la réglementation nationale, mais également alignée sur les bonnes pratiques internationales, ce qui peut être un critère de qualité et de durabilité à long terme.

3.2. Objectif

L'application d'un code parasismique ne se limite pas à une formalité réglementaire : elle engage des conséquences concrètes sur la manière dont un bâtiment est conçu, dimensionné, construit et préservé.

- Enjeux techniques

Chaque code propose une philosophie de conception spécifique, avec des méthodes de calcul, des spectres de réponse, des coefficients de comportement et des règles de modélisation propres. Des différences significatives peuvent être ressenties dans :

- Le niveau de détail requis dans les études géotechniques ;
- La taille et la disposition des éléments structuraux (poteaux, poutres, contreventements) ;
- Les critères de ductilité et de dissipation d'énergie ;
- La méthodologie d'analyse dynamique (statique équivalente, modale spectrale, non linéaire, etc.).

- Enjeux économiques

L'application d'un code plus exigeant peut impliquer des surcoûts de construction (aciers supplémentaires, qualité du béton, systèmes de dissipation, dispositifs d'isolation, etc.), mais ces investissements peuvent être justifiés par une réduction des risques de dommages en cas de séisme, ce qui se traduit à long terme par :

- Une meilleure pérennité de l'ouvrage ;
- Une réduction des coûts de réparation post-sismique ;
- Une valorisation du bien immobilier et une réassurance facilitée.

- Enjeux de sécurité

L'objectif fondamental de toute norme parasismique est la protection de la vie humaine. Certains codes fixent des niveaux de performance minimums, tandis que d'autres permettent un dimensionnement basé sur la performance, offrant une graduation du niveau de sécurité en fonction de la criticité du bâtiment. Dans tous les cas, l'adoption de bonnes pratiques parasismiques est un acte de responsabilité sociale et éthique, notamment pour les établissements recevant du public (ERP), les écoles, les hôpitaux, ou les infrastructures vitales.

4. Plan de travail suivi dans cette étude

Le présent travail s'organise en plusieurs chapitres complémentaires qui s'articulent de manière progressive et logique.

Dans un premier temps, une introduction générale propose un état de l'art à travers une analyse historique et technique de l'évolution des codes parasismiques à l'échelle mondiale, et en particulier l'évolution du Règlement Parasismique Algérien (RPA), analysant ses spécificités à travers ses différentes versions successives.

Le chapitre 1 focalise sur la présentation de la structure étudiée à travers une description des dimensions géométriques, mécaniques et des paramètres sismiques pertinentes pour l'analyse ultérieure. Ce chapitre contient également un pré dimensionnement des éléments structuraux selon la descente de charge réalisée.

Le chapitre 2 se consacre à l'évaluation de la conception de la structure initialement faite selon le RPA99 version 2003 en exposant le contenu de l'ancien RPA et en appliquant ses méthodes de calcul et ses dispositions au bâtiment existant.

Le chapitre 3 débute par une étude comparative des deux codes parasismiques, le RPA99 v2003 et le RPA2024. Puis, une analyse sismique de la conception proposée est effectuée selon le RPA 2024, mettant en lumière la détermination des sollicitations sismiques en application du nouveau code, le dimensionnement, la justification des éléments structuraux selon les nouvelles exigences de résistance et de ductilité ainsi que la vérification des déplacements et des autres critères de performance sismique.

Suite aux conditions non vérifiées présentées dans le chapitre précédent, une nouvelle conception structurale est proposée dans le chapitre 4, optimisée selon le RPA 2024. A travers toutes les vérifications des exigences du nouveau règlement, le ferraillage retenu des éléments structurels est présenté.

Enfin, une synthèse des résultats, suivie de recommandations techniques et réglementaires, est présentée dans la conclusion générale, avec une ouverture sur les perspectives d'évolution de la réglementation parasismique en Algérie. Aussi, l'identification des limites de cette étude et des facteurs ayant pu influencer les résultats.

CHAPITRE I
CARACTÉRISATION DU BATIMENT ET DE LA ZONE D'ETUDE

I.1. INTRODUCTION

Le bâtiment objet de cette étude est une structure en béton armé en R +Mezzanine+8 étages avec deux attiques, trois sous-sols et 2 entresols, à usage de commerce et d'habitation. Situé dans la commune de Dely Ibrahim à Alger, classée comme zone de forte sismicité (zone III) selon la classification des zones établie par les Règlements Parasismique Algérienne (RPA 99 version 2003), et zone VI selon la nouvelle classification des zones établie par les Règlements Parasismique Algérienne (RPA 2024).

Tous les calculs sont effectués de manière à respecter :

- Le règlement parasismique algérien RPA2024
- Le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003
- Le BAEL 91 V99
- CBA12.13 V93

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Ce bâtiment fait partie du projet nommé « 36 logements Promotionnels » Rue Djenane Achabou à Dely Ibrahim, qui se trouve en face d'un artisanat Dar Diaf dans la Wilaya d'Alger.



Figure I.1 :Localisation du projet

Le bâtiment est composé :

- De 2 entresols, RDC et 11 étages à usage d'habitation et commerce

- 3 sous-sols à usage de parking

- Une terrasse inaccessible.

I.2.1. Dimensions de l'ouvrage en élévation

- Hauteur totale du bâtiment..... **H_T = 54,06m.**

- Hauteur d'étage de sous-sol ..... **H_{SS}= 3,23m.**

- Hauteur d'étage de l'entresol .....H_{ES}= 3,23m.
- Hauteur rez-de-chaussé.....H_{RDC}= 3,23m.
- Hauteur de l'étage courant .....He = 3,23 m.

I.2.2. Dimensions de l'ouvrage en plan

- Longueur totale en plan suivant l'axe local X …….....L = 26,47 m.
- Longueur totale en plan suivant l'axe local Y (partie droite) .....L = 24,245 m.
- Longueur totale en plan suivant l'axe local Y (partie gauche) .....L = 18,85 m.

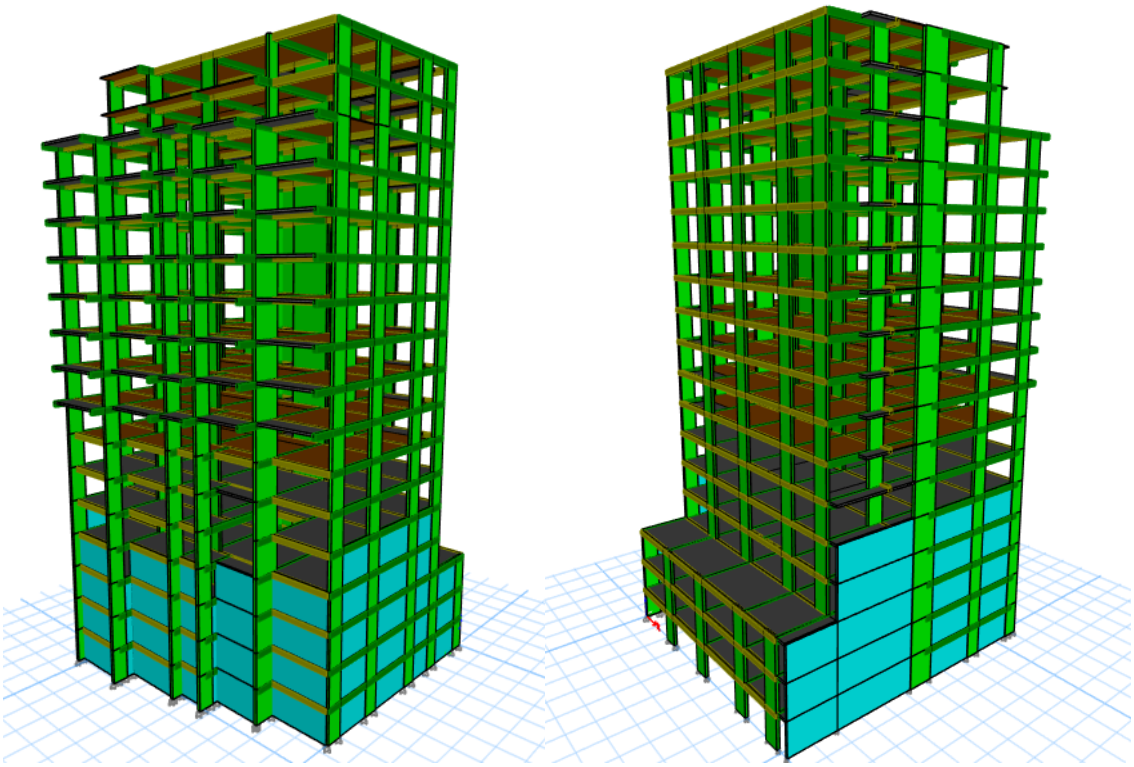


Figure I.2:Modèle 3D de la structure

I.3. CONCEPTION DE LA STRUCTURE

I.3.1. Système de contreventement

Le contreventement de la structure est assuré par un système de voiles porteurs, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.3.2. Planchers

Deux types de planchers sont à considérer :

Plancher à corps creux.

Plancher à dalle pleine.

- **Plancher à corps creux**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonnées sur place espacées de 60 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 ou 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

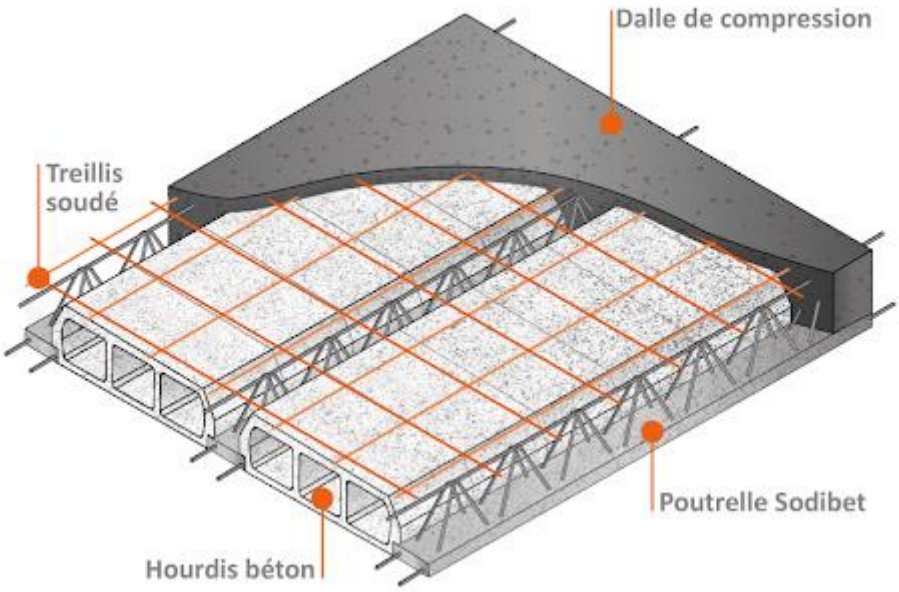


Figure I.3: Schéma plancher à corps creux

- **Planchers dalle pleine**

Pour certaines zones, les dalles pleines sont choisies à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

Il peut y avoir deux planchers dans une structure pour plusieurs raisons, notamment :

i. Raisons fonctionnelles

Deux planchers peuvent répondre à des fonctions différentes. Par exemple, un plancher technique (plafond suspendu ou faux plancher) est parfois ajouté pour permettre le passage des réseaux (électricité, ventilation, plomberie) sans encombrer l'espace principal.

ii. Contraintes architecturales ou géométriques

Dans certaines zones, notamment avec des formes irrégulières ou des portées complexes, il peut être plus simple et économique d'utiliser une dalle pleine plutôt qu'un plancher avec poutrelles. Cela peut conduire à la superposition ou à la juxtaposition de deux types de planchers.

iii. Différence de niveaux

Deux planchers peuvent exister pour gérer une différence de niveau entre deux espaces (par exemple : mezzanine, plateforme technique, rampe d'accès, etc.).

iv. Séparation acoustique ou thermique

Dans les bâtiments à usages mixtes (logements au-dessus d'un commerce, par exemple), deux planchers peuvent être utilisés pour améliorer l'isolation acoustique ou thermique entre les niveaux.

v. Répartition des charges

La présence de deux planchers peut aussi être dictée par des besoins spécifiques de portance ou de répartition des charges verticales ou horizontales dans la structure.

I.3.3. Voiles

Les voiles sont des éléments verticaux en béton armé qui assurent à la fois la reprise des charges verticales (efforts de compression) et la résistance aux efforts horizontaux (cisaillement dû au vent ou aux séismes). Ils participent activement à la stabilité globale du bâtiment, notamment en assurant le contreventement.

Placés souvent autour des cages d'escaliers ou d'ascenseurs, ils forment des structures rigides continues sur plusieurs niveaux. En plus de leur rôle structurel, les voiles peuvent aussi faire office de cloisons intérieures, combinant ainsi fonction structurelle et fonction architecturale.

I.3.4. Poutres

La structure comporte deux types de poutres :

- Poutres principales.
- Poutres secondaires.

I.3.5. Classification du site

Le bâtiment est érigé sur un site classé en catégorie S3, également appelé site meuble, avec une contrainte admissible de $\sigma_{adm} = 3$ bars.,

I.3.6. Maçonnerie

- **Murs extérieurs**

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10).

- **Murs intérieurs**

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.



Figure I.4: Brique creuse

I.3.7. Revêtement

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

I.3.8. Escaliers et Ascenseurs

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés.

On a 1 type d'escalier :

- Escaliers à 2 volées.

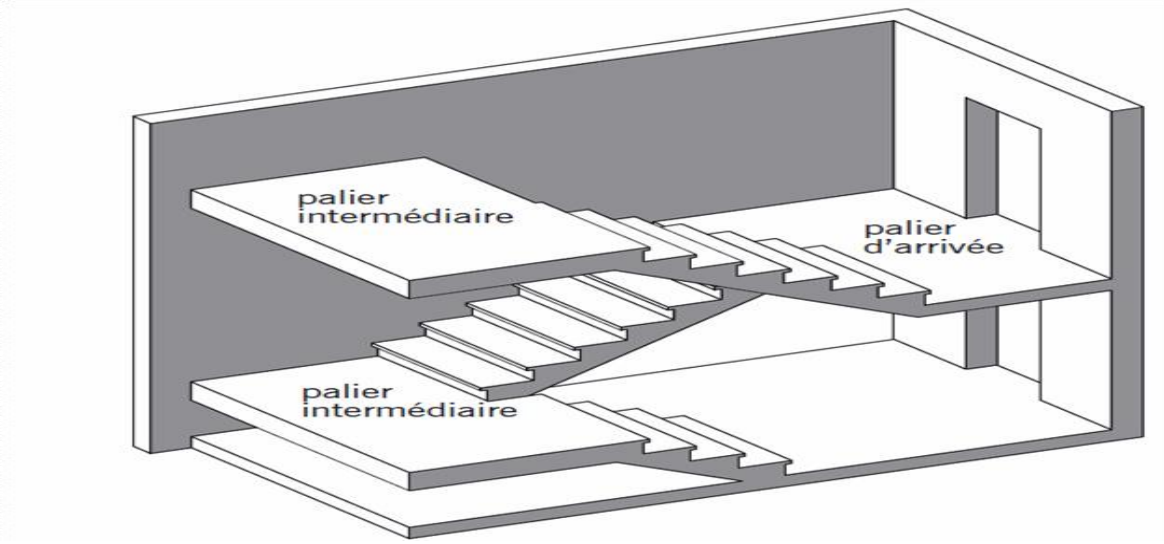


Figure I.5: Escalier

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages. Elle comporte une cage d'ascenseur du 3éme sous-sol au 11ème étage.

I.4. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Les matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé BAEL91/99.

I.4.1. Le Béton

I.4.1.1. Résistances du béton

- **Résistance à la compression**

La résistance du béton utilisé dans la structure est prise égale à fc28 = 30 MPa. Elle a été mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm (section 200 cm²) et de hauteur 32 cm.

- **Résistance du béton à la traction**

Le même béton avec une résistance caractéristique à la compression fc28et à la traction ft_{28} telle que :

- fc_{28}= 30 MPa donc ft_{28}= 2,4 MPa.

I.4.1.2. Module de déformation longitudinale

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

- **Module de déformation instantanée "E_{ij}"**

Pour des charges a courte durée :

$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{Fcj}$ $\quad\quad$ $E_{i\,28}$ = 34179,557 MPA

- **Module de déformation longitudinale différée "Evj"**

Pour des charges de longue durée d'application, on a :

$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{Fcj}$ $\quad\quad$ $E_{v\,28}$ = 11496,76 MPA

I.4.1.3. Coefficient de Poisson

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale,

Le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de Poisson est égal à :

- ELU : ν= 0 Calcul des sollicitations (béton fissuré).

- **ELS** : ν= 0.2 Calcul des déformations (béton non fissuré).

I.4.1.4. Poids volumique

On adopte la valeur : ρ =25kN/m3

I.4.2. Les contraintes Limites

I.4.2.1. Les contraintes à l'Etat limite ultime « E.L.U »

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage ; dans ce cas, la contrainte est définie par :

$$f_{bu} = \frac{0{,}85 \times Fcj}{\gamma b \; x \; \theta}$$

Avec :

γb : Coefficient de sécurité.

- γb = 1,5 cas des situations durables ou transitoires ..... f_{bu} **=17MPa**
- γb = 1,15 cas des situations accidentelles..... f_{bu} **=22,17MPa**

Θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application des charges :

- Θ = 1, si la durée est supérieure à 24h.
- Θ = 0,9 dans le cas contraire.

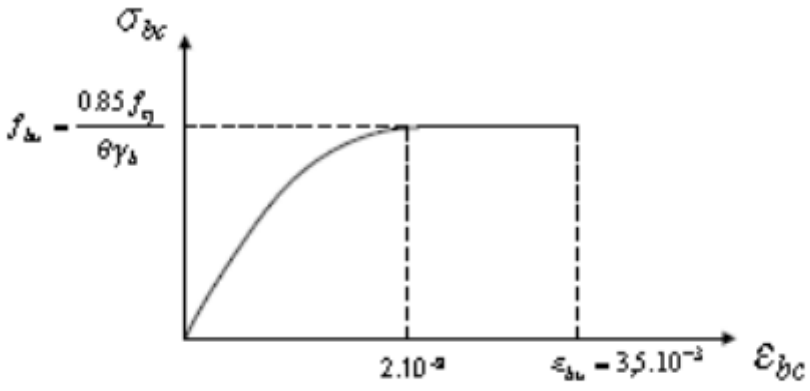


Figure I.6: Diagramme Contraintes -Déformations du béton à l'ELU

I.4.2.2. Les contraintes à l'Etat limite de service « E.L.S »

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \underline{\sigma_{bc}}$$

Avec : $\underline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 18$ MPa

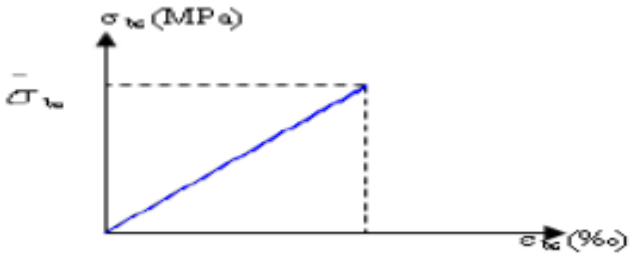


Figure I.7: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

I.4.3. Acier

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

- Les limites lisses (R.L)
- Barres à haute adhérence (H.A) : **fe= 500 MPa**
- Treillis soudés (T.S) : **fe= 520 MPa**

I.4.3.1. Module d'élasticité des aciers

- Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale.
- Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

Es= 2,0*10^5 Mpa

I.4.3.2. Contrainte limite

- **Etat limite ultime ELU**

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation de la figure

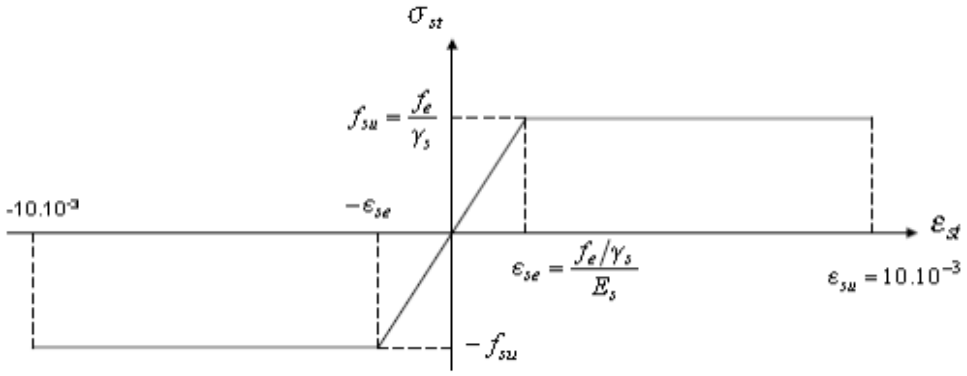


Figure I.8: Diagramme contrainte déformation d'acier

Avec :

fe : contrainte limite élastique.

ε : Déformation (allongement) relative de l'acier. εs = Δ*L*/*L*

$\boldsymbol{\sigma s}$: Contrainte de l'acier : $\boldsymbol{\sigma s} = fe$ / γ_s

γ_s: Coefficient de sécurité.

γ_s = 1 cas de situations accidentelles.

γ_s= 1.15 cas de situations durable ou transitoire.

- **Etat limite de service ELS**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{bc} \leq \underline{\sigma_{st}} = \xi = \min(2/3\ f\,e\ ;\ \max(0.5fe\ ;110\sqrt{\eta ftj})$.
- Fissuration très préjudiciable $\sigma_{bc} \leq \underline{\sigma_{st}} = 0{,}8\ \xi$.
- η : Coefficient de fissuration.
- η = 1 pour les ronds lisses (RL).
- η =1.6 pour les armatures à hautes adhérence (**HA**). Avec : $\sigma st = fe$ / γs

I.4.3.3. Le coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté **n** est le rapport : $n = \frac{E_b}{E_s} = 15$

- n : Le coefficient d'équivalence.
- E_b : Module de déformation longitudinal de l'acier.
- E_s : Module de déformation longitudinal de béton

I.5. PRE DIMENSIONNEMENT

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape préliminaire régie par des lois empiriques issues de l'expérience ; tout en restant conforme aux règlements RPA24 et le BAEL91 v99. Cette étape vise à déterminer les dimensions initiales des sections des éléments porteurs tes que les poutres, les poteaux, les planchers, les voiles et les fondations. Cette phase n'a pas pour objectif de garantir définitivement la sécurité de la structure, mais plutôt de définir des sections suffisamment fiables pour permettre l'avancement du projet sans révisions importantes par la suite. Un pré-dimensionnement bien réalisé favorise un gain de temps, une réduction des coûts et oriente efficacement les décisions architecturales et techniques dès les premières étapes de la conception.

I.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

Le plancher est un élément horizontal essentiel dans une structure en béton armé. Son rôle principal est de transmettre les charges qui lui sont directement appliquées vers les éléments porteurs verticaux, tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des différents étages

Un plancher est généralement constitué de plusieurs composants :

- La dalle, élément porteur principal répartissant les charges,
- Les nervures ou poutrelles, dans le cas de planchers nervurés ou préfabriqués,
- Éventuellement des hourdis, utilisés pour alléger la structure,
- Et parfois des armatures spécifiques (treillis, barres tendues) assurant la résistance à la flexion et au cisaillement.

Le pré dimensionnement des planchers vise à déterminer, de manière rapide et raisonnable, l'épaisseur des dalles, l'espacement et la hauteur des nervures, ainsi que les portées maximales admissibles en fonction des contraintes d'usage. Cette étape repose sur des règles empiriques, les recommandations normatives (comme l'Eurocode 2) et l'expérience professionnelle. Elle permet d'assurer la faisabilité technique, d'anticiper les efforts principaux, et de guider les choix architecturaux sans procéder immédiatement à des calculs détaillés.

Pour le bâtiment étudié, les deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux en partie courante ;
- Dalle pleine pour les balcons et certaines parties des planchers

I.6.1. Plancher à Corps Creux

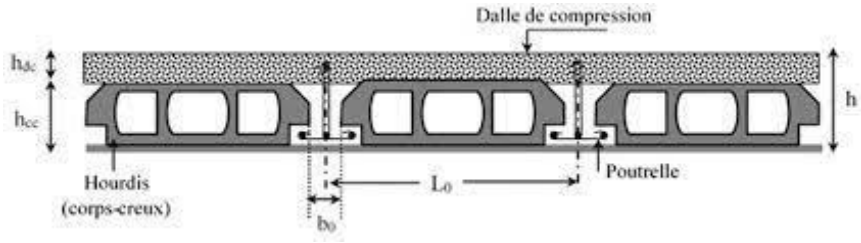


Figure I.9: Schéma Plancher à corps creux

La hauteur du plancher ht doit vérifier la condition de la flèche suivante :

$\frac{Lmax}{25} \leq ht \leq \frac{Lmax}{20}$ (condition de la flèche) **Article B.6.8.4.2 du CBA93**

Avec :

- L : longueur entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles
- H_t : hauteur totale planché

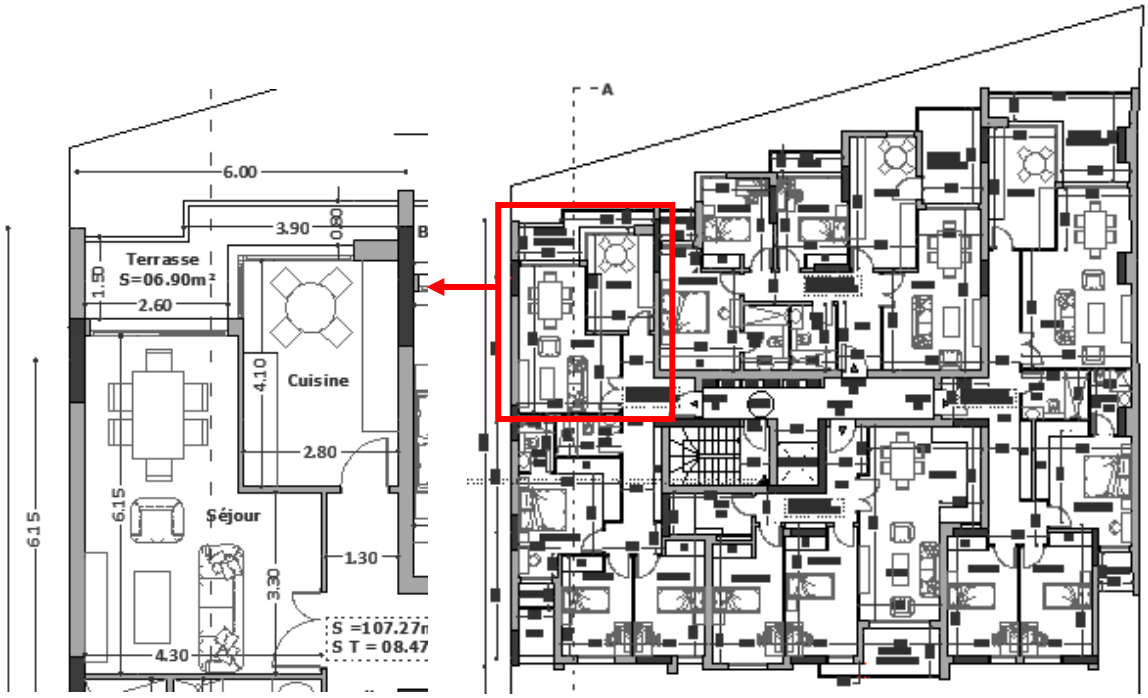


Figure I.10: Zoom du panneau le plus sollicité

L'entre axe vertical est de : 6,15 m

L'entre axe horizontal est de : 6,00 m

D'ici on peut constater le sens porteur des poutres qui est dans le sens vertical

On aura alors :

L = 600 cm

$\frac{600}{25} \leq ht \leq \frac{600}{20}$

Donc, on va prendre l'épaisseur de 20+5

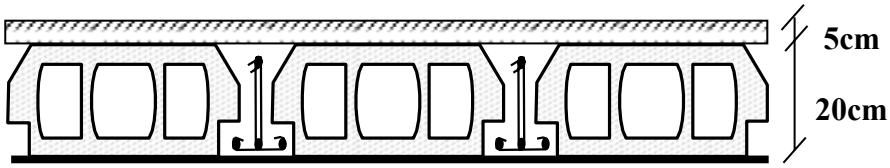


Figure I.11: Schéma de la dalle

20 cm : hauteur du corps-creux.

5 cm hauteur de la dalle de compression

I.6.2. Balcon (dalle pleine)

L'épaisseur de la dalle des balcons (qui est en console) est donnée par la formule suivante :

$e \geq \frac{L_0}{10}$

L : c'est la portée libre du balcon

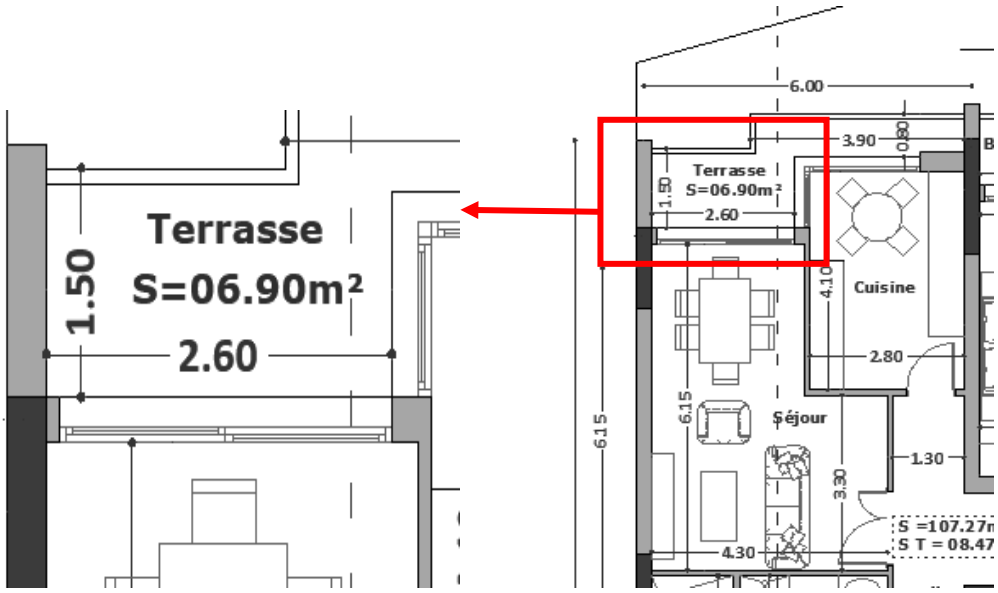


Figure I.12: Zoom sur la console du balcon

La console du balcon la plus grande est de : L_0 = 1,5 m

$e \geq (\frac{150}{10})$ = 15 cm

Soit une épaisseur de dalle pleine retenue de **e = 20 cm**

I.7. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois de l'article 7.5.1 du RPA2024 :

$$\begin{cases} b \geq 20cm : \text{en zone I, II et III} \\ b \geq 25cm : \text{en zone IV, V et VI} \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4.0 \\ b_{max} \leq (1{,}5h + b_c) \end{cases}$$

I.7.1. Poutres principales

On prend une section de 35*50

$$\begin{cases} 35 \geq 25cm \\ 50 \geq 30cm \\ \frac{50}{35} = 1{,}43 \leq 4.0 \\ 35 \leq (1{,}5 * 50 + 35) \\ 35 \leq 110 \end{cases}$$

I.7.2. Poutres secondaires

On prend une section 35*45

$$\begin{cases} 35 \geq 25cm \\ 45 \geq 30cm \\ \frac{45}{35} = 1{,}29 \leq 4.0 \\ 35 \leq (1{,}5 * 45 + 35) \\ 35 \leq 102{,}5 \end{cases}$$

Tableau I. 1: Vérification des conditions de coffrage des poutres

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérifications
h ≥ 30 cm	h = 50cm	h = 45cm	Vérifiée
b ≥ 25 cm	b=35cm	b=35cm	Vérifiée
$\frac{h}{b} \leq 4$	$\frac{h}{b} = 1{,}43$	$\frac{h}{b} = 1{,}29$	Vérifiée
$b_{max} \leq (1{,}5h + b_c)$	$(1{,}5h + b_c)=110$	$(1{,}5h + b_c)=102{,}5$	Vérifiée

La section (35 x 50) sera retenue pour les poutres principales

La section (35 x 45) sera retenue pour les poutres secondaires

I.8. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES

Les voiles en béton armé sont des éléments verticaux essentiels dans les structures, assurant à la fois la transmission des charges verticales et la stabilité face aux sollicitations horizontales telles que le vent ou les séismes. Le pré dimensionnement de ces éléments consiste à estimer leurs dimensions initiales — principalement l'épaisseur et la longueur — afin de garantir qu'ils répondent aux exigences de résistance, de rigidité et d'intégration architecturale dès les premières phases de conception.

Le R.P.A.24 considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$b_w \geq \left(\frac{he}{20}\ ; 15\ cm\right) \quad b_w \geq \frac{he}{20} \quad bw \geq \frac{323}{20}$$

$$b_w \geq 16{,}15\ cm \quad alors \quad b_w = 30\ cm$$

$$l_w \geq \left(\frac{he}{3}\ ; 4b_w\ ; 1m\right) \quad l_w \geq 4b_w \quad l_w \geq 4x30$$

$$alors \quad l_w = 120\ cm$$

Avec :

l_w : longueur du voile

b_w : épaisseur du voile

h_e :Hauteur d'étage

On adopte des voiles d'épaisseur b_w = 30 cm.

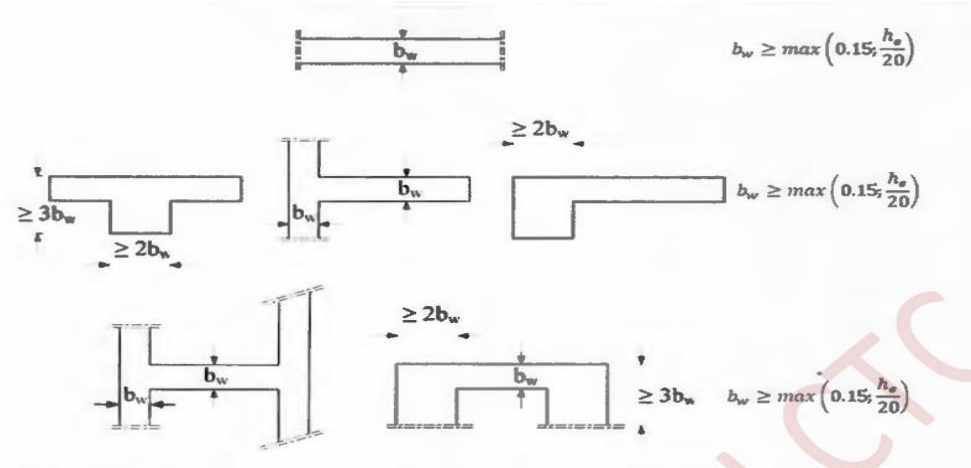


Figure I.13 : Coupe de voile en plan (RPA2024)

I.9. DESCENTE DE CHARGE

I.9.1. Charges permanentes

I.9.1.1. Plancher terrasse (inaccessible)

Tableau I. 2: Charges et surcharges du plancher -terrasse inaccessible -

Désignation des éléments	Poids volumiques γ (kN/m^3)	e (m)	Poids (kN/m²)
Gravillon roulé	20	0,05	1,0
Etanchéité multicouche	06	0,02	0,12
Forme de pente en béton	20	0,1	2,0
Faille de polyane	-	-	0,02
Hourdis et table de compression (20+5)	13,8	0,25	3,45
Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
			Gt = 6,79

La charge permanente totale qu'on a est G= 6,79 kN/m²

I.9.1.2. Plancher étage courant

Tableau I. 3: Charges et surcharges du plancher –étage courant -

Désignation des éléments	Poids volumiques γ (kN/m^3)	e (m)	Poids (kN/m²)
Carrelage et mortier de pose	45	0,02	0,90
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dale en corps creux	13,8	0,25	3,45
Enduit plâtre	10	0,02	0,2
Cloison de séparation	10	0,1	1,0
			Gt = 5,91

La charge permanente totale qu'on a est G= 5,91 kN/m².

I.9.1.3. Mur extérieur

Tableau I. 4: Charges et surcharges du Mur extérieur

Désignation des éléments	Poids volumiques γ (kN/m^3)	e (m)	Poids (kN/m²)
Enduit de plâtre	05	0.02	0,1
Briques creuses	09	2x0.1	2x0,90
Enduit de ciment	10	0.02	0,2
			Gt = 2,10

La charge permanente totale qu'on a est G= 2.10 kN/m².

I.9.1.4. Dalle pleine (balcon)

Tableau I. 5: Charges et surcharges de la dalle pleine -balcon -

Désignation des éléments	Poids volumiques γ (kN/m^3)	e (m)	Poids (kN/m²)
Carrelage et mortier de pose	45	0,02	0,9
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0,20	5,0
Enduit en ciment sous plafond	18	0,02	0,36
Cloison brique creuse	10	0,1	1,0
			Gt = 7,62

La charge permanente totale qu'on a est G=7,62 kN/m².

I.9.2. Charges d'exploitations

Tableau I. 6: Charges d'exploitations

La charge	Poids (kN/m²)
plancher terrasse inaccessible	1,0

plancher d'étage courant	1,5
étage services	2,5
balcons	3,5
escaliers	2,5

I.10. LOI DE DEGRESSION

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissent simultanément, on applique la loi de dégression qui consiste dans notre cas à réduire les charges identiques à chaque étage de 5% jusqu'a 0,5 Q.

Selon l'article 6.3 du DTR charges et surcharges, on adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes:

Étage 1: $Q_0 + Q_1$

Étage 2: $Q_0 + 0{,}95\ (Q_1 + Q_2)$

Étage 3 : $Q_0 + 0{,}90\ (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Étage 4 : $Q_0 + 0{,}85\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Étage 5: $Q_0 + 0{,}80\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Étage 6: $Q_0 + 0{,}75\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \ldots\ldots + Q_6)$

Étage 7: $Q_0 + 0{,}71\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \ldots\ldots + Q_7)$

Étage 8: $Q_0 + 0{,}68\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \ldots\ldots + Q_8)$

Étage 9: $Q_0 + 0{,}66\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \ldots\ldots + Q_9)$

Étage 10: $Q_0 + 0{,}65\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \ldots\ldots + Q_{10})$

Étage 11: $Q_0 + 0{,}63\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \ldots\ldots + Q_{11})$

Étage 12: $Q_0 + 0{,}625\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \ldots\ldots + Q_{12})$

Étage 13: $Q_0 + 0{,}615\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \ldots\ldots + Q_{13})$

Étage 14: $Q_0 + 0{,}607\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \ldots\ldots + Q_{14})$

Étage 15: $Q_0 + 0{,}60\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \ldots\ldots + Q_{15})$

Étage 16: $Q_0 + 0{,}593\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \ldots\ldots + Q_{16})$

I.10.1. Calcule de la descente de charges :

I.10.1.1. Surface d'influence du voile :

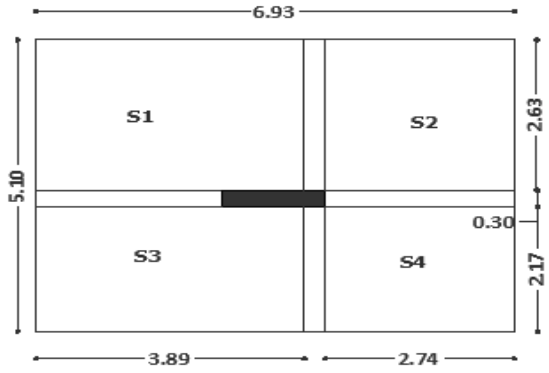


Figure I.14: Schéma de surface (voile)

S_1= (3,89*2,63) = 10,23 m²

S_2 = (2,74*2,63) = 7,21 m²

S_3 = (3,89*2,17) = 8,44 m²

S_4 = (2,74 *2,17) = 5,95 m²

S_t = 31,83 m²

Tableau I. 7: Charge et surcharge de chaque étage (voile)

ETAGES	Niveau	DESIGNATION DES ELEMENTS	G (kN)	Q (kN)
TERRASSE ATTIQUE2	N1	Poids du plancher terrasse	216,08	35,34
		Poids des Poutres PP+PS	23,55	
		Poids du Poteau	36,38	
		Poids Total	**276,01**	

ATTIQUE1	N2	N1 + Poids du plancher étage Poids des Poutres PP+PS Poids du Voile	**578,80**	87,69
ETAGE 8	N3	N2 X1	**876,19**	149,23
ETAGE 7	N4	N3 X1	**1149,63**	200,47
ETAGE 6	N5	N4 X1	**1424,95**	252,16
ETAGE 5	N6	N5 X1	**1702,01**	304,25
ETAGE 4	N7	N6 X1	**1981,27**	356,84
ETAGE 3	N8	N7 X1	**2262,95**	410,02
ETAGE 2	N9	N8 X2	**2547,44**	463,83
ETAGE 1	N10	N9 X2	**2835,25**	518,45
MEZZANINE	N11	N10 X2	**3125,80**	573,44
RDC			**3497,73**	762,88

Donc pour une épaisseur de 3Ocm, la longueur minimale du voile qui reprend la charge calculée ci-dessus est de 1,2m

Les éléments porteurs ainsi pré dimensionnés auront les sections et épaisseur données dans le tableau ci-dessous:

Tableau I. 8: Section des éléments porteurs

Niveaux	Section de poutre principale	Section de poutre secondaire	Epaisseur des voiles
Du s-sols 3 à Att2	35 x 50	35 x 50	35 x 50

La validation de ces dimensions et épaisseur se fera à travers le calcul de ces éléments, en assurant les critères de résistance et de stabilité.

I.11. SISMICITE DE LA ZONE

La wilaya d'Alger est classée comme zone de forte sismicité (zone III) selon la classification des zones établie par les Règlements Parasismique Algérienne (RPA 99 version 2003), et (zone VI) selon la nouvelle classification des zones établie par les Règlements Parasismique Algérienne (RPA 2024).

I.12. SPECTRE DE REPONSE

Selon l'article 4.3.3 du RPA99V2003, l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_g}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 0.3s \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Selon l'article 3.3.3 du RPA2024, l'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul suivant:

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

I.13. LES PARAMETRES SISMIQUES

Dans le but d'estimer la différence dans l'excitation sismique entre celle engendré par le spectre de réponse du RPA2003 et celle engendré par le spectre de réponse du RPA2024 pour un système de contreventement constitué par des voiles (système 5) correspondant à un coefficient de comportement R=4.5 et pour un système à ossature à noyau ou à effet noyau (système 6) correspondant à un coefficient de comportement R=3, Trois (03) spectres ont été générés, comme présenté sur la figure ci-dessous.

Dans un but purement comparatif, un facteur de qualité Q a été pris égal à 1 afin de ne pas inclure son impact sur la force sismique. Sa valeur exacte sera calculée en détails dans les chapitres suivants.

Tableau I. 9: Les paramètres sismiques des 03 spectres

Spectre selon RPA99V2003	Spectre selon RPA2024 (Système 5)	Spectre selon RPA2024 (Système 6)
A=0,25 (zone sismique III et groupe d'importance 2)	A= 0,3 (zone sismique VI)	A= 0,3 (zone sismique VI)
η = 0,7638 (système voile)	I=1 (groupe d'importance 2)	I=1 (groupe d'importance 2)
R=3,5 (voiles porteurs)	S= 1,3 (site S3)	S= 1,3 (site S3)
Q=1	R= 4,5	R= 3
T_1= 0,15s 3 (site S3)	Q_F= 1	Q_F= 1
T_2= 0,5s3 (site S3)	T_1= 0,15s	T_1= 0,15s
	T_2= 0,6s	T_2= 0,6s
	T_3= 2,0s	T_3= 2,0s

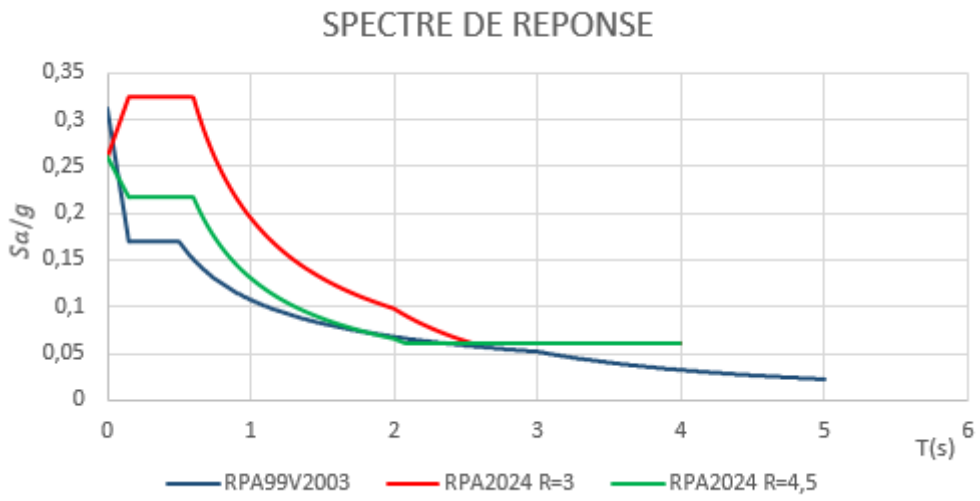


Figure I.15: Les 03 spectre de réponse

I.13.1. Interprétation du spectre généré

Les 3 spectres de réponse ont un plateau où ils ne dépendent pas de la période.

La longueur de chaque palier est égale à $T_2 - T_1$, les résultats sont comme suivant :

- Le spectre du RPA99V2003 a un palier de 0,35s
- Le spectre du RPA2024 pour R=3 a un palier de 0,45s
- Le spectre du RPA2024 pour R=4,5 a un palier de 0,45s

Le modèle numérique n'étant pas encore été élaboré, la période sera estimée par la formule de calcul de la période empirique. Selon l'équation 4.4 de l'article 4.2.4 du RPA2024, la structure a une période empirique de :

$T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}$, où C_T= 0,05

h_N= 38,76m

Donc, T_{emp}= 0,777s.

Cette période peut varie dans un intervalle entre 0,8 T_{emp} et 1,3 T_{emp}.

Alors $T \in [0{,}62s\,;\,1{,}01s]$

On remarque que pour tous les spectres, cet intervalle est situé entre T_2 et T_3.

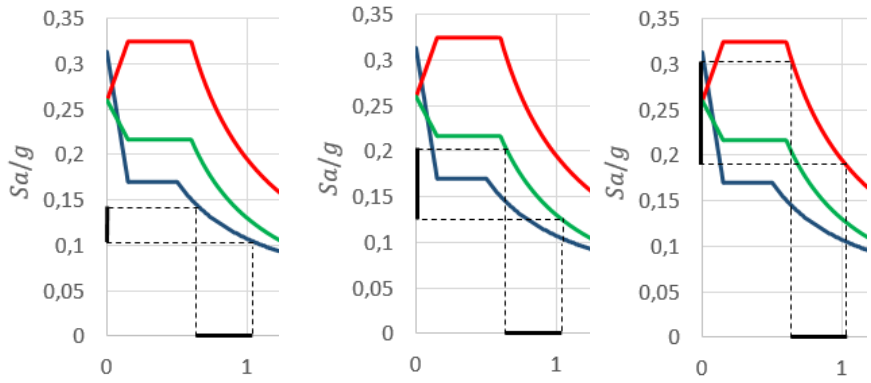


Figure I.16: Zoom sur la projection de l'intervalle 0,8Temp-1,3Temp

En faisant la projection de cet intervalle sur les 3 spectres on aura :

- Une accélération entre 0,107 et 0,148 pour le spectre du RPA99V2003.
- Une accélération entre 0,128 et 0,209 pour le spectre du RPA2024 (R=4,5).
- Une accélération entre 0,193 et 0,314 pour le spectre du RPA2024 (R=3).

On remarque que l'accélération obtenue par les spectres du RPA2024 est plus élevée que l'accélération obtenue par le RPA99V2003 et pour un R=3 on aura une accélération plus grande que celui du R=4,5.

I.14. CONCLUSION

Ce premier chapitre a permis d'établir une base solide pour l'analyse structurale en présentant de manière détaillée la configuration générale de la structure, ses caractéristiques géométriques et mécaniques, ainsi que les paramètres sismiques essentiels conformément au site d'implantation. Le pré-dimensionnement des éléments porteurs a été réalisé à partir de la descente de charges, permettant d'estimer des sections initiales cohérentes avec les sollicitations prévues. Ces données serviront de référence pour les étapes ultérieures de modélisation, de vérification réglementaire et de dimensionnement final des armatures.

CHAPITRE II
EVALUATION DE LA CONCEPTION INITIALE SELON LE RPA99V2003

II.1. INTRODUCTION

Ce présent chapitre est dédié à la présentation du modèle numérique de la structure en utilisant le logiciel ETABS, puis au calcul de celle-ci en utilisant les normes avec lesquelles elle a initialement été calculée, à savoir le RPA99 version 2003.

II.2. MODELISATION DE LA STRUCTURE ETUDIEE

II.2.1. Présentation du logiciel ETABS

ETABS (Extended Three-dimensional Analysis of Building Systems) est un logiciel de calcul avancé, spécifiquement développé pour l'analyse et le dimensionnement des structures de bâtiments. Grâce à une interface graphique intuitive et performante, il permet une modélisation rapide et efficace de différents types de structures, qu'il s'agisse de bâtiments courants ou complexes.

II.2.2. Construction du modèle numérique

Les éléments structuraux principaux ont été représentés comme suit :

- **Les poutres**

Les poutres de la structure ont été modélisés par des éléments barre (frame elements) à deux nœuds d'un même niveau (niveau i) possédants chacun 6 degrés de liberté (trois translations, trois rotations).

- **Les voiles**

Les voiles ont été modélisés par des éléments plaque (Wall elements) à 04 nœuds.

- **Le Diaphragme**

Les surfaces horizontales planes telles que les planchers sont assumés infiniment rigides dans leurs plans et ne peuvent se déformer qu'hors plan.

- **Conception du contreventement vertical**

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à la torsion.

- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.

- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

Connectivité Sol/Structure

Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6 DDL bloqués).

- **Modélisation de la masse**

- La masse est calculée avec l'équation $(G + \beta.\mathrm{Q})$

- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poutres avec la dalle pleine est prise égale à celle du béton armé.

- En choisissant l'option (Mass source), le logiciel EATBS calcule automatiquement les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et d'exploitation sollicitant la structure.

Tel que : $\beta = 0{,}2$ (bâtiment d'habitation) et $\beta = 0{,}6$(parking) Selon l'art 4.5 des RPA 99 v2003.

II.2.3. Introduction des charges et surcharges

Les charges à affecter aux éléments structuraux sont comme suit :

Charges permanentes :

• G=6,79 KN/m² pour les terrasses inaccessibles

• G=5,91KN/m² pour les étages courants

• G=2,10KN/m² pour les murs extérieurs

• G=7,62KN/m² pour les dalles pleines

Charges d'exploitations :

• Q = 1.0 kN/m² pour les terrasses inaccessibles

• Q = 1.5 kN/m² pour les étages courants

• Q = 2.5 kN/m² pour l'étage services

• Q = 3.5 kN/m² pour les balcons

• Q = 2.5 kN/m² pour les escaliers.

II.3. LES DIFFERENTES VUES DU MODELE NUMERIQUE

II.3.1. Les Vues en 3-D

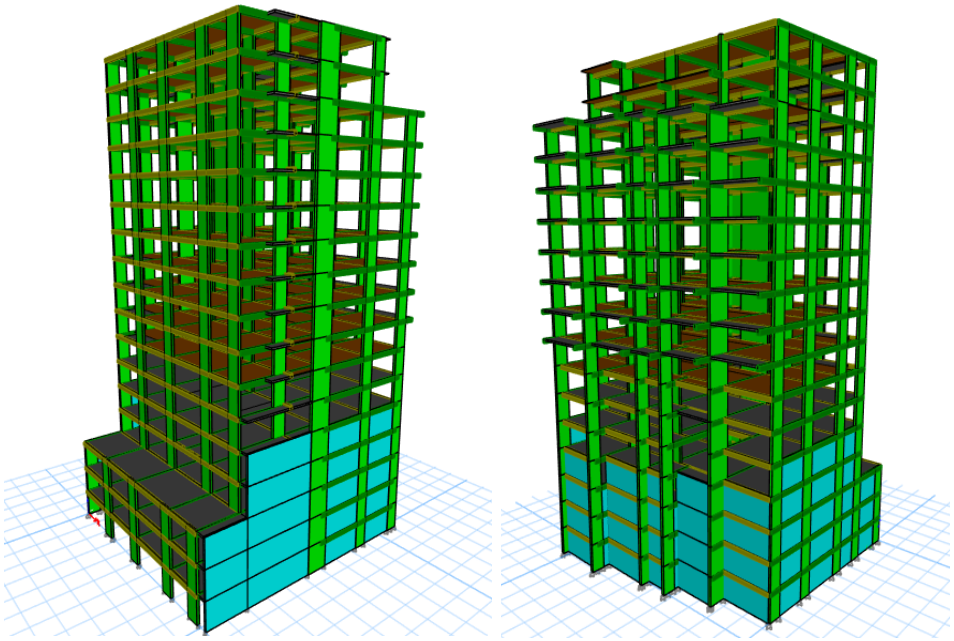


Figure II. 1Vues en 3-D du modèle numérique de la structure

II.3.2. Les vues sur les plans X-Y, X-Z et Y-Z

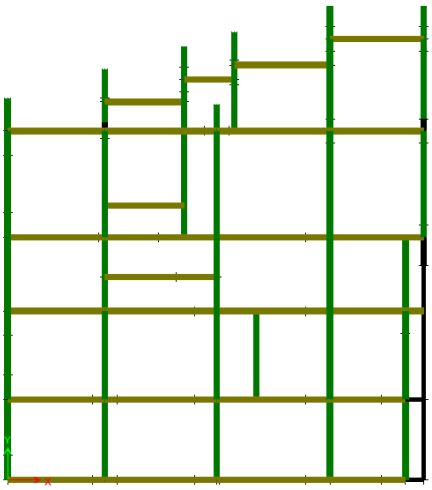


Figure II. 2: Vue dans le plan XY du modèle numérique de la structure

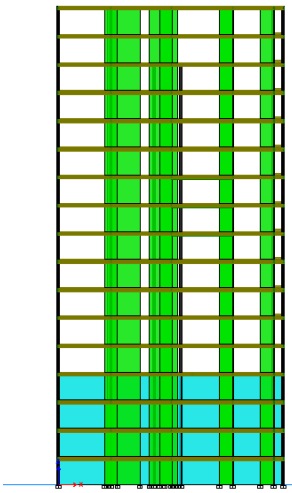


Figure II. 3: Vue dans le plan XZ du modèle numérique de la structure

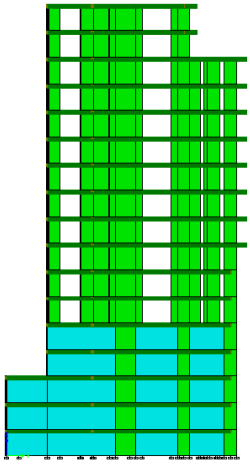


Figure II. 4: Vue dans le plan YZ du modèle numérique de la structure

II.4. ANALYSE MODALE DE LA STRUCTURE

L'analyse modale permet de déterminer les caractéristiques dynamiques vibratoires de la structure, à savoir périodes propres, les formes modales ainsi que les facteurs de participation massique de la structure. Elle est réalisée sans charges extérieures, représentant la réponse de la structure en oscillation libre.

Pour garantir une représentation dynamique suffisante, le nombre de modes considérés est choisi de manière à ce que la somme des masses modales participatives à la réponse atteigne au moins 90 % de la masse totale de la structure, dans chaque direction principale de vibration.

La masse modale reflète la part effective de la masse mobilisée dans un mode donné sous excitation dynamique, et constitue un paramètre clé pour l'analyse sismique selon les approches spectrales.

II.5. . RESULTATS OBTENUS DE L'ANALYSE MODALE

II.5.1. Résultats de l'analyse modale

Tableau II. 1Résultats de l'analyse modale

Case	Mode	Période	UX	UY	RZ	∑UX	∑UY	∑RZ
		sec						
Modal	1	1,338	**58,5%**	8,8%	5,9%	58,5%	8,8%	5,9%
Modal	2	1,173	11,2%	**59,0%**	1,7%	69,6%	67,8%	7,5%
Modal	3	1,008	2,5%	4,4%	**67,5%**	72,2%	72,3%	75,0%
Modal	4	0,394	8,9%	1,8%	1,0%	81,1%	74,0%	76,0%
Modal	5	0,336	2,5%	10,2%	0,0%	83,6%	84,2%	76,1%
Modal	6	0,302	1,0%	0,5%	9,9%	84,5%	84,7%	86,0%
Modal	7	0,199	3,3%	1,0%	0,7%	87,8%	85,7%	86,8%
Modal	8	0,165	1,0%	4,3%	0,1%	88,9%	89,9%	86,8%
Modal	9	0,153	1,3%	0,0%	3,8%	**90,1%**	89,9%	**90,6%**
Modal	10	0,12	1,8%	0,6%	0,7%	92,0%	**90,6%**	91,3%
Modal	11	0,1	0,3%	2,6%	0,3%	92,2%	93,2%	91,6%
Modal	12	0,093	1,5%	0,1%	1,9%	93,7%	93,2%	93,5%

II.5.2. Interprétation des résultats

- La structure a une période fondamentale de 1,338sec.
- Le premier mode de vibration est un mode de translation suivant l'axe X avec une participation massique de 58,5%
- Le deuxième mode de vibration est un mode de translation suivant Y. avec une participation massique de 59,0%
- Le troisième mode de vibration est un mode de torsion pure suivant Z avec une participation massique de 67,5%.
- Un taux de 90% de participation massique est atteint au bout du 9ème mode dans le sens X et au bout du 10ème mode dans le sens Y.

II.6. ETUDE SISMIQUE

Toute structure implantée en zone sismique est exposée, au cours de sa durée de vie, à une excitation dynamique de nature sismique. Par conséquent, la détermination de la réponse sismique constitue une étape indispensable dans l'analyse et la conception parasismique de l'ouvrage. Le calcul sismique d'un bâtiment a pour objectif d'évaluer les actions internes induites dans le système structural lors d'un séisme, afin de garantir une résistance adéquate, en conformité avec les exigences normatives en vigueur.

II.7. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

En Algérie, la conception parasismique est régularisée par le « RPA 99 modifie 2003 ».

Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

II.8. LA METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

II.8.1. Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure:

- Une ductilité suffisante

- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

II.8.2. Condition d'utilisation de la méthode statique équivalente

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

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : • tous groupes

Zone II : • groupe d'usage 3

• groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

• groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

• groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : • groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

• groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

• groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

II.8.3. Modélisation

a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés

b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

II.8.4. Calcul de la force sismique totale

Selon l'article 4.2.3 du RPA99V2003, La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

Selon le RPA99/V2003, article 3.1, notre structure est située dans la zone sismique III (sismicité élevée).

Selon le RPA99/V2003, article 3.2, notre structure est classée, selon son importance, sous le groupe d'usage 2.

Donc, selon le RPA99/V2003, tableau 4.1, A=0,25.

R : coefficient de comportement globale de la structure

Selon le RPA99/V2003, tableau 4.3, et sachant que la structure est considérée comme contreventée par des voiles porteurs, on aura R = 3,5.

Q = facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

• La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent

• La régularité en plan et en élévation

• La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

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

Sa valeur est donnée par le **tableau 4.4** du RPA 99v2003

Conditions minimales sur les files de contreventement

- Système de voiles : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité.

Sens longitudinal (sens X) :

$$\begin{cases} \frac{3,23}{3,7} = 0,87 > 0,67 \\ \frac{3,23}{1,5} = 2,15 > 0,67 \end{cases}$$

La condition n'est pas vérifiée,

Donc : le critère est non observé Pq = 0,05

Sens transversal (sens Y) :

$$\begin{cases} \frac{3,23}{2,3} = 1,40 > 0,67 \\ \frac{3,23}{1,5} = 2,15 > 0,67 \end{cases}$$

La condition n'est pas vérifiée, donc : le critère est non observé Pq = 0,05

Redondance en plan

Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

▪ Sens longitudinal (sens X) :

$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{6}{4,9} = 1,22 < 1,5$ Critère observé Pq = 0

▪ Sens transversal (sens Y) :

$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{6,55}{5,45} = 1,20 < 1,5$ Critère observé Pq = 0

Régularité en plan

$\frac{L_x}{L_X} = \frac{16,82}{24,245} = 0,7 > 0,25$ Limite de décrochement non vérifiée

$\frac{L_y}{L_Y} = \frac{12,845}{25,68} = 0,5 > 0,25$ Limite de décrochement non vérifiée

$\frac{L_Y}{L_X} = \frac{24,245}{25,68} = 0,95 < 4$ Limite de décrochement vérifiée

Donc : La structure n'est pas régulière en plan, de ce fait : Pq= 0,05

Régularité en élévation

Sens transversal (sens Y) :

$$\begin{cases} \frac{B_M}{B} = \frac{19,2}{22,97} = 0,79 > 0,67 \\ \frac{B_i}{B_{i-1}} = \frac{18,2}{24,25} = 0,75 < 0,80 \end{cases}$$ Limite de décrochement non vérifiée

La structure n'est pas régulière en élévation, de ce fait P_q= 0.2.

Contrôle de la qualité des matériaux

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise. Le Critère est observé donc Pq=0

Contrôle de la qualité de l'exécution

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux. Le Critère est observé donc Pq=0

Tableau II. 2: Pénalités en fonction des critères de qualité

	Suivant x		Suivant y	
Critère q	**Observé**	**Pénalité**	**Observé**	**Pénalité**
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
2- Redondances en plan	Oui	0	Oui	0
3- Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Total	**0,15**		**0,15**	

Donc,

Sens longitudinal : Q_x =1+ 0,15= 1,15

Sens longitudinal : Q_y =1+ 0,15= 1,15

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3{,}0s \\ 2{,}5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3{,}0s \end{cases}$$

T2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site est donnée par le tableau 4.7 du RPA99/V2003. La structure est érigée sur un site classé en catégorie S3, donc T2= 0,5 sec

η: Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

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

ξ : est le pourcentage d'amortissement critique, donné par le tableau 4.2 du RPA99.

Pour ξ = 10% => η = 0,7638

Estimation de la période fondamentale de la structure

La période fondamentale définie par la méthode numérique : T_{num}=1,33s

La période fondamentale définie par la méthode empirique selon la formule (4-6) art 4.2.4 de RPA99/V2023 :

$$T = \min\left(C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \; ; \; 0{,}09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

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

Selon le tableau 4.6 on trouve : C_T=0,050

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

h_N= 38,76m

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré :

- D_x = 25,68m.
- D_y = 24,245m.

$$T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} = 0{,}05 \times (38{,}76)^{\frac{3}{4}} = 0{,}777s$$

$$T = 0{,}09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0{,}09 \times \frac{38{,}76}{\sqrt{25{,}68}} = 0{,}688s$$

$$T = 0{,}09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0{,}09 \times \frac{38{,}76}{\sqrt{24{,}245}} = 0{,}708s$$

Sens (x-x) : T_x = Min (0,777 ; 0,688) = 0,688 sec

Sens (y-y) : T_y = Min (0,777 ; 0,708) = 0,708 sec

Selon RPA99/V2023 art 4.2.4 on doit vérifier que : $T_{num} < 1.3\ T_{emp}$

T_{numx}=1,349 sec > 1.3 T_x= 0,895 sec …condition non vérifiée

T_{numy}= 1,182 sec > 1.3 T_y= 0,921sec …condition non vérifiée

$D_x = 2{,}5\eta(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} = 2{,}5 * 0\,,7638 * (\frac{0{,}5}{0{,}895})^{\frac{2}{3}} = 1{,}3$ car $T_2 \leq Tx \leq 3$ sec

$D_y = 2{,}5\eta(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} = 2{,}5 * 0\,,7638 * (\frac{0{,}5}{0{,}921,})^{\frac{2}{3}} = 1{,}27$ car $T_2 \leq Ty \leq 3$ sec

W : poids total de la structure

W : poids total de la structure, égale à la somme des poids Wi calculé à chaque niveau (i) :

$W_T = \sum_{i-1}^{n} W_i$ avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

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

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99.

On a $\beta = 0{,}2$ pour les étages d'habitation et $\beta = 0{,}6$ pour le parkings et les locaux.

Donc $\boldsymbol{W_T = 67598,80\ kN}$

Le tableau ci-dessous récapitule tous les paramètres calculés précédemment :

Tableau II. 3: Paramètres sismiques calculés

Paramètre		Valeur
A		0,25
R		3,5
Q	Q_x	1,15
	Q_y	1,15
D	D_x	1,30
	D_y	1,27
W(kN)		67598,80

On calcule donc la valeur de La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure dans les deux directions horizontales orthogonales :

V_x= 7108,68 kN

V_y= 6944,63 kN

II.9. METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE

II.9.1. Principe

Selon l'article 4.3.1du RPA99V2003, par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

II.9.2. Modélisation

a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

II.9.3. Spectre de réponse

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1 + \frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 0.3s \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Paramètres du spectre :

- La zone sismique est une zone III
- Le groupe d'usage 2;
- L'amortissement critique ξ=10% ;
- Le site S3 ;
- Le facteur de qualité dans le sens longitudinal et transversal Q=1,15
- Le coefficient de comportement R=3,5

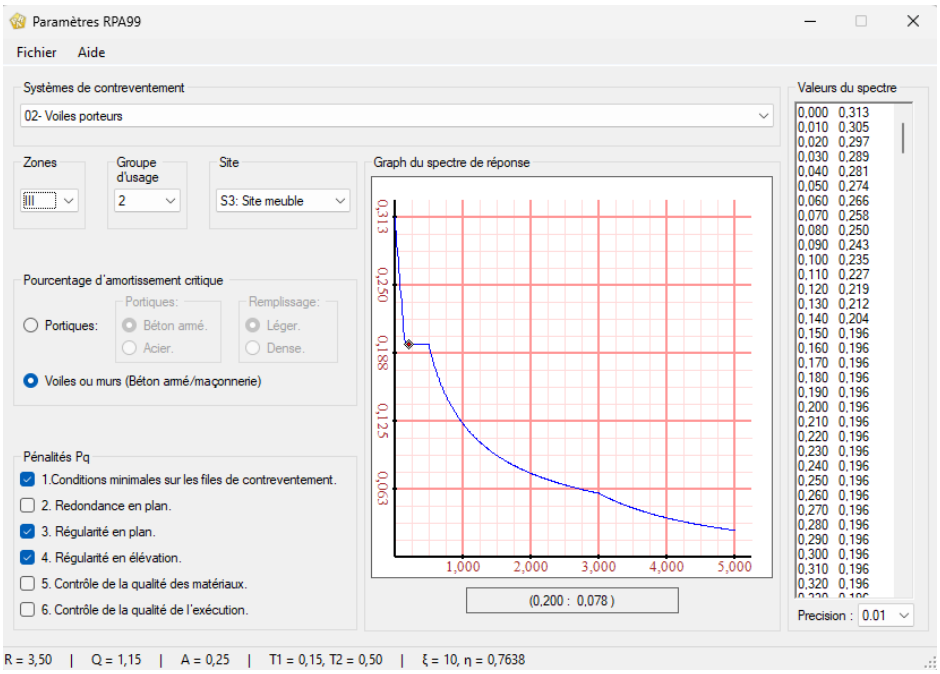


Figure II. 5:Introduction de la force sismique sous forme de spectre de réponse

II.9.4. Résultats obtenus

Les forces sismiques suivant les deux directions X et Y notées successivement Rx et Ry obtenues par la méthode numérique sont :

- Rx = 5116,85 kN
- Ry = 5490,04 kN

Selon l'article 4.3.6 du RPA99/V2003, la résultante des forces sismiques à la base V obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques obtenue par la méthode statique équivalente V_{stat}, pour une période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

On a:

- 0,8Vx = 0,8*7108,68= 5686,95 kN
- 0,8Vy = 0,8*6944,63= 5555,70 kN

D'où:

- Rx = 5116,85 kN < 0,8Vx = 5686,95 kN…….condition non vérifiée
- Ry = 5490,04kN > 0,8Vy = 5555,70 kN ……..condition non vérifiée

II.9.5. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

Selon l'article 4.3.5 du RPA 2024, la résultante des forces sismiques à la base V_t, obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques V, déterminée par la méthode statique équivalente.

Si (V≤0.8V), il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, etc.) dans le rapport ($\frac{0,8V}{Vt}$).

Remarque :

La condition n'est pas vérifiée, donc il faut augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport ($\frac{0,8V}{Vt}$).

$\frac{0,8V}{Vtx} = \frac{5686,95}{5116,85} = 1,12$

$\frac{0,8V}{Vty} = \frac{5555,70}{5490,04} = 1,02$

II.10. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX

Selon l'article 4.43 du RPA99V2003 et selon la formule (4-19) le déplacement horizontal de l'étage « k » se calcule comme suit :

$$\delta_k = R.\,\delta_{ek}$$

Où :

- δ_{ek} : déplacement du aux forces sismiques
- R : coefficient de comportement.

Les déplacements horizontaux sont calculés dans les deux directions.

- Suivant X :

Tableau II. 4:Les déplacements horizontaux Suivant X

Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)
ATTIQUE 2	6,3532	22,24
ATTIQUE 1	5,9944	20,98
ETAGE 8	6,3576	22,25
ETAGE 7	5,8578	20,50
ETAGE 6	5,2799	18,48
ETAGE 5	4,6238	16,18
ETAGE 4	3,8989	13,65
ETAGE 3	3,1217	10,93
ETAGE 2	2,3178	8,11
ETAGE 1	1,5252	5,34
MEZZANINE	0,7776	2,72
RDC	0,2365	0,83

- Suivant Y :

Tableau II. 5:Les déplacements horizontaux Suivant Y

Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)
ATTIQUE 2	5,8615	20,52
ATTIQUE 1	5,5479	19,42
ETAGE 8	5,1913	18,17
ETAGE 7	4,7696	16,69
ETAGE 6	4,2807	14,98
ETAGE 5	3,7266	13,04
ETAGE 4	3,1185	10,91
ETAGE 3	2,4728	8,65

ETAGE 2	1,8131	6,35
ETAGE 1	1,1736	4,11
MEZZANINE	0,6057	2,12
RDC	0,1832	0,64

II.11. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS RELATIFS

Selon la formule 4-20 du même article du RPA, le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » $\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$

D'après l'art.5.10 du RPA, le déplacement relatif Δk d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser une valeur égale à 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta k \leq h_k /100$$

Avec h_k : hauteur de l'étage 'k'

- Suivant X :

Tableau II. 6:Vérification des déplacements relatifs Suivant X

Niveaux	Δk (cm)	$h_k /100$ (cm)	$\Delta k \leq h_k /100$
ATTIQUE 2	1,26	3,23	Vérifiée
ATTIQUE 1	1,27	3,23	Vérifiée
ETAGE 8	1,75	3,23	Vérifiée
ETAGE 7	2,02	3,23	Vérifiée
ETAGE 6	2,30	3,23	Vérifiée
ETAGE 5	2,54	3,23	Vérifiée
ETAGE 4	2,72	3,23	Vérifiée
ETAGE 3	2,81	3,23	Vérifiée
ETAGE 2	2,77	3,23	Vérifiée
ETAGE 1	2,62	3,23	Vérifiée
MEZZANINE	1,89	3,23	Vérifiée
RDC	0,83	3,23	Vérifiée

- Suivant Y :

Tableau II. 7:Vérification des déplacements relatifs Suivant Y

Niveaux	Δk (cm)	h_k /100 (cm)	$\Delta k \leq h_k$ /100
ATTIQUE 2	1,10	3,23	Vérifiée
ATTIQUE 1	1,25	3,23	Vérifiée
ETAGE 8	1,48	3,23	Vérifiée
ETAGE 7	1,71	3,23	Vérifiée
ETAGE 6	1,94	3,23	Vérifiée
ETAGE 5	2,13	3,23	Vérifiée
ETAGE 4	2,26	3,23	Vérifiée
ETAGE 3	2,31	3,23	Vérifiée
ETAGE 2	2,24	3,23	Vérifiée
ETAGE 1	1,99	3,23	Vérifiée
MEZZANINE	1,48	3,23	Vérifiée
RDC	0,64	3,23	Vérifiée

II.12. VERIFICATION DE L'EFFET P-Δ

L'effet du second ordre, également appelé effet P-Δ, correspond à un moment additionnel généré par le produit de l'effort normal axial agissant dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure, par le déplacement horizontal (latéral) de ce même nœud. Cet effet traduit l'influence des déformations globales de la structure sur son comportement, et devient particulièrement significatif en situation de flambement ou lors d'actions sismiques, nécessitant ainsi une prise en compte rigoureuse dans le dimensionnement des éléments verticaux.

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition 5.10 de l'article 5.9 du RPA99V2003 est satisfaite à tous les niveaux :

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

Avec :

- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 », défini comme :
$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} ;$$
- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »
$$P_k = \sum_{i=k}^{n} (G_i + \beta Q_i)$$
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k » ;
- h_k : hauteur du niveau « k ».

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

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

- Suivant X :

Tableau II. 8:Vérifications de l'effet P-Δ suivant X

Niveaux	h_k (cm)	P_k (kN)	Δ_k (cm)	V_k (kN)	θ_k	$\theta_k \leq 0.10$
ATTIQUE 2	323,00	4760,6143	1,26	701,3379	0,026	Vérifiée
ATTIQUE 1	323,00	9474,7899	1,27	1294,7083	0,029	Vérifiée
ETAGE 8	323,00	15237,7588	1,75	1887,1796	0,044	Vérifiée
ETAGE 7	323,00	20946,254	2,02	2388,7204	0,055	Vérifiée
ETAGE 6	323,00	26640,9943	2,30	2815,2761	0,067	Vérifiée
ETAGE 5	323,00	32335,7345	2,54	3189,2197	0,070	Vérifiée
ETAGE 4	323,00	38030,4747	2,72	3525,9605	0,071	Vérifiée
ETAGE 3	323,00	43725,215	2,81	3830,4136	0,069	Vérifiée
ETAGE 2	323,00	49419,9552	2,77	4097,0134	0,074	Vérifiée
ETAGE 1	323,00	55114,6954	2,62	4313,075	0,074	Vérifiée
MEZZANINE	323,00	60345,7754	1,89	4452,3773	0,079	Vérifiée
RDC	323,00	67598,7987	0,83	4586,2948	0,038	Vérifiée

- Suivant Y :

Tableau II. 9:Vérifications de l'effet P-Δ suivant XY

Niveaux	h_k (cm)	P_k (kN)	Δ_k (cm)	V_k (kN)	θ_k	$\theta_k \leq 0.10$
ATTIQUE 2	323,00	793,8741	1,10	799,4337	0,003	Vérifiée
ATTIQUE 1	323,00	1427,0175	1,25	1440,57	0,004	Vérifiée

ETAGE 8	323,00	2060,8209	1,48	2082,3769	0,005	Vérifiée
ETAGE 7	323,00	2598,3528	1,71	2625,6743	0,005	Vérifiée
ETAGE 6	323,00	3057,8348	1,94	3089,7636	0,006	Vérifiée
ETAGE 5	323,00	3461,0213	2,13	3496,9492	0,007	Vérifiée
ETAGE 4	323,00	3822,7054	2,26	3862,4397	0,007	Vérifiée
ETAGE 3	323,00	4147,3357	2,31	4190,8832	0,007	Vérifiée
ETAGE 2	323,00	4428,3156	2,24	4475,6208	0,007	Vérifiée
ETAGE 1	323,00	4653,1863	1,99	4703,8485	0,006	Vérifiée
MEZZANINE	323,00	4798,5604	1,48	4851,2313	0,005	Vérifiée
RDC	323,00	4930,6367	0,64	4982,7825	0,002	Vérifiée

II.13. CONCLUISION

La structure, telle qu'elle a été conçue, satisfait pleinement aux exigences de sécurité et de stabilité définies par le Règlement Parasismique Algérien (RPA) version 99V 2003. Dans la suite de cette étude, cette même conception sera réévaluée à la lumière des critères actualisés du RPA 2024, afin de vérifier sa conformité avec les normes parasismiques les plus récentes.

CHAPITRE III
ANALYSE DE LA STRUCTURE SELON LE RPA2024

III.1. INTRODUCTION

Lors d'un événement sismique, les accélérations induites au niveau du sol sont transmises aux structures via leurs fondations, provoquant une excitation dynamique pouvant générer des efforts internes importants dans les structures. L'ampleur de la réponse structurale dépend essentiellement de la période propre de l'ouvrage, des caractéristiques mécaniques du sol, ainsi que du contenu fréquentiel de l'excitation sismique. Cette interaction complexe peut engendrer des phénomènes d'amplification dynamique, susceptibles de compromettre la stabilité des ouvrages non conçus selon les normes parasismiques en vigueur.

Il est essentiel pour tout ingénieur d'assurer une veille réglementaire constante, afin de rester à jour concernant les évolutions normatives relatives à son domaine d'expertise. Dans ce contexte, le présent chapitre propose une analyse comparative préliminaire entre le nouveau Règlement Parasismique Algérien RPA 2024 et l'ancienne version, le RPA 99 (version 2003), appliquée aux structures en béton armé. Cette comparaison vise à mettre en évidence les évolutions majeures ayant un impact significatif sur le dimensionnement et la conception des structures en génie civil. Une attention particulière est portée aux modifications critiques susceptibles d'affecter directement la résistance, la sécurité et la conformité réglementaire des ouvrages.

III.2. LES PARAMETRES SISMIQUES

III.2.1. Zones sismiques

Selon le nouveau règlement parasismique algérien, les zones sismiques ont été modifiées, passant de 5 à 7 zones.

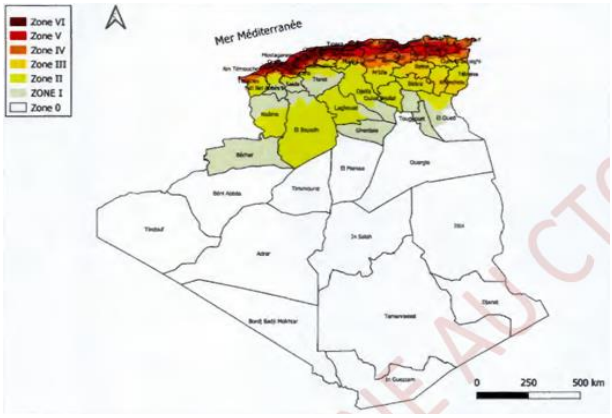


Figure III.1: Zonage sismique de I' Algerie

Tableau III. 1: Comparaison des zones sismiques

RPA99 V2003	RPA 2024
Zone 0 : sismicité négligeable	Zone 0 : Très faible
Zone I : sismicité faible	Zone I : Faible
Zone IIa : sismicité moyenne	Zone II : Faible a moyenne
Zone IIb : sismicité moyenne	Zone III : Moyenne
Zone III : sismicité élevée	Zone IV : Moyenne à élevé
	Zone V : Elevée
	Zone VI : Elevée

III.2.1.1. Accélération sismique, coefficient d'importance de l'ouvrage et coefficient de site

Conformément au règlement parasismique algérien de 1999, version 2003 (RPA 99 V 2003), l'accélération maximale est fixée à 0,4 g. Cette valeur ne prend pas en compte le coefficient d'importance. Les paramètres d'usage et la classification de la zone sismique constituent les deux facteurs déterminants pour établir la valeur de l'accélération. Un coefficient de site de 1,25 est défini dans les formules de calcul du spectre de réponse.[1]

En ce qui concerne le règlement parasismique algérien de 2024 (RPA 2024), il donne une accélération maximale de 0,3 g. Cependant, ce règlement introduit un coefficient d'importance (I) qui peut atteindre jusqu'à 1,4. En plus du coefficient d'importance I, un autre coefficient de majoration, appelé coefficient de site (S), a été introduit dans les formules de calcul des spectres de réponse. Ce coefficient, qui varie entre 1 et 1.8, permet d'augmenter le calcul de l'accélération en fonction des caractéristiques du site.[1]

Zone sismique et accélération

Tableau III. 2: Comparaison du coefficient d'accélération

RPA99 V2003	RPA 2024

Tableau 4.1. : Coefficient d'accélération de zone A.

	ZONE			
Groupe	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

Coefficient d'importance (I)

Tableau III. 3: Comparaison du Coefficient d'importance

RPA99 V2003	RPA 2024
Il n'existe pas	Table 3.10: Valeurs de la magnitude et de la durée de la phase forte estimées pour les 06 zones de sismicité et les 04 classes de sol

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A	Mw	T_s (sec)			
				S_1	S_2	S_3	S_4
0	Très faible	-	-	-	-	-	-
I	Faible	0.07	4.5	2.5	3.0	4.0	5.0
II	Faible à moyenne	0.10	5.0	3.5	4.0	5.0	6.0
III	Moyenne	0.15	5.5	4.5	5.0	6.5	8.0
IV	Moyenne à élevée	0.20	6.0	6.0	6.5	8.5	11.0
V	Elevée	0.25	6.3	7.0	8.0	10.5	13.0
VI	Elevée	0.30	6.5	8.5	9.5	12.0	15.0

III.2.1. Classification des sites

Tableau III. 4: Comparaison de la classification des sites

RPA99v2003	RPA2024
Catégorie S1 : site rocheux	Catégorie S1 : site rocheux
Catégorie S2 : site ferme	Catégorie S2 : site ferme
Catégorie S3 : site meuble	Catégorie S3 : site meuble
Catégorie S4 : site très meuble	Catégorie S4 : site très meuble
	Catégorie Ss : site nécessitant des investigations approfondies et des études spécifiques.

Caté-gorie	Description	q_c(MPA) (c)	N (d)	pl(MPA) (e)	E_p(MPA) (e)	q_u (MPA) (f)	V_s(m/s) (g)
S_1	Rocheux (a)	-	-	>5	>100-	>10	≥800
S_2	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	≥400 - <800
S_3	Meuble	1.5 ~ 15	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	01 ~ 0.4	≥200 - <400
S_4	Très Meuble ou Présence de 3m au moins d'argile molle (b)	<1.5	<10	<1	<5	< 0.1	≥100 <200

Catégorie	Description	q_{c30} (MPa) (c)	N_{30} (coups) (d)	C_{u30} (kPa) (e)	R_{c30} (MPa) (f)	Pl_{30} (MPa) (g)	E_{p30} (MPa) (g)	V_{S30} (m/s) (h)
S_1	Rocheux (a)	/	/	/	>10	>5	>100	>800
S_2	Ferme	>15	>50	>100	0.4-10	2-5	20-100	360-800
S_3	Meuble	1.5-15	15-50	50-100	0.1-0.4	1-2	5-20	180-360
S_4	Très Meuble ou Présence de 3 m, au moins, d'argile molle (b)	< 1.5	<15	<50	<0.1	<1	<5	<180
S_S	site nécessitant investigations approfondies et études spécifiques (cf. § 3.3.3)	/	/	/	/	/	/	/

Table 3.2: Classification des sites

Il convient de souligner que le RPA 2024 introduit une nouvelle exigence géotechnique majeure : la profondeur minimale des investigations de sol doit désormais atteindre 30 mètres, sauf en cas de rencontre du substratum rocheux à une profondeur inférieure.

Cette disposition, absente du RPA 99 version 2003, constitue une évolution réglementaire significative, visant à améliorer la fiabilité des données géotechniques utilisées pour le dimensionnement sismique.

Toutefois, elle implique également une augmentation des coûts et des délais liés aux études de sol, en raison de la nécessité de forages plus profonds et d'analyses plus détaillées.

Coefficient de site (S)

Tableau III. 5: Comparaison des valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique

RPA99v2003	RPA2024
Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2 Site | S_1 | S_2 | S_3 | S_4 $T_{1(sec)}$ | 0,15 | 0,15 | 0,15 | 0,15 $T_{2(sec)}$ | 0,30 | 0,40 | 0,50 | 0,70	Spectre Type 1 (Zones IV, V et VI) | S | T_1 (s) | T_2 (s) | T_3 (s) site S_1 | 1.00 | 0.10 | 0.40 | 2.0 site S_2 | 1.20 | 0.10 | 0.50 | 2.0 site S_3 | 1.30 | 0.15 | 0.60 | 2.0 site S_4 | 1.35 | 0.15 | 0.70 | 2.0 Table 3.4: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de Type 1 (Zones sismiques IV, V et VI) Spectre Type 2 (Zones I, II et III) | S | T_1 (s) | T_2 (s) | T_3 (s) site S_1 | 1.00 | 0.05 | 0.25 | 1.20 site S_2 | 1.30 | 0.05 | 0.30 | 1.20 site S_3 | 1.55 | 0.10 | 0.40 | 1.20 site S_4 | 1.80 | 0.10 | 0.50 | 1.20 Table 3.5: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de Type 2 (Zones sismiques I, II et III)

III.2.2. Coefficient de comportement R

Le coefficient de comportement R pour les systèmes les plus courants, tels que les structures à poteaux avec voiles porteurs ou voiles porteurs, a été ajusté à 4,5 dans le RPA 2024, remplaçant l'ancienne valeur de 3,5 prévue par le RPA 99 version 2003.

Il est crucial d'éviter l'effet de noyau afin de maintenir cette valeur de R à 4,5 dans les hypothèses de calcul. Dans le cas contraire, le coefficient R sera réduit à 3, conformément aux nouveaux critères du RPA 2024.

Pour les systèmes à ossature sans remplissage en maçonnerie, le coefficient R a été augmenté de 5 à 5,5, tandis que pour les systèmes similaires avec remplissage en maçonnerie, le règlement conserve un coefficient R = 3.5.

Tableau III. 6: Comparaison de coefficient de comportement R

Type de système	RPA 99 version 2003	RPA 2024	Remarques
Portiques avec voiles porteur / Voiles porteurs	3.5	4.5	R maintenu à 4,5 si l'effet de noyau est évité.

Portiques avec voiles porteurs / Voiles porteurs effet noyau	-	3	Si l'effet de noyau n'est pas évité.
Systèmes à ossature sans remplissage maçonnerie	5	5.5	Augmentation du coefficient R
Systèmes à ossature avec remplissage maçonnerie	3.5	3.5	Le coefficient reste inchangé.
Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	-	1.5	

Parmi les nouvelles exigences introduites par le RPA 2024, figure la vérification de l'effet noyau, en cas de non-satisfaction de cette vérification, le règlement prévoit une réduction significative des coefficients de comportement (R), pouvant aller jusqu'à R = 3, ce qui impacte directement le dimensionnement sismique de l'ouvrage. Ainsi, il devient impératif pour l'ingénieur de veiller à une conception optimale des voiles, afin de garantir leur efficacité structurale et de maintenir un niveau de performance sismique conforme aux exigences réglementaires

Selon l'article 3.5 du RPA2024,

Commentaire (1): Les systèmes de contreventement (1) à (5), qui ne présentent pas une rigidité à la torsion minimale définie par Eqn. (3.17), dans les deux directions horizontales orthogonales, sont classés comme système à noyau ou à effet noyau.

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

Avec :

r_x : Le rayon de torsion suivant x ;

r_y : Le rayon de torsion suivant y ;

l_s: Le rayon de giration massique en plan.

$$r_x = \sqrt{\frac{\sum(x_i^2.I_{xi}+y_i^2.I_{yi})}{\sum I_{xi}}} \; ; \; r_y = \sqrt{\frac{\sum(x_i^2.I_{xi}+y_i^2.I_{yi})}{\sum I_{yi}}} \quad ; l_s = \sqrt{\frac{\sum m_j(x_j{}^2+y_j^2)}{\sum m_j}}$$

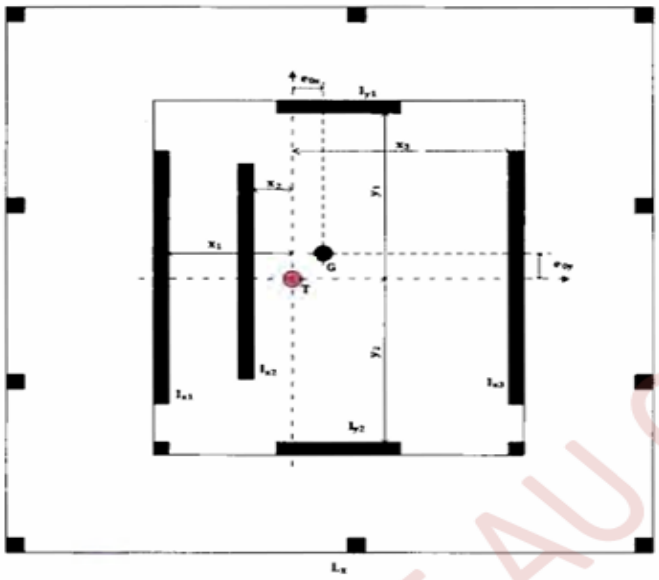


Figure 3.7: Définition des différents paramètres

Figure III. 2: Definition des differents pararnetres

III.2.3. Facteur de qualité Q

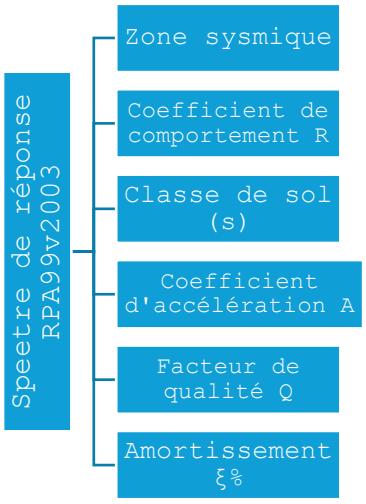
Pour minimiser les efforts sismiques sur les structures constituées exclusivement de voiles porteurs (sans effet noyau), ou de structures combinant portiques et voiles (équivalents à des voiles porteurs) (sans effet noyau), il est essentiel d'assurer une bonne régularité en plan et en élévation. Cette régularité permet de réduire le facteur de qualité 1,3 à 1,05, ce qui améliore la réponse sismique de la structure. En effet, la régularité d'une structure joue un rôle déterminant dans sa capacité à répondre de manière uniforme aux sollicitations sismiques, limitant ainsi les concentrations de contraintes et les effets dynamiques indésirables.

De même pour les structures à ossatures

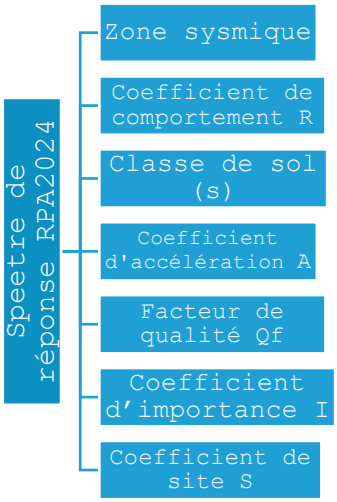
Tableau III. 7: Comparaison du Facteur de qualité Q

Type de système	RPA 99 version 2003	RPA 2024
Systèmes à ossature	1,20	1,55
Systèmes mixtes et à voiles porteur	1,20	1,30

III.2.4. Données de spectre de réponse Horizontal



$$\frac{S_g}{g}=\begin{cases}1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1\le T\le T_2\\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2\le T\le 0.3s\\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\frac{Q}{R}\right) & T>3.0s\end{cases}$$



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

III.2.5. Données de spectre de réponse Vertical

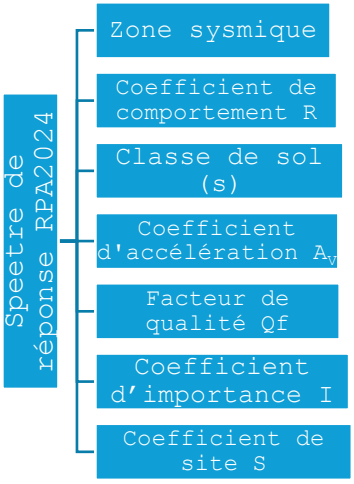
Selon l'article 5.2.2 du RPA2024, les effets de la composante verticale de l'action sismique, doivent être pris en compte, si la valeur du produit (Av.I.g) est supérieure à (0.25g), dans les cas suivants:

- Eléments de structure horizontaux ou presque horizontaux de 15 m de portée ou plus ;
- Eléments horizontaux ou presque horizontaux en console de plus de 2.00 m de long ;
- Eléments précontraints horizontaux ou presque horizontaux ;
- Poutres supportant des poteaux ;
- Structures sur appuis parasismiques.

Zonage sismique	Coefficient d'accélération				
	A.I (horizontal)	$A_v.I$ (vertical)			
		Catégorie d'Importance			
		1A	1B	2	3
I	**0.07 I**	0.054	0.046	0.039	0.031
II	**0.10 I**	0.077	0.066	0.055	0.044
III	**0.15 I**	0.116	0.099	0.083	0.066
IV	**0.20 I**	**0.252**	0.216	0.180	0.144
V	**0.25 I**	**0.315**	**0.270**	0.225	0.180
VI	**0.30 I**	**0.378**	**0.324**	**0.270**	0.216
L'action sismique verticale, A_v, est obligatoire lorsque ($A_v.I.g$) dépasse **0.25** g					

Table 5.1: Coefficients d'accélération verticale en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance (en l'absence d'effet topographique i.e. lorsque $S_T = 1$)

Figure III. 3: Coefficients d'acceleration verticale



$$\frac{Svd}{g}(T)=\begin{cases} A_v.I.\left[\frac{2}{3}+\frac{T}{T_1}.\left(\frac{2,5}{R}-\frac{2}{3}\right)\right] & si: 0 \le T < T_1 \\ A_v.I.\left[\frac{2,5}{R}\right] & si: T_1 \le T < T_2 \\ A_v.I.\left[\frac{2,5}{R}\right].\left[\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\alpha}\right] & si: T_2 \le T < T_3 \\ A_v.I.\left[\frac{2,5}{R}\right].\left[\left(\frac{T_2.T_3}{T^2}\right)^{\alpha}\right] & si: T_3 \le T < 4s \end{cases}$$

III.2.6. Combinaison d'actions sismiques

La combinaison des actions sismiques correspondant à la composante horizontale est définie selon l'expression suivante :

Tableau III. 8: Comparaison des combinaisons d'actions sismiques

RPA99v2003	RPA2024
Combinaison d'actio $\begin{cases} \mathbf{G+Q+-E} \\ \mathbf{0.8G+-E} \end{cases}$	$Combinaison\ d'action \begin{cases} G+\psi Q+E1 \\ G+\psi Q+E2 \\ E1=\pm Ex \pm 0.3Ey \\ E2=\pm 0.3Ex \pm Ey \end{cases}$

	Combinaison d'action composante vertical $\begin{cases} G + \psi Q + E3 \\ G + \psi Q + E4 \\ G + \psi Q + E5 \\ E3 = \pm EX \pm 0.3Ey \pm 0.3Ez \\ E4 = \pm 0.3EX \pm Ey \pm 0.3Ez \\ E5 = \pm 0.3EX \pm 0.3Ey \pm Ez \end{cases}$
	$Combinaison\ d'action\ Fondations$ $\begin{cases} G + \psi Q + -\frac{R}{Q_f} E1 \\ G + \psi Q + -\frac{R}{Q_f} E2 \\ G + \psi Q \pm 1.4E1 \\ G + \psi Q \pm 1.4E2 \end{cases}$

III.2.7. Vérification de l'effort tranchant à la base

RPA99V2003

Selon l'article 4.2.3 du RPA99v2003, la force sismique totale, V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales, selon la formule :

$$\boldsymbol{V = \frac{A.D.Q}{R} W}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement de la structure

W : poids total de la structure

RPA2024

Selon l'article 4.2.3 de RPA 2024, la force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V=\lambda \frac{Sad}{g}(T_0).\ W$$

Avec :

$\frac{Sad}{g}(T_0)$: 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.

W : Poids sismique total du bâtiment.

III.2.8. Vérification Des Déplacements Relatifs Sismiques

RPA99v2003

Vérification Des Déplacements Relatifs dans chaque étage :

$$\Delta=\frac{\boldsymbol{\delta_{pl\,n+1}-\delta_{pl\,n}}}{\boldsymbol{h}}<\mathbf{1\%}$$

RPA2024

Justification de non-effondrement

Selon l'article 5.10.1 du RPA 2024, les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calculés selon l'article 4.5.2, ne doivent pas dépasser les limites $\overline{\Delta_k}$:

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

Type de Structure	Déplacement limite: $\overline{\Delta_k}$
Bâtiments en Acier	0.0200 h_k
Bâtiments en Béton Armé	0.0150 h_k
Bâtiment en PAF	0.0100 h_k
Bâtiments en Bois	0.0150 h_k
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0.0100 h_k
Légende: h_k est la hauteur du niveau « k »	

Table 5.2: Valeurs limites des déplacements inter-étages

Figure III. 4: Valeurs limites des déplacements inter-étages

Avec : h_k est la hauteur du niveau « k ».

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

Justification de limitation des dommages

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

1. pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixés à la structure:

$$\upsilon_A . \Delta_k \leq 0.005 h_k$$

2. pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux ductiles:

$$\upsilon_A . \Delta_k \leq 0.0075 h_k$$

Où :

υ_A : Coefficient réducteur, il est pris égale à 0,5.

III.2.9. Vérification de l'effort normal réduit

Le RPA 2024 introduit une modification notable concernant la limite de l'effort normal réduit applicable aux poteaux. En effet, cette limite est rehaussée de 0,30 à 0,35.

Par ailleurs, le nouveau règlement étend cette vérification aux voiles, en fixant une valeur maximale de l'effort normal réduit à 0,4.

RPA99v2003

Pour les poteaux il faut que :

$$\left(V = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}}\right) < 0,30$$

Où :

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

B_c : est l'aire de cette dernière ;

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton

RPA2024

Pour les poteaux il faut que :

$$\left(V = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}}\right) < 0,35$$

Pour les voiles il faut que :

$$\left(V = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}}\right) < 0,40$$

III.2.10. Coefficients partiels de sécurité

Tableau III. 9: Comparaison des coefficients partiels de sécurité

RPA99v2003	RPA2024
On vérifie que les sollicitations accidentelles agissantes sont inférieures ou égales aux sollicitations résistantes en prenant en compte les coefficients de sécurité partiels suivants : • Acier : $\gamma_s = 1.00$ • Béton: $\gamma_b = 1.15$ La résistance de calcul f_{bu} du béton est $f_{bu} = 0,85 \frac{f_{cj}}{\gamma b}$	On vérifie que les sollicitations agissantes sont inférieures ou égales aux sollicitations résistantes en prenant en compte les coefficients partiels de sécurité suivants : • Acier : $\gamma_s = 1.00$ • Béton: $\gamma_b = 1.20$

III.3. INFRASTRUCTURE ET FONDATIONS

III.3.1. Vérification de la capacité portante

Tableau III. 10: Comparaison de la capacité portante

RPA99v2003	RPA2024
Les fondations superficielles et profondes sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions : $G + Q + E$ $0,8\,G \pm E$	Les fondations superficielles et profondes sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions $G + \psi . Q + E_1$ $G + \psi . Q + E_2$ ψ: Coefficient d'accompagnement $\begin{cases} E1 = \pm Ex \pm 0.3Ey \\ E2 = \pm 0.3Ex \pm Ey \end{cases}$

III.3.2. Ouvrages de soutènement

Tableau III. 11: Comparaison de la condition d'application de la méthode statique équivalente dans les murs de soutènement

RPA99v2003	RPA2024
L'application de la méthode statique équivalente dans les murs de soutènement est limitée **à 6 mètres** de hauteur. • Coefficient de sécurité au glissement égale à 1.20 • Coefficient de sécurité au renversement égale à 1.30	L'application de la méthode statique équivalente dans les murs de soutènement est limitée **à 10 mètres** de hauteur. • Coefficient de sécurité au glissement égale à 1.25 • Coefficient de sécurité au renversement égale à 1.30

III.4. CRITERES DE FERRAILLAGE ET DE COFFRAGE

III.4.1. Critères de ferraillage des poteaux

Tableau III. 12: Comparaison du ferraillage des poteaux

RPA99v2003	RPA2024
Selon l'article 7.4.2.1, Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :	Selon l'article 7.4.2, Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :
* leur pourcentage **minimal** sera de :	• Leur pourcentage minimal sera de :
- 0,7% en zone I	- 0.8% en zones I et II
- 0,8% en zone II	-0.9% en zone III
- 0,9% en zone III	- 1.0% en zones IV, V et VI
* Leur pourcentage maximal sera de	• Leur pourcentage maximal sera de:
- 4% en zone courante	-4% en zone courante
-6% en zone de recouvrement	-8% en zone de recouvrement
* Le diamètre minimum est de 12mm	• Le diamètre minimum est de : 12mm
* La longueur minimale des recouvrements est de :	• La longueur minimale des recouvrements de barres longitudinales, de diamètre $\boldsymbol{\phi_l}$, est de:
- 40 $\boldsymbol{\phi}$ en zone I et II	-50 $\boldsymbol{\phi_l}$, en zones I, II et III
- 50 $\boldsymbol{\phi}$ en zone III	-60 $\boldsymbol{\phi_l}$, en zones IV, V et VI
* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :	• La distance entre les barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas dépasser :
- 25 cm en zone I et II	-20 cm en zones I, II et III
- 20 cm en zone III	-15 cm en zones IV, V et VI

III.4.2. Critères de coffrage des poteaux

Tableau III. 13:Comparaison des critères de coffrage des poteaux

RPA99v2003	RPA2024
Selon l'article 7.4.1, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes : Min (b_1, h_1) ≥25cm en zones I et II Min (b_1, h_1) ≥30 cm en zones III Min (b_1, h_1) ≥ he / 20 $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$ Pour les poteaux circulaires, le diamètre D devra satisfaire les conditions ci-dessous: D ≥ 25cm en zone I D ≥ 30cm en zone II D ≥ 35cm en zones III D ≥ he / 15	Selon l'article 7.4.1, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes : $\begin{cases} \textbf{Min } (b_c, h_c) \geq \textbf{25cm: en zones I, II et III} \\ \textbf{Min } (b_c, h_c) \geq \textbf{30 cm : en zones IV, V et VI} \\ \textbf{Min } (b_c, h_c) \geq \frac{l_d}{20}\textbf{: quelle que soit la zone} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_c}{h_c} < 4 \textbf{ : quelle que soit la zone} \end{cases}$ Pour les poteaux circulaires, le diamètre D devra satisfaire les conditions ci-dessous: $\begin{cases} \textbf{D} \geq \textbf{25cm: en zone I et II} \\ \textbf{D} \geq \textbf{30cm : en zone III} \\ \textbf{D} \geq \textbf{35cm: en zone IV, V et VI} \\ \textbf{D} \geq \frac{l_d}{15}\textbf{: quelle que soit la zone} \end{cases}$

III.4.3. Critères de ferraillage des poutres

Tableau III. 14: comparaison des critères de ferraillage des poutres

RPA99v2003	RPA2024
Selon l'article 7.5.2.1, le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de : • 4% en zone courante • 6% en zone de recouvrement	Selon l'article 7.5.2, le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de : • 4% en zone courante • 6% en zone de recouvrement avec:

La longueur minimale de recouvrement est de : 40 ϕ en la zone I et II 50 ϕ en zone III Selon l'article 7.5.2.2, la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : **At= 0.003. s.b** L'espacement maximum, entre les armatures transversales, est déterminé comme suit: Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires: minimum de (h/4,12) En dehors de la zone nodale: s≤ h/2	Au moins deux barres d'aciers longitudinaux, à haute adhérence de diamètre 12mm (dans les zones IV, V et VI), doivent être placées sur les faces supérieure et inferieure, sur la longueur totale de la poutre ; La longueur minimale de recouvrement des barres longitudinales, de diamètre 1, est de: • 50 ϕ_l en zones I, II et III • 60 ϕ_l en zones IV, V et VI Le diamètre ϕ_t, des armatures, à haute adhérence, de confinement ne doit pas être inferieur a 6 mm $A_t = (0.003)s.b$ L'espacement maximum, entre les armatures transversales, est déterminé comme suit: • Dans les zones critiques: $s = \min(h/4; 24\phi_t; 17.5cm; 6\phi_l)$ • En dehors de la zone critique: $s' \leq h/2$ Avec $s' = \min(h/4; 12\phi_l)$

III.4.1. Critères de coffrage des poutres

Tableau III. 15: comparaison des critères de coffrage des poutres

RPA99v2003	RPA2024
Selon l'article 7.5.1, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après - b ≥ 20cm - h ≥ 30cm - h/b ≤ 4.0 - $b_{max} \leq 1{,}5h + b_1$	Selon l'article 7.5.1, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après $\begin{cases} b \geq 20cm : \text{en zone I, II et III} \\ b \geq 25cm : \text{en zone IV, V et VI} \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4.0 \\ b_{max} \leq (1{,}5h + b_c) \end{cases}$

h peut-être ramené à 20cm dans les ouvrages contreventés par voiles	où : h peut être ramené à 20cm dans les ouvrages contreventés par voiles

III.4.2. Critères de coffrage et de ferraillage des voiles

Tableau III. 16: Comparaison des critères de coffrage et de ferraillage des voiles

RPA99v2003	RPA2024
Selon l'article 7.7.1, sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition **l ≥ 4a**. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités $\begin{cases} a \geq \frac{h_e}{25} \\ a \geq \frac{h_e}{22} \\ a \geq \frac{h_e}{20} \end{cases}$	Selon l'article 7.7.1, Sont considérés et pris en compte comme voiles de contreventement, au sens du présent document technique réglementaire, les éléments de contreventement satisfaisant la condition $l_w \geq \max(\frac{h_e}{3}; 4b_w; 1m)$ Où l_w représente la longueur du voile. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux). L'épaisseur minimale (b_w) doit respecter la condition suivante : $b_w \geq \max(15cm\ ;\ \frac{h_e}{20})$
Aucune indication n'est fournie concernant la vérification de l'effort normal réduit	La vérification de l'effort normal réduit est indispensable $\left(V = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}}\right) < 0,40$
De plus, la méthode de calcul du ferraillage des trumeaux manque de détails. Une indication très claire précise que les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135°	Selon l'article 7.7.4, celui-ci clarifie la méthode de calcul du ferraillage des voiles et trumeaux en fonction de leurs dimensions (élancées ou courtes). Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les

	dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit

La nouvelle version du RPA2024 introduit une modification importante concernant le dimensionnement en flexion des voiles. Elle recommande en effet l'augmentation des moments fléchissan de calcul par l'adoption d'une nouvelle courbe enveloppe plus contraignante. Cette évolution réglementaire a un impact direct sur la section des armatures verticales, qui devra être augmentée afin de répondre aux nouvelles sollicitations imposées, garantissant ainsi une meilleure ductilité et résistance des éléments porteurs en situation sismique.

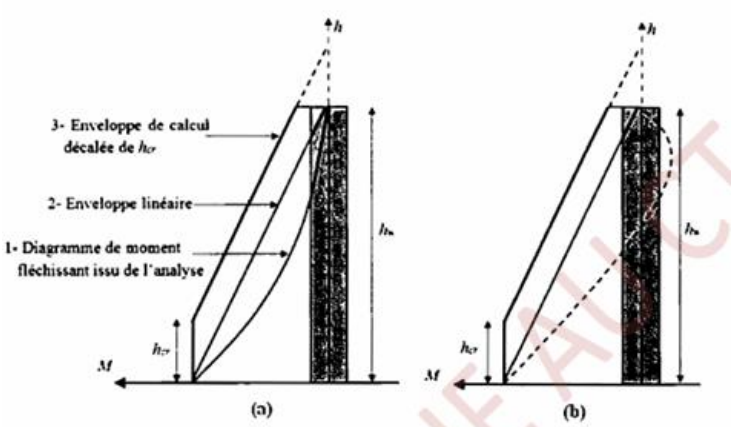


Figure 7.13: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant

Figure III. 5:Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant

De la même manière, le dimensionnement à l'effort tranchant est désormais soumis à une amplification réglementaire par l'introduction d'une courbe enveloppe imposée dans la nouvelle version du RPA2024. Cette exigence se traduit par une augmentation notable des sollicitations de calcul, affectant en particulier la section de ferraillage horizontal dans les deux tiers supérieurs des voiles, où les efforts sont généralement les plus critiques. Cette mesure vise à renforcer la capacité dissipative et la résistance au cisaillement des voiles en situation sismique.

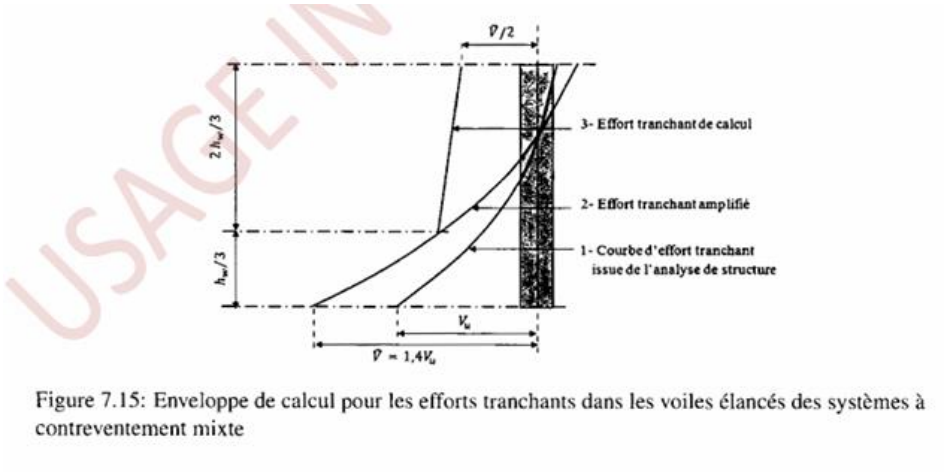


Figure 7.15: Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants dans les voiles élancés des systèmes à contreventement mixte

Figure III. 6: Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants dans les voiles élancés

III.5. ANALYSE MODALE DE LA STRUCTURE

L'analyse modale permet de déterminer les caractéristiques dynamiques vibratoires de la structure, à savoir périodes propres, les formes modales ainsi que les facteurs de participation massique de la structure. Elle est réalisée sans charges extérieures, représentant la réponse de la structure en oscillation libre.

Pour garantir une représentation dynamique suffisante, le nombre de modes considérés est choisi de manière à ce que la somme des masses modales participatives à la réponse atteigne au moins 90 % de la masse totale de la structure, dans chaque direction principale de vibration.

La masse modale reflète la part effective de la masse mobilisée dans un mode donné sous excitation dynamique, et constitue un paramètre clé pour l'analyse sismique selon les approches spectrales.

III.6. . RESULTATS OBTENUS DE L'ANALYSE MODALE

III.6.1. Résultats de l'analyse modale

Tableau III. 17: Résultats de l'analyse modale

Case	Mode	Période	UX	UY	RZ	∑UX	∑UY	∑RZ
		sec						
Modal	1	1,383	**57,3%**	10,5%	5,4%	57,3%	10,5%	5,4%
Modal	2	1,228	12,6%	**58,1%**	1,1%	69,9%	68,5%	6,5%
Modal	3	1,071	2,3%	3,7%	**68,4%**	72,2%	72,2%	74,9%
Modal	4	0,407	8,7%	2,0%	1,0%	80,9%	74,2%	76,0%
Modal	5	0,351	2,6%	10,2%	0,0%	83,4%	84,4%	76,0%
Modal	6	0,319	1,2%	0,3%	10,0%	84,6%	84,7%	86,0%
Modal	7	0,204	3,3%	1,0%	0,8%	87,8%	85,7%	86,8%
Modal	8	0,171	0,7%	4,3%	0,2%	88,6%	**90,0%**	87,0%

Modal	9	0,16	1,7%	0,0%	3,6%	**90,2%**	90,0%	**90,6%**
Modal	10	0,123	1,8%	0,6%	0,7%	92,0%	90,6%	91,4%
Modal	11	0,104	0,2%	2,6%	0,4%	92,2%	93,2%	91,8%
Modal	12	0,096	1,62%	0,13%	1,74%	93,81%	93,3%	93,5%

III.6.2. Interprétation des résultats

- La structure a une période fondamentale de 1,383sec.
- Le premier mode de vibration est un mode de translation suivant l'axe X avec une participation massique de 57,3%.
- Le deuxième mode de vibration est un mode de translation suivant l'axe Y avec une participation massique de 58,1%.
- Le troisième mode de vibration est un mode de torsion pure autour de l'axe Z avec une participation massique de 68,4%.
- Un taux de 90% de participation massique est atteint au bout du 9ème mode dans le sens X et au bout du 8ème mode le sens Y.

III.7. MÉTHODE DE CALCUL

L'étude sismique vise à déterminer les forces sismiques et à dimensionner la structure de manière à assurer sa résistance et sa stabilité face aux sollicitations induites par un séisme. D'après le RPA2024 en vigueur en Algérie, ce calcul peut être mené suivant trois méthodes :

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

III.7.1. METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

Les forces réelles dynamiques, qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque, dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées, successivement, suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure. Il faut souligner, toutefois, que les forces et les déformations obtenues pour l'élément, à partir des méthodes d'analyse statiques, pour les charges de conception recommandées, sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure, sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées.

Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

III.7.1.1. Condition d'utilisation de la méthode statique équivalente

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

a) Le bâtiment, ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.7 RPA 2024, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI).
b) Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires indiquées au Tableau suivant :

Zone sismique	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I et II	(*)	(*)	(*)	(*)
III et IV	$\leq$ 3 niveaux et $\leq$ 11 m	$\leq$ 5 niveaux et $\leq$ 17 m	$\leq$ 7 niveaux et $\leq$ 23 m	(*)
V et VI	$\leq$ 2 niveaux et $\leq$ 8 m	$\leq$ 3 niveaux et $\leq$ 11 m	$\leq$ 5 niveaux et $\leq$ 17 m	$\leq$ 5 niveaux et $\leq$ 17 m
Nota: (*) signifie qu'il n'y a aucune limitation de nombre de niveaux ou de hauteur				

Figure III. 7: Conditions d'application de la méthode statique équivalente

III.7.1.2. Modélisation

- Le modèle du bâtiment à utiliser, dans chacune des deux directions de calcul, est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté, en translation horizontale par niveau, sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée, à partir de sections non fissurées, pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est considéré dans le calcul de la force sismique totale.

III.7.1.3. Calcul de la force sismique

Selon l'article 4.2.3 de RPA 2024, la force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V=\lambda \frac{Sad}{g}(T_0).\ W$$

Avec :

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

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

λ : Coefficient de correction :

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

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

$$W=\sum_{i=1}^{n} W_i$$

Où : $W_i=W_{Gi}+\psi W_{Qi}$

Avec :

W_{Gi} : Poids dû 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.

Remarque :

Dans le cadre de notre projet, l'application de la méthode statique équivalente n'est pas envisageable comme méthode principale d'analyse, car les conditions de validité définies par le RPA 2024 ne sont pas remplies, notamment en raison de la hauteur de la structure, qui excède 38 mètres. Toutefois, le règlement impose, dans certains cas, la réalisation de vérifications complémentaires à l'aide de cette méthode, ce qui justifie son utilisation partielle à des fins de contrôle.

III.7.2. Méthode dynamique modale spectrale

L'analyse dynamique offre une interprétation plus réaliste du comportement d'une structure soumise à des charges sismiques. La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas. Elle est particulièrement adaptée aux structures complexes ou atypiques, notamment lorsque la méthode statique équivalente est insuffisante, non autorisée ou non conforme aux exigences du RPA 2024.

Cette méthode consiste à déterminer, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets induits dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont ensuite combinés afin d'obtenir la réponse globale de la structure.

Selon le RPA 2024, article 3.3.3, l'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Où :

- $\frac{Sad}{g}(T)$: Spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur g ;
- A: Coefficient d'accélération de zone au rocher ;
- R: Coefficient de comportement de la structure ;
- Q_F: Facteur de qualité ;
- I : Coefficient d'importance ;
- S : Coefficient de site ;
- T_1 , T_2: Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

III.7.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

C'est une méthode d'analyse de la réponse de la structure en fonction du temps, par l'intégration numérique directe des équations différentielles du mouvement, en utilisant les accélérogrammes choisis pour représenter les mouvements du sol réels, enregistrés ou synthétiques.

Elle peut être utilisée, au cas par cas, par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Le choix des séismes de calcul peut se faire en utilisant des accélérogrammes réels (enregistrés), simulés ou artificiels (synthétiques).

III.8. ÉTUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE

III.8.1. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente

Selon le RPA 2024, elle est donnée par la formule suivante :

$$V=\lambda\frac{Sad}{g}(T_0).\ W$$

III.8.1.1. Coefficient de correction λ

Selon le RPA 2024, le coefficient de correction est donné par :

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

On a : T_0=1,01s et T_2=0,6s

Comme : $T_0 \leq 2.T_2$, et le bâtiment a plus de 2 niveaux, alors : λ=0,85.

III.8.1.2. Coefficient d'accélération de la zone A

Selon le RPA 2024, article 3.1, la structure se situe dans la zone sismique VI (sismicité élevée).

Donc, selon le RPA 2024, tableau 3.3, A=0.3.

III.8.1.3. Coefficient de site S

Selon le RPA2024, tableau 3.4, le coefficient de site pour la catégorie S3 est : S=1.30.

III.8.1.4. Coefficient d'importance I

Selon le RPA 2024, tableau 3.11, le coefficient d'importance pour une structure classée sous le groupe d'importance 2 est I=1.

III.8.1.5. Coefficient de comportement globale de la structure R

Pour déterminer le coefficient de comportement de la structure, il est nécessaire de vérifier la condition de l'article 3.5 du RPA 2024, relative aux systèmes à ossature noyau ou à effet noyau.

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

Avec :

r_x : Le rayon de torsion suivant x ;

r_y : Le rayon de torsion suivant y ;

l_s: Le rayon de giration massique en plan.

$$r_x = \sqrt{\frac{\sum(x_i^2.I_{xi}+y_i^2.I_{yi})}{\sum I_{xi}}} \; ; \; r_y = \sqrt{\frac{\sum(x_i^2.I_{xi}+y_i^2.I_{yi})}{\sum I_{yi}}} \quad ; l_s = \sqrt{\frac{\sum m_j(x_j{}^2+y_j^2)}{\sum m_j}}$$

Tableau III. 18: Vérification du système noyau.

Story	r_x	r_y	l_s	$r_x \leq l_s$	$r_y \leq l_s$
ATTIQUE 2	10,7566	9,9911	9,1695	Non vérifiée	Non vérifiée
ATTIQUE 1	10,7464	10,0315	9,2296	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 8	10,1210	10,8818	10,0198	Non vérifiée	Non vérifiée

ETAGE 7	10,1077	10,8341	10,0782	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 6	10,1077	10,8341	10,0782	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 5	10,1077	10,8341	10,0782	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 4	10,1077	10,8341	10,0782	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 3	10,1077	10,8341	10,0782	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 2	10,1077	10,8341	10,0782	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 1	10,1077	10,8341	10,0782	Non vérifiée	Non vérifiée
MEZZANINE	10,0414	10,8234	9,7194	Non vérifiée	Non vérifiée
RDC	10,1162	10,9366	10,0027	Non vérifiée	Non vérifiée

On remarque que la condition n'est pas vérifiée au niveau de tous les étages, donc le système de contreventement est constitué par des voiles (système 05).

Selon le RPA 2024, tableau 3.18, et sachant que la structure est contreventée par des voiles, le coefficient de comportement correspondant à cette catégorie est R=4,5[(b)].

III.8.1.6. Coefficient d'accompagnement ψ pour la charge d'exploitation Q

Selon l'article 4.2.3 du RPA 2024, tableau 4.2, la valeur de Coefficient d'accompagnement ψ pour la charge d'exploitation Q est égale à :ψ_1= 0,3 et ψ_2=0,6.

III.8.1.7. Facteur de qualité Q_F

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

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

La valeur de QF est déterminée par la formule suivante :

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

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

- Pondérations de la catégorie (b) :
  - **Régularité en plan**

Selon l'article 3.7.1 du RPA2024 la régularité en plan doit satisfaire les conditions suivantes :

a1: Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

a2: A chaque niveau et pour chaque direction de calcul x et y. les excentricités structurales e_{0x} et $e_{0x\,y}$ doivent vérifier les deux conditions suivantes:

$$\begin{cases} e_{0x} \leq 0.30 r_x \\ r_x \geq l_s \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} e_{0y} \leq 0.30 r_y \\ r_y \geq l_s \end{cases}$$

avec:

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

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

r_X et r_y, étant, respectivement les rayons de torsion suivant x et y (cf. Eqn. (3.20));

- I_S étant le rayon de giration massique du plancher en plan (cf. Eqn. (3.22)).

a3: La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal à 4 (cf. Figure (3.8)).

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 (cf. Figure (3.8)).

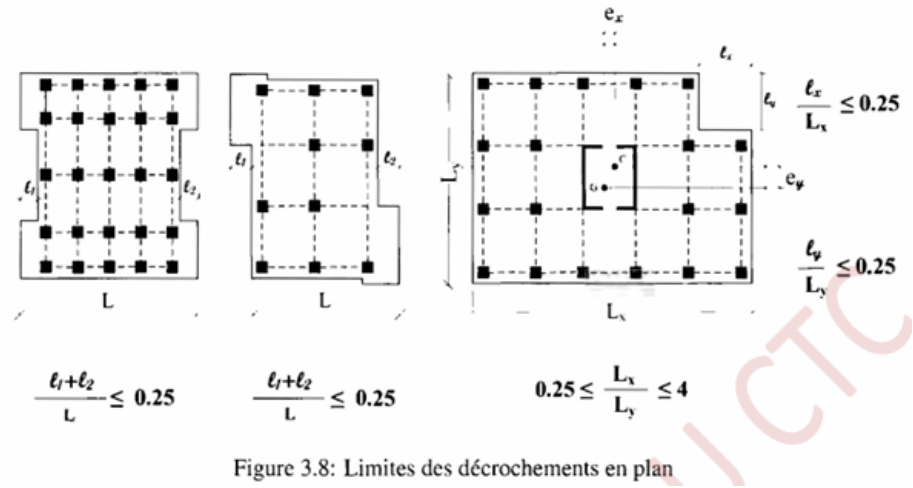


Figure 3.8: Limites des décrochements en plan

Figure III. 8: Limites des décrochements en plan

a4 : Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce

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

Tableau III. 19: Vérification de la régularité en plan

Story	e_{0x}	$0.30r_x$	$e_{0x} \leq 0.30r_x$	e_{0y}	$0.30r_y$	$e_{0y} \leq 0.30r_y$
ATTIQUE 2	0,1746	3,2270	Vérifiée	0,9111	2,9974	Vérifiée
ATTIQUE 1	0,2321	3,2239	Vérifiée	1,0828	3,0095	Vérifiée
ETAGE 8	0,6457	3,0363	Vérifiée	3,0091	3,2645	Vérifiée
ETAGE 7	0,6674	3,0323	Vérifiée	3,0714	3,2502	Vérifiée
ETAGE 6	0,6674	3,0323	Vérifiée	3,0714	3,2502	Vérifiée
ETAGE 5	0,6674	3,0323	Vérifiée	3,0714	3,2502	Vérifiée
ETAGE 4	0,6674	3,0323	Vérifiée	3,0714	3,2502	Vérifiée
ETAGE 3	0,6674	3,0323	Vérifiée	3,0714	3,2502	Vérifiée
ETAGE 2	0,6674	3,0323	Vérifiée	3,0714	3,2502	Vérifiée
ETAGE 1	0,6674	3,0749	Vérifiée	3,0714	3,2698	Vérifiée
MEZZANINE	0,7639	3,0124	Vérifiée	2,0433	3,2470	Vérifiée
RDC	0,3606	3,0349	Vérifiée	2,444	3,2810	Vérifiée

$\frac{L_x}{L_X} = \frac{16,82}{24,245} = 0,7 > 0,25$ Limite de décrochement non vérifiée

$\frac{L_y}{L_Y} = \frac{12,845}{25,68} = 0,5 > 0,25$ Limite de décrochement non vérifiée

$\frac{L_Y}{L_X} = \frac{24,245}{25,68} = 0,95 < 4$ Limite de décrochement vérifiée

Donc : La structure n'est pas régulière en plan, de ce fait : Pq= 0,05

- **Régularité en élévation :**

Selon l'article 3.7.1 du RPA2024 la régularité en élévation doit satisfaire les conditions suivantes :

bl: Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation.

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

b3: Le rapport de masse, sur rigidité de deux niveaux successifs, ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul.

b4: Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions, en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs, ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1.5 fois sa plus petite dimension. Toutefois, au dernier niveau, les éléments du bâtiment, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs, etc, pourront ne pas respecter les règles b3 et b4 et être calculés

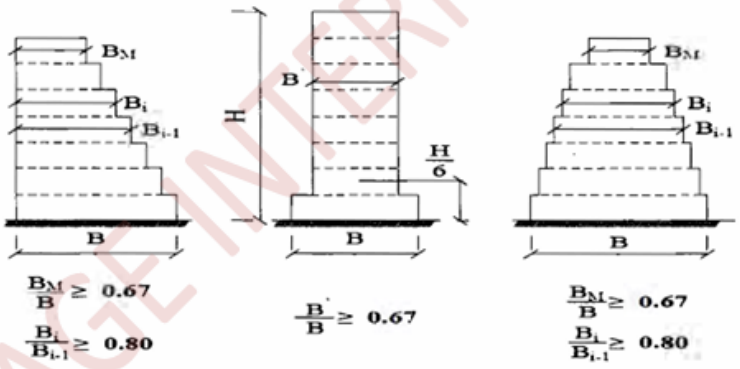


Figure 3.9: Limites des décrochements en élévation

Figure III. 9: Limites des décrochements en élévation

Sens transversal (sens Y) :

$$\begin{cases} \frac{B_M}{B} = \frac{19,2}{22,97} = 0,79 > 0,67 \\ \frac{B_i}{B_{i-1}} = \frac{18,2}{24,25} = 0,75 < 0,80 \end{cases}$$

Limite de décrochement non vérifiée

Donc : La structure n'est pas régulière en élévation, de ce fait : P_q= 0.2.

- Redondance en plan :

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

La condition est vérifiée, donc P_q= 0

Tableau III. 20: Vérifications des critères du facteur de qualité Q

Critères	Pénalités	
	Selon x	Selon y
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.2	0.2
Redondance en plan	0	0
	Q_{Fx}=1.25	Q_{FY}=1.25

III.8.1.8. Pourcentage d'amortissement critique ξ

Selon le RPA 2024, tableau 3.6, l'ouvrage est contreventé par des voiles en béton armé, donc ξ=10%.

III.8.1.9. Coefficient de correction d'amortissement visqueux η

Selon le RPA 2024, il est donné par la formule suivante :

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

η=0,76>0,7.

- La période fondamentale définie par la méthode numérique :

Selon x : T_x=1,383s

Selon y : T_y=1,228s

- La période fondamentale définie par la méthode empirique : $T_{empirique}=C_T\,(h_N)^{3/4}$

Avec :

- h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. h_N=88,9m

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

  Selon le tableau 4.3 de RPA 2024 : C_T=0.05

  Donc : $T_{empirique}$=0.05×(38,76)$^{3/4}$=0,776s

Tableau III. 21: Valeur de la période T_0 pour le calcul de l'effort tranchant à la base V

T_x(s)	T_y(s)	1.3T_{emp}(s)	T_{calcul} <1.3T_{emp}	Période à utiliser
1,383	1,228	1,01	Non vérifiée	T_0=T_{emp}

III.8.1.10. Les périodes caractéristiques

Selon l'article 3.3.1 du RPA 2024, tableau 3.4, nous avons le type de spectre Type I (zone IV) ; et la catégorie de site est (S3), alors :

T_1=0.15s ; T_2=0.6s ; T_3=2.0s

III.8.1.11. Spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur g

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

- Selon X-X

On a : T=1,01s

$$\frac{Sad}{g}(T)= A.I.S.\left[2{,}5\frac{Q_F}{R}\right].\left[\frac{T_2}{T}\right]$$

$$\frac{Sad}{g}(T) =0.3\times1.0\times1.30.\ [2.5\times\frac{1.25}{4,5}][\frac{0.6}{1.01}]$$

$$\frac{Sad}{g}(T)=0{,}1609$$

- Selon Y-Y

On a: T=1,01s

$$\frac{Sad}{g}(T)= A.I.S.\left[2{,}5\frac{Q_F}{R}\right].\left[\frac{T_2}{T}\right]$$

$\frac{Sad}{g}(T)$= 0.3×1.0×1.30. [2.5× $\frac{1.25}{4,5}$][$\frac{0.6}{1.01}$]

$\frac{Sad}{g}(T)$= 0,1609

III.8.1.12. Le poids total de la structure W

Le poids total de la structure est déterminé par le logiciel ETABS par la combinaison suivante :

W=G+0.3Q_1+0.6Q_2=68584,5839 KN

Alors la force sismique totale par la méthode statique équivalente est égale à :

- Selon X-X

$$V_x = 0,85 \times 0.1609 \times 68584,5839 = 9379,97N$$

- Selon Y-Y

$$V_y = 0,85 \times 0.1609 \times 68584,5839 = 9379,97N$$

III.8.2. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

Selon l'article 4.3.5 du RPA 2024, la résultante des forces sismiques à la base V_t, obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques V, déterminée par la méthode statique équivalente.

Si (V≤0.8V), il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, etc.) dans le rapport ($\frac{0,8V}{Vt}$).

Tableau III. 22: Vérification de la résultante des forces sismiques

V_{tx}(KN)	V_{ty} (KN)	0.8V_x (KN)	0.8V_y(KN)	V_{tx} >0.8V	V_{ty} >0.8V
6200,272	6742,00	7503,976	7503,976	Non Vérifiée	Non Vérifiée

Remarque :

La condition n'est pas vérifiée, donc il faut augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport ($\frac{0,8V}{Vt}$).

$\frac{0,8V}{Vtx} = \frac{7503,976}{6200,272}$ =1,22

$\frac{0,8V}{Vty} = \frac{7503,976}{6742,00}$ =1,12

III.9. MÉTHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE

III.9.1. Paramètre du spectre

Tableau III. 23: Paramètres du spectre

La zone sismique	VI
Le groupe d'usage	2
La catégorie de site	S3
Le facteur de qualité	Q_F=1.25
Le coefficient de comportement	R=4,5

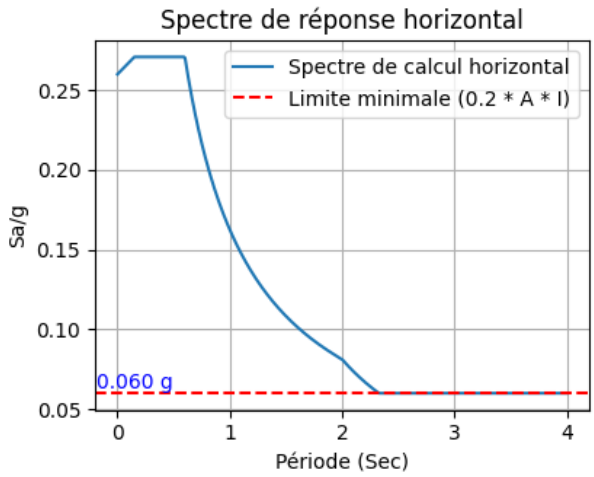


Figure III. 10: Spectre de réponse

III.10. JUSTIFICATION DE LA SÉCURITÉ

III.10.1. Vérification des déplacements

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

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

Où :

δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques ;

R : Coefficient de comportement ;

Q_F : Coefficient de qualité.

$$\delta_k = 3{,}6\ \delta_{ek}$$

1- Suivant l'axe X

Tableau III. 24: Les déplacements horizontaux suivant X

Etage	Hauteur (m)	$\delta_{ek}(m)$	δ_k(m)
ATTIQUE 2	3,23	0,0857	0,3085
ATTIQUE 1	3,23	0,0807	0,2908
ETAGE 8	3,23	0,0787	0,2835
ETAGE 7	3,23	0,0723	0,2604
ETAGE 6	3,23	0,0647	0,2331
ETAGE 5	3,23	0,0563	0,2028
ETAGE 4	3,23	0,0471	0,1699
ETAGE 3	3,23	0,0375	0,1350
ETAGE 2	3,23	0,0276	0,0994
ETAGE 1	3,23	0,0180	0,0648
MEZZANINE	3,23	0,0091	0,0327
RDC	3,23	0,0028	0,0101

2- Suivant l'axe Y

Tableau III. 25: Les déplacements horizontaux suivant Y

Etage	Hauteur (m)	$\delta_{ek}(m)$	δ_k(m)
ATTIQUE 2	3,23	0,0749	0,2696
ATTIQUE 1	3,23	0,0708	0,2547
ETAGE 8	3,23	0,0664	0,2390
ETAGE 7	3,23	0,0606	0,2183
ETAGE 6	3,23	0,0542	0,1952

ETAGE 5	3,23	0,0471	0,1695
ETAGE 4	3,23	0,0393	0,1415
ETAGE 3	3,23	0,0312	0,1121
ETAGE 2	3,23	0,0228	0,0823
ETAGE 1	3,23	0,0148	0,0534
MEZZANINE	3,23	0,0077	0,0277
RDC	3,23	0,0023	0,0084

III.10.2. Vérification des déplacements inter-étages

III.10.2.1. Justification de non-effondrement

Selon l'article 5.10.1 du RPA 2024, les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calculés selon l'article 4.5.2, ne doivent pas dépasser les limites $\overline{\Delta_k}$:

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

Dans notre cas le type de la structure est un bâtiment en béton armé, alors d'après le tableau 5.2 du RPA 2024, la valeur limite des déplacements inter-étages est $\overline{\Delta_k}$=0,0150h_k.

Avec : $h_k$est la hauteur du niveau « k ».

Δ_k=δ_k-δ_{k-1}

1- Suivant l'axe X

Tableau III. 26: Justification de non-effondrement suivant X

Etage	h_k(m)	Δ_k(m)	$\overline{\Delta_k}$(m)	$\Delta_k \leq \overline{\Delta_k}$
ATTIQUE 2	3,23	0,01770	0,04845	Vérifiée
ATTIQUE 1	3,23	0,00732	0,04845	Vérifiée
ETAGE 8	3,23	0,02314	0,04845	Vérifiée
ETAGE 7	3,23	0,02723	0,04845	Vérifiée
ETAGE 6	3,23	0,03030	0,04845	Vérifiée

ETAGE 5	3,23	0,03297	0,04845	Vérifiée
ETAGE 4	3,23	0,03487	0,04845	Vérifiée
ETAGE 3	3,23	0,03559	0,04845	Vérifiée
ETAGE 2	3,23	0,03459	0,04845	Vérifiée
ETAGE 1	3,23	0,03208	0,04845	Vérifiée
MEZZANINE	3,23	0,02263	0,04845	Vérifiée
RDC	3,23	0,01015	0,04845	Vérifiée

2- Suivant l'axe Y

Tableau III. 27: Justification de non-effondrement suivant Y

Etage	h_k(m)	Δ_k(m)	$\overline{\Delta_k}$(m)	$\Delta_k \leq \overline{\Delta_k}$
ATTIQUE 2	3,23	0,01486	0,04845	Vérifiée
ATTIQUE 1	3,23	0,01573	0,04845	Vérifiée
ETAGE 8	3,23	0,02069	0,04845	Vérifiée
ETAGE 7	3,23	0,02308	0,04845	Vérifiée
ETAGE 6	3,23	0,02576	0,04845	Vérifiée
ETAGE 5	3,23	0,02793	0,04845	Vérifiée
ETAGE 4	3,23	0,02941	0,04845	Vérifiée
ETAGE 3	3,23	0,02989	0,04845	Vérifiée
ETAGE 2	3,23	0,02889	0,04845	Vérifiée
ETAGE 1	3,23	0,02570	0,04845	Vérifiée
MEZZANINE	3,23	0,01930	0,04845	Vérifiée
RDC	3,23	0,00836	0,04845	Vérifiée

III.10.2.2. Justification de limitation des dommages

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

1. pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixés à la structure:

$$\upsilon_A . \Delta_k \leq 0.005 h_k$$

2. pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux ductiles:

$$\upsilon_A . \Delta_k \leq 0.0075 h_k$$

Où :

υ_A : Coefficient réducteur, il est pris égale à 0,5.

Dans notre cas, le bâtiment comporte des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixés à la structure, donc il faut vérifier que $\upsilon_A . \Delta_k \leq 0.005 h_k$.

1- Suivant l'axe X

Tableau III. 28: Justification de limitation des dommages suivant X

Etage	h_k(m)	$\upsilon_A \Delta_k$(m)	$0.005 h_k$ (m)	$\upsilon_A . \Delta_k \leq 0.005 h_k$
ETAGE 10	3,23	0,00885	0,01615	Vérifiée
ETAGE 9	3,23	0,00366	0,01615	Vérifiée
ETAGE 8	3,23	0,01157	0,01615	Vérifiée
ETAGE 7	3,23	0,01362	0,01615	Vérifiée
ETAGE 6	3,23	0,01515	0,01615	Vérifiée
ETAGE 5	3,23	0,01648	0,01615	Non vérifiée
ETAGE 4	3,23	0,01743	0,01615	Non vérifiée
ETAGE 3	3,23	0,01779	0,01615	Non vérifiée
ETAGE 2	3,23	0,01729	0,01615	Non vérifiée
ETAGE 1	3,23	0,01604	0,01615	Vérifiée
MEZZANINE	3,23	0,01132	0,01615	Vérifiée

RDC	3,23	0,00507	0,01615	Vérifiée

2- Suivant l'axe Y

Tableau III. 29: Justification de limitation des dommages suivant Y

Etage	h_k(m)	$\upsilon_A \Delta_k$(m)	$0.005h_k$ (m)	$\upsilon_A . \Delta_k \leq 0.005h_k$
ETAGE 10	3,23	0,00743	0,01615	Vérifiée
ETAGE 9	3,23	0,00787	0,01615	Vérifiée
ETAGE 8	3,23	0,01034	0,01615	Vérifiée
ETAGE 7	3,23	0,01154	0,01615	Vérifiée
ETAGE 6	3,23	0,01288	0,01615	Vérifiée
ETAGE 5	3,23	0,01396	0,01615	Vérifiée
ETAGE 4	3,23	0,01470	0,01615	Vérifiée
ETAGE 3	3,23	0,01494	0,01615	Vérifiée
ETAGE 2	3,23	0,01445	0,01615	Vérifiée
ETAGE 1	3,23	0,01285	0,01615	Vérifiée
MEZZANINE	3,23	0,00965	0,01615	Vérifiée
RDC	3,23	0,00418	0,01615	Vérifiée

III.10.3. Vérification de l'effet P-Δ

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition 5.10 de l'article 5.9 du RPA 2024 est satisfaite à tous les niveaux :

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

Avec :

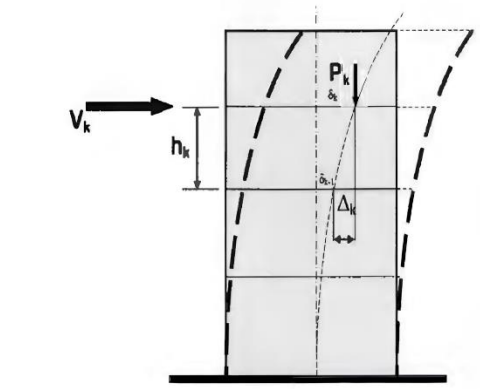
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 », défini comme :
$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} ;$$
- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

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

- V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k » ;
- h_k : hauteur du niveau « k ».

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

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



-

Figure III. 11: Schéma explicatif de l'effet P-Δ

1- Suivant l'axe X

Tableau III. 30: Vérification de l'effet P-Δ suivant X

Etage	P_k(KN)	Δ_k(m)	V_k(KN)	h_k(m)	θ_k	$\theta_k \leq 0.10$
ATTIQUE 2	4 803,337	0,0137	1 232,866	3,23	0,02135	Vérifiée
ATTIQUE 1	9 592,863	0,01770	2 248,262	3,23	0,00967	Vérifiée
ETAGE 8	15 455,538	0,00732	3 208,581	3,23	0,03452	Vérifiée
ETAGE 7	21 260,605	0,02314	3 983,953	3,23	0,04500	Vérifiée
ETAGE 6	27 051,917	0,02723	4 628,441	3,23	0,05483	Vérifiée
ETAGE 5	32 843,229	0,03030	5 194,84	3,23	0,06452	Vérifiée
ETAGE 4	38 634,540	0,03297	5 719,396	3,23	0,07292	Vérifiée
ETAGE 3	44 425,852	0,03487	6 216,395	3,23	0,07874	Vérifiée

ETAGE 2	50 217,164	0,03559	6 677,327	3,23	0,08053	Vérifiée
ETAGE 1	56 008,476	0,03459	7 074,861	3,23	0,07863	Vérifiée
MEZZANINE	61 318,782	0,03208	7 341,773	3,23	0,05852	Vérifiée
RDC	68 584,584	0,02263	7 564,348	3,23	0,02849	Vérifiée

2- Suivant l'axe Y

Tableau III. 31: Vérification de l'effet P--Δ suivant Y

Etage	P_k(KN)	Δ_k(m)	V_k(KN)	h_k(m)	θ_k	$\theta_k \leq 0.10$
ATTIQUE 2	4 803,337	0,01486	1 276,327	3,23	0,01732	Vérifiée
ATTIQUE 1	9 592,863	0,01573	2 284,103	3,23	0,02046	Vérifiée
ETAGE 8	15 455,538	0,02069	3 235,755	3,23	0,03059	Vérifiée
ETAGE 7	21 260,605	0,02308	4 015,151	3,23	0,03784	Vérifiée
ETAGE 6	27 051,917	0,02576	4 669,697	3,23	0,04620	Vérifiée
ETAGE 5	32 843,229	0,02793	5 246,240	3,23	0,05412	Vérifiée
ETAGE 4	38 634,540	0,02941	5 775,255	3,23	0,06091	Vérifiée
ETAGE 3	44 425,852	0,02989	6 268,615	3,23	0,06558	Vérifiée
ETAGE 2	50 217,164	0,02889	6 718,103	3,23	0,06687	Vérifiée
ETAGE 1	56 008,476	0,02570	7 098,964	3,23	0,06277	Vérifiée
MEZZANINE	61 318,782	0,01930	7 352,145	3,23	0,04983	Vérifiée
RDC	68 584,584	0,00836	7 551,069	3,23	0,02352	Vérifiée

La valeur de θ_k est inférieure à 0.1, alors l'effet P-Δ est négligé.

III.10.4. Justification du système de contreventement

Selon l'article 3.5 du RPA2024, on considère qu'une structure est contreventée par des voiles lorsque la résistance aux charges verticales ainsi qu'aux charges latérales est assurée, principalement, par des voiles structuraux verticaux et dont la résistance à l'effort tranchant, à la base du bâtiment, dépasse 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

Pour ce système de contreventement, les bâtiments sont limités en hauteur à 48 m.

Tableau III. 32: Effort tranchant à la base repris par les voiles

	V_{base} Voile (KN)	$V_{système\ structurel}$ (KN)	Participation de voile (%)
Suivant X	9 382,05	9 382,05	100
Suivant Y	9 382,05	9 382,05	100

Les voiles reprennent la majorité des efforts tranchants avec 100 % dans la direction X et dans la direction Y. Cela montre que les voiles assurent le rôle principal dans le contreventement de la structure

III.10.5. Vérification de la stabilité au renversement

La vérification de la stabilité au renversement est une étape essentielle pour s'assurer que la structure peut résister aux actions déstabilisantes, notamment celles induites par un séisme. Cette vérification consiste à comparer les moments déstabilisants, générés principalement par les forces sismiques, aux moments stabilisants.

Conformément aux prescriptions du Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024), le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement soit supérieur ou égal à 1,3 afin de garantir la stabilité de l'ouvrage face aux sollicitations sismiques.

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

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

$M_{stabilisant} = L_i \times W$

Où :
L_i : Coordonnée du centre de gravité de la structure

1- Suivant l'axe X

Tableau III. 33: Justification de la stabilité au renversement suivant l'axe X

Etage	Hauteur (m)	F_i (KN)	$M_{renversement}$(KN. m)
ATTIQUE 2	38,76	1 232,87	47 785,91
ATTIQUE 1	35,53	1 015,40	36 077,03
ETAGE 8	32,30	960,32	31 018,29
ETAGE 7	29,07	775,37	22 540,07
ETAGE 6	25,84	644,49	16 653,56
ETAGE 5	22,61	566,40	12 806,29
ETAGE 4	19,38	524,55	10 165,88
ETAGE 3	16,15	497,00	8 026,54
ETAGE 2	12,92	460,93	5 955,23
ETAGE 1	9,69	397,53	3 852,11
MEZZANINE	6,46	266,91	1 724,25
RDC	3,23	222,57	718,91
			$\sum M_r$= 197 324,09

- Le moment stabilisant selon X

$M_{stabilisant}=L_x \times W=13,37\times 68584,5839=916\ 866,1514KN.m$

$\frac{M_{stabilisant}}{M_{renversement}} = \frac{916\ 866,1514}{197\ 324,09} = 4,65 \geq 1,3$ Condition vérifiée

2- Suivant l'axe Y

Tableau III. 34: Justification de la stabilité au renversement suivant l'axe Y

Etage	Hauteur (m)	F_i (KN)	$M_{renversement}$(KN. m)
ATTIQUE 2	38,76	1 276,33	24 735,22
ATTIQUE 1	35,53	1 007,78	35 806,30

ETAGE 8	32,30	951,65	30 738,36
ETAGE 7	29,07	779,40	22 657,06
ETAGE 6	25,84	654,55	16 913,46
ETAGE 5	22,61	576,54	13 035,63
ETAGE 4	19,38	529,01	10 252,30
ETAGE 3	16,15	493,36	7 967,77
ETAGE 2	12,92	449,49	5 807,38
ETAGE 1	9,69	380,86	3 690,54
MEZZANINE	6,46	253,18	1 635,55
RDC	3,23	198,92	642,53
			$\sum M_r$= 173 882,09

- Le moment stabilisant selon Y

$M_{stabilisant}=L_y \times W=15,32\times68584,5839=$ 1 050 592,37 kN.m

$\frac{M_{stabilisant}}{M_{renversement}} = \frac{1\,050\,592,37}{173\,882,09} = 6,04 \geq 1,3$ Condition vérifiée

III.11. VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT

Selon l'article 7.7.2 du RPA2024, Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (en flexion composée), sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, !'effort normal de compression de calcul des voiles est limite par la condition suivante:

$$\left(V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}}\right) < 0,40$$

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

Tableau III. 35: Vérification de l'effort normal réduit

Voile	Combinaison	N Compression [KN]	Limite Compression [KN]	Condition RPA
P01	G+βQ+E2	5026,6835	5400	Vérifié
P02	G+βQ+E2	3148,4794	21780	Vérifié
P03	G+βQ+E1	3281,3516	21780	Vérifié
P04	G+βQ+E2	4162,0552	5400	Vérifié
P05	G+βQ+E1	3570,4574	5400	Vérifié
P06	G+βQ+E1	7400,9358	7560	Vérifié
P07	G+βQ+E2	9149,2646	13320	Vérifié
P08	G+βQ+E1	5435,3795	9000	Vérifié
P09	G+βQ+E2	3290,3886	5400	Vérifié
P10	G+βQ+E2	5142,1018	5400	Vérifié
P11	G+βQ+E1	9721,7191	21420	Vérifié
P13	G+βQ+E2	5291,4545	5400	Vérifié
P14	G+βQ+E1	4085,2555	5400	Vérifié
P15	G+βQ+E2	4192,0448	5400	Vérifié
P16	G+βQ+E2	3418,7621	5400	Vérifié
P17	G+βQ+E2	3376,9698	5400	Vérifié
P18	G+βQ+E2	4129,5181	5400	Vérifié
P19	G+βQ+E2	4910,6772	5400	Vérifié
P20	G+βQ+E2	4792,8233	5400	Vérifié
P21	G+βQ+E1	3881,6764	5400	Vérifié

P24	G+βQ+E2	2885,8211	5400	Vérifié
P25	G+βQ+E2	3810,1394	5400	Vérifié

III.12. IDENTIFICATION DES POINTS CRITIQUES

- La structure a un comportement plutôt souple, la période fondamentale T0 (1,38s) supérieure à la période empirique amplifiée (1,3Temp =1,009s), donc il est nécessaire de la rigidifier.
- La structure est à la limite d'être classée comme un système avec noyau ou à effet noyau, rx des étage 1 à 7 est égale 10,07 et ls de ces étages est égale à 10,10. De ce fait, il y a un risque de diminution du coefficient de comportement R de 4.5 à 3. Ce qui provoquerait une amplification de la force sismique de calcul.
- La condition de la justification vis-à-vis des déplacements inter-étages de la limitation des dommages n'est pas vérifiée au niveau des étages 2,3,4 et 5 suivant l'axe x.

III.13. CONCLUSION

Toutes les vérifications de sécurité ont été réalisées conformément aux exigences du RPA 2024, et les résultats obtenus ne sont pas tous satisfaisants. On doit donc faire des modifications sur la structure pour qu'elle soit conforme aux règles de sécurité et présente un bon comportement face aux actions sismiques.

CHAPITRE IV
PROPOSITION D'UNE NOUVELLE CONCEPTION STRUCTURALE

IV.1. INTRODUCTION

À la suite des insuffisances relevées dans la conception initiale, telles que présentées dans le chapitre précédent, une nouvelle conception structurelle a été développée afin de répondre pleinement aux exigences du Règlement Parasismique Algérien RPA 2024. Cette nouvelle conception vise à garantir la sécurité, la stabilité et la performance sismique de l'ouvrage tout en optimisant les dimensions et les quantités de ferraillage.

Dans ce chapitre, l'ensemble des choix structurels retenus est détaillé, en mettant l'accent sur la conformité aux critères de résistance, de ductilité et de stabilité imposés par le RPA 2024. Les vérifications associées à chaque élément porteur sont présentées de manière rigoureuse, conduisant à la détermination du ferraillage final conforme aux exigences du nouveau règlement.

IV.2. PRESENTATION DE LA NOUVELLE CONCEPTION STRUCTURALE

Afin de mettre la structure plus rigide et assurer la vérification de toutes les conditions de sécurité exigées par le nouveau règlement RPA2024, on a opté quelles modifications sur les éléments structuraux (les voiles), les modifications étant comme suit :

- Prolongation du voile côté gauche de 4,55m en passant d'un voile de 1,5m à un voile de 6,05m.
- Prolongation du voile côté droite de 4,55m en passant d'un voile de 1,5m à un voile de 6,05m
- Prolongation du voile central situé au niveau de la cage d'escalier de 1m en passant d'un voile de 2,65m à un voile de 3,65m
- Suppression (enlèvement) d'un voile de 1,5m

La figure si dessous montre ces modifications

- En couleur rouge, les voiles qu'on a allongés
- En couleur verte, le voile qu'on a retiré

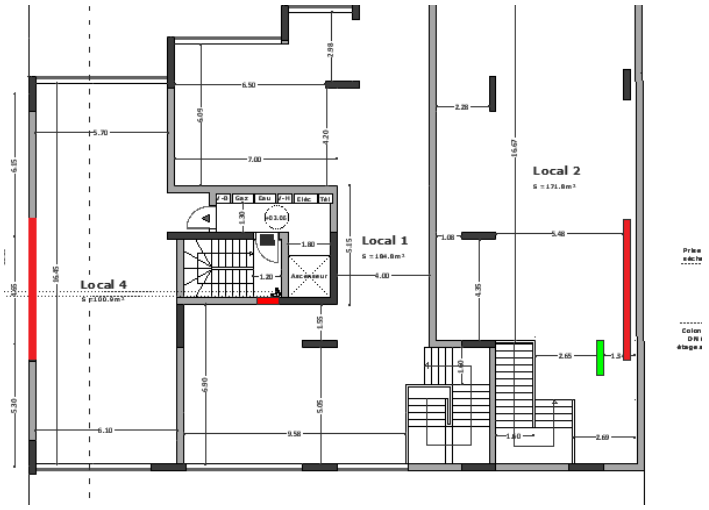


Figure IV. 1: Les modifications sur les éléments structuraux

IV.3. ANALYSE MODALE DE LA STRUCTURE

IV.3.1. Résultats obtenus de l'analyse modale

Tableau IV. 1: Résultats de l'analyse modale

Case	Mode	Période	UX	UY	RZ	∑UX	∑UY	∑RZ
		sec						
Modal	1	1,262	**69,3%**	1,3%	0,7%	69,3%	1,3%	0,7%
Modal	2	0,981	1,6%	**64,6%**	1,7%	70,9%	65,9%	2,4%
Modal	3	0,791	0,4%	2,1%	**66,7%**	71,2%	68,0%	69,1%
Modal	4	0,353	13,0%	0,2%	0,1%	84,2%	68,3%	69,2%
Modal	5	0,246	0,3%	15,5%	0,4%	84,5%	83,7%	69,6%
Modal	6	0,202	0,0%	0,4%	15,2%	84,5%	84,1%	84,8%
Modal	7	0,166	5,8%	0,1%	0,0%	**90,3%**	84,2%	84,8%
Modal	8	0,107	0,1%	6,4%	0,1%	90,4%	**90,5%**	84,9%
Modal	9	0,098	3,2%	0,0%	0,2%	93,6%	90,6%	85,1%
Modal	10	0,089	0,2%	0,1%	6,0%	93,9%	90,7%	**91,1%**
Modal	11	0,066	2,4%	0,0%	0,1%	96,2%	90,7%	91,2%
Modal	12	0,063	0,0%	3,7%	0,1%	96,3%	94,4%	91,2%

IV.3.2. Interprétation des résultats :

- La structure a une période fondamentale de 1,262sec.
- Le premier mode de vibration est un mode de translation suivant l'axe X avec une participation massique de 69.3%.
- Le deuxième mode de vibration est un mode de translation suivant l'axe Y avec une participation massique de 64.6%.
- Le troisième mode de vibration est un mode de torsion pure autour de l'axe Z avec une participation massique de 66.7%.

  Un taux de 90% de participation massique est atteint au bout du 7ème mode dans le sens X, et au bout du 8ème mode dans le sens Y.

Comparaison entre l'ancienne conception et celle proposée

On remarque que la période fondamentale de la structure est passée de 1.38 sec à 1.262sec, diminuant de 8.55%. Cela signifie que la structure est plus rigidifiée, et donc on est plus proche de la valeur de 1, 3Temp (=1,01sec).

On remarque aussi que le temps entre le mode de translation suivant l'axe Y et la torsion pure autour de l'axe Z a augmenté de 0,157s dans le model initial à 0,190s en cette nouvelle conception ce qui donne le plus de temps à la structure de passer du mode de translation au mode de torsion sans qu'ils sont probablement être couplé entre eux, et dans ce cas on aura un problème.

IV.4. MÉTHODE DE CALCUL

L'étude sismique vise à déterminer les forces sismiques et à dimensionner la structure de manière à assurer sa résistance et sa stabilité face aux sollicitations induites par un séisme. D'après le RPA2024 en vigueur en Algérie, ce calcul peut être mené suivant trois méthodes :

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

IV.5. ÉTUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE

IV.5.1. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente

Selon le RPA 2024, elle est donnée par la formule suivante :

$$V=\lambda \frac{Sad}{g}(T_0).\ W$$

IV.5.1.1. Coefficient de correction λ

On a : T_0=1,01s et T_2=0,6s

Comme : $T_0 \leq 2.T_2$, et le bâtiment a plus de 2 niveaux, alors : λ=0,85.

IV.5.1.2. Coefficient d'accélération de la zone A

Selon le RPA 2024, article 3.1, la structure se situe dans la zone sismique VI (sismicité élevée).

Donc, selon le RPA 2024, tableau 3.3, A=0.3.

IV.5.1.3. Coefficient de site S

Selon le RPA2024, tableau 3.4, le coefficient de site pour la catégorie S3 est : S=1.30.

IV.5.1.4. Coefficient d'importance I

Selon le RPA 2024, tableau 3.11, le coefficient d'importance pour une structure classée sous le groupe d'importance 2 est I=1.

IV.5.1.5. Coefficient de comportement globale de la structure R

Tableau IV. 2: Vérification du système noyau

Niveau	r_x	r_y	l_s	$r_x \leq l_s$	$r_y \leq l_s$
ATTIQUE 2	12,1815	17,2757	9,2640	Non vérifiée	Non vérifiée
ATTIQUE 1	12,1606	17,1817	9,3261	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 8	11,7833	17,4782	10,0851	Non vérifiée	Non vérifiée

ETAGE 7	11,7880	17,5244	10,1445	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 6	11,7880	17,5244	10,1445	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 5	11,7880	17,5244	10,1445	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 4	11,7880	17,5244	10,1445	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 3	11,7880	17,5244	10,1445	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 2	11,7880	17,5244	10,1445	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 1	11,7880	17,5244	10,1445	Non vérifiée	Non vérifiée
MEZZANINE	11,7782	17,5311	9,7979	Non vérifiée	Non vérifiée
RDC	11,7537	17,3553	10,0643	Non vérifiée	Non vérifiée

On remarque que la condition est n'est pas vérifiée au niveau de tous les étages, donc le système de contreventement est constitué par des voiles (système 05).

Selon le RPA 2024, tableau 3.18, et sachant que la structure est contreventée par des voiles, le coefficient de comportement correspondant à cette catégorie est R=4,5[(b)].

IV.5.1.6. Coefficient d'accompagnement ψ pour la charge d'exploitation Q

La valeur de Coefficient d'accompagnement ψ pour la charge d'exploitation Q est égale à :ψ_1= 0,3 et ψ_2=0,6.

IV.5.1.7. Facteur de qualité Q_F

La valeur de Q_F est déterminée par la formule suivante :

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

- **Régularité en plan**

- $\frac{L_x}{L_X} = \frac{16,82}{24,245} = 0,7 > 0,25$ Limite de décrochement non vérifiée
- $\frac{L_y}{L_Y} = \frac{12,845}{25,68} = 0,5 > 0,25$ Limite de décrochement non vérifiée
- $\frac{L_Y}{L_X} = \frac{24,245}{25,68} = 0,95 < 4$ Limite de décrochement vérifiée

Donc : La structure n'est pas régulière en plan, de ce fait : Pq= 0,05

- **Régularité en élévation :**

Sens transversal (sens Y) :

$$\begin{cases} \frac{B_M}{B} = \frac{19,2}{22,97} = 0,79 > 0,67 \\ \frac{B_i}{B_{i-1}} = \frac{18,2}{24,25} = 0,75 < 0,80 \end{cases}$$

Limite de décrochement non vérifiée

Donc : La structure n'est pas régulière en élévation, de ce fait : Pq= 0.2.

- **Redondance en plan :**

La condition est vérifiée, donc P_q= 0

Tableau IV. 3: Vérifications des critères du facteur de qualité Q_f

Critères	Pénalités	
	Selon x	Selon y
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.2	0.2
Redondance en plan	0	0
	Q_{Fx}=1.25	Q_{FY}=1.25

IV.5.1.8. Pourcentage d'amortissement critique ξ

Selon le RPA 2024, tableau 3.6, l'ouvrage est contreventé par des voiles en béton armé, donc ξ=10%.

IV.5.1.9. Coefficient de correction d'amortissement visqueux η

Selon le RPA 2024, il est donné par la formule suivante :

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

η=0,76>0,7.

- La période fondamentale définie par la méthode numérique :

Selon x : T_x=1,262s

Selon y : T_y=0,981s

- La période fondamentale définie par la méthode empirique : $T_{empirique}=C_T(h_N)^{3/4}$

Avec :

- h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. h_N38,76m
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Selon le tableau 4.3 du RPA 2024 : C_T=0.05

Donc : $T_{empirique}$=0.05×(38,76)$^{3/4}$=0,776s

Tableau IV. 4: Valeur de la période T_0 pour le calcul de l'effort tranchant à la base V

T_x(s)	T_y(s)	1.3T_{emp}(s)	T_{calcul} <1.3T_{emp}	Période à utiliser
1,262	0,981s	1,01	Non vérifiée	T_0=T_{emp}

IV.5.1.10. Les périodes caractéristiques

Selon l'article 3.3.1 du RPA 2024, tableau 3.4, nous avons le type de spectre Type I (zone IV) ; et la catégorie de site est (S3), alors :

T_1=0.15s ; T_2=0.6s ; T_3=2.0s

IV.5.1.11. Spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur g

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

- Selon X-X

On a : T=1,01s

$\frac{Sad}{g}(T)= A.I.S.\left[2{,}5\frac{Q_F}{R}\right].\left[\frac{T_2}{T}\right]$

$\frac{Sad}{g}(T)$ =0.3×1.0×1.30. [2.5× $\frac{1.25}{4,5}$][$\frac{0.6}{1.01}$]

$\frac{Sad}{g}(T)$=0,1609

- Selon Y-Y

On a: T=1,01s

$\frac{Sad}{g}(T)= A.I.S.\left[2{,}5\frac{Q_F}{R}\right].\left[\frac{T_2}{T}\right]$

$\frac{Sad}{g}(T)$= 0.3×1.0×1.30. [2.5× $\frac{1.25}{4,5}$][$\frac{0.6}{1.01}$]

$\frac{Sad}{g}(T)$= 0,1609

IV.5.1.12. Le poids total de la structure W

Le poids total de la structure est déterminé par le logiciel ETABS par la combinaison suivante :

$W=G+0.3Q_1+0.6Q_2$=70 357,854 KN

Alors la force sismique totale par la méthode statique équivalente est égale à :

- Selon X-X

$$V_x = 0,85\times0.1609\times70\ 357,854 = 9\ 624,62\ kN$$

- Selon Y-Y

$$V_y = 0,85\times0.1609\times70\ 357,854 = 9\ 624,62\ kN$$

IV.5.2. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

Tableau IV. 5: Vérification de la résultante des forces sismiques

V_{tx}(KN)	V_{ty} (KN)	0.8V_x (KN)	0.8V_y(KN)	V_{tx} >0.8V	V_{ty} >0.8V
7030,783	8453,8681	7699,70	7699,70	Non Vérifiée	Vérifiée

Remarque :

La condition n'est pas vérifiée, donc il faut augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport ($\frac{0,8V}{Vt}$).

$$\frac{0,8V}{Vtx} = \frac{7699,70}{7030,783} = 1,11$$

IV.6. MÉTHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE

IV.6.1. Paramètre du spectre

Tableau IV. 6: Paramètres du spectre

La zone sismique	VI
Le groupe d'usage	2
La catégorie de site	S3
Le facteur de qualité	Q_F=1.25

Le coefficient de comportement	R=4,5

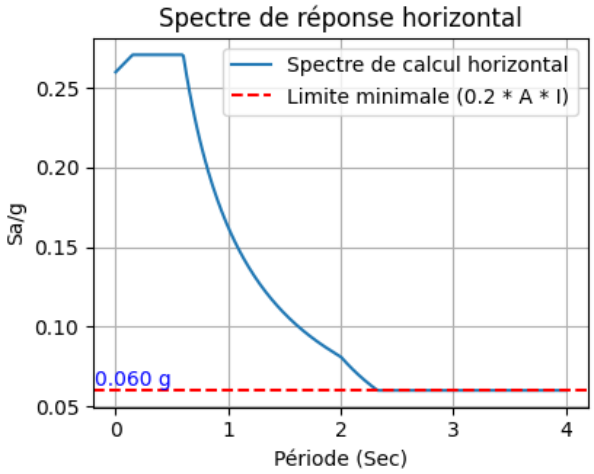


Figure IV. 2: Spectre de réponse

IV.7. JUSTIFICATION DE LA SÉCURITÉ

IV.7.1. Vérification des déplacements

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

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

Où :

$$\delta_k = 3{,}6\ \delta_{ek}$$

1- Suivant l'axe X

Tableau IV. 7: Les déplacements horizontaux suivant X

Niveau	Hauteur (m)	$\delta_{ek}(m)$	δ_k(m)
ATTIQUE 2	3,23	0,0774	0,27870
ATTIQUE 1	3,23	0,0723	0,26058
ETAGE 8	3,23	0,0688	0,24771
ETAGE 7	3,23	0,0625	0,22505
ETAGE 6	3,23	0,0554	0,19954

ETAGE 5	3,23	0,0477	0,17185
ETAGE 4	3,23	0,0395	0,14241
ETAGE 3	3,23	0,0310	0,11193
ETAGE 2	3,23	0,0226	0,08148
ETAGE 1	3,23	0,0145	0,05254
MEZZANINE	3,23	0,0074	0,02677
RDC	3,23	0,0022	0,00822

2- Suivant l'axe Y

Tableau IV. 8: Les déplacements horizontaux suivant Y

Niveau	Hauteur (m)	$\delta_{ek}(m)$	δ_k(m)
ATTIQUE 2	3,23	0,0571	0,2696
ATTIQUE 1	3,23	0,0522	0,2547
ETAGE 8	3,23	0,0473	0,2390
ETAGE 7	3,23	0,0418	0,2183
ETAGE 6	3,23	0,0362	0,1952
ETAGE 5	3,23	0,0304	0,1695
ETAGE 4	3,23	0,0245	0,1415
ETAGE 3	3,23	0,0187	0,1121
ETAGE 2	3,23	0,0132	0,0823
ETAGE 1	3,23	0,0083	0,0534
MEZZANINE	3,23	0,0042	0,0277
RDC	3,23	0,0012	0,0084

IV.7.2. Vérification des déplacements inter-étages

IV.7.2.1. Justification de non-effondrement

1- Suivant l'axe X

Tableau IV. 9: Justification de non-effondrement suivant X

Niveau	h_k(m)	Δ_k(m)	$\overline{\Delta_k}$(m)	$\Delta_k \leq \overline{\Delta_k}$
ATTIQUE 2	3,23	0,01813	0,04845	Vérifiée
ATTIQUE 1	3,23	0,01287	0,04845	Vérifiée
ETAGE 8	3,23	0,02265	0,04845	Vérifiée
ETAGE 7	3,23	0,02551	0,04845	Vérifiée
ETAGE 6	3,23	0,02769	0,04845	Vérifiée
ETAGE 5	3,23	0,02944	0,04845	Vérifiée
ETAGE 4	3,23	0,03047	0,04845	Vérifiée
ETAGE 3	3,23	0,03045	0,04845	Vérifiée
ETAGE 2	3,23	0,02894	0,04845	Vérifiée
ETAGE 1	3,23	0,02577	0,04845	Vérifiée
MEZZANINE	3,23	0,01855	0,04845	Vérifiée
RDC	3,23	0,00822	0,04845	Vérifiée

2- Suivant l'axe Y

Tableau IV. 10: Justification de non-effondrement suivant Y

Niveau	h_k(m)	Δ_k(m)	$\overline{\Delta_k}$(m)	$\Delta_k \leq \overline{\Delta_k}$
ATTIQUE 2	3,23	0,0177	0,04845	Vérifiée
ATTIQUE 1	3,23	0,0174	0,04845	Vérifiée
ETAGE 8	3,23	0,0197	0,04845	Vérifiée
ETAGE 7	3,23	0,0203	0,04845	Vérifiée

ETAGE 6	3,23	0,0209	0,04845	Vérifiée
ETAGE 5	3,23	0,0211	0,04845	Vérifiée
ETAGE 4	3,23	0,0207	0,04845	Vérifiée
ETAGE 3	3,23	0,0197	0,04845	Vérifiée
ETAGE 2	3,23	0,0178	0,04845	Vérifiée
ETAGE 1	3,23	0,0148	0,04845	Vérifiée
MEZZANINE	3,23	0,0105	0,04845	Vérifiée
RDC	3,23	0,00455	0,04845	Vérifiée

IV.7.2.2. Justification de limitation des dommages

Suivant l'axe X

Tableau IV. 11: Justification de limitation des dommages suivant X

Niveau	h_k(m)	$\upsilon_A \Delta_k$(m)	$0.005h_k$ (m)	$\upsilon_A . \Delta_k \leq 0.005h_k$
ETAGE 10	3,23	0,00906	0,01615	Vérifiée
ETAGE 9	3,23	0,00644	0,01615	Vérifiée
ETAGE 8	3,23	0,01133	0,01615	Vérifiée
ETAGE 7	3,23	0,01275	0,01615	Vérifiée
ETAGE 6	3,23	0,01385	0,01615	Vérifiée
ETAGE 5	3,23	0,01472	0,01615	Vérifiée
ETAGE 4	3,23	0,01524	0,01615	Vérifiée
ETAGE 3	3,23	0,01522	0,01615	Vérifiée
ETAGE 2	3,23	0,01447	0,01615	Vérifiée
ETAGE 1	3,23	0,01289	0,01615	Vérifiée
MEZZANINE	3,23	0,00928	0,01615	Vérifiée

RDC	3,23	0,00411	0,01615	Vérifiée

1- Suivant l'axe Y

Tableau IV. 12: Justification de limitation des dommages suivant Y

Niveau	h_k(m)	$\upsilon_A \Delta_k$(m)	$0.005h_k$ (m)	$\upsilon_A . \Delta_k \leq 0.005h_k$
ETAGE 10	3,23	0,00885	0,01615	Vérifiée
ETAGE 9	3,23	0,00872	0,01615	Vérifiée
ETAGE 8	3,23	0,00989	0,01615	Vérifiée
ETAGE 7	3,23	0,01016	0,01615	Vérifiée
ETAGE 6	3,23	0,01046	0,01615	Vérifiée
ETAGE 5	3,23	0,01056	0,01615	Vérifiée
ETAGE 4	3,23	0,01039	0,01615	Vérifiée
ETAGE 3	3,23	0,00988	0,01615	Vérifiée
ETAGE 2	3,23	0,00892	0,01615	Vérifiée
ETAGE 1	3,23	0,00742	0,01615	Vérifiée
MEZZANINE	3,23	0,00529	0,01615	Vérifiée
RDC	3,23	0,00227	0,01615	Vérifiée

IV.7.3. Vérification de l'effet P-Δ

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition 5.10 de l'article 5.9 du RPA 2024 est satisfaite à tous les niveaux :

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

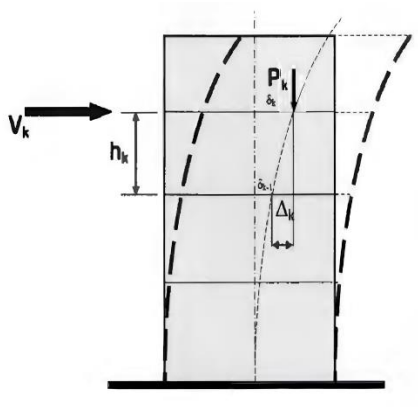


Figure IV. 3: Schéma explicatif de l'effet P-Δ

1- Suivant l'axe X

Tableau IV. 13: Vérification de l'effet P-Δ suivant X

Niveau	P_k(KN)	Δ_k(m)	V_k(KN)	h_k(m)	θ_k	$\theta_k \leq 0.10$
ATTIQUE 2	4 951,110	0,01813	1 337,6405	3,23	0,02078	Vérifiée
ATTIQUE 1	9 888,408	0,01287	2 396,3410	3,23	0,01644	Vérifiée
ETAGE 8	15 898,856	0,02265	3 377,9484	3,23	0,03301	Vérifiée
ETAGE 7	21 851,695	0,02551	4 162,6614	3,23	0,04146	Vérifiée
ETAGE 6	27 790,779	0,02769	4 814,6921	3,23	0,04948	Vérifiée
ETAGE 5	33 729,863	0,02944	5 391,6966	3,23	0,05703	Vérifiée
ETAGE 4	39 668,948	0,03047	5 927,1387	3,23	0,06314	Vérifiée
ETAGE 3	45 608,032	0,03045	6 433,7532	3,23	0,06683	Vérifiée
ETAGE 2	51 547,116	0,02894	6 903,5975	3,23	0,06690	Vérifiée
ETAGE 1	57 486,201	0,02577	7 310,6377	3,23	0,06274	Vérifiée
MEZZANINE	62 944,279	0,01855	7 586,6318	3,23	0,04766	Vérifiée
RDC	70 357,854	0,00822	7 804,1824	3,23	0,02293	Vérifiée

2- Suivant l'axe Y

Tableau IV. 14: Vérification de l'effet P--Δ suivant Y

Niveau	P_k(KN)	Δ_k(m)	V_k(KN)	h_k(m)	θ_k	$\theta_k \leq 0.10$
ATTIQUE 2	4 951,110	0,01770	1 451,2249	3,23	0,01870	Vérifiée
ATTIQUE 1	9 888,408	0,01745	2 632,3571	3,23	0,02029	Vérifiée
ETAGE 8	15 898,856	0,01979	3 720,0545	3,23	0,02618	Vérifiée
ETAGE 7	21 851,695	0,02031	4 608,2910	3,23	0,02982	Vérifiée
ETAGE 6	27 790,779	0,02093	5 357,8102	3,23	0,03361	Vérifiée
ETAGE 5	33 729,863	0,02112	6 018,1163	3,23	0,03665	Vérifiée
ETAGE 4	39 668,948	0,02079	6 614,5860	3,23	0,03859	Vérifiée
ETAGE 3	45 608,032	0,01975	7 153,5781	3,23	0,03899	Vérifiée
ETAGE 2	51 547,116	0,01785	7 625,7703	3,23	0,03735	Vérifiée
ETAGE 1	57 486,201	0,01485	8 011,5287	3,23	0,03298	Vérifiée
MEZZANINE	62 944,279	0,01057	8 262,2225	3,23	0,02494	Vérifiée
RDC	70 357,854	0,00455	8 453,8676	3,23	0,01172	Vérifiée

La valeur de θ_k est inférieure à 0.1, alors l'effet P-Δ est négligé.

IV.7.4. Vérification de la stabilité au renversement

1- Suivant l'axe X

Tableau IV. 15: Justification de la stabilité au renversement suivant l'axe X

Niveau	Hauteur (m)	F_i (KN)	$M_{renversement}$(KN. m)
ATTIQUE 2	38,76	1 337,64	51 846,95
ATTIQUE 1	35,53	1 058,70	37 615,63
ETAGE 8	32,30	981,61	31 705,92
ETAGE 7	29,07	784,71	22 811,61

ETAGE 6	25,84	652,03	16 848,47
ETAGE 5	22,61	577,00	13 046,07
ETAGE 4	19,38	535,44	10 376,87
ETAGE 3	16,15	506,61	8 181,82
ETAGE 2	12,92	469,84	6 070,39
ETAGE 1	9,69	407,04	3 944,22
MEZZANINE	6,46	275,99	1 782,92
RDC	3,23	217,55	702,69
			$\sum M_r$= 204 933,56

- Le moment stabilisant selon X

$M_{stabilisant}=L_x \times W=13,35\times$ 70 357,85 = 939411,0282 kN.m

$$\frac{M_{stabilisant}}{M_{renversement}} = \frac{939411,0282}{204\ 933,56} = 4,58 \geq 1,3$$ **Condition vérifiée**

2- Suivant l'axe Y

Tableau IV. 16: Justification de la stabilité au renversement suivant l'axe Y

Niveau	Hauteur (m)	F_i (KN)	$M_{renversement}$ (KN. m)
ATTIQUE 2	38,76	1 451,22	28 124,74
ATTIQUE 1	35,53	1 181,13	41 965,63
ETAGE 8	32,30	1 087,70	35 132,63
ETAGE 7	29,07	888,24	25 821,04
ETAGE 6	25,84	749,52	19 367,58
ETAGE 5	22,61	660,31	14 929,52
ETAGE 4	19,38	596,47	11 559,58
ETAGE 3	16,15	538,99	8 704,72

ETAGE 2	12,92	472,19	6 100,72
ETAGE 1	9,69	385,76	3 738,00
MEZZANINE	6,46	250,69	1 619,48
RDC	3,23	191,65	619,01
			$\sum M_r$= 197 682,65

- Le moment stabilisant selon Y

$M_{stabilisant}=L_y \times W=15,27\times70357,8538=$ 1 074 413,678 kN.m

$$\frac{M_{stabilisant}}{M_{renversement}}=\frac{1\,074\,413,678}{197\,682,65}=5,44\geq1,3$$ **Condition vérifiée**

IV.8. VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT

Tableau IV. 17: Vérification de l'effort normal réduit

Voile	Combinaison	N Compression [KN]	Limite Compression [KN]	Condition RPA
P01	G+ψQ+E2	3837,2567	5400	Vérifié
P02	G+ψQ+E1	7243,3939	21780	Vérifié
P03	G+ψQ+E1	8239,0219	21780	Vérifié
P04	G+ψQ+E2	4099,5272	5400	Vérifié
P05	G+ψQ+E2	3751,1997	5400	Vérifié
P06	G+ψQ+E1	7414,7022	7560	Vérifié
P07	G+ψQ+E2	8162,7077	13320	Vérifié
P08	G+ψQ+E1	5284,946	9000	Vérifié
P09	G+ψQ+E2	3114,4018	5400	Vérifié
P10	G+ψQ+E2	4445,0437	5400	Vérifié

P11	G+ψQ+E1	11144,5403	21420	Vérifié
P13	G+ψQ+E2	4691,5913	5400	Vérifié
P14	G+ψQ+E1	3605,9998	5400	Vérifié
P15	G+ψQ+E2	3591,1884	5400	Vérifié
P16	G+ψQ+E1	3182,1597	5400	Vérifié
P17	G+ψQ+E2	3950,4875	5400	Vérifié
P18	G+ψQ+E2	4012,5305	5400	Vérifié
P19	G+ψQ+E2	4474,0657	5400	Vérifié
P20	G+ψQ+E2	4075,9485	5400	Vérifié
P21	G+ψQ+E1	3615,6453	5400	Vérifié
P24	G+ψQ+E2	3006,6363	5400	Vérifié
P25	G+ψQ+E2	3810,1394	5400	Vérifié
P24	G+ψQ+E2	2885,8211	5400	Vérifié
P25	G+ ψQ+E2	3810,1394	5400	Vérifié

Toutes les vérifications de sécurité ont été réalisées conformément aux exigences du RPA 2024, et les résultats obtenus sont satisfaisants. On peut donc conclure que la nouvelle structure conception proposée a mené à une structure est conforme aux règles de sécurité et présente un bon comportement face aux actions sismiques.

IV.9. ETUDE DES POUTRES

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

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$$

Composantes horizontales de l'action sismique :

$$\begin{cases} G + \psi Q + E_1 \\ G + \psi Q + E_2 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E_1 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$$

Et : ψ_1=0.3 et ψ_2 = 0.6

IV.9.1. Exigences de ductilité pour la zone critique

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

Où :

$$l_{cr}=1.5h$$

Avec : h est la hauteur de la poutre.

- Poutres sens x

On a :

h=45 cm, alors : l_{cr}=67,5 cm

- Poutre sens y

On a :

h=50 cm, alors : l_{cr}=75 cm

IV.9.2. Les sollicitations extrêmes sur les poutres

Dans le cadre de l'étude du ferraillage, l'analyse s'est focalisée sur les poutres les plus sollicitées dans les 2 sens (x et y), présentant des sections de 35 × 50 cm (poutre principale) et 35 × 45 cm (poutre secondaire). Ce choix méthodologique vise à examiner les cas les plus défavorables en matière de sollicitations internes, en particulier le moment fléchissant et l'effort tranchant. L'objectif est de vérifier la conformité du dimensionnement aux prescriptions réglementaires, en garantissant la résistance mécanique et la sécurité structurelle de ces éléments porteurs critiques.

Tableau IV. 18: Les sollicitation extrêmes sur les poutres.

Poutre	Moment de calcul (KN.m)		Combinaison des charges	Vu (KN)
	Appui	-422,30	G+ψQ+E2	-248,23
	Appui	349,20	G+ ψQ+E2	
	Travée	-88,63	G+ψQ+E2	

35*50	Travée	73,26	G+ψQ+E2	-204,80
35*45	Appui	-393,20	G+ψQ+E1	173,82
	Appui	285,2	G+ψQ+E1	
	Travée	-58,54	G+ψQ+E1	199,05
	Travée	62,83	G+ψQ+E1	

IV.9.3. Calcul de ferraillage des poutres

- **Armatures longitudinales**

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

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante ;

6% en zone de recouvrement.

Au moins deux barres d'aciers longitudinaux, à haute adhérence de diamètre 14 mm, doivent être placées sur les faces supérieure et inférieure, sur la longueur totale de la poutre.

Un quart de la section maximale d'armatures supérieures sur appuis est prolongée sur toute la longueur de la poutre.

La longueur minimale de recouvrement est de 60Ø zone VI.

Calcul par logiciel SOCOTEC :

Le tableau ci-dessous résume les résultats de calcul des armatures longitudinales pour les poutres sens Y-Y, effectué par le logiciel SOCOTEC

Tableau IV. 19: Armatures longitudinales des poutres.

Poutre	As_{sup} (cm^2)	Choix des barres	As_{inf} (cm^2)	Choix des barres	As_{min} (cm^2)		As_{max} (cm^2)	
					RPA	CNF	Zone courante	Zone de recouvrement

35×50 (Appui)	20,50	4HA20+ 4HA16	16,60	4HA20+ 4HA16	8,75	1,93	70	105
35×50 (Travée)	3,80	4HA16	3,20	4HA16				
35×45 (Appui)	15,70	8HA16	15,20	8HA16	7,88	1,74	63	94,5
35×45 (Travée)	2,8	4HA16	3,00	4HA16				

- **Armatures transversales**

Selon l'article, le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\emptyset_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \emptyset_l, \frac{b}{10}\right]$$

$\emptyset_t$: étant le diamètre des barres longitudinales.

Selon l'article A.5.1.2.2 de CBA93, toute âme de poutre comporte une armature transversale composée d'aciers parallèles au plan moyen de l'âme et ancrés efficacement dans les deux membrures.

Ces aciers font avec l'axe longitudinal de la poutre un angle compris entre 45° et 90°, leur inclinai son étant de même sens que celle de la contrainte principale de traction au niveau du centre de gravité de la section de la poutre supposée non fissurée. L'espacement st des cours successifs d'armatures transversales d'âme est au plus égal à la plus basse des deux valeurs : 0.9 d et 40 cm

$$S_t = \text{Min}\left[0{,}9d\ ;\ 40\ cm\right]$$

- Section minimale A_t des cours transversaux (CBA93 A.5.1.2.2) :

$$S_t \leq \frac{A_t . f_e}{0{,}4 . b_0}$$

Selon l'article A.5.1.2.3 de CBA93, la justification vis-à-vis de l'état limite des armatures d'âme, s'exprime, avec les mêmes notations que précédemment par la relation :

$$\frac{A_t}{b_0 . S_t} \geq \frac{\gamma_s \left(\tau_u^r - 0.3 f_{tj} k\right)}{0.9\, f_e\, (\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Valeurs de k :

k =1 : en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

Selon le RPA 2024, la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times s \times b$$

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

- Dans les zones critiques :

$$s = \min\left(\frac{h}{4} ; 24\emptyset_t ; 17.5\text{cm} ; 6\emptyset_l\right)$$

Avec :

h : hauteur de la poutre ;

$\emptyset_t$: le diamètre des armatures de confinement ;

$\emptyset_l$: le diamètre des barres longitudinales.

- En dehors de la zone critique :

$$s' \leq \frac{h}{2}$$

Avec :

$$s' = \min\left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset_l\right)$$

$\emptyset_l$: plus petit diamètre utilise parmi les armatures longitudinales. Dans le cas d'une section en travée, avec armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre utilise parmi les aciers comprimes. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm, au plus, du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Tableau IV. 20: Armatures transversales des poutres.

				Espacement selon CBA93			Espacement selon RPA				
Poutre	$\emptyset_t$	Choix des barres	A_t	s_1	s_2	s_3	s'	s	s adopté	s' adopté	A_{tmin} RPA
35×50	8	4HA8	2	40	62,5	16,45	12.5	12	10	10	1,05
35×45	8	4HA8	2	36,45	71,43	22,14	11,25	11,25	10	10	1,05

IV.9.4. Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton

Selon l'article A.5.1 de CBA93, les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime. La justification d'une section concerne les armatures transversales de l'âme (A.5.1.2.2 et A.5.1.2.3) ainsi que la contrainte du béton (A.5.1.2.1). Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente prise conventionnellement égale à :

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

Où :

b_0 : désigne la largeur de l'âme ;

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

Selon l'article A.5.2.1.1 de CBA93, lorsque la fissuration est jugée préjudiciable ou très préjudiciable la contrainte τ_u doit être limitée à la valeur indiquée ci-dessus :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0.15\, f_{cj}\,; 4MPA\ \right]$$

Tableau IV. 21: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes des poutres.

Poutre	Vu (KN)	τ(MPA)	$\overline{\tau_{bu}}$(MPA)	observation
35×50	248,23	1,58	4	Vérifiée
35×45	239,05	1,41	4	Vérifiée

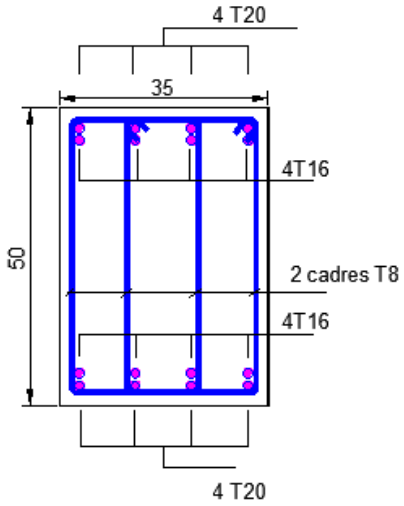


Figure IV. 4: Ferraillage des poutres 35*50 (appui)

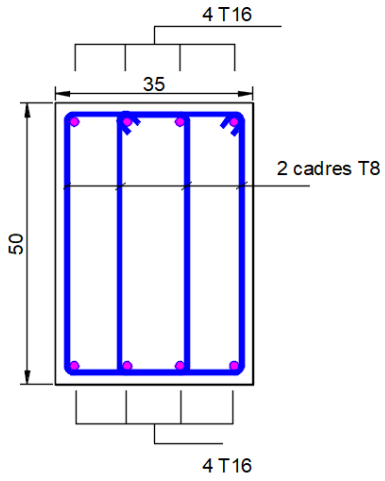


Figure IV. 5: Ferraillage des poutres 35*50 (travée)

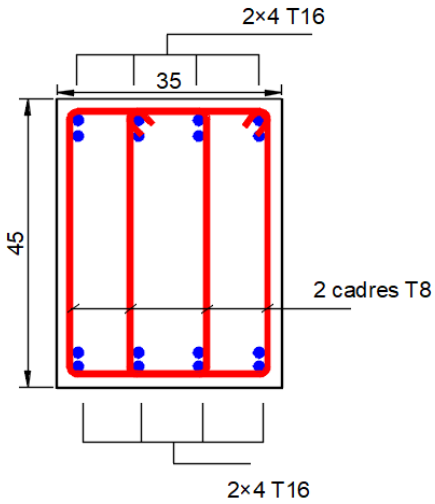


Figure IV. 6: Ferraillage des poutres 35*45 (appui)

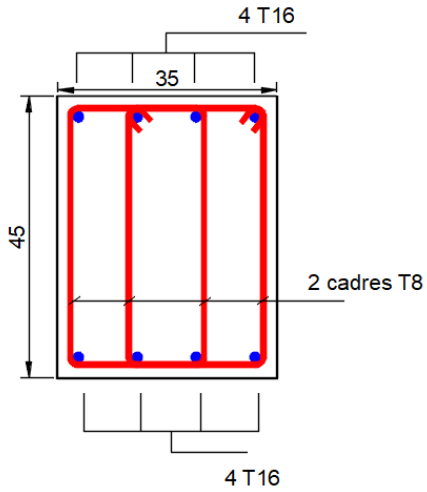


Figure IV. 7: Ferraillage des poutres 35*45 (travée)

IV.10. ETUDE DES VOILES

Le voile, ou mur en béton armé, est un élément vertical de construction de type surfacique, réalisé en place par coulage du béton dans des coffrages prévus à son emplacement définitif. Il comporte généralement des armatures dites de structure, intégrées aux calculs de dimensionnement, ainsi que des armatures complémentaires, mises en œuvre de manière forfaitaire pour garantir le bon comportement de l'élément.

Dans cette étude, le voile $P_{07,x}$ a été sélectionné comme cas représentatif afin de servir de base à l'analyse.

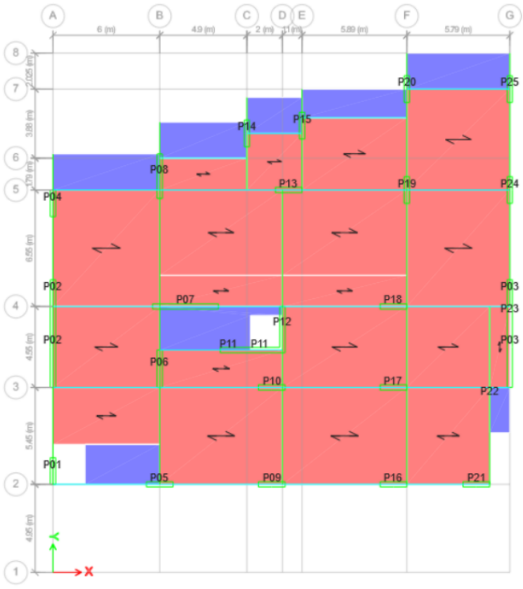


Figure IV. 8: Localisation du voile P07,x , en plan

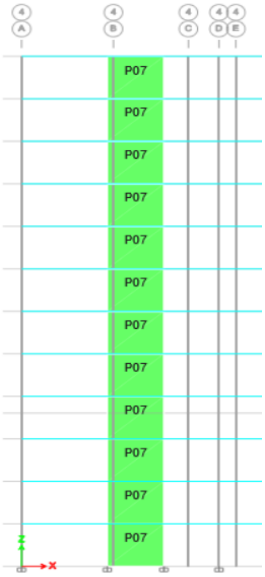


Figure IV. 9: Vue en élévation du voile P07, X du bâtiment

Le ferraillage du voile, conforme au RPA 2024, vise à garantir sa stabilité et sa résistance sismique, avec une plastification contrôlée sur une hauteur critique. L'étude inclut l'analyse des efforts, la vérification réglementaire et la disposition des armatures.

Vérification de la condition de l'effort normal réduit

Pour prévenir les modes de rupture fragile pouvant survenir sous l'effet des sollicitations sismiques, le RPA 2024 (article 7.7.3) impose une contrainte maximale à l'effort normal de compression, afin de garantir un comportement plus ductile des voiles.

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.40$$

Avec :

- N_d : désigne l'effort normal de compression de calcul s'exerçant sur une section de béton ;
- B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière ;

Tableau IV. 22: Vérification spécifique sous sollicitations normales du voile.

Voile	$N_d(KN)$	$B_c(m^2)$	f_{c28}(MPA)	υ	Observation
$P_{07,X}$	-7599.234	1,11	30	0,33	Condition vérifiée

IV.10.1. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

En complément des exigences relatives à l'effort normal réduit, le RPA 2024 impose également une limitation de la contrainte de cisaillement dans le béton, définie par l'équation suivante :

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

Tableau IV. 23: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes du voile.

Voile	V_u (KN)	τ (MPA)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPA)	Observation
$P_{07,X}$	2856.55	0,99	6	Vérifiée

IV.10.2. Vérification de la condition d'élancement

Selon les prescriptions du Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024), les voiles et trumeaux doivent être dimensionnés en prenant en compte la flexion composée accompagnée d'un effort tranchant. L'effort normal de compression autorisé est encadré par l'équation (7.11) du règlement.

À condition que les critères de dimensionnement énoncés au paragraphe 7.7.1 soient respectés, le calcul s'effectue dans le plan médian de chaque élément vertical, en appliquant les principes classiques du béton armé

- Les voiles élancés correspondent a $\frac{h_w}{l_w} > 2.0$: le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donne par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale a la hauteur de la zone critique du voile (cf. Figure (7. 13)).
- Les voiles courts correspondent a $\frac{h_w}{l_w} \leq 2.0$).
- Les voiles de grandes dimensions correspondent a $\frac{h_w}{l_w} \leq 2/3$

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{38,78}{3,7} = 10,48 > 2$$

Le voile $P_{07, X}$ est considéré comme un voile élancé.

IV.10.3. Calcul de la hauteur critique

SeloRPA2024 La hauteur, h_{cr} de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit

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

Et :

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

• h_e est la hauteur libre, de chaque niveau, la base etant le niveau des fondations ou de l'encastrement dans le soubassement, en presence de diaphragmes et de voiles périphériques adéquats ;

• h_w est la hauteur totale du voile.

La hauteur critique du voile $P_{07, X}$:

$$h_{cr} = \max(l_w\ ;\ h_w/6) = \max(3,7\ ;\ 38,78/6) = 6,46m$$

Mais (pour n > 6 niveaux)

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w \\ 2.h_e \end{cases} = \begin{cases} 18m \\ 6,52\ m \end{cases} \leq 6,52\text{m}$$

Donc : $\boldsymbol{h_{cr} = 6,52\text{m}}$

IV.10.4. Enveloppe de calcul des moments fléchissant

Dans le dimensionnement sismique des voiles en béton armé, l'estimation du moment fléchissant de calcul est une étape déterminante pour identifier les sollicitations critiques. Pour les voiles présentant un grand élancement, le RPA 2024 propose une méthode spécifique visant à intégrer les effets associés à la zone critique située à la base de l'élément.

Cette méthode consiste à tracer une enveloppe simplifiée, de forme linéaire, à partir du diagramme du moment fléchissant obtenu par l'analyse structurelle. Cette enveloppe est ensuite relevée verticalement sur une hauteur équivalente à celle de la zone critique $\boldsymbol{h_{cr}}$ .Ce procédé permet d'amplifier artificiellement les sollicitations de flexion dans la partie la plus sollicitée du voile, assurant ainsi une conception plus conservatrice, en accord avec les recommandations de la Figure 7.13 du règlement.

L'enveloppe linéaire des moments fléchissant est construite en premier lieu selon l'article 7.7.4 et la figure 7.13 des RPA2024 :

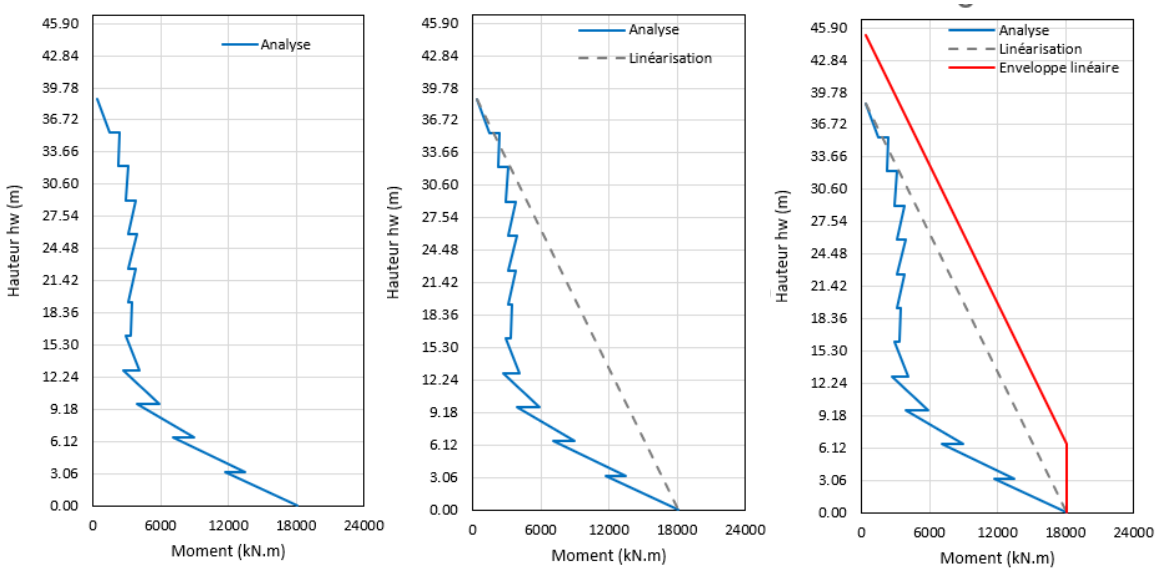


Figure IV. 10:Établissement de l'enveloppe de calcul des moments fléchissant du voile P07,X sous la combinaison G+ψQ+E1.

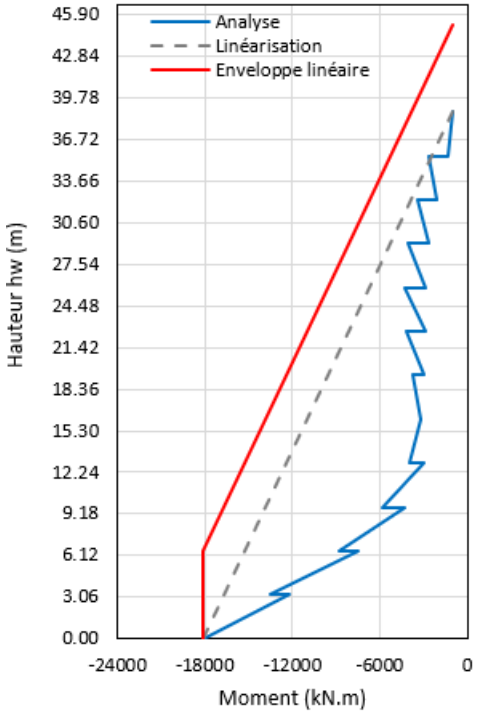


Figure IV. 11: L'enveloppe de calcul des moments fléchissant du voile P07,X sous la combinaison G+ψQ+E1

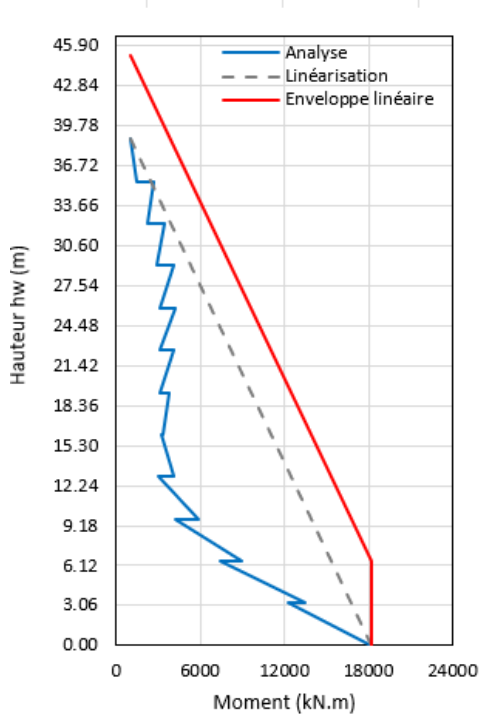


Figure IV. 12: L'enveloppe de calcul des moments fléchissant du voile P07,X sous les sollicitations maximales.

IV.10.5. Enveloppe de calcul de l'effort tranchant

Selon RPA2024, l'enveloppe de calcul modifiée pour Les efforts tranchants est valable uniquement pour les systèmes à contreventement mixte. Cette modification est faite pour tenir compte des incertitudes dues aux modes supérieurs.

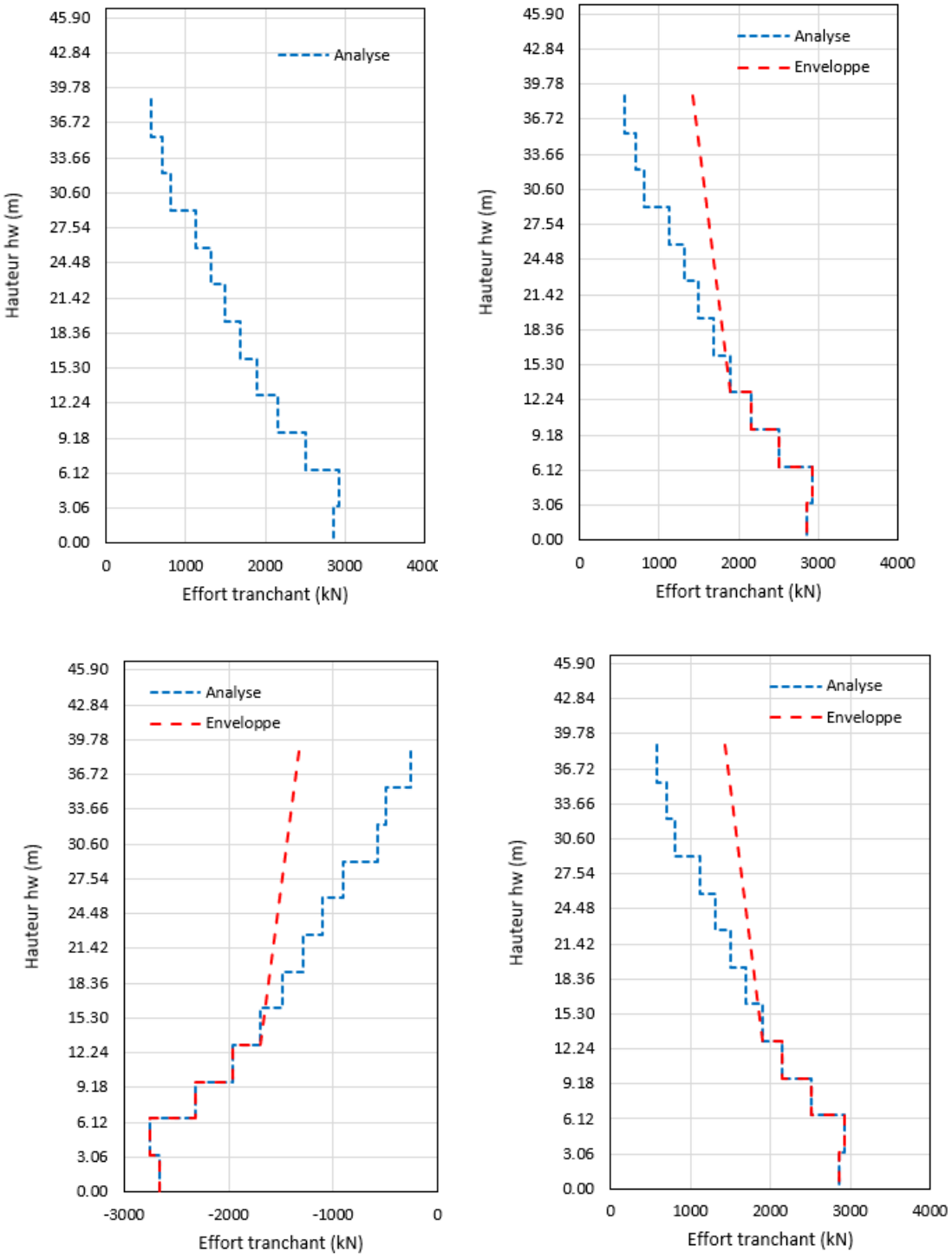


Figure IV. 13: L'enveloppe de calcul des efforts trachants du voile P07,X sous les sollicitations maximales

IV.10.6. Exigences de ductilité pour la zone critique

Selon l'article 7.7.4 du RPA 2024, les extrémités des voiles — appelées éléments de rive — doivent faire l'objet d'un confinement approprié afin de garantir un comportement satisfaisant en situation sismique. Cette zone confinée, de longueur l_c, s'étend depuis le bord du voile jusqu'à la position où la déformation unitaire du béton atteint la limite de ε_{cu}= 3,5‰, comme représenté dans la Figure ci-dessous.

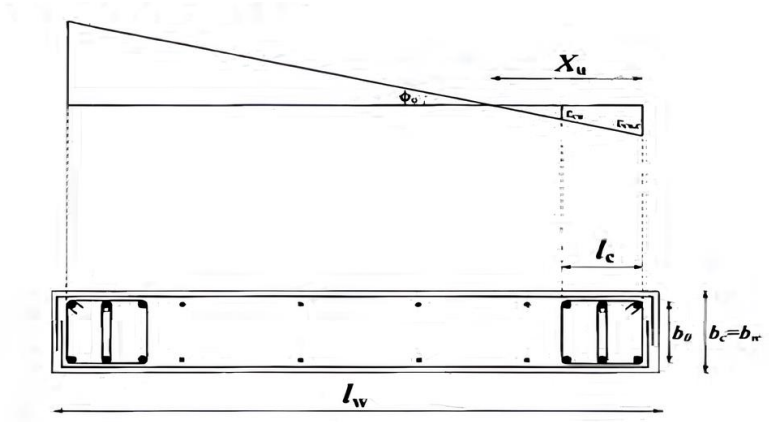


Figure IV. 14: Elément de rive pour les voiles.

La longueur l_C doit vérifier la condition suivante :

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

Où :

l_w est la longueur du voile,

b_w est la largeur de l'âme du voile.

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

- Si $l_c \leq \max(0{,}15 l_w \, ; 1{,}5 b_w)$ alors $b_c \geq \frac{h_e}{15}$
- Si $l_c > \max(0{,}15 l_w \, ; 1{,}5 b_w)$ alors $b_c \geq \frac{h_e}{10}$

Dans notre cas, la longueur de l'élément de rive confiné :

$$l_c \geq \max(0{,}15 l_w \, ; 1{,}5 b_w) = \max(0{,}15 \times 3{,}7m \, ; 1{,}5 \times 0.3m) = 0{,}8m$$

On a:

b_w=30cm ≥ 20cm

Max (2×0,3; 0.2×3,7) =0,74 m

$l_c \geq$0,74 m

$b_c \geq \frac{3{,}26}{15}$

$b_c \geq$ 0,21 cm (**condition vérifiée**)

IV.10.7. Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive

Le dimensionnement des armatures longitudinales est effectué en considérant la flexion composée sous l'effet combiné d'un effort normal (*N*) et d'un moment fléchissant (*M*). Le cas de charge retenu correspond à la situation la plus défavorable. Le moment maximal utilisé dans le calcul est extrait de l'enveloppe des moments fléchissant, issue de l'analyse globale de la structure.

Tableau IV. 24: Armatures longitudinales dans les éléments de rive.

Voile	M(KN.m)	N(KN)	$A_s(cm^2)$	Choix des barres	A_s *adoptée* (cm^2)	$A_{smin}(cm^2)$	Observation
$P_{07,X}$	18178,16	-7599,23	67,44	14HA25	68.72	12	Condition vérifiée

IV.10.8. Armatures transversales dans les éléments de rive

Les armatures verticales situées dans les éléments de rive doivent être efficacement confinées à l'aide de cadres fermés et/ou d'étriers horizontaux. L'espacement vertical de ces dispositifs de confinement doit respecter les limites définies par l'équation 7.25 du RPA 2024, afin d'assurer un bon comportement en zone sismique.

$$s_t \leq \min(b_0/3\,;\,12{,}5\text{cm};\,6\varphi_l)$$

Où :

φ_l : représente le diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive ; en outre $\varphi_l \geq$ 12 mm.

La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne doit pas dépasser 20cm.

Les armatures de confinement dans les éléments de rive, mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, qui doivent être présentes sur la hauteur h_{cr} doivent satisfaire :

$$A_t \geq 0{,}09 s_t b_0 \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0{,}3 s_t b_0 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \frac{f_{c28}}{f_e}$$

Où :

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

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

Tableau IV. 25: Armatures transversales de l'élément de rive.

Voile	s_t(cm)	A_g(cm²)	A_c(cm²)	f_{c28}(MPA)	f_e (MPA)	A_t(cm²)	Choix des barres
P07, X	10	2400	2079	30	500	8,3	8HA10

IV.10.9. Ferraillage de l'âme du voile

IV.10.9.1. Aciers verticaux

Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, relies par des étriers espaces d'environ 500 mm. Le diamètre maximal, max, des armatures d'âme doivent respecter la condition :

$$8mm \leq \phi_{max} \leq \frac{b_w}{8}$$

L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur.

$$s_v \leq min(25\phi_l, 25cm)$$

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets Jonction par recouvrement).

Tableau IV. 26: Les acier verticaux et l'espacement vertical de l'âme de voile.

Voile	$\phi_{max}(mm)$	s_v(cm)
$P_{07, X}$	14	20

IV.10.9.2. Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas ou ii existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit. Le ferraillage horizontal, nécessaire pour la résistance a !'effort tranchant, doit satisfaire :

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

Où :

- $\overline{V}$ effort tranchant de calcul. $\overline{V} = 1{,}4V$;
- V effort tranchant issu de l'analyse ;
- z : distance entre les centres de gravite des armatures des extrémités confinés.

Tableau IV. 27: Armatures transversales de l'âme du voile.

Voile	scm)	V (KN)	$\overline{V}$(KN)	z (cm)	f_e (MPA)	A_h(cm²)	Choix des barres
P07, X	20	2040,39	2865,55	730	500	4,71	6HA10

IV.10.10. Dimensionnement du voile au-dessus de la zone critique

Tableau IV. 28: Valeurs de calcul des efforts N, M et V du voile P07, X au-dessus de la zone critique

Niveau	Z(m)	N(KN)	M(KN.m)
ATT2	35.53	-374.3397	1488.69
ATT1	32.30	-640.0914	2285.07
8EME	29.07	-823.5655	2923.34
7EME	25.84	-1000.681	3087.85
6EME	22.61	-1147.905	3110.35
5EME	19.38	-1276.612	3100.43
4EME	16.15	-1392.825	3303.55
3EME	12.92	-1505.402	4114.56
2EME	9.69	-1626.439	5873.95

1ER	6.46	-1772.768	8933.51
MEZZANINE	3.23	Zone critique	
RDC	0.00		

IV.10.11. Ferraillage longitudinal aux extrémités (ferraillage de flexion)

La méthode de dimensionnement ainsi que les données utilisées se réfèrent aux prescriptions de la section 3.5.2 du RPA 2024. Les moments pris en compte pour le calcul proviennent directement du diagramme enveloppe des moments fléchissant, obtenu à partir de l'analyse globale de la structure.

Tableau IV. 29: Ferraillage longitudinal aux extrémités

Niveau	Z(m)	N(KN)	M(KN.m)	As	As
ATT2	35.53	-374.3397	1488.69	4,47	4,47
ATT1	32.30	-640.0914	2285.07	6,34	6,34
8EME	29.07	-823.5655	2923.34	8,2	8,2
7EME	25.84	-1000.681	3087.85	7,44	8,2
6EME	22.61	-1147.905	3110.35	6,17	8,2
5EME	19.38	-1276.612	3100.43	4,89	8,2
4EME	16.15	-1392.825	3303.55	4,97	8,2
3EME	12.92	-1505.402	4114.56	8,65	8,65
2EME	9.69	-1626.439	5873.95	18	18
1ER	6.46	-1772.768	8933.51	35,52	35,52
MEZZANINE	3.23	Zone critique			
RDC	0.00				

IV.10.12. Ferraillage horizontale de l'âme de voile

Tableau IV. 30: Ferraillage horizontal de l'âme de voile au-dessus de la zone critique.

Niveau	Z(m)	$\bar{V}$ (KN)	s_h (cm)	A_h (cm^2)	Choix des barres	$A_{hadoptée}$ (cm^2)
ATT2	35.53	1428.28	20	2.00	6HA8	3.02
ATT1	32.30	1899.11		2.67	6HA8	3.02
8EME	29.07	1899.11		2.67	6HA8	3.02
7EME	25.84	2150.09		3.02	8HA8	4.02
6EME	22.61	2150.09		3.02	8HA8	4.02
5EME	19.38	2513.87		3.53	8HA8	4.02
4EME	16.15	2513.87		3.53	8HA8	4.02
3EME	12.92	2933.67		4.12	6HA10	4.71
2EME	9.69	2933.67		4.12	6HA10	4.71
1ER	6.46	2856.55		4.01	6HA10	4.71
MEZZANINE	3.23	Zone critique				
RDC	0.00					

IV.10.13. Aciers verticaux de l'âme de voile

Tableau IV. 31: Les acier verticaux et l'espacement vertical de l'âme de voile.

Voile	$\phi_{max}(mm)$	s_v(cm)
$P_{07,X}$	14	20

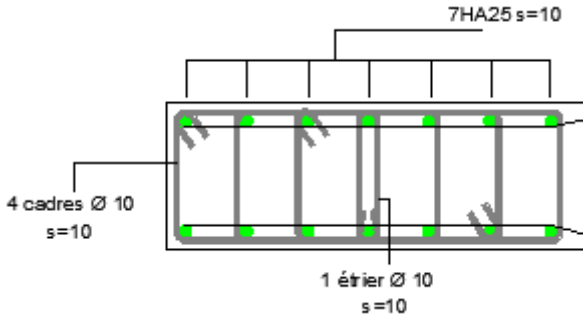


Figure IV. 15: Ferraillage de l'élément de rive sur la hauteur critique.

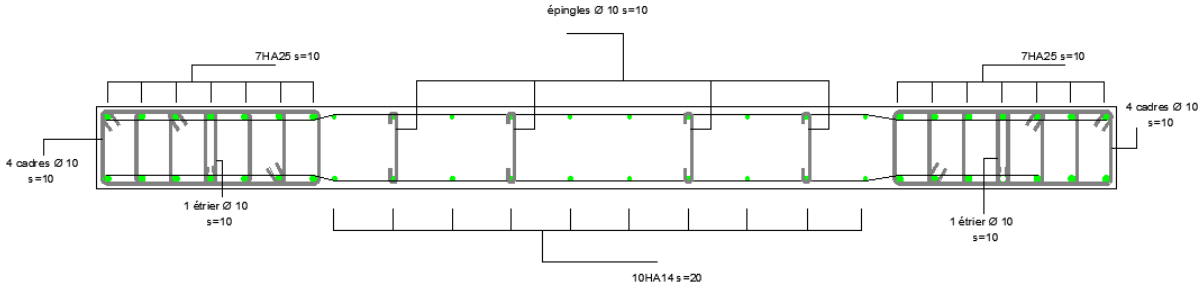


Figure IV. 16: Ferraillage de voile sur la hauteur critique.

IV.11. ÉTUDE DES DALLES

Les dalles en béton armé sont des éléments horizontaux de faible épaisseur assurant la transmission des charges verticales vers les appuis porteurs. Selon les conditions de support, elles peuvent travailler de manière unidirectionnelle ou bidirectionnelle, et, en zone sismique, jouer le rôle de diaphragme rigide en redistribuant les efforts horizontaux. Leur ferraillage doit répondre aux exigences de la norme CBA93 afin de garantir la résistance, la stabilité et la ductilité de l'élément. Dans cette étude, le dimensionnement des armatures a été effectué à l'aide du logiciel SOCOTEC, en tenant compte des sollicitations maximales dans les deux directions principales, conformément aux prescriptions normatives en vigueur.

Dans le cadre de cette étude, le dimensionnement du ferraillage a été effectué sur un exemple représentatif portant sur un panneau en béton armé de dimensions 6,55 m × 6,95 m

$$\alpha = \frac{lx}{ly}$$

Ou :

lx ; ly : dimensions du panneau avec $lx < ly$

$\alpha = \frac{lx}{ly} = \frac{6,55}{6,95} = 0,94$

$0,4 < \alpha < 1$ donc la dalle est sollicitée dans les deux directions.

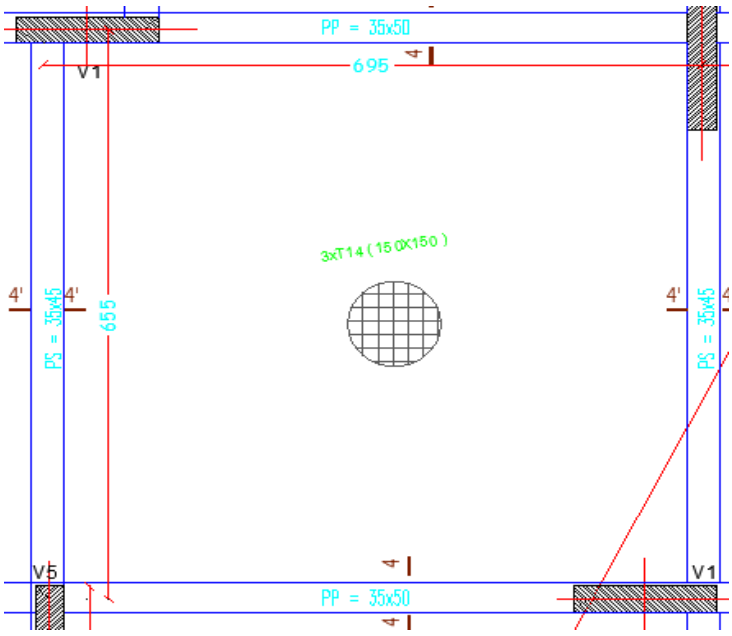


Figure IV. 17: Dimensions du panneau étudié

IV.11.1. Ferraillage de la dalle :

- Sens X-X :

Tableau IV. 32: Sollicitations Extrêmes et Ferraillage des Dalles-sens X-.

Position	Moment (KN.m/m)	As (cm^2/m)	Choix des barres	As adoptée (cm^2/m)	As_{min}	
					CBA	CNF
En travée	12.309	1,69	3HA14	4 ,62	1,27	1,7
Sur appui	-32.679	4,58	3HA14	4 ,62	1,27	1,7

- Sens Y-Y :

Tableau IV. 33: Sollicitations Extrêmes et Ferraillage des Dalles-sens Y

Position	Moment (KN.m/m)	As (cm^2/m)	Choix des barres	As adoptée (cm^2/m)	As_{min}	
					CBA	CNF
En travée	12.309	1,69	3HA14	4 ,62	1,2	1,7
Sur appui	-32.679	4,58	3HA14	4 ,62	1,2	1,7

Sachant que : Aymin = $6h_0$ et $As_{min} = A_{ymin} * \frac{(3-\alpha)}{2}$ (h_0 : l'épaisseur de la dalle = 20cm)

St ≤ min ($3h_0$; 33) = 33 cm on prend 15 cm

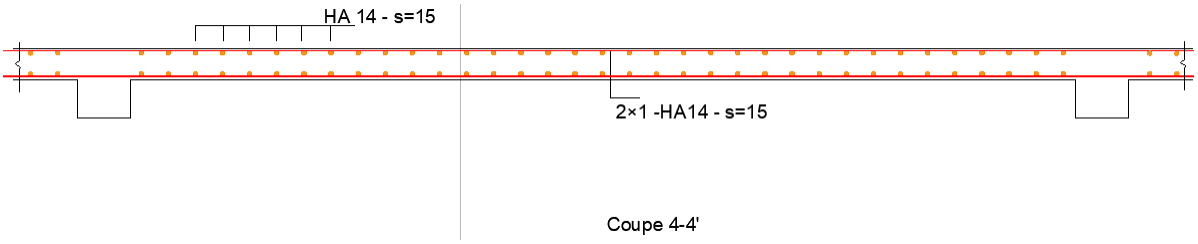


Figure IV. 18 :Feraillage de la dalle (Coupe 4'-4').

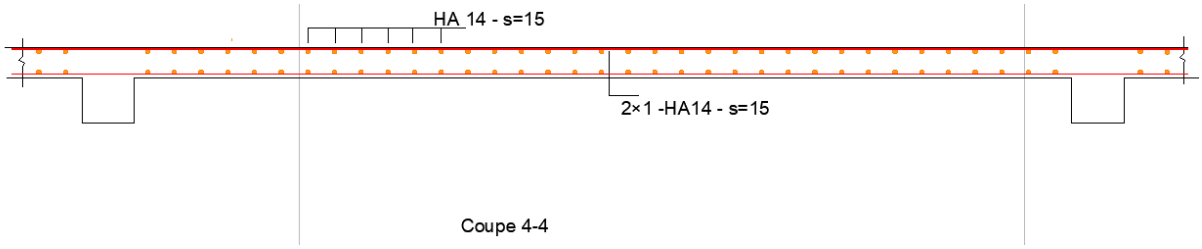


Figure IV. 19: Feraillage de la dalle (Coupe 4-4).

IV.12. CONCLUSION

À l'issue de cette nouvelle conception structurelle optimisée conformément au RPA 2024, l'ensemble des vérifications réglementaires a été rigoureusement satisfait. Les éléments porteurs principaux — voiles, poutres et dalle — ont été dimensionnés en tenant compte des sollicitations spécifiques issues de l'analyse dynamique.

Le ferraillage requis a été déterminé conformément aux normes en vigueur, garantissant ainsi la résistance, la stabilité et la sécurité de la structure face aux différentes actions, notamment sismiques.

Cette approche permet de valider la conformité globale de l'ouvrage tout en assurant une optimisation rationnelle des armatures.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce travail avait pour objectif principal d'analyser les différences structurelles et méthodologiques entre le RPA 2003 et le nouveau RPA 2024, afin d'évaluer leur impact sur la conception parasismique des bâtiments. Pour y parvenir, une approche en deux étapes a été adoptée :

- **Une analyse comparative approfondie** entre les deux règlements, portant sur :
    - La nouvelle classification des systèmes de contreventement et leurs implications en termes de ductilité et de résistance.
    - Les critères de régularité en plan et en élévation, désormais plus stricts, visant à limiter les effets de torsion et les concentrations de contraintes.
    - Les exigences renforcées concernant le comportement sismique des structures, notamment en ce qui concerne les déplacements inter-étages et la performance des éléments non structuraux.
    - L'évolution des méthodes de calcul, avec l'introduction de nouvelles approches dynamiques et une meilleure prise en compte des interactions sol-structure.
- **Une application pratique** sur un cas réel : un bâtiment de type R+Mezzanine+8 comprenant deux attiques, trois sous-sols et deux entresols.

Résultats et enseignements tirés de l'étude de cas

La structure initiale, conçue selon les principes du RPA 2024, n'a pas satisfait à toutes les exigences du nouveau règlement dès la première itération. Les principales difficultés rencontrées concernaient :

- Le non-respect des critères de régularité, en raison d'une distribution inadéquate des rigidités.
- Les dépassements des limites de déplacement latéral, imposant une révision du système de contreventement.
- L'inadaptation de certaines méthodes de calcul traditionnelles, nécessitant une modélisation plus fine des comportements non linéaires.

Ces écarts ont mis en évidence que le RPA 2024 impose une conception plus rigoureuse, avec une attention accrue portée à la configuration structurale dès les phases préliminaires.

Optimisation et validation de la nouvelle conception

Pour répondre à ces défis, une reconception complète a été entreprise, intégrant dès l'esquisse les exigences du RPA 2024. Les modifications clés ont porté sur :

- L'ajustement de la géométrie et du système porteur pour améliorer la régularité.
- Le renforcement des éléments critiques, tels que les voiles, afin de maîtriser les déformations.

Cette nouvelle mouture a permis de satisfaire toutes les vérifications réglementaires, confirmant qu'une adaptation méthodologique permet de répondre aux exigences du RPA 2024 sans compromettre la faisabilité du projet.

Implications et perspectives

Cette étude démontre que le RPA 2024 représente une avancée significative en matière de sécurité parasismique, mais qu'il exige une évolution des pratiques de conception. Parmi les principaux enseignements :

- Une approche plus prédictive est nécessaire, intégrant dès les premières phases les contraintes dynamiques et les interactions structurelles.
- Une maitrise des outils de modélisation avancés pour anticiper les comportements complexes sous séisme.
- Certaines configurations architecturales, auparavant courantes, pourraient nécessiter des **adaptations structurelles coûteuses**, ce qui soulève la question de l'optimisation économique.

Pistes pour des travaux futurs

Cette étude ouvre plusieurs perspectives :

- Une analyse coûts-bénéfices de l'application du RPA 2024, comparant les surcoûts initiaux aux gains en termes de résilience.
- La rédaction de guides pratiques à destination des bureaux d'études, facilitant la transition vers le nouveau règlement.

En conclusion, ce travail fournit un cadre méthodologique pour la conception parasismique selon le RPA 2024, tout en soulignant la nécessité d'une collaboration étroite entre architectes et ingénieurs dès la phase préliminaire du projet pour concilier sécurité, fonctionnalité et rentabilité.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] : Mr. Bouyahi Mohamed « Comparaison des réponses sismique selon RPA99v2003 RPA2024 » Alger 2025

Règlements et cours :

- Règles Parasismiques Algériennes 2024, Edition CGS, MHUV, Janvier 2025.
- Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003, Edition CGS, MHUV.
- SETRA, Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Ministère de l'habitat, DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Ministère de l'habitat, Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé (CBA 93).
- Cours de béton armé Mr BENRADOUANE Mustapha, 2ème année cycle ingénieur ENSTP.
- Cours calcul d'ouvrage Mr BENRADOUANE Mustapha, 3ème année cycle ingénieur ENSTP.
- Formation RPA99v2003 par l'ingénieur AICHOUCHE Haroune : Etude d'une villa en R+3 avec ETABS.
- Formation RPA2024 par l'ingénieur DEGHICHE Oussama : Etude d'une promotion en R+8 avec ETABS.

Anciens projets de fin d'étude :

- TOUHAMI Aymen, Etude du centre commercial et de loisir de BAB EZZOUAR, ENSTP, 2024.
- BENNOUR MOUNA LIZA AMIRA, Méthodes hybrides de détection et localisation de dommages : Application au siège FADERCO, ENSTP, 2024.
- BELLA Rami, Etude Sismique d'un Bâtiment R+14 avec 2 Sous-Sols contreventé par noyau central en tenant compte de l'Interaction sol-groupe de pieux-structure, ENSTP, 2023.
- BEKOUCHE Abdelhak, GAHAME Amir, Etude d'un bloc en béton armé à usage d'habitation en R+8+2+s-sols à OULED YAICHE et étude comparative des fondations, Université Saad Dahleb Blida, 2020.
- REGGAZ Abdelouahab, MAZAR Khalil, Etude d'une construction en R+6+SS à BOUFARIK, Université Saad Dahleb Blida, 2020.