République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسـيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages

Thème

Conception, Calcul et analyse dynamique non linéaire d'une tour en R+30 +4s/sol selon RPA2024

Présené par :

Djerboua Nesrine

Issaad Djamila

Enadré par :

Mr. TAFRAOUT Salim

Promotion 2025 / 2026

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

اهداء :

إلى الله أولاً... الذي جعل من ضعفي قوةً، ومن حلمي حقيقةً، ومن دعائي في الظلام فجراً لم أكن أراه، فله الحمد في البدء والختام، وله الشكر على كل خطوة قادت إلى هذه اللحظة

إلى نفسي...

لتي خاضت معاركها بصمت، وتعثرت ثم نهضت، وخافت ثم واصلت، وآمنت بحلمها حين عزّ الإيمان به. إلى نفسي التي تحملت ما لا يُرى، وصبرت حتى أثمرت سنوات التعب نجاحاً أفتخر به اليوم. شكراً لأنكِ لم تستسلمي، ولأنكِ كنتِ أقوى مما ظننتِ يوماً

إلى أمي...

إلى النور الذي لم ينطفئ يوماً في طريقي، والدعاء الذي كان يسبق خطواتي قبل أن أخطوها، يا أمي، هذا التخرج ليس شهادتي وحدي، بل هو ثمرة سهر عينيكِ وصبر قلبكِ ودعواتكِ التي كانت ترفعني كلما تعثّرتُ

إلى أبي...

إلى الجبل الذي لم أعرف كم هو شامخ إلا حين احتجت إلى ما يحميني من العواصف...إلى الرجل الذي لم يقل يوماً **"أنا أحبك"** لكن تعبه كان يقولها، وسهره كان يقولها، وذلك البريق في عينيه حين ينظر إليّ كان يقولها بما لا تستطيع الكلمات أن تبلغه...يا أبي، هذا التخرج ليس إنجازي وحدي، بل هو ثمرة عمر كامل أنفقته في سبيلي دون أن تطلب مني يوماً أن أشكرك

إلى أختي سارة...

إلى التي كانت قدوتي قبل أن أعرف معنى القدوة، وسندي قبل أن أعرف معنى الضعف... في كل مرة شككتُ في نفسي كان صوتك هو أول ما يُسكت ذلك الشك، وفي كل مرة تعثّرتُ كانت يدك هي أول ما يمتد إليّ، لم تكوني مجرد أخت كبيرة... بل كنتِ الدرس الأول الذي علّمني أن المرأة تستطيع أن تحمل الكثير وتبقى واقفة

إلى أختي سيليا...

كنتِ دائماً السند الذي لا يطلب شكراً، والقرب الذي لا يحتاج إلى مواعيد، والطمأنينة التي تأتي دون أن تُستدعى. ومع كل خطوة خطوتها في هذه السنوات، كنتِ حاضرة في قلبي

إلى أخي الوحيد رحيم...

يا من شدّ الله به عضدي، يا من كان وجوده في حياتي أماناً وسكينة ورفيق الطريق وخير من يُكنّ له القلب المحبة والاعتزاز. وجودك بجانبي كان يُسكت كل قلق ويمنحني من القوة ما لا أجده في مكان آخر

إلى صديقتي العزيزة...

إلى التي لم تكن مجرد صديقة، بل كانت تلك الروح النادرة التي تجدها مرة في العمر فتشعر أن الله أرسلها إليكِ رحمةً ونعمة...إلى التي عرفت أسراري قبل أن أقولها، وحملت همومي قبل أن أشكوها، وكانت تؤمن بحلمي في اللحظات التي كنتُ فيها أكاد أنساه...يا صديقتي، لولا وجودك لكان الطريق أوحش مما كان، ولولا ضحكتك لكانت الأيام الثقيلة أثقل مما احتملت. ما كل إنسان يجد في حياته من يفهمه دون كلام... وأنا وجدتكِ، فكان ذلك وحده نعمة

إلى صديقات الدراسة...

الى أكرام، كوثر، رحمة، ليلى، خديجة، لبنى، زينب... تلك الأرواح التي زيّنت أصعب الأيام بضحكاتها وأجملت أطول الليالي بذكرياتها... كنتنّ أكثر من صديقات، كنتنّ الفصل الأجمل في رواية لم أكن لأكتبها بهذا الجمال لولاكنّ

جميلة

الإهداء

الحمد لله الذي وفقني وأعانني على إتمام هذا العمل، والذي منحني القوة والصبر والعزيمة لمواصلة الطريق وتحقيق هذا الإنجاز.

إلى نفسي،
أهدي أول كلمات الشكر والامتنان، لأنني آمنت بقدراتي ولم أستسلم أمام الصعوبات. شكرًا لكل جهد بذلته، ولكل ليلة سهر، ولكل لحظة تعب وصبر واجتهاد. لقد كان الطريق طويلًا، لكنني واصلت السير بخطى ثابتة حتى وصلت إلى هذه المحطة التي أفتخر بها اليوم.

إلى أمي الغالية،
أنتِ مصدر قوتي وطمأنينتي وسندي الأول في الحياة. أعجز عن إيجاد الكلمات التي تفيك حقك، فشكرًا لأنك كنتِ دائمًا الدعاء الذي لا ينقطع، والقلب الذي يحتوي كل ضعفي وتعبي، والقوة التي دفعتني للاستمرار رغم كل الصعوبات. لقد ضحّيتِ بالكثير من أجلي، وسهرتِ على راحتي ونجاحي، وما وصلتُ إليه اليوم إلا بفضل الله ثم بفضلك. أنتِ النعمة التي أحمد الله عليها في كل يوم، وصاحبة الفضل الكبير في كل نجاح حققته. أسأل الله أن يحفظك ويجزيك عني خير الجزاء، ويجعل كل ما قدمتِه لي في ميزان حسناتك.

إلى أبي رحمه الله،
رغم غيابك عن هذه اللحظة، إلا أن حضورك لم يفارق قلبي يومًا. كنت أتمنى أن تشاركني فرحة هذا الإنجاز، لكنني مؤمنة بأن روحك الطاهرة تفرح لنجاحي. أسأل الله أن يجعل هذا العمل ثمرةً من ثمار تربيتك وتعبك، وأن يجعله في ميزان حسناتك، وأن يسكنك الفردوس الأعلى من الجنة. رحمك الله رحمة واسعة وأسكنك فسيح جناته.

إلى أخواتي العزيزات وأخي الكريم،
شكرًا لكم على محبتكم ودعمكم وتشجيعكم المستمر. كنتم دائمًا إلى جانبي في الأوقات الصعبة قبل السهلة، وكان وجودكم مصدر راحة وقوة طوال هذه الرحلة.

إلى جدتي الغالية،
شكرًا على دعواتك التي رافقتني في كل خطوة، وعلى محبتك وحنانك اللذين كانا دائمًا مصدر طمأنينة وسعادة لي. أسأل الله أن يحفظك ويديم عليك الصحة والعافية.

إلى صديقتي وزميلتي العزيزة جميلة،
رفيقة هذا المشروع وشريكة النجاح والتعب قبل الفرح. لم تكوني مجرد زميلة في إنجاز هذا العمل، بل كنتِ أختًا وصديقة حقيقية شاركتني تفاصيل هذه الرحلة بكل ما فيها من تحديات وضغوط ولحظات جميلة. شكرًا لروحك الطيبة، ولتعاونك وإخلاصك واجتهادك، ولأنك كنتِ دائمًا خير سند وخير رفيقة طريق. سأحمل معي أجمل الذكريات التي صنعتها هذه التجربة معك.

إلى صديقاتي العزيزات: كوثر، إكرام رحمة، سمية، خديجة، وروميساء
شكرًا لكنّ على الأيام الجميلة التي جمعتنا، وعلى كل لحظة دعم وتشجيع وضحكة خففت عني عناء الدراسة. لقد كانت صداقتكن جزءًا جميلًا من هذه المرحلة، ووجودكن إلى جانبي جعل الطريق أكثر سهولة ومتعة. أتمنى لكنّ كل النجاح والتوفيق في حياتكن العلمية والمهنية.

والحمد لله أولًا وآخرًا على نعمة العلم والتوفيق، وما توفيقي إلا بالله.

نسرين

Remerciements

Toute réussite trouve sa source dans la volonté d'Allah. Je débute donc ce travail en exprimant ma profonde gratitude à Dieu, pour m'avoir accordé la force, la patience et la persévérance nécessaires tout au long de ce parcours.

Je tiens ensuite à adresser mes remerciements les plus sincères à ma famille, véritable pilier dans ma vie. Votre soutien inconditionnel, vos encouragements constants et votre confiance en moi ont été une source essentielle de motivation. C'est grâce à vous que j'ai pu maintenir l'équilibre et la détermination nécessaires pour mener ce projet à terme.

Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance à mon encadrant, ***Monsieur Salim TAFRAOUT****, pour son accompagnement précieux, ses conseils pertinents et sa disponibilité tout au long de ce projet. Sa rigueur, son professionnalisme et la qualité de son encadrement ont grandement contribué à la réussite de ce mémoire.*

Je remercie également ***Monsieur Hemaidi Zourgui****, chef de département (DMS), qui a été l'une des principales raisons de notre choix de ce projet. Je le remercie pour son soutien, ses orientations, sa grande implication, ainsi que pour avoir été un chef de département exemplaire, toujours à l'écoute et disponible.*

Je remercie également ***Monsieur Said*** *pour son aide précieuse dans la mise à disposition et le traitement des données nécessaires à la réalisation de ce travail.*

Un remerciement particulier est adressé à ma binôme ***Nesrine Djerboua****, avec qui j'ai partagé cette expérience du début à la fin. Je la remercie pour son sérieux, son implication et la qualité de notre collaboration, qui ont rendu ce travail plus fluide et enrichissant.*

Je tiens également à exprimer ma reconnaissance à ***Ikram Bouzaadir*** *pour son soutien, son aide et sa présence tout au long de ce projet.*

Enfin, j'exprime ma gratitude à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire. Chacune d'entre elles a laissé une empreinte précieuse dans ce parcours. Merci du fond du cœur.

DJAMILA

Remerciements

Je tiens tout d'abord à exprimer ma profonde gratitude à Dieu, pour m'avoir accordé la force, la patience et la persévérance nécessaires afin de mener à bien ce travail.

*Je tiens à remercier chaleureusement **Monsieur Salim TAFRAOUT**, mon encadrant, pour son accompagnement précieux, ses conseils pertinents et sa disponibilité tout au long de ce projet. Sa rigueur, son suivi constant et la qualité de son encadrement ont largement contribué à la réussite de ce mémoire.*

*Je remercie également **Monsieur Hemaidi Zourgui**, chef de département (DMS), qui a été l'une des principales raisons de notre choix de ce projet. Je le remercie pour son soutien, ses orientations et sa grande implication, et pour avoir été un chef de département exemplaire.*

*Je souhaite également exprimer ma reconnaissance à **Monsieur Krim Saïd**, chef de département technique chez ASLAN, pour nous avoir fourni les données nécessaires à la réalisation du projet, ainsi que pour son aide précieuse, sa disponibilité et sa générosité dans le partage des informations indispensables à notre étude.*

*Je tiens aussi à remercier **Monsieur Nekmouch Amine**, chercheur au Centre de Génie Sismique (CGS), pour son soutien scientifique, ses conseils avisés et sa disponibilité. Ses explications et son aide ont été d'une grande utilité lors de la résolution des problèmes rencontrés tout au long de ce travail.*

*Je tiens également à exprimer mes sincères remerciements à ma chère amie **Ikram Bouzzadir**, qui a été une véritable aide pour ce projet. Je la remercie pour toutes les fois où elle nous a aidés et soutenus grâce à ses connaissances, surtout dans les moments difficiles où nous avions besoin d'assistance. Sa contribution a été importante à la réussite de ce travail.*

Enfin, j'adresse mes sincères remerciements à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire. Leur aide, même discrète, a laissé une empreinte importante dans ce parcours.

Merci du fond du cœur à toutes et à tous.

NESRINE

العنوان:
تصميم، حساب وتحليل ديناميكي غير خطي لبرج مكون من R+30 مع 4 طوابق تحت أرضية وفقRPA 2024

الملخص

يُعد التحليل الديناميكي غير الخطي للمنشآت في المناطق الزلزالية من المقاربات المتقدمة التي تسمح بتقييم أكثر واقعية لسلوك المنشآت تحت التأثيرات الشديدة. وفي هذا السياق يندرج هذا العمل الذي يهدف إلى دراسة برج من الخرسانة المسلحة مكون من R+30 ومبني في منطقة زلزالية، وفق متطلبات المدونة الجزائرية للزلازل.(RPA 2024)

تمثلت المرحلة الأولى من هذا العمل في نمذجة المنشأة عددياً باستخدام برنامجETABS ، ثم إجراء تحليل نمطي وتحليل طيفي من أجل تقييم السلوك الديناميكي العام للهيكل. وبناءً على ذلك، تم تصميم وتحقق العناصر الإنشائية وفق متطلبات RPA 2024.

في المرحلة الثانية، تم إجراء تحليل ديناميكي غير خطي بهدف تمثيل السلوك الحقيقي للمنشأة تحت الزلازل الشديدة، مع أخذ اللاخطية المادية والهندسية بعين الاعتبار، إضافة إلى تشكل المناطق اللدنة تدريجياً في العناصر الإنشائية.

اعتمدت الدراسة على استخدام سجلات تسارع (Accélérogramme) ملائمة لمحاكاة الاستجابة الزمنية للمنشأة. وقد سمح تحليل النتائج بتقييم الأداء الزلزالي للمنشأة من حيث الإزاحات والجهود الداخلية.

تبرز هذه الدراسة أهمية التحليل غير الخطي في التقييم الواقعي للمنشآت العالية، وتؤكد ضرورة التصميم الزلزالي الدقيق لضمان سلامة واستقرار المنشآت العالية المعرضة للمخاطر الزلزالية.

الكلمات المفتاحية:
تحليل, (مخطط التسارع) : مخطط التسارع الزمني, (التحليل الزمني) : التحليل الديناميكي الزمني.

Titre

Conception, Calcul et analyse dynamique non linéaire d'une tour en R+30 + 4 sous sol selon RPA 2024

Résumé

L'analyse dynamique non linéaire des structures en zone sismique constitue aujourd'hui une approche avancée permettant une évaluation plus réaliste du comportement des ouvrages sous sollicitations extrêmes. C'est dans ce contexte que s'inscrit ce travail, portant sur l'étude d'une tour en béton armé de type R+30, implantée en zone sismique et conçue conformément aux exigences du Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024).

La première phase de ce travail consistée à modéliser la structure à l'aide du logiciel ETABS, puis à réaliser une analyse modale et spectrale afin d'évaluer son comportement dynamique global. Sur cette base, les éléments structuraux ont été dimensionnés et vérifiés selon les prescriptions du RPA 2024.

Dans une seconde phase, une analyse dynamique non linéaire a été menée afin de mieux représenter le comportement réel de la structure sous séismes forts. Cette approche a permis de prendre en compte les non-linéarités matérielles et géométriques, ainsi que la formation progressive des zones plastiques dans les éléments structuraux.

L'étude s'est appuyée sur l'utilisation d'accélérogrammes adaptés afin de simuler la réponse temporelle de la structure. L'exploitation des résultats a permis d'évaluer les performances sismiques de l'ouvrage en termes de déplacements, et les efforts interne.

Ce travail met en évidence l'intérêt de l'analyse non linéaire dans l'évaluation réaliste des structures élancées, et confirme l'importance d'une conception parasismique rigoureuse pour garantir la sécurité et la stabilité des ouvrages de grande hauteur exposés aux risques sismiques.

Mots clés

Bâtiments grands auteurs, Analyse dynamique non linéaire, NLTHA, RPA 2024, performance sismique, ASCE41,

Title

Design, Calculation, and Nonlinear Dynamic Analysis of a R+30 + 4 Basement Tower According to RPA 2024

Abstract

Nonlinear dynamic analysis of structures in seismic regions is considered an advanced approach that enables a more realistic evaluation of structural behavior under extreme loading conditions. Within this context, this work focuses on the study of a reinforced concrete tower composed of R+30 levels and located in a seismic zone, designed in accordance with the Algerian Seismic Code (RPA 2024).

The first phase of this study consisted of numerical modeling of the structure using ETABS software, followed by modal and spectral analyses in order to evaluate its overall dynamic behavior. Based on these results, the structural elements were designed and verified according to RPA 2024 requirements.

In the second phase, a nonlinear dynamic analysis was performed to better represent the actual behavior of the structure under strong earthquakes, taking into account material and geometric nonlinearities, as well as the progressive formation of plastic hinges in structural elements.

The study relied on the use of appropriate accelerograms to simulate the time-history response of the structure. The interpretation of the results allowed the assessment of the seismic performance in terms of displacements and internal forces.

This work highlights the importance of nonlinear analysis in the realistic evaluation of high structures and confirms the necessity of rigorous seismic design to ensure the safety and stability of high-rise buildings exposed to seismic hazards.

Keywords:
High-rise buildings; Nonlinear dynamic analysis; NLTHA (Nonlinear Time History Analysis); RPA 2024; Seismic performance; ASCE 41.

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION GENERALE

INTRODCUTION....1

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. INTRODUCTION....4
I.2. Généralité sur la conception parasismique....4
I.2.1Principes et objectifs de la conception parasismique....4
I.2.2 Méthodes d'analyse séismique :....5
I.2.2.1Méthode statique équivalente....5
I.2.2.2Méthode d'analyse modale spectrale....6
I.2.2.3.Méthode statique non linéaire (Pushover) :....6
I.2.2.4. Analyse dynamique temporelle (Time History analysis) ;....7
I.2.2.4.1 Choix des accélérogramme :....8
I.2.2.4.1. Avantages et inconvénients :....8
I.3. Propriétés dynamiques des structures....9
I .3.1. La Rigidité :....9
I.3.2. La Résistance :....10
I .3.3. La Ductilité :....10
I .3.3.1. Définition de la ductilité :....10
I .3.3.2. Relation « Déformabilité – Ductilité » :....11
I .3.3.3. Relation « Ductilité – Fragilité » :....12
I .3.3.4 Différents types de ductilité :....13
I .3.3.4.1. Ductilité de déformation :....13
I .3.3.4.2. Ductilité de courbure :....13
I .3.3.4.3. Ductilité de rotation :....14
I .3.3.4.4 Ductilité de déplacement :....14
I.4. LES TOURS RELIÉES PAR DES PASSERELLES :....14
I.4.1. DÉFINITION ET INTÉRÊT DES TOURS RELIÉES PAR PASSERELLES :....14
I.4.1.1. Définition du concept du « skybridge » :....14
I.4.1.2. Intérêt et avantages des tours reliées par passerelles :....15
I.4.1.3. Exemple emblématique :....15
I.4.2. COMPORTEMENT STRUCTURAL DES TOURS RELIEES :....16
I.4.2.1. Interaction entre les deux structures :....16
I.4.2.2. Déplacements relatifs et effets dynamiques :....16
I.4.3. Influence du vent et du séisme sur les tours jumelles :....17

I.4.4. Effet de la hauteur et de la position de la passerelle sur la stabilité globale : 17
I.4.5. TYPOLOGIE DES PASSERELLES ENTRE TOURS : 17
I.4.5.1. Passerelle rigide (liaison solidaire) : 18
I.4.5.2. Passerelle articulée (liaison pivotante ou à rotule) : 18
I.4.5.3. Passerelle sur appuis glissants (appuis à rouleaux ou néoprène) 19
I.4.5.4. Passerelle suspendue ou à câble 19
I.4.6.Comparaison des systèmes selon les déplacements différentiels et la rigidité 20
I.4.7. Appareils d'appui et dispositifs de liaison 20
I.4.7.1. Types d'appareils d'appui utilisés dans les passerelles 20
I.4.7.2. Rôle des appareils d'appui dans transmission des efforts 21
I.4.7.3. Détails constructifs et conception parasismique des appuis 21
I.4.8. Aspects normatifs et réglementaires 22
I.4.8.1. Normes internationales (ASCE7, Eurocode, AASHTO) 22
I.4.8.2. Recommandations pour les passerelles piétonnes 22
I.4.8.3. Exigences parasismiques dans le cas des structures jumelles 23
I.5. CONCLUSION 24
CHAPITRE II : CONCEPTION GENERAL
II.1. Introduction 25
II.2. Situation géographique 25
II.3. DESCRIPTION DU PROJET 26
II.4.DIMENSIONS EN PLAN 26
II.5.DIMENSIONS EN ÉLÉVATION 27
II.6. Système structural et contreventement 27
II.7. IMPLANTATION DE LA STRUCTURE 28
II.7.1. Classification du site 28
II.7.2. Classification de l'ouvrage selon la zone sismique : 28
II.7.3. Classification de l'ouvrage selon son importance 28
II.8. CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX 28
II.8.1. Béton : 28
II.8.1.4. Module d'élasticité : 31
II.8.2. Aciers 31
II.8.2.1. Composition : 31
II.9. Conclusion 33
CHAPITRE III : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAU

III.1. Introduction 35
III.2. Analyse Comparative et Optimisation du Système Structural 35
III.3. CONCEPTION DE REFERENCE 35
III.3.1. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS.....36
III.3.1.1. Détermination des épaisseurs 37
III.3.1.2. Evaluation des charges et surcharges.....38
III.3.1.2.1. Charges d'exploitation.....39
III.3.1.2.2. Plancher terrasse inaccessible 39
III.3.1.2.3. Plancher terrasse accessible 40
III.3.1.2.4 Plancher étage courant.....40
III.3.2 PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POUTRES.....41
III.3.2.1 Poutres sens X 41
III.3.2.2 Poutres sens Y 42
III.3.3. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX 43
III.3.3.1. Calcul de la surface coffrée de poteau 44
III.3.3.2. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteau P1.....45
III.3.3.3. Loi de dégression et surcharges d'exploitation 45
III.3.3.4. Vérification de l'effort normal réduit : 46
III.3.3.5. Vérification des conditions de RPA 2024.....47
III.3.3.6. Vérification de non-flambement des poteaux.....47
III.3.4. PRÉDIMENSIONNEMENT DES VOILES 48
III.3.4.1. Pré dimensionnement de noyau central 49
III.3.4. 2. Pré dimensionnement des voiles périphériques 50
III.4. CONCEPTION 02 51
III.4.1. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS.....51
III.4.2. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POUTRES.....52
III.4.2.1. Poutres sens X 52
III.4.2.2. Poutres sens Y 53
III.4.3. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX 53
III.4.3.1. Calcul de la surface coffrée de poteau 53
III.4.3.2. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteau P1.....54
III.4.3.3. Vérification des conditions de RPA 2024.....55
III.4.3.4. Vérification de non-flambement des poteaux.....55
III.4.4.1. Poteaux de 2éme etage jusqu'à 4éme sous-sol.....56
III.4.4.2. Calcul de la surface coffrée de poteau 56

III.4.4.3. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteau P2.....56
III.4.4.4. Vérification des conditions de RPA 2024.....57
III.4.4.5. Vérification de non-flambement des poteaux.....57
III.4.5. PRÉDIMENSIONNEMENT DES VOILES.....57
III.4.5.1. Pré dimensionnement de noyau central.....57
III.4.5.2. Pré dimensionnement des voiles périphériques.....58
III.5. CONCEPTION 03.....58
III.5.1. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS.....58
III.5.1.1. Plancher podium et tour.....58
III.5.2. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POUTRES.....59
III.5.2.1. Poutres sens X.....59
III.5.2.2. Poutres sens Y.....60
III.5.3. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX.....60
III.5.3.1. Calcul de la surface coffrée de poteau.....60
III.5.3.2. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteau P1.....61
III.5.3.3. Vérification des conditions de RPA 2024.....61
III.5.3.4. Vérification de non-flambement des poteaux.....61
III.5.4. PRÉDIMENSIONNEMENT DES VOILES.....62
III.5.4.1. Pré dimensionnement de noyau central.....62
III.5.4.2. Pré dimensionnement des voiles périphériques.....62
III.6. Acrotère :.....62
III.7.Les escaliers :.....63
III.8. Les murs :.....65
III.9. Conclusion.....65

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE

IV.1. INTRODUCTION.....69
IV.2. MODÈLE NUMÉRIQUE DE LA STRUCTURE.....69
IV.2.1. Variante 01 (référence).....69
IV.2.2. Variante 02.....71
IV.2.3. Variante 03.....73
IV.3. Analyse modale :.....75
IV.3.1. Variante 01.....75
IV.3.1.1. Résultats de l'analyse modale.....75
IV.3.1.2. Vérification de la période fondamentale de la structure :.....76
IV.3.2. Variante 02.....77

IV.3.2.1. Résultats de l'analyse modale 77
IV.3.2.2. Interprétation des résultats 78
IV.3.2.3. Vérification de la période fondamentale de la structure : 78
IV.3.3. Variante 03 79
IV.3.3.1. Résultats de l'analyse modale 79
IV.3.3.2. Vérification de la période fondamentale de la structure : 80
IV.4.1. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente 81
IV.4.1.1. Coefficient de correction $\boldsymbol{\lambda}$ 81
IV.4.1.2. Coefficient d'accélération de la zone A 81
IV.4.1.3. Coefficient de site S 81
IV.4.1.4. Coefficient d'importance I 81
IV.4.1.5. Coefficient de comportement globale de la structure R 81
IV.4.1.6. Coefficient d'accompagnement $\boldsymbol{\psi}$ pour la charge d'exploitation Q 86
IV.4.1. 7.Facteur de qualité $\boldsymbol{Q_F}$ 87
IV.4.1.7.1. Régularité en plan : 87
IV.4.1.7.2. Régularité en élévation : 93
IV.4.1.7.3. Redondance en plan : 93
IV.4.1.8. Les périodes caractéristiques 93
IV.4.2. Spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur g 93
IV.5. Méthode d'analyse modale spectrale 94
IV.5.1. Paramètre du spectre 94
IV.5.2. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 95
IV.5.2.1. Variante 01 95
IV.5.2.2. Variante 02 96
IV.5.2.3. Variante 03 96
IV.6. Justification de la sécurité 97
IV.6.1. Vérification des déplacements 97
IV.6.2. Vérification des déplacements inter-étages 98
IV.6.2.1. Justification de non-effondrement 98
IV.6.3.Vérification de l'effet P-Δ 100
IV.6.4. Vérification de l'effort normale réduit 102
IV.6.4. Poids (kN) des variantes : 105
IV.8. Choix de la variante structurelle retenue : 106
IV.9. Conclusion : 106

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS

V .1. INTRODUCTION....108
V .2. Étude des poutres : 108
V .2.1. Exigences de ductilité pour la zone critique....108
V .2.2. Les sollicitations extrêmes sur les poutres 109
V .2.3. Calcul de ferraillage des poutres....111
V .2.3.1. Armatures longitudinales....111
V .2.3.2. Calcul par logiciel SOCOTEC : 111
V .2.4. Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton 114
V .3. ÉTUDE DES POTEAUX :....117
V .3.1. Les sollicitations extrêmes sur les poteaux....117
V .3.2. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes....117
V .3.3. Calcul de ferraillage des poteaux 118
V .3.3.1. Armatures longitudinales 118
V .3.3.2. Armatures transversales 119
V .3.4.Exigence de ductilité pour la zone critique....120
V .4. ÉTUDE DES DALLES : 121
V .4.1. Calcul de ferraillage des dalles :....122
V .4.2. Calcul de ferraillage de plancher console : 122
V .5. ÉTUDE DE VOILE : 124
V .5.1. Vérification de la condition de l'effort normal réduit : 125
V .5.2. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes 125
V .5.3. Vérification de la condition d'élancement....126
V .5.4. Calcul de la hauteur critique :....127
V .5.5.Enveloppe de calcul des moments fléchissant : 128
V .5.6. Exigences de ductilité pour la zone critique : 129
V .5.6.1. Dimensions des éléments de rive confinés :....129
V .5.6.2. Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive....130
V .5.6.3. Armatures transversales dans les éléments de rive....130
V .5.6.4. Ferraillage de l'âme du voile :....131
V .5.6.5. Dimensionnement du voile au-dessus de la zone critique....132
V .5.6.6. Ferraillage longitudinal aux extrémités (ferraillage de flexion)....132
V.6.CONCLUSION....139

CHAPITRE VI : ANALYSE DYNAMIQUE NON LINÉAIRE

VI.1. Introduction 140
VI.2. Niveaux de complexité de l'analyse non-linéaire : 140
VI.3. Justification du recours à l'analyse dynamique non-linéaire : 140
VI.4. Hypothèses de l'analyse linéaire : 141
VI.5. Sources de non-linéarité : 142
VI.6. La courbe enveloppe simplifiée (Backbone Curve) : 142
VI.7. Hiérarchie de modélisation : des matériaux à la structure 143
VI.8. Modélisation par rotules plastiques (Plastic Hinges) 145
VI.8. Modélisation par sections à fibres (Fiber Sections) 145
VI.9. Modélisation par éléments finis continus (Finite Element) 145
VI.10. Comparaison des approches 146
VI.11. Choix retenu dans cette étude 146
VI.12. Accélérogramme utilisés pour l'analyse dynamique non linéaire : 148
VI.13.Analyse et interprétation des résultats de l'analyse dynamique non linéaire : 152
VI.14. Évaluation du niveau de performance de la structure : 155
VI.15. Conclusion 156

CHAPITRE VII : ÉTUDE D'INFRASTRUCTURE

VII .1. INTRODUCTION 158
VII .2. Types de fondations 158
Définition du radier général 158
VII .3. Mode de fonctionnement 159
VII .4. Caractéristiques du site d'assise 160
VII .5. VÉRIFICATION : 160
VII .5.1. Condition de cisaillement : 160
VII .5.2. Vérification de poinçonnement : 161
VII .5.4.Vérification des contraintes dans le sol 162
- ELS 162
- Combinaison accidentelle 162

VII .5.5. VÉRIFICATION DU RADIER SUR PIEUX : 163
Condition de cisaillement : 163
Vérification de poinçonnement : 164
VII .6. FERRAILLAGE DE RADIER : 164
CONCLUSION GÉNÉRALE 165
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES 165

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure I 1:comportement des structures 5
Figure I 2:Courbe de capacité statique de la structure.....7
Figure I 3: exemple d'accélérogramme d'Imperial Valley (El Centro Array, 1940).....8
Figure I 4 : Relation charge – déplacement pour un élément en béton armé.....10
Figure I 5: Relation déformabilité – ductilité.....11
Figure I 6: Déformabilité et ductilité des voiles et portiques en béton Armé. 12
Figure I 7: Comportement d´un élément ductile et fragile. 12
Figure I 8: Quatre niveaux de définition de la ductilité. 13

CHAPITRE II : CONCEPTION GENERAL

Figure II.1:Localisation du projet.....25
Figure II.2:Projet LPL 300 en 26
Figure II.3: Diagramme parabole rectangle des Contraintes - Déformations du béton.....30
Figure II.4: Diagramme des Contraintes - Déformations du béton dans le domaine élastique linéaire 31
Figure II.5: Diagramme des Contraintes Déformations de l'acier. 32

CHAPITRE III : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAU

Figure III.1:vue en plan (variante de référence).....35
Figure III.2: vue en plan (variante 02).....51
Figure III.3: vue en plan (variante 03).....58
Figure III 4:Les escaliers 63

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE

Figure IV 1: Vue en 3D du modèle numérique de la structure. 69
Figure IV 2: Vue en plan de RDC au 2éme 70
Figure IV 3: Vue en plan du 3ème au 29 ème étage 70
Figure IV 4:Vue en plan de 30éme 71
Figure IV 5: Vue en 3D du modèle numérique de la structure. 71
Figure IV 6: Vue en plan de RDC au 2éme 72
Figure IV 7: Vue en plan du 3ème au 28 ème étage 72
Figure IV 8: Vue en plan de 30éme étage 73
Figure IV 9: Vue en 3D du modèle numérique de la structure. 73
Figure IV 10: Vue en plan de RDC au 2éme 74
Figure IV 11: Vue en plan du 3ème au 29 ème étage 74
Figure IV.12: Vue en plan de 30éme étage 75

Figure IV 13: Spectre de réponse 95
Figure IV 14: courbes de déplacements selon X pour les trois variantes. 98
Figure IV 15: courbes de déplacements selon Y pour les trois variantes. 98
Figure IV 16: courbes de déplacements inter-étages selon X pour les trois variantes. 99
Figure IV 17: courbes de déplacements inter-étages selon Y pour les trois variantes. 100
Figure IV 18: Schéma explicatif de l'effet P-Δ. 101

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS

Figure V 1:Croquis de ferraillage de la poutre de section 35*45 115
Figure V 2:Croquis de ferraillage de la poutre de section 35*45 116
Figure V 3:Croquis de ferraillage de la poutre de section 35*55 116
Figure V 4:Croquis de ferraillage de la poutre de section 150*50.....117
Figure V 5:Croquis de ferraillage du poteau de section 60*60.....121
Figure V 6:Croquis de ferraillage de la dalle sens (x).....123
Figure V 7:Croquis de ferraillage de la dalle sens (y).....123
Figure V 8:Croquis de ferraillage de la console sens (x).....124
Figure V 9:Croquis de ferraillage de la dalle sens (y).....124
Figure V 10: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant (Vy). 128
Figure V 11: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant (Vx). 129
Figure V 12: Élément de rive pour les voiles.....129
Figure V 13:Croquis de Ferraillage de l'élément de rive sur la hauteur critique (Vy) 137
Figure V 14:Croquis de Ferraillage de voile sur la hauteur critique (Vy) 138
Figure V 15:Croquis de Ferraillage de l'élément de rive sur la hauteur critique (Vx) 138
Figure V 16:Croquis de Ferraillage de voile sur la hauteur critique (Vx) 138

CHAPITRE VI : ANALYSE DYNAMIQUE NON LINÉAIRE

Figure VI 1:La courbe enveloppe simplifiée 142
Figure VI 2:Définition des lois contrainte-déformation (stress-strain) du béton.....143
Figure VI 3:Définition des lois contrainte-déformation (stress-strain) du l'acier 144
Figure VI 4:Définition des eléments 144
Figure VI 5:Définition des rotules plastiques des voiles 146
Figure VI 6:Définition des rotules plastiques des poutres.....147
Figure VI 7:Définition des rotules plastiques des poteaux 148
Figure VI 8:Séisme de Tabas (Iran, 1978).....149
Figure VI 9:Séisme de Northridge (États-Unis, 1994) – Station LA Dam.....149

Figure VI 10:Séisme de Northridge (États-Unis, 1994) – Station Simi Valley – Katherine Road.....150
Figure VI 11:Séisme de Chuetsu-Oki (Japon, 2007) 150
Figure VI 12:Séisme d'Iwate-Miyagi (Japon, 2008).....151
Figure VI 13:Séisme de Boumerdès (Algérie, 2003) 151
Figure VI 14:Accélérogramme artificiels 152
Figure VI 15:Déplacement selon Y 152
Figure VI 16:Déplacement selon X.....152
Figure VI 17:Déplacement inter-étage selon Y 153
Figure VI 18:Déplacement inter-étage selon X 153
Figure VI 19:Cisaillement selon Y.....154
Figure VI 20:Cisaillement selon X.....154
Figure VI 21:Moments selon Y.....154
Figure VI 22:Moments selon X.....154
Figure VI 23:Performance Check des voiles 155
Figure VI 25:Performance Check des poutres 156
Figure VI 24:Performance Check des poteaux 156

CHAPITRE VII : ÉTUDE D'INFRASTRUCTURE

Figure VII 1:Vue en plan du radier et des voiles périphériques 159
Figure VII 2:Actions supportées par le radier.....160
Figure VII 3:Schéma du poinçonnement sous poteaux 161
Figure VII 4:Effort tranchant V1 163
Figure VII 5:Effort tranchant V2 163
Figure VII 6:Les moments M11 dans le radier à L'ELS 165
Figure VII 7:Les moments M11 dans le radier à L'ELU 165
Figure VII 9:Les moments M22 dans le radier à L'ELS 165
Figure VII 10:Les moments M22 dans le radier à L'ELU 165
Figure VII 8:Vérification de contrainte à l'ELS 165

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Table I 1: les avantages et les inconvénients de la méthode 9
Table I 2: Typologie des systèmes de liaison entre tours 20

CHAPITRE II : CONCEPTION GENERAL

Table II 1:DIMENSIONS EN ÉLÉVATION 27
Table II 2: Valeurs prévues des résistances de béton 29
Table II 3: valeurs des modules d'élasticité de béton. 31

CHAPITRE III : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAU

Table III 1: Épaisseur minimale des planchers coupe-feu. 36
Table III 2: Epaisseur du plancher. 37
Table III 3: Vérification de la flèche 38
Table III 4: Charges d'exploitation. 39
Table III 5:Plancher terrasse inaccessible 39
Table III 6:Plancher terrasse accessible 40
Table III 7:Descente de charge du plancher étage courant. 40
Table III 8:prédimensionnement des poutres (x) 42
Table III 9:prédimensionnement des poutres (y) 42
Table III 10:Les valeurs des surfaces revenant aux poteau P1. 44
Table III 11: Les efforts normaux par étage revenant aux poteau P1. 45
Table III 12: La loi de dégression. 46
Table III 13: Pré Dimensionnement de poteau P1 46
Table III 14: Vérification des conditions de RPA 2024. 47
Table III 15: Vérification de condition du flambement poteaux centraux. 48
Table III 16: Coupe des voiles en plan et conditions de rigidité aux extrémités. 49
Table III 17: Conditions de rigidité aux extrémités. 49
Table III 18: Epaisseur du plancher. 51
Table III 19: Vérification de la flèche 52
Table III 20: Vérification de la flèche (x) 52
Table III 21: Vérification de la flèche (y) 53
Table III 22: Les valeurs des surfaces revenant aux poteau P1. 53
Table III 23: Pré Dimensionnement de poteau P1 54
Table III 24: Vérification des conditions de RPA 2024. 55
Table III 25: Vérification de condition du flambement poteaux centraux. 56
Table III 26: Les valeurs des surfaces revenant aux poteau P2. 56

Table III 27: Pré Dimensionnement de poteau P2.....56
Table III 28: Vérification des conditions de RPA 2024. 57
Table III 29: Vérification de condition du flambement poteaux de rive 57
Table III 30: Conditions de rigidité aux extrémités.....57
Table III 31: Epaisseur du plancher.....58
Table III 32: Vérification de la flèche 59
Table III 33: Vérification de la flèche (x).....59
Table III 34: Vérification de la flèche (y).....60
Table III 35: Les valeurs des surfaces revenant aux poteau P1. 60
Table III 36: Pré Dimensionnement de poteau P1.....61
Table III 37: Vérification des conditions de RPA 2024. 61
Table III 38: Vérification de condition du flambement poteaux centraux.....61
Table III 39: Conditions de rigidité aux extrémités.....62

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE

Table IV. 1: Résultats de l'analyse modale. 75
Table IV. 2: Vérification de la période fondamentale de la structure. 77
Table IV. 3: Résultats de l'analyse modale. 77
Table IV. 4: Vérification de la période fondamentale de la structure. 79
Table IV. 5: Résultats de l'analyse modale. 79
Table IV. 6: Vérification de la période fondamentale de la structure. 81
Table IV. 7: Vérification du système noyau – variante 01. 82
Table IV. 8: Vérification du système noyau – variante 02. 83
Table IV. 9: Vérification du système noyau – variante 03. 85
Table IV. 10: Vérification de la régularité en plan – variante 01.....87
Table IV. 11: Vérification de la régularité en plan – variante 02.....89
Table IV. 12: Vérification de la régularité en plan – variante 03.....91
Table IV. 13: Vérifications des critères du facteur de qualité Q.....93
Table IV. 14: Spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur g 94
Table IV. 15: Paramètre du spectre 94
Table IV. 16: Vérification de la résultante des forces sismiques – variante 01.....95
Table IV. 17: Vérification de la résultante des forces sismiques corrigée – variante 01. 96
Table IV. 18: Vérification de la résultante des forces sismiques – variante 02.....96
Table IV. 19: Vérification de la résultante des forces sismiques corrigée – variante 02. 96

Table IV. 20: Vérification de la résultante des forces sismiques – variante 03. 96
Table IV. 21: Vérification de la résultante des forces sismiques corrigée – variante 03. 97
Table IV. 22: Vérification de l'effet P-Δ 101
Table IV. 23: Vérification de l'effort normale réduit (voiles) 102
Table IV. 24: Vérification de l'effort normale réduit(voiles) 103
Table IV. 25: Vérification de l'effort normale réduit (poteaux) 104
Table IV. 26: Vérification de l'effort normale réduit(voiles) 105
Table IV. 27: Récapitulatif des poids (kN) par variante 105

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS

Table V 1: Longueur critique des poutres. 109
Table V 2:Les sollicitations extrêmes sur les poutres 109
Table V 3:Les sollicitations extrêmes sur les poutres 110
Table V 4:Les sollicitations extrêmes sur les poutres 110
Table V 5:Les sollicitations extrêmes sur les poutres 110
Table V 6: Armatures longitudinales des poutres. 111
Table V 7: Armatures longitudinales des poutres. 112
Table V 8: Armatures longitudinales des poutres. 112
Table V 9: Armatures longitudinales des poutres. 113
Table V 10: Armature transversale des poutres. 114
Table V 11:Vérification spécifique sous sollicitations tangentes des poutres. 115
Table V 12: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes. 118
Table V 13: Ferraillage de poteau. 119
Table V 14: Armature transversale de poteau. 120
Table V 15: Sollicitations Extrêmes et Ferraillage des Dalles-sens X- 122
Table V 16: Sollicitations Extrêmes et Ferraillage des Dalles-sens Y- 122
Table V 17: Sollicitations Extrêmes et Ferraillage de console-sens X-. 122
Table V 18: Sollicitations Extrêmes et Ferraillage de console-sens Y-. 123
Table V 19: Vérification spécifique sous sollicitations normales de voile. 125
Table V 20: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes de voile. 126
Table V 21: Les armatures longitudinales dans les éléments de rive. 130
Table V 22: Armatures transversal de l'élément de rive. 131
Table V 23: Les acier verticaux et l'espacement vertical de l'âme de voile. 131
Table V 24: Armatures transversales de l'âme du voile. 132

Table V 25: les valeurs de calcul des efforts N, M et V du voile au-dessus de la zone Critique et Ferraillage longitudinal aux extrémités (Vy1). 132

Table V 26: les valeurs de calcul des efforts N, M et V du voile au-dessus de la zone Critique et Ferraillage longitudinal aux extrémités (Vx1). 134

Table V 27:Vérification de la ductilité locale(vy1)..... 136

Table V 28:Vérification de la ductilité locale(vx6)..... 137

CHAPITRE VII : ÉTUDE **D'INFRASTRUCTURE**

Table VII 1:Vérification spécifique sous sollicitations tangentes..... 160

Table VII 2:Vérification de poinçonnement (radier sur pieux). 162

Table VII 3:Vérification des contraintes dans le sol 162

Table VII 4:Vérification des contraintes dans le sol 163

Table VII 5:Vérification spécifique sous sollicitations tangentes (radier sur pieux). 164

Table VII 6Vérification de poinçonnement (radier sur pieux). 164

Table VII 7:Espacement des armatures. 164

Liste des symboles

A : Coefficient d'accélération de zone au rocher

At : Section des armatures de confinement dans les éléments de rive du voile

Asv : Section de ferraillage correspondant à l'âme du voile

b : Largeur de la poutre

b0 : Largeur du noyau confiné de l'élément de rive du voile

Br : Section réduite du poteau

bw : Épaisseur du voile

CT : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

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

Es : Module d'élasticité de l'acier

Eij : Module de déformation longitudinale instantané

Evj : Module de déformation longitudinale différé

e0x : Distance centre de rigidité / centre de gravité suivant x

e0y : Distance centre de rigidité / centre de gravité suivant y

fcj : Résistance à la compression du béton

fc28 : Résistance à la compression du béton à 28 jours

ftj : Résistance à la traction du béton

ft28 : Résistance à la traction du béton à 28 jours

fe : Limite élastique de l'acier

fsu : Contrainte ultime de l'acier

fbu : Contrainte ultime du béton

fadm : Flèche admissible

Fpk : Force sismique au niveau k sur diaphragme

Fi : Effort horizontal au niveau i

Ft : Force au sommet de la structure

fyd : Valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier

fed : Résistance de calcul du béton en compression

G : Charge permanente

h : Épaisseur de la poutre

he : Hauteur d'étage

hN : Hauteur totale de la structure

hcr : Hauteur critique

I : Moment d'inertie / coefficient d'importance

ix, iy : Rayons de giration

Lmax : Portée maximale entre appuis

Lx : Petite portée de dalle

Ly : Grande portée de dalle

lc : Longueur élément de rive du voile

lcl : Longueur libre de poteau

lf : Longueur de flambement

lw : Longueur du voile

ls : Rayon de giration massique en plan

MRD : Résistance de calcul en flexion

MED : Moment fléchissant issu de l'analyse

Nu : Effort normal ultime

Q : Charge d'exploitation

QF : Facteur de qualité

R : Coefficient de comportement

rx, ry : Rayons de torsion suivant x et y

S : Coefficient de site

Tcalcul : Période fondamentale

Tempirique : Période empirique

T1, T2 : Périodes caractéristiques du site

V : Force sismique totale / effort tranchant

$\bar{V}$: Effort tranchant de calcul

W : Poids sismique total

WGi : Charges permanentes + équipements fixes

WQi : Charges d'exploitation

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton

σ_s : Contrainte limite de service acier

θ : Coefficient durée de chargement

γ_b : Coefficient de sécurité béton

γ_s : Coefficient de sécurité acier

η : Coefficient de fissuration

λ : Élancement mécanique

Sad(T0) : Ordonnée du spectre de calcul

ψ : Coefficient d'accompagnement

ξ **:** Taux d'amortissement critique

δ_{ek} : Déplacement élastique sismique

Δ_k : Déplacement relatif entre niveaux

ν_A : Coefficient réducteur

ν_d : Effort normal réduit

ϕ_l : Diamètre barres longitudinales

ϕ_t : Diamètre barres transversales

z : Distance entre armatures

μ_φ : Ductilité en courbure

ε_{sy} : Déformation limite élastique acier

ω_v : Pourcentage armatures verticales

α : Coefficient d’efficacité confinement

χu : Position axe neutre

INTRODUCTION GENERALE

INTRODCUTION

L'urbanisation croissante que connaissent les grandes villes impose le développement de nouvelles solutions constructives capables de répondre aux besoins grandissants en logements, espaces de travail et équipements multifonctionnels. Dans ce contexte, les bâtiments de grande hauteur occupent une place importante grâce à leur capacité à optimiser l'utilisation de l'espace urbain. Toutefois, la conception de ces structures constitue un véritable défi pour les ingénieurs en raison des nombreuses sollicitations auxquelles elles sont exposées, notamment les charges permanentes, les charges d'exploitation, ainsi que les effets sismiques.

Les structures de grande hauteur présentent un comportement dynamique plus complexe que celui des bâtiments conventionnels. Cette complexité devient encore plus marquée lorsque l'ouvrage comporte des éléments particuliers tels que des passerelles reliant plusieurs tours. Ces connexions influencent la répartition des efforts, les déplacements et la réponse globale de la structure face aux sollicitations dynamiques, ce qui nécessite des études approfondies afin de garantir la sécurité et la stabilité de l'ensemble.

En Algérie, les régions du nord sont soumises à une activité sismique notable. Les séismes ayant frappé le pays au cours des dernières décennies ont démontré l'importance d'une conception parasismique rigoureuse afin de limiter les dommages structurels et de préserver la sécurité des occupants. Pour répondre à ces exigences, les ingénieurs s'appuient sur le Règlement Parasismique Algérien RPA 2024, qui définit les méthodes de calcul et les dispositions constructives adaptées aux conditions sismiques nationales.

Dans le cadre de l'évaluation du comportement des structures soumises aux séismes, les méthodes d'analyse dynamique occupent aujourd'hui une place essentielle. Parmi elles, l'analyse dynamique non linéaire par historique temporel (Time History Analysis) constitue l'une des approches les plus performantes pour représenter de manière réaliste la réponse d'un ouvrage sous l'action d'un séisme réel. Cette méthode permet de suivre l'évolution des déplacements, des accélérations et des efforts internes tout au long de l'excitation sismique, tout en tenant compte du comportement non linéaire des matériaux et de la structure.

Le présent travail porte sur l'étude d'un complexe constitué de deux tours de grande hauteur atteignant 102,72 m, reliées entre elles par une passerelle métallique. Cette configuration architecturale particulière nécessite une analyse approfondie afin d'évaluer son comportement dynamique et sa performance face aux actions sismiques. À travers une modélisation numérique et une analyse dynamique non linéaire de type Time History, cette étude vise à examiner la réponse globale de l'ouvrage, à vérifier sa conformité aux exigences réglementaires du RPA 2024 et à mettre en évidence l'influence de la passerelle sur le comportement sismique de l'ensemble structural.

Objectif de la thèse

La présente étude porte sur l'analyse et l'évaluation du comportement d'un complexe constitué de deux tours en béton armé reliées par une passerelle. L'objectif principal est de vérifier les performances structurelles de cet ouvrage sous l'effet des différentes sollicitations réglementaires, en particulier les actions sismiques.

Dans une première phase, une modélisation tridimensionnelle de la structure est réalisée à l'aide du logiciel ETABS. Cette étape comprend l'analyse de la structure sous les charges permanentes, d'exploitation et sismiques conformément aux exigences du Règlement Parasismique Algérien RPA 2024. Les résultats obtenus permettent de vérifier la stabilité globale de l'ouvrage, les déplacements, les efforts internes ainsi que le dimensionnement des principaux éléments structuraux.

Dans une seconde phase, une analyse dynamique non linéaire de type Time History est effectuée afin d'étudier le comportement réel de la structure sous des excitations sismiques sévères. Cette analyse permet de prendre en compte les phénomènes de plastification, la formation des rotules plastiques, la dissipation d'énergie et l'évolution des déformations au cours du temps. Elle fournit ainsi une évaluation plus réaliste de la réponse sismique de l'ouvrage et de son niveau de performance.

L'objectif de ce travail est donc d'évaluer la capacité des deux tours reliées par une passerelle à résister aux sollicitations sismiques, d'identifier les zones critiques susceptibles de subir des dommages et d'analyser les performances globales de la structure à travers une approche dynamique non linéaire. Cette étude contribue à une meilleure compréhension du comportement des structures de grande hauteur et met en évidence l'importance des méthodes avancées d'analyse dans la conception parasismique moderne.

Organisation de la thèse

Le présent mémoire est structuré en sept chapitres, suivis d'une conclusion générale, organisés comme suit :

Le chapitre 01:est consacré à la recherche bibliographique. Il présente les notions fondamentales de la conception parasismique, les différentes méthodes d'analyse sismique, les propriétés dynamiques des structures ainsi qu'une étude des tours jumelles reliées par des passerelles, en mettant en évidence leur comportement structural et les exigences réglementaires associées.

Le chapitre 02: décrit le projet étudié. Il expose la situation géographique de l'ouvrage, ses caractéristiques géométriques, son système structural, ainsi que les propriétés mécaniques des matériaux utilisés. Les classifications sismiques et géotechniques du site sont également présentées conformément aux dispositions du RPA 2024.

Le chapitre 03: traite le prédimensionnement des éléments structuraux. Trois variantes de conception sont proposées et étudiées conformément aux exigences de la réglementation parasismique RPA 2024. .

Le chapitre 04: est consacré à l'étude sismique de la structure. Après l'élaboration des modèles numériques des différentes variantes, une analyse modale et spectrale est menée conformément aux exigences du RPA 2024. Les vérifications relatives aux déplacements, aux dérives inter-étages et à l'effet P-Δ sont également effectuées afin d'évaluer le comportement sismique de l'ouvrage et de retenir la variante optimale.

Le chapitre 05: présente le calcul du ferraillage des principaux éléments structuraux en béton armé. Cette étude concerne les poutres, les poteaux, les dalles et les voiles, en tenant compte des exigences de résistance, de ductilité et des prescriptions réglementaires du RPA 2024.

Le chapitre 06: porte sur l'analyse dynamique non linéaire de la structure. Il présente les différents niveaux de complexité de l'analyse non linéaire ainsi que la justification du recours à cette approche pour l'évaluation du comportement sismique de l'ouvrage. Les hypothèses de l'analyse linéaire, les principales sources de non-linéarité, la courbe enveloppe simplifiée (Backbone Curve) ainsi que la hiérarchie de modélisation, des matériaux jusqu'à la structure globale, y sont également exposées. Ce chapitre décrit en outre les accélérogrammes utilisés et présente une analyse détaillée des résultats obtenus afin d'évaluer le niveau de performance sismique de la structure.

Le chapitre 07: traite de l'étude de l'infrastructure de l'ouvrage, en particulier des fondations. Il aborde le dimensionnement et le ferraillage des fondations conformément aux exigences du CBA93 et aux prescriptions du RPA 2024. Les différentes vérifications nécessaires sont également réalisées afin de garantir la résistance, la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

Enfin, ce mémoire s'achève par une conclusion générale qui synthétise les principaux résultats obtenus au cours de l'étude, met en évidence les enseignements tirés des analyses effectuées et présente les conclusions relatives au comportement et à la performance de la structure.



CHAPITRE I
RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE



I.1. INTRODUCTION

La conception parasismique représente un enjeu essentiel du génie civil, visant à assurer la sécurité des personnes, à réduire les dommages et à maintenir la fonctionnalité des ouvrages après un séisme. Elle nécessite une compréhension approfondie du comportement dynamique des structures afin de répondre aux exigences réglementaires.

Ce chapitre propose une revue bibliographique des principes fondamentaux de la conception parasismique, des méthodes d'analyse dynamique, ainsi que des critères de performance structurelle tels que la rigidité, la résistance et la ductilité. Il aborde également le comportement des structures en béton armé, ainsi que les systèmes de contreventement, en intégrant les aspects normatifs, notamment le RPA2024. Cette synthèse constitue une base théorique pour l'étude développée ultérieurement sur les différents chapitres.

I.2. Généralité sur la conception parasismique

I.2.1Principes et objectifs de la conception parasismique

La conception parasismique des structures en génie civil repose sur deux principes fondamentaux : la **ductilité**, qui permet aux constructions de dissiper l'énergie sismique par des déformations plastiques contrôlées, et le **dimensionnement en capacité,** qui assure que les zones critiques se plastifient de manière maîtrisée. L'ingénieur doit trouver un compromis entre les exigences structurales en termes de **résistance, de rigidité et de ductilité** et aux objectifs architecturaux en termes de fonctionnalité et exploitation.

L'objectif principal est d'assurer la **sécurité des occupants** et la **stabilité des structures** lors d'un séisme, en concevant des bâtiments capables de supporter les déformations induites par l'action sismique sans s'effondrer. D'un point de vue économique, il est admis que des **dommages inélastiques limités** puissent apparaître, tant que l'effondrement est évité et que la protection des vies humaines est garantie.

Cette mission peut être accomplie en concevant des structures selon différents types suivants :

- Des structures principalement élastiques, résistantes et rigides ;
- Des structures présentant une seule zone plastique dominante, souvent à la base, mais peu dissipatives ;
- Des structures comportant plusieurs zones dissipatives, offrant une meilleure capacité d'absorption d'énergie.

Les **normes parasismiques contemporaines** tels que (le RPA2024, Eurocode 8, etc…) s'appuient sur l'expérience acquise et l'analyse du comportement réel des structures lors des séismes. Comme les analyses linéaires ne suffisent pas à prédire les niveaux d'endommagement, elles introduisent un **facteur de comportement** qui traduit la réponse

non linéaire des structures et permet un dimensionnement plus fiable face aux sollicitations sismiques [1].

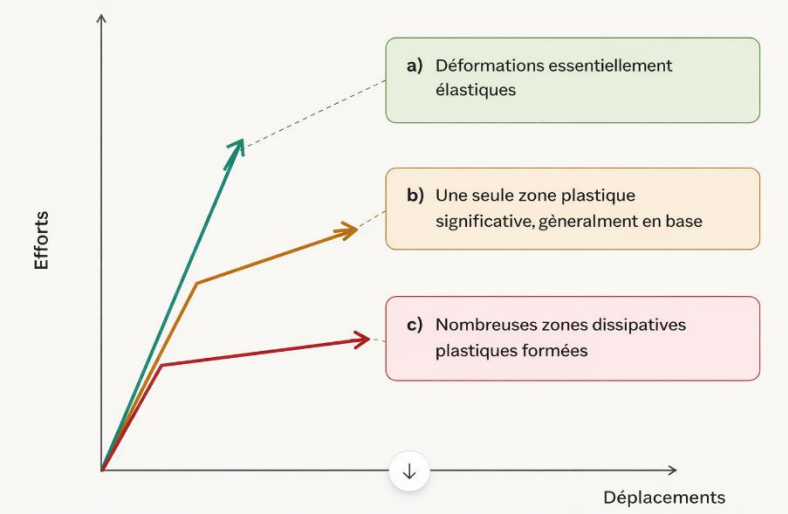


Figure I 1:comportement des structures

La réponse sismique d'une structure, ainsi que son dimensionnement, peuvent être évalués à travers différentes méthodes de calcul. Le choix de l'approche dépend à la fois des caractéristiques de la structure et de la nature de l'excitation considérée. Parmi les méthodes couramment utilisées, on distingue :

- **L'analyse par forces latérales**, ou méthode statique équivalente, de nature linéaire.
- **L'analyse modale spectrale**, également basée sur une approche linéaire.
- **L'analyse en poussée progressive (Pushover)**, qui relève d'une démarche non linéaire.
- **L'analyse temporelle (linéaire / non-linéaire)**, fondée sur l'application d'accélérogrammes enregistrés ou simulés.

I.2.2 Méthodes d'analyse séismique :

I.2.2.1Méthode statique équivalente

La **méthode statique équivalente** consiste à remplacer les forces dynamiques réelles générées par l'action sismique par un système de **forces statiques fictives équivalentes**. Ces forces horizontales sont appliquées successivement selon deux directions orthogonales, généralement les axes principaux du plan horizontal de la structure. Le mouvement du sol peut se produire dans n'importe quelle direction horizontale.

Il est important de noter que les **forces et déformations calculées** par cette méthode sont généralement inférieures à celles observées lors d'un séisme majeur. Cette différence est compensée par le **comportement ductile** des éléments, assuré par les détails de construction.

❖ **Conditions d'application selon le RPA 2024**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les cas suivants :

- **Bâtiments réguliers en plan et en élévation**, avec une **hauteur maximale de 65 m en zones I et II**, et de **30 m en zone III**, conformément aux dispositions de régularité définies au chapitre III du RPA 2024.
- **Bâtiments ou blocs irréguliers**, respectant les mêmes limites de hauteur, mais soumis à des conditions supplémentaires précisées au chapitre IV du RPA 2024

I.2.2.2Méthode d'analyse modale spectrale

Selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA2024), la méthode d'analyse modale spectrale est applicable dans toutes les situations, notamment lorsque la méthode statique équivalente ne peut pas être employée. Elle présente un intérêt majeur, car elle permet de représenter le comportement dynamique des structures à plusieurs degrés de liberté (MDOF) à travers le principe de la superposition modale. L'objectif principal de cette approche est de déterminer les valeurs maximales des déplacements, des efforts internes et des contraintes induits par l'action sismique, en tenant compte des composantes horizontales et, le cas échéant, de la composante verticale du séisme.

La réponse maximale globale r_0 d'une structure peut être obtenue directement à partir du spectre de réponse, sans recourir à l'analyse temporelle détaillée des équations du mouvement. Cette méthode, permet de calculer la réponse maximale associée à chaque mode propre (n) selon l'expression :

$$r_{n0} = r^{st} A_n$$

ou, An représente l'ordonnée du spectre de pseudo-accélération correspondant à la période propre Tn du mode (n), pour un système à un seul degré de liberté.

I.2.2.3.Méthode statique non linéaire (Pushover) :

L'analyse en poussée progressive, ou *pushover*, est une **analyse statique non linéaire**.

Élaborée par contrôle de forces latérales ou de déplacements, cette méthode est utilisée pour évaluer la **performance séismique structurale**, notamment :

- Identifier les mécanismes plastiques attendus et les dommages, en suivant la formation successive des rotules plastiques menant à un mécanisme de ruine.

- Vérifier la performance des structures existantes ou renforcées.
- Déterminer les forces et déplacements post-élastiques.
- Évaluer la charge limite élastique, correspondant à l'apparition de la première plastification dans un élément de la structure.

Parmi les résultats principaux de cette analyse figure l'obtention du niveau de performance de la structure obtenu par l'intersection de de la **courbe de capacité (** exprimée par la relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement de la structure) avec la courbe de demande séismique (Spectre pseudo-accélération vs pseudo-déplacement - ADRS).

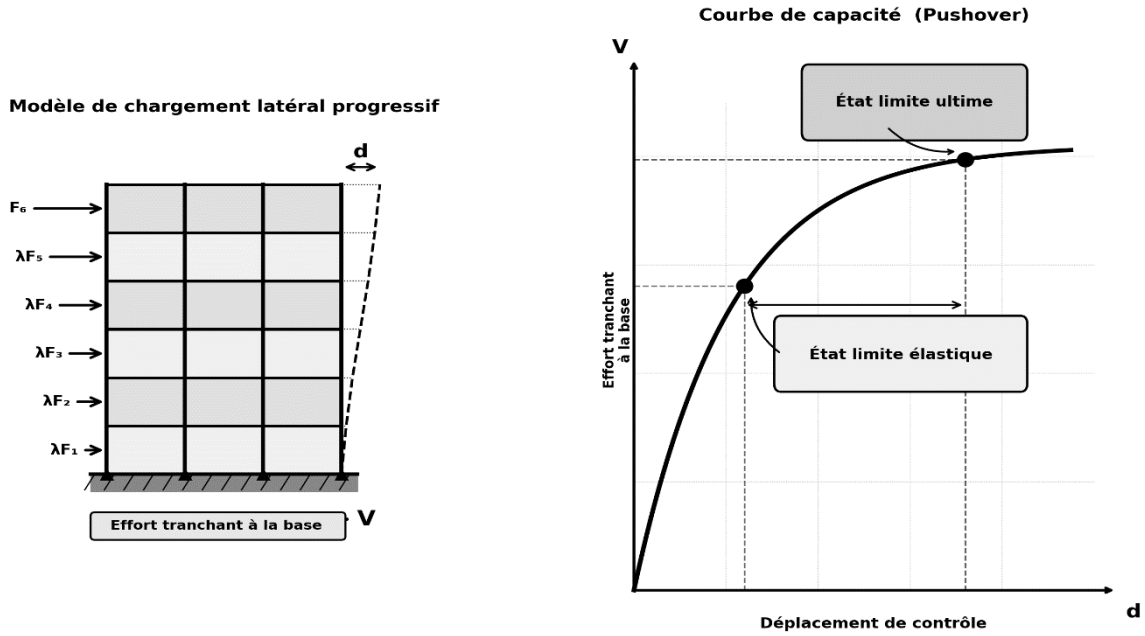


Figure I 2:Courbe de capacité statique de la structure.

I.2.2.4. Analyse dynamique temporelle (Time History analysis) ;

L'analyse dynamique temporelle (en particulier non-linéaire - NLTHA) est la méthode la plus réaliste et la plus précise en termes de réponse et de comportement des structures sous chargement séismique. Dans cette approche, l'action sismique considéré peut-être un enregistrement réel ou simulé du mouvement du sol, elle sera appliquée sur un modèle structurel intégrant à la fois la non-linéarité des éléments inélastiques (non-linéaires), définis par leur relation force-déformation (s – e ; V – d ; M – θ ; M – φ ; etc.), ainsi que les effets de la non-linéarité géométrique (P – D ; P – d). La propagation du signal à travers la structure permet d'obtenir l'**historique complet de la réponse** (NLRHA) au cours du temps. Les résultats peuvent varier selon la complexité de la modélisation et les enregistrements du mouvement du sol choisis[2]

I.2.2.4.1 Choix des accélérogramme :

Un **accélérogramme** représente le mouvement du sol enregistré par un sismographe, sous forme analogique ou numérique, et décrit l'évolution de l'**accélération, de la vitesse ou du déplacement** en fonction du temps[2].

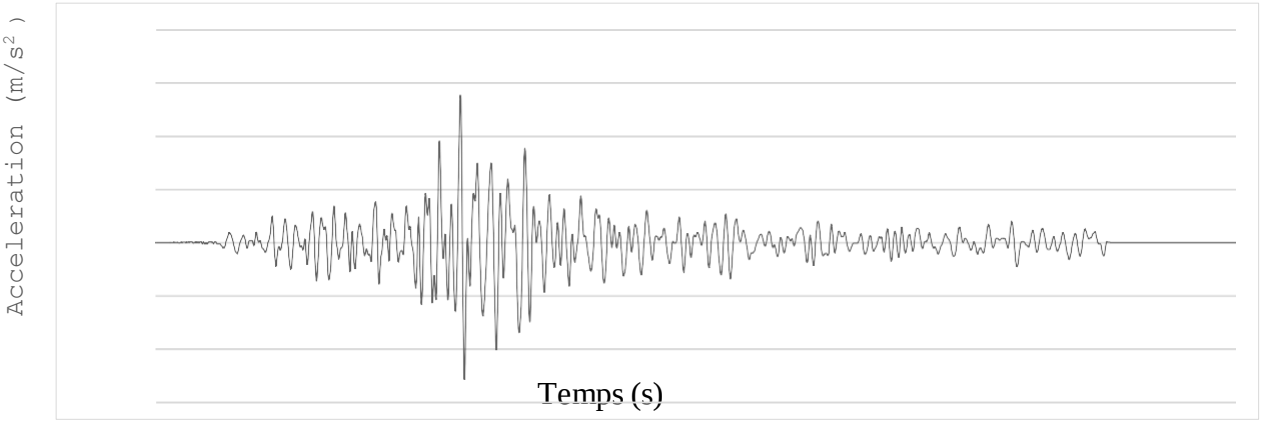


Figure I 3: exemple d'accélérogramme d'Imperial Valley (El Centro Array, 1940).

La sélection des accélérogramme appropriés constitue une étape cruciale dans l'analyse temporelle, en raison de l'incertitude des excitations sismiques réelles. L'approche la plus courante consiste à considérer que la structure peut être soumise à plusieurs signaux sismiques probables correspondant à la région où elle est implantée [2].

En outre des paramètres physiques des enregistrements séismiques tels que (le PGA : « Peak Ground Acceleration » Accélération maximale au sol, qui est un indicateur principal d'intensité ; le contenu fréquentiel ; la durée ; etc.), il est recommandé pour ce type d'analyse d'utiliser au moins 7 à 11 accélérogrammes (selon la réglementation utilisée EC8 / ACE7) afin de réduire la dispersion (l'écart type) des résultats. La sélection de ces enregistrements doit satisfaire également les critères d'acceptation en matière de performance en visant au moins deux niveaux (Niveau de non-effondrement et un niveau de non-endommagement)[3].

I.2.2.4.1. Avantages et inconvénients :

L'analyse dynamique temporelle non linéaire (NLTHA) présente de nombreux avantages et inconvénients, à savoir [2].

Table I.1: les avantages et les inconvénients de la méthode

Advantages	Inconvenient
– Meilleure représentation du comportement réel des structures. – Compréhension optimale de la réponse structurelle face aux signaux sismiques sélectionnés. – Combinaison plus précise des composantes horizontales et verticales (x, y et z) du séisme. – Indispensable pour l'étude des structures isolées à la base (avec amortisseur). – Prends en compte l'effet non linéaire du sol et l'interaction sol-structure. – Tient compte de la zone sismique et du type de sol. – Particulièrement pertinent pour les structures élancées et irrégulières. – Inclut le comportement hystérétique inélastique des éléments. – Capture les effets des variations de raideur et de résistance au cours du temps.	– Nécessite le jugement et l'expérience de personnes qualifiées. – Processus d'analyse long et chronophage. – Risque de convergence vers des résultats erronés. – Nécessite des outils performants en informatique. – Modélisation complexe de la dégradation de la résistance par cycle. – Sélection des accélérogrammes difficile en raison du manque d'informations. – Déconseillé pour les bâtiments de faible hauteur. – Nécessite un nombre important de signaux pour obtenir des résultats fiables et précis.

I.3. Propriétés dynamiques des structures

Dans une conception parasismique, plusieurs propriétés structurelles fondamentales sont prises en compte, notamment la rigidité, la résistance et la ductilité [1].

I .3.1. La Rigidité :

La rigidité d'une structure se définit par sa capacité à s'opposer aux déformations engendrées par les charges appliquées et peut être exprimée comme le rapport entre l'effort appliqué et la déformation correspondante. Elle dépend principalement des caractéristiques géométriques des éléments structuraux, des conditions d'appui, ainsi que des propriétés mécaniques des matériaux, notamment le module d'élasticité. Une structure plus flexible présente ainsi une rigidité plus faible[4]. L'augmentation de la rigidité permet de réduire les déformations sous chargement, ce qui peut être obtenu par la rigidification des sections, par exemple en augmentant leurs dimensions, bien que cette solution puisse s'avérer coûteuse.

Dans l'analyse structurale, la rigidité est généralement formulée à partir de l'équation d'équilibre statique :

$$[k]\ \{U\} = \{P\}$$

Ou {U} représente le vecteur des déplacements, {P} le vecteur des charges appliquées et [K] la matrice de rigidité, qui intègre l'effet des conditions aux limites et demeure indépendante des charges dans le cas d'une analyse linéaire. La résolution de cette équation permet de déterminer les déplacements, notamment les déplacements maximaux aux points critiques de la structure [4].

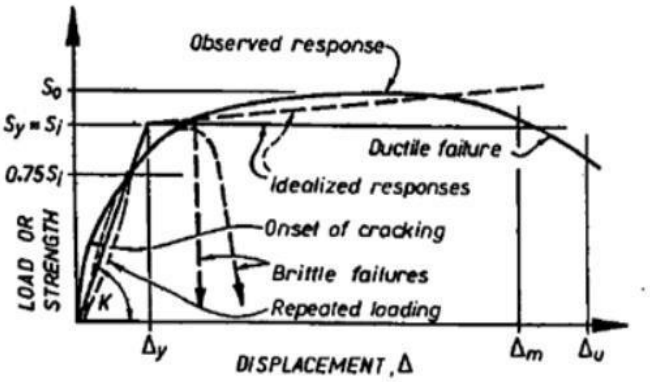


Figure I 4 : Relation charge – déplacement pour un élément en béton armé

D'une manière générale, la rigidité traduit la capacité d'une structure à limiter les déformations sous charge. Un excès de rigidité réduit les déplacements mais peut diminuer la dissipation d'énergie sismique. En conception parasismique, un compromis entre rigidité et ductilité est donc indispensable.

I.3.2. La Résistance :

La résistance d'une structure correspond à sa capacité à supporter les efforts internes générés lors de sa réponse dynamique élastique. Ainsi, l'évaluation des forces induites par un séisme repose généralement sur une analyse élastique, fondée sur les propriétés de rigidité de la structure. Ces actions sismiques, combinées aux autres charges appliquées, constituent la base du dimensionnement de la résistance réelle de la structure. Celle-ci doit donc être conçue de manière à résister efficacement aux sollicitations sismiques ainsi qu'à l'ensemble des charges susceptibles de lui être imposées [1].

I .3.3. La Ductilité :

I .3.3.1. Définition de la ductilité :

La ductilité est un paramètre clé de la conception parasismique des structures en béton armé, car elle permet la dissipation de l'énergie sismique par des déformations plastiques contrôlées et prévient les ruptures fragiles [5,6]. Elle exprime la capacité d'une structure à se déformer au-delà de la limite élastique jusqu'à l'état ultime. Dans les structures de grande hauteur, elle est évaluée par un coefficient de ductilité lié aux déplacements et dépend à la fois

des propriétés mécaniques de l'ouvrage et de la demande sismique, la conception moderne reposant sur la comparaison capacité/demande en déplacement afin d'assurer une performance sismique satisfaisante [5,7].

I .3.3.2. Relation « Déformabilité – Ductilité » :

La déformabilité est la capacité d'une structure à se déformer avant la rupture, tandis que la ductilité correspond à sa capacité à subir des déformations plastiques tout en conservant sa résistance (Bertero, 1988,[8],[9]). Le facteur de ductilité, défini comme le rapport entre la déformation maximale et la déformation élastique limite, permet d'évaluer la capacité de dissipation d'énergie d'une structure (Park, 1989,[5])

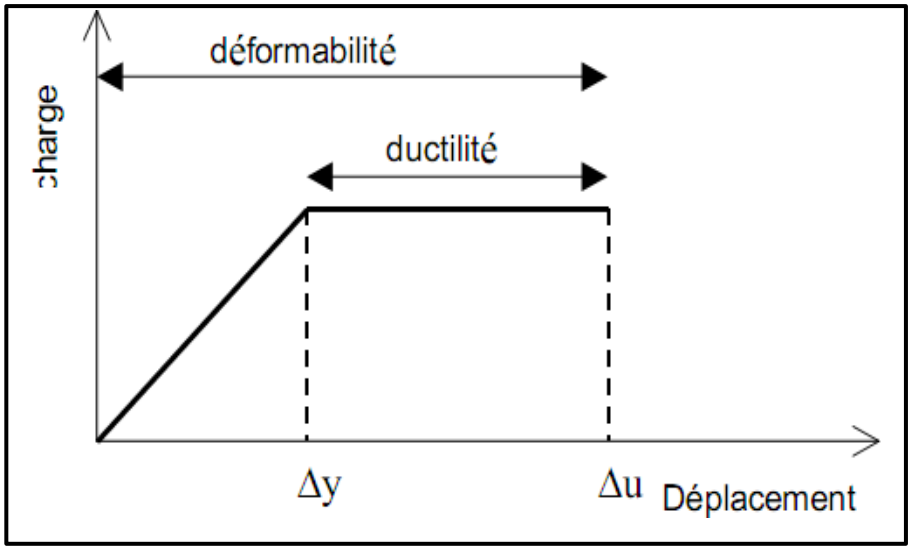


Figure I 5: Relation déformabilité – ductilité.

Une structure peut être très déformable tout en étant peu ductile. Les voiles en béton armé présentent généralement une faible déformation mais une ductilité élevée, contrairement aux portiques qui sont plus déformables et moins ductiles [5],[9].

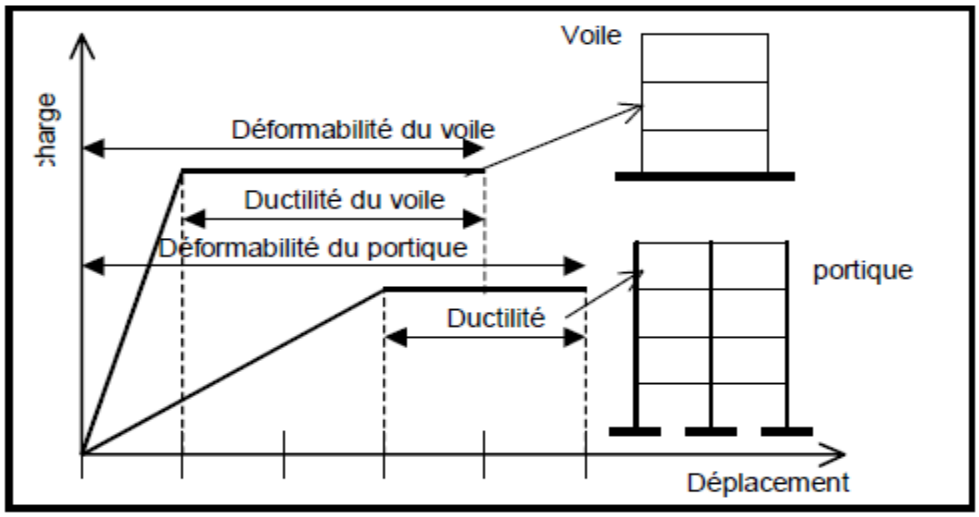


Figure I 6: Déformabilité et ductilité des voiles et portiques en béton Armé.

I .3.3.3.

Relation « Ductilité – Fragilité » :

La ductilité caractérise le comportement post-élastique des éléments en béton armé et dépend de l'étendue du palier de plasticité : un palier long traduit un comportement ductile, tandis qu'un palier court indique un comportement fragile. En général, la fragilité apparaît généralement lorsque l'élément est sous-dimensionné en particulier sous-ferraillé pour les éléments en flexions., Un élément suffisamment armé est considéré comme ductile, car les armatures jouent un rôle déterminant dans la capacité de dissipation d'énergie de la structure (Park et Paulay, 1975,[10] ; Park, 1989,[5] ; Sebai, 2012,[12] ; Fekhar et Kharoubi, 2019 ; ,[11],Bertero, 1988 ,[8]).

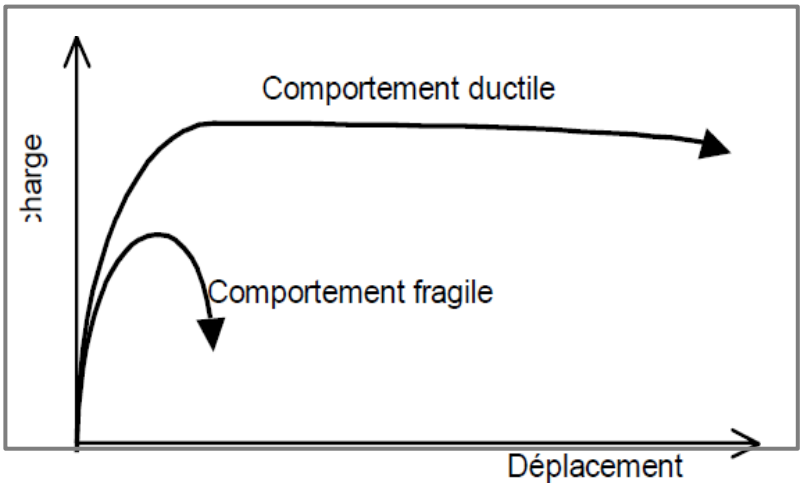


Figure I 7: Comportement d´un élément ductile et fragile.

I .3.3.4 Différents types de ductilité :

La ductilité d'une structure peut être évaluée à travers quatre approches : la ductilité de déformation, de courbure, de rotation et de déplacement. La ductilité de déformation est spécifique aux matériaux, alors que celle de rotation et de courbure est principalement dédiée au comportement local des des éléments et des sections respectivement. Tandis que la ductilité de déplacement elle caractérise la réponse globale de la structure. Ces différentes mesures permettent d'apprécier la capacité de la structure en matière de dissipation d''énergie sismique et à supporter de fortes déformations sans perte de son intégrité [13].

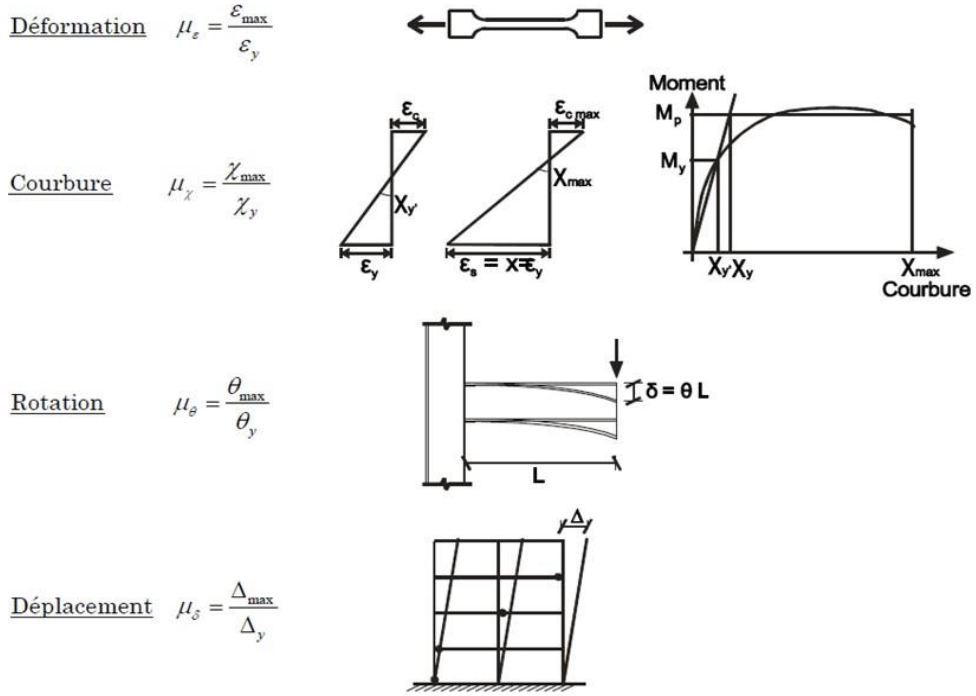


Figure I 8: Quatre niveaux de définition de la ductilité.

I .3.3.4.1. Ductilité de déformation :

La ductilité trouve son origine dans l'aptitude des matériaux à développer des déformations plastiques importantes sans diminution notable de leur niveau de contrainte. La ductilité de déformation est ainsi définie comme le rapport entre la déformation maximale atteinte εmax la déformation correspondant à la limite élastique εy [13].

I .3.3.4.2. Ductilité de courbure :

La ductilité de courbure, souvent qualifiée de ductilité locale, correspond à la capacité d'une section transversale d'un élément structural à développer des déformations plastiques. Pour les poutres, elle est principalement associée à l'aptitude de la section à former des

rotules plastiques capables de supporter des rotations importantes. La ductilité de courbure est généralement exprimée par le rapport entre la courbure maximale atteinte χmax et la courbure correspondant à la limite élastique χy [13] .

I .3.3.4.3. Ductilité de rotation :

Ductilité de rotation caractérise la ductilité des éléments structuraux et dépend de la capacité des déformations plastiques à se développer sur une longueur suffisante de l'élément. Elle est définie, pour une poutre, comme le rapport entre la rotation maximale atteinte au niveau de la rotule plastique θmax et la rotation correspondant à la limite élastique θy [13].

I .3.3.4.4 Ductilité de déplacement :

La ductilité de structure, également appelée ductilité globale, décrit la réponse globale de l'ensemble de la structure. Elle est généralement définie comme le rapport entre le déplacement ultime Δ_u et le déplacement correspondant à la fin de la phase élastique Δ_y.

Ce paramètre est couramment utilisé dans les codes parasismiques pour représenter le comportement global des structures sous sollicitations sismiques [6],[11] .

I.4. LES TOURS RELIÉES PAR DES PASSERELLES :

Depuis la seconde moitié du 20 -ème siècle, l'architecture moderne a vu émerger le concept des tours jumelles reliées par passerelles, symboles de modernité, de lien et d'audace technique. Ces ouvrages comme « les petronas twins towers de kuala lumpor » tions conçues par césar pelli et le bureau « ove arup &partners », représentent une avancée majeure dans la maîtrise des structures de grande hauteur

Les études et publications du « Council on tall buildings and Urban habitation » (CTBUH) ainsi que divers ouvrages spécialisés mettent en lumière les principaux défis de ce type de conception : à gestion des déplacements relatifs, les appuis articulés ou glissants, les effets dynamiques du vent et du séisme ainsi que la sécurité et le confort des usagers.

I.4.1. DÉFINITION ET INTÉRÊT DES TOURS RELIÉES PAR PASSERELLES :

I.4.1.1. Définition du concept du « skybridge » :

Une passerelle entre tours, ou skybridge est une structure suspendue reliant deux bâtiments indépendants à une certaine hauteur, assurant la circulation et parfois la stabilité de l'ensemble.

D'après « wood et safarik » (CTBUH, 2019), elle se définit comme un espace clos suspendu supporté uniquement par les bâtiments qu'elle relié.

Dans « the space across » (CTBUH, 2019), les auteurs la présentent comme une extension urbaine dans le ciel, pouvant être fonctionnelle, structurelle ou symbolique.

Selon « Jumaaah » (2017), elle favorise la connectivité piétonne tout en influençant le comportement dynamique des tours face aux actions du vent et aux séismes.

Ainsi, la skybridge consiste en un élément emblématique mariant à la fois l'esthétique et l'utilité en performance technique.

I.4.1.2. Intérêt et avantages des tours reliées par passerelles :

Les tours reliées par une passerelle (skybridge) constituent une solution architecturale et structurelle moderne répondant à des besoins à la fois fonctionnels, sécuritaires et esthétiques.

Sur le plan fonctionnel, la passerelle permet une circulation rapide et protégée entre deux bâtiments, facilitant l'accès aux services communs sans retour au sol— un atout majeur dans les zones urbaines denses.

Sur le plan sécuritaire, elle offre un chemin d'évacuation supplémentaire en cas d'urgence, renforçant la résilience des bâtiments connectés.

D'un point de vue structural, l'étude de « Yalcinkaya & Tuer » (2022) à montrer que la présence d'une passerelle réduit les déplacements latéraux et améliore la stabilité dynamique, surtout lorsqu'elle est placée entre 80 et 90% de la hauteur des tours.

Enfin sur le plan architectural et urbain, les skybridges deviennent des symboles visuels forts, créant des espaces en hauteur tels que des terrasses ou plates-formes panoramiques.

Ainsi, ces structures allient fonctionnalités, sécurité et esthétique, marquant l'identité contemporaine des grandes villes.

I.4.1.3. Exemple emblématique :

Plusieurs projets célèbres illustrent l'utilisation des passerelles entre tours.

Les petronas Tawin Towers (césar pelli 1998) sont reliées par une passerelle à 170 m de hauteur, servant à la fois de liaison fonctionnelle et de voie de sécurité, tout en permettant une légère déformation indépendante des tours.

Le Linked Hybrid à Pékin (Steven Holl, 2009) relie huit tours des passerelles vitrées abriant des espaces publics (cafés, galeries, jardins), favorisant la mixité sociale et architecturale.

Enfin, le Marina Bay sans à Singapour (moche safdie, 2011) se compose de trois tours reliées par une plate-forme suspendue monumentale, le SkyPark, intégrant piscine, restaurants et observatoire.

Ces projets démontrent que les skybridges ne sont pas seulement des éléments structurels, mais aussi des symboles architecturaux alliant, fonctionnalité et innovation technique.

I.4.2. COMPORTEMENT STRUCTURAL DES TOURS RELIEES :

Les tours jumelles reliées par une passerelle constituent un système structurel complexe et interdépendant, dans lequel l'interaction entre les deux bâtiments joue un rôle déterminant.

Ce type d'ouvrage ne peut être considéré comme deux structures indépendantes, car la passerelle introduit des liaison mécaniques, des transferts d'efforts, ainsi que des effets dynamiques spécifiques.

La compréhension du comportement global du système structural est donc essentielle pour garantir la stabilité, la sécurité et le confort des utilisateurs, tout en assurant la durabilité et la performance de l'ensemble architectural.

I.4.2.1. Interaction entre les deux structures :

L'interaction entre deux tours reliées par une passerelle dépend principalement du type de liaison et de la rigidité des structures

Une liaison rigide synchronise les mouvements latéraux et améliore la stabilité globale, mais génère des efforts internes élevés au niveau des points de connexion.

À l'inverse, une liaison souple ou semi-articulée permet aux tours de se déformer indépendamment sous l'effet du vent, du séisme ou des variations thermiques, réduisant ainsi la transmission des contraintes tour en maintenant une coopération structurelle minimale.

Les recherches soulignent que le choix du système de liaison doit trouver un équilibre entre rigidité et flexibilité, en fonction de la hauteur, de la portée de la passerelle et des sollicitations dynamiques, afin d'assurer la stabilité, la durabilité et le confort des usagers.

I.4.2.2. Déplacements relatifs et effets dynamiques :

Les déplacements relatifs entre les tours résultent principalement des charges horizontales (vent, séisme) et des effets dynamiques liés à la hauteur et à la souplesse des structures.

Si ces mouvements ne sont pas correctement pris en compte, la passerelle risque de subir des efforts excessifs, des déformations incompatibles ou même des ruptures locales.

Selon les études par le Council on tall buildings an Urban habit (CTBUH), les structures élancées présentent des oscillations importantes nécessitant la mise en place de dispositifs d'amortissement, de joints de dilatation et parfois de liaison articulée spécifiques pour limiter les contraintes induites.

Le comportement dynamique global doit donc être évalué à l'aide de modèles numériques tridimensionnels, permettant de simuler la réponse vibratoire et d'optimiser la conception du système tours–passerelle.

I.4.3. Influence du vent et du séisme sur les tours jumelles :

Selon le système constructif adopté (Béton Armé ou Charpente métallique), le vent ou le séisme représente la principale sollicitation horizontale agissant sur les tours de grande hauteur. Il provoque des déplacements latéraux, des torsions, et exerce parfois des effets d'aspiration sur la passerelle au étages supérieurs.

Les forces aérodynamiques, par exemple, dépendent de la forme des bâtiments, de leur hauteur et de l'orientation par rapport au vent dominant.

Dans le cas des tours jumelles, les phénomènes d'interférence aérodynamique sont particulièrement notables : la présence d'une tour modifie l'écoulement du vent autour de l'autre, générant des zones de turbulence et de succion.

En situation sismique, les deux tours peuvent entrer en oscillation hors phase, provoquant des sollicitations additionnelles sur la passerelle. Pour éviter tout choc ou endommagement, il est indispensable de prévoir des appuis articulés ou amortis permettant une liberté de mouvement contrôlée.

I.4.4. Effet de la hauteur et de la position de la passerelle sur la stabilité globale :

La position de la passerelle joue un rôle déterminant dans le comportement structural des tours jumelles.

Lorsqu'elle est située à une grande hauteur, la passerelle agit comme un élément de contreventement latéral, contribuant à réduire les déplacements relatifs et à améliorer la stabilité globale du système.

Cependant, plus la passerelle est élevée, plus elle est exposée aux effets dynamiques amplifiés engendrés par les oscillations des tours.

Il est donc crucial d'optimiser sa position pour assurer un compromis entre efficacité structurelle et faisabilité architecturale.

Les recherches menées sur divers projets emblématique — tels que les Petronas Towers (Malaisie), les Emirates Twin Towers (Dubaï) et le Linked Hybrid (Pékin) — démontrent qu'une passerelle placée à une hauteur intermédiaire, comprise entre un tiers et la moitié de la hauteur totale, offre généralement le meilleur équilibre entre rigidité et flexibilité.

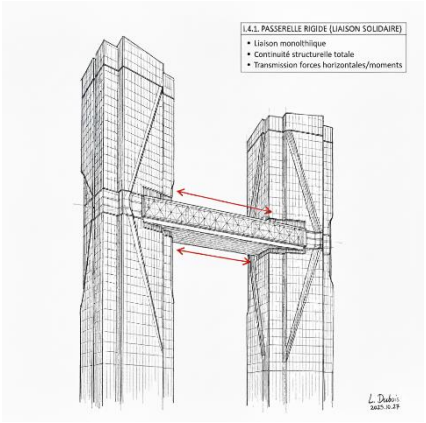
Ainsi, la hauteur, la portée et le type de liaison doivent être choisis avec soin afin d'assurer la stabilité globale, la sécurité et le confort des usagers.

I.4.5. TYPOLOGIE DES PASSERELLES ENTRE TOURS :

Les passerelles reliant deux tours représentent des éléments structuraux d'une grande complexité, dont le comportement dépend essentiellement du mode de liaison adopté entre les bâtiments. Selon la littérature scientifique et les études menées sur les structures élancées, ces

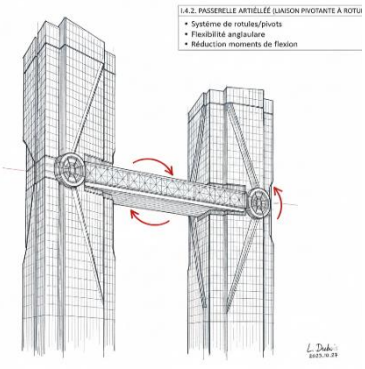
passerelles peuvent être classées en plusieurs typologies, chacune présentant un comportement spécifique face aux sollicitations dynamiques et aux effets thermiques. Les principaux types recensés sont les passerelles rigides, articulées, sur appuis glissants et suspendues. Le choix d'une configuration dépend de nombreux paramètres tels que la hauteur des tours, la portée de la passerelle, les conditions de charge, la sensibilité au vent et la stratégie de conception architecturale.

I.4.5.1. Passerelle rigide (liaison solidaire) :



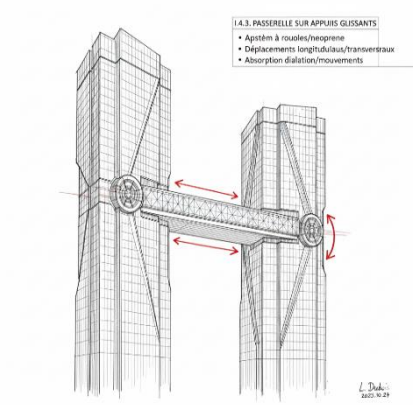
La passerelle rigide constitue une liaison monolithique entre les tours, assurant une continuité complète de la structure. Dans cette configuration, la passerelle agit comme un élément intégral du système, transmettant directement les efforts horizontaux, les mouvements fléchissant et les charges de torsion entre les bâtiments. Cette solution confère à l'ensemble une grande rigidité et limite les déplacements relatifs, améliorant ainsi la stabilité latérale du système. Cependant, cette rigidité accrue peut engendrer des efforts internes importants au niveau des connexions et des appuis. Surtout lorsque les tours subissent des déformations différentielles sous l'effet du vent, du séisme ou des variations thermiques. Ce type de passerelle est souvent privilégié lorsque les deux tours présentent des caractéristiques structurelles similaires et reposent sur des fondations homogènes, garantissant un comportement global cohérent.

I.4.5.2. Passerelle articulée (liaison pivotante ou à rotule) :



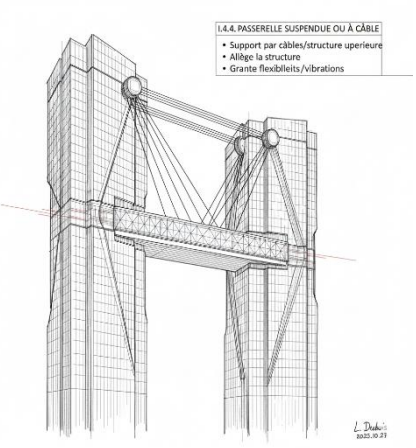
La passerelle articulée repose sur un système de rotules ou de pivots permettant une rotation limitée entre la passerelle et les tours. Ce type de liaison et conçu pour offrir une flexibilité angulaire tout en maintenant la continuité fonctionnelle entre les bâtiments. Il permet de réduire la transmission des moments de flexion et d'absorber les rotations dues aux actions horizontales, notamment sous l'effet du vent ou d'un séisme. Grâce à cette articulation, les efforts induits dans la passerelle sont significativement diminués, favorisant un comportement plus souple et plus sûr face aux déformations différentielles. Ce système est particulièrement adapté aux structures de grande hauteur ou aux ensembles soumis à des conditions dynamiques variables, car il permet d'éviter la concentration de contraintes tout en assurant une stabilité globale satisfaisante.

I.4.5.3. Passerelle sur appuis glissants (appuis à rouleaux ou néoprène) :



Dans cette configuration, la passerelle repose sur des appuis permettant un glissement contrôlé, tels que des dispositifs à rouleaux ou des supports en néoprène. Ce système est conçu pour autoriser des déplacements longitudinaux et transversaux, absorbant ainsi les effets de dilatation thermique, de flexion différentielle ou d'action sismique. Les recherches menées sur les "skybridges" modernes montrent que les appuis glissants réduisent efficacement les contraintes internes et améliorent la réponse dynamique de l'ensemble tours-passerelle. Ce type de liaison est particulièrement avantageux pour le bâtiment de grande hauteur, car il permet à la passerelle de suivre les mouvements relatifs des tours sans compromettre son intégrité structurelle. L'analyse dynamique de ces structures montre que l'utilisation d'appuis glissants optimise la répartition des efforts tout en minimisant les vibrations et les déformations excessive.

I.4.5.4. Passerelle suspendue ou à câble :



La passerelle suspendue constitue une solution architecturale et technique audacieuse, dans laquelle l'élément de liaison est supporté par des câbles ancrés en tête de tour ou fixés à une structure porteuse supérieure. Ce type de conception permet d'alléger considérablement la passerelle tout en réduisant la charge verticale transmise directement aux tours. Grâce à la flexibilité inhérente aux systèmes de câbles, la passerelle suspendue s'adapte facilement aux déplacements différentiels et aux vibrations induites par le vent ou les mouvements sismiques.

Cependant, son comportement dynamique nécessite une étude approfondie de la stabilité aérodynamique et de la fatigue des câbles, afin de prévenir les oscillations excessives et les pertes de leurs tension. Souvent utilisée pour des raisons esthétiques et architecturales, cette solution permet également de créer un effet visuel léger et élégant tout en assurant une performance structurelle maîtrisée.

I.4.6.Comparaison des systèmes selon les déplacements différentiels et la rigidité :

Table I.2: Typologie des systèmes de liaison entre tours

Typologie	Déplacements différentiels tolérés	Rigidité	Efforts internes	Usages recommandés
Rigide	Très faible	Très élevée	Très forte (moments, contraintes)	Tours proches, haute rigidité requise, faible différence de fondation ou matériau homogène
Articulée	Moyenne à faible	Elevée modérée	Moments de rotation réduits, contraintes mieux réparties	Lorsque mouvements modérés sont attendus, besoin de tolérance angulaire
Appuis glissants	Élevée	Modérément élevée	Transferts d'efforts réduits, glissement contrôlé	Tours hautes, grandes différences de déplacement, exigences environnementales fortes
Suspendue / câblée	Très élevée (selon conception)	Rigidité plus faible	Sensible aux vibrations, tension des câbles critique	Usage piéton, architecture spectaculaire, poids léger, esthétique

I.4.7. Appareils d'appui et dispositifs de liaison :

I.4.7.1. Types d'appareils d'appui utilisés dans les passerelles :

Les appareils d'appui jouent un rôle essentiel dans la stabilité et la durabilité des passerelles reliant deux tours. Selon le guide des appareils d'appui pour ponts et ouvrages d'art (SETRA,2012), ces dispositifs permettent de transmettre les charges verticales et horizontales tout en autorisant certains déplacements ou rotations dus aux effets thermiques , au vent ou aux séismes.

On distingue principalement :

Les appuis fixes, qui assurent le maintien de la passerelle dans une position déterminée et reprennent les efforts horizontaux.

Les appuis mobiles ou à glissements, qui permettent les déplacements longitudinaux et transversaux causés par la dilatation thermique.

Les appuis en néoprène fretté, fréquemment utilisés dans les ouvrages modernes, qui allient élasticité et résistance, et permettent une bonne dissipation des efforts.

Les appuis sphériques, utilisés dans les passerelles de grande portée, offrent une rotation dans toutes les directions et une transmission optimale des charges verticales (schalaich & Bergemann,stuctural Bearings and Bridges ,2015).

I.4.7.2. Rôle des appareils d'appui dans transmission des efforts :

Les appareils d'appui ont pour mission principale d'assurer la continuité stucturelle entre les passerelles et les tours en accommodant les mouvements relatifs dus aux charges et aux déformations.

Selon le Bridge Engineering Handbook (chen & Duan,2014), les appuis servant à :

- Transmettre les efforts verticaux issus du poids propre et des charges d'exploitation.
- Reprendre les efforts horizontaux dus aux vents ou aux séismes.
- Permettre les rotations induites par la flexion des éléments porteurs.

Dans le cas des passerelles entre tours, ces dispositifs doivent être dimensionnés pour éviter la concentration des contraintes et garantir un comportement souple et stable de l'ensemble du système interconnecté.

Les variations de température entraînent des allongements et raccourcissements dans les structures métalliques ou en béton, prouvant qu'elles génèrent des efforts internes importants si les déplacements ne sont pas correctement compensés.

Selon Design of Steel Bridges (Wright & Ashby,2018), une passerelle reliant deux tours doit intégrer des appuis mobiles ou des joints de dilatation pour absorber ces effets thermiques.

De plus, dans les structures en béton, le retrait différé et le fluage peuvent provoquer des déplacements relatifs entre les deux tours, ce qui nécessite l'adoption de dispositifs flexibles permettant un jeu contrôlé entre les structures reliées.

I.4.7.3. Détails constructifs et conception parasismique des appuis :

En zone sismique, les appareils d'appui doivent être conçus de manière à limiter la transmission directe des accélérations d'une tour à l'autre.

D'après le CTBUH Technical Guide : Tall Buildings (Wood & Safarik,2019), la conception parasismique privilégie des liaisons semi-flexibles capables d'absorber l'énergie sans rupture.

Les isolateurs sismiques (type élastomère fretté ou à glissements pendulaires) sont parfois intégrés sous les passerelles pour réduire la réponse dynamique et éviter la collision entre tours (pounding effect).

Les détails constructifs incluent également des paliers d'ancrage renforcés, des boîtes d'appui en acier et des systèmes d'amortissement additionnels pour maîtriser les vibrations et garantir la sécurité des usagers.

I.4.8. Aspects normatifs et réglementaires :

La conception et la vérification des passerelles reliant des tours jumelles doivent s'appuyer sur un cadre normatif rigoureux, garantissant la sécurité structurale, la stabilité dynamique et la durabilité de l'ouvrage. Ces exigences sont fixées par un ensemble de normes internationales et nationales encadrant les actions de vent, les effets sismiques, les charges d'exploitation et les performances structurelles.

L'ingénieur moderne impose une approche intégrée où les considérations normatives guident le choix des matériaux, la modélisation des efforts et la conception des dispositifs de liaison.

I.4.8.1. Normes internationales (ASCE7, Eurocode, AASHTO) :

Les normes internationales constituent les principales références pour la conception des structures de grande hauteur des passerelles interconnectées.

L'ASCE 7 (American Society of Civil Engineers) définit les charges minimales à considérer, notamment les effets du vent, de la neige, des séismes et des variations thermiques.

L'Eurocode 1 (EN 1991) et l'Eurocode 8 (1998) complètent ce cadre pour l'Europe en introduisant une approche de calcul basée sur les performances, la ductilité et la dissipation d'énergie.

Quant à la norme américaine AASHTO LRFD, elle est particulièrement utilisée pour les passerelles piétonnes et les ponts, imposant des critères stricts sur les déformations, la fatigue et les vibrations.

L'adaptation de ces standards aux contextes locaux permet d'assurer une cohérence entre sécurité, confort des usagers et viabilité économique.

I.4.8.2. Recommandations pour les passerelles piétonnes :

La conception d'une passerelle entre deux tours ne se limite pas à sa résistance mécanique : elle doit aussi garantir la sécurité des usagers, le confort vibratoire et l'esthétique architecturale.

Les recommandations issues de l'international Association for Bridge and structural Engineering (IABSE) et de l'AASHTO Guide spécifications formation design of pedestrian Bridges préconisent la prise en compte :

- Des fréquences propres pour éviter les résonances avec les pas humains ou les rafales de vent.
- De limites de déformation plus strictes que pour les ouvrages courants.
- D'un contrôle rigoureux des vibrations par l'ajout d'amortisseurs ou d'appuis élastomères.

Ces recommandations garantissent un comportement à la fois stable, sûr et agréable pour les utilisateurs.

I.4.8.3. Exigences parasismiques dans le cas des structures jumelles :

Les tours jumelles reliées par une passerelle présentent une complexité accrue en situation sismique.

Les déplacements relatifs entre les tours peuvent générer des efforts importants sur la passerelle, d'où la nécessité d'introduire des liaisons flexibles ou amorties.

Les codes parasismiques internationaux - notamment l'Eurocode 8 et l'ASCE 7-22 exigent que la passerelle soit dimensionnée pour tolérer les mouvements différentiels sans provoquer de rupture ni de perte d'appui.

Les analyses dynamiques modales et spectrales sont privilégiées afin d'évaluer la réponse vibratoire couplée du système tours-passerelle et d'assurer la redondance structurelle en cas de séisme majeur.

L'objectif est d'éviter tout contact brutal entre les bâtiments, phénomène susceptible d'entraîner des dommages progressifs ou un effondrement localisé.

Application de RPA (Règlement parasismique Algérien) :

En Algérie, la conception des structures de grande hauteur est régie par le Règlement parasismique Algérien (RPA 2024), qui fixes les exigences minimales pour la sécurité des constructions dans les zones sismiques.

Ce règlement impose :

- Une analyse dynamique modale pour les bâtiments dépassant 20 m.
- La prise en compte des déplacements inter-étages pour afin de satisfaire les conditions de non-éffondrement et limitation des dommages.
- La définition de joints de dilatation / séismiques suffisants entre les structures interconnectées.

L'application de RPA 2024 dans le cas des tours reliées permet d'assurer la compatibilité entre la norme nationale et les référentiels internationaux tout en tenant compte des caractéristiques locales du sol et du niveau d'aléa sismique.

Ainsi, le RPA constitue un cadre indispensable pour garantir la résilience de la sécurité de l'ouvrage d'envergure dans le contexte algérien.

I.5. CONCLUSION

Cette revue bibliographique a permis de mettre en évidence les concepts clés de la conception parasismique, en soulignant l'importance du choix des méthodes d'analyse dynamique et des paramètres fondamentaux de performance tels que la rigidité, la résistance et la ductilité. La prise en compte du comportement non linéaire des structures en béton armé et le rôle des systèmes de contreventement apparaissent essentiels pour assurer la stabilité et le contrôle des déplacements.

L'étude des tours reliés par une passerelle met en lumière la complexité de leur comportement structurel, liée aux interactions dynamiques, aux déplacements différentiels et aux exigences normatives, notamment celles du RPA. Cette synthèse constitue un cadre théorique et réglementaire nécessaire à l'analyse et à la justification des choix techniques de l'étude appliquée.

Ce projet de fin d'études vise à étudier deux tours jumelles reliées dans la partie supérieure du bâtiment par une passerelle en charpente métallique. Des modèles numériques 3D en éléments finis, ainsi que différentes analyses dynamiques (linéaires et non linéaires) sont élaborés en se basant sur les normes en vigueur pour ce type d'ouvrages.



CHAPITRE II
CONCEPTION GENERAL



II.1. Introduction

Dans un contexte de modernisation urbaine et d'expansion des infrastructures, la construction de bâtiments résidentiels constitue un enjeu majeur pour répondre à la demande croissante en logements et accompagner le développement économique des grandes villes à travers le monde. Ce processus pluridisciplinaire mobilise des considérations fonctionnelles, architecturales, structurelles et sécuritaires, nécessitant une planification rigoureuse et une coordination entre les différents acteurs du projet afin d'assurer la durabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers.

Le présent projet s'inscrit dans le cadre du programme de logements promotionnels libres (LPL) lancé par l'entreprise nationale de promotion immobilière (ENPI). Il porte sur l'étude d'un immeuble résidentiel représentatif, dont l'analyse vise à examiner la conception architecturale et l'organisation spatiale, tout en évaluant les choix structuraux, les systèmes constructifs adoptés, les matériaux utilisés et les normes réglementaires en vigueur, notamment celles relatives à la résistance sismique selon les normes en vigueur, notamment le RPA2024.

Ce chapitre présente l'ouvrage étudié dans ses différentes composantes : les caractéristiques architecturales et structurelles du bâtiment, les matériaux de construction employés, les normes de conception appliquées, ainsi que les principales données géotechniques du site. Cette présentation préliminaire constitue une base essentielle pour la compréhension des choix techniques développés dans l'étude de la structure dans les suivants chapitres.

II.2. Situation géographique

Le projet LPL 300 situé dans la commune de Hussein Dey, à l'est d'Alger, sur le littoral de la baie d'Alger. Il bénéficie d'un emplacement stratégique à proximité de plusieurs points de repère majeurs de la capitale, tels que la Grande Mosquée d'Alger, le jardin d'Essai du Hamma, le Palais des expositions SAFEX et l'Hôtel Sofitel d'Alger. Sa situation géographique stratégique offre une vue dégagée sur la mer, tout en assurant un accès rapide aux infrastructures économiques, administratives et culturelles d'Alger. Cet emplacement privilégié renforce l'importance du projet en tant qu'ensemble résidentiel moderne, bien intégré dans un environnement urbain dynamique et attractif.



Figure II.1:Localisation du projet.

II.3. DESCRIPTION DU PROJET

La structure objet de notre étude est composé de deux tours identiques reliées par une passerelle située au dernier niveau.
Le bâtiment est supporté par quatre **sous-sols**, dont la répartition réelle est la suivante :



Figure II.2:Projet LPL 300 en

- Les **quatre sous-sols** sont entièrement **réservés au parking**, avec une capacité totale de **450 places**.
- Ils abritent également **quatre cuves d'eau** destinées à l'alimentation du bâtiment et au système **anti-incendie**.

Au-dessus, le bâtiment comprend un **podium en rez-de-chaussée et en 1er premier étage**, exclusivement dédié aux **activités commerciales**, accueillant divers espaces ouverts au public.
Le **troisième niveau** est aménagé en **esplanade**, offrant un espace extérieur destiné aux **services**, ainsi qu'à un **restaurant** et une **cafétéria**.

Les niveaux supérieurs, du **4e au 29e étage**, sont entièrement consacrés aux **logements**. Au **30e étage**, on trouve des **restaurants et une cafétéria**, accessibles directement par des ascenseurs panoramiques depuis l'esplanade.

Enfin, la **passerelle** du dernier niveau abrite un **observatoire**, offrant une **vue panoramique sur la mer**, ainsi qu'un espace convivial pour les résidents et les visiteurs.

II.4.DIMENSIONS EN PLAN

La structure occupe une surface de plus de 2 800,00 m² , les dimensions en plan sont d'environs 109 mètres de longueur et 36 mètres de largeur.

Les dimensions en plan de chaque tour sont d'environs 45 mètres de longueur et 35 mètres de largeur.

II.5.DIMENSIONS EN ÉLÉVATION

Table II.1:DIMENSIONS EN ÉLÉVATION

Niveau	Hauteur
2ème - 4 ème sous-sol	3 m
1er sous-sol	4 m
Rez-de-chaussée	4,08 m
1er étage	4,08 m
2ème étage	4,08 m
3ème – 29ème étage	3,23 (chacun)
30ème étage	4,08 m
La hauteur de podium à partir de sol	16,8 m
La hauteur totale de la Tour	88,9 m

II.6. Système structural et contreventement

Pour assurer la stabilité de la structure de notre projet en Rdc + 30 étages, le système porteur adopté repose principalement sur des voiles en béton armé, auxquels s'ajoutent des noyaux centraux jouant un rôle essentiel dans le contreventement.

L'ensemble des voiles assure à la fois la résistance aux efforts horizontaux et verticaux ; les noyaux, constitués d'un ensemble de voiles en blocs fermés sont disposés au cœur de chaque tour, où l'ensemble contribuent à la stabilité et la résistance de la structure vis-à-vis les différentes sollicitations.

Cette combinaison offre une stabilité optimale, tout en garantissant une sécurité accrue et une meilleure performance structurelle de l'ouvrage.

II.7. IMPLANTATION DE LA STRUCTURE

II.7.1. Classification du site

D'après le rapport géotechnique était dans le cadre de l'étude du projet, le sol du site d'implantation présente une stratification marquée, indiquant une composition hétérogène en profondeur. Les sondages réalisés sur le terrain ont permis d'identifier les couches suivantes : Le niveau de la nappe phréatique a été relevé 5 m de profondeur. Sur la base des résultats du rapport géotechnique et conformément aux dispositions du RPA 2024, le sol est classé en catégorie S_3.

II.7.2. Classification de l'ouvrage selon la zone sismique :

Le territoire national est subdivisé en six 06 zones de sismicité croissante, définies par la carte nationale des zones sismiques

Selon l'article 3.1. Annexe A RPA 2024, le projet est implanté dans la wilaya D'Alger, classée en zone 6, correspondant à une sismicité élevée.

II.7.3. Classification de l'ouvrage selon son importance :

Le niveau minimal de protection sismique requis pour un bâtiment, dépend de sa fonction et de son importance au regard des objectifs de sécurité fixés par la réglementation.

Conformément à l'article 3.4 du RPA 2024, l'ouvrage est classé dans le groupe d'usage 1B, correspondant à un bâtiment de grande importance.

II.8. CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

II.8.1. Béton :

Le béton est un matériau de construction composite constitué principalement de ciment, d'eau, de granulats et, selon les besoins, d'adjuvants ou d'additifs. Grâce à sa résistance, sa durabilité et sa grande polyvalence, le béton est largement employé dans le domaine du bâtiment et des travaux publics.

Résistance à la compression :

La résistance à la compression du béton correspond à sa capacité à supporter des charges élevées sans se fissurer ou se rompre. Elle constitue l'un des principaux critères de performance du matériau. Cette résistance est généralement mesurée à l'âge de 28 jours, sous des conditions normales de durcissement, et désignée par la valeur caractéristique fc28. Celle-ci représente la contrainte maximale que le béton doit pouvoir résister après sa période standard de durcissement.

Selon le CBA93, article A2.1.1.1 : La résistance caractéristique à la compression fcj à l'âge de $j \leq 60$ jours, est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4{,}76+0{,}83j} \; f_{c28} \text{ pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1{,}4+0{,}95j} \; f_{c28} \text{ pour : } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

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

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

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

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

Résistance à la traction :

La résistance à la traction du béton désigne sa capacité à résister aux efforts de tension sans se fissurer. Contrairement à la résistance à la compression, elle est relativement faible en raison de la nature fragile du matériau.

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

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

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

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

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

Table II.2: Valeurs prévues des résistances de béton

Résistance du béton	**Résistance à la compression f_{c28}**	**Résistance à la traction f_{t28}**
Elément de la structure (MPa)	35	2.7

Contrainte limite de compression :

- **L'état limite ultime (ELU) :**

La résistance conventionnelle ultime à la compression est :

$$\boldsymbol{f_{bu} = 0{,}85 \frac{f_{cj}}{\theta\, \gamma_b}}$$

γ_b = { 1 ,5 pour les combinaisons fondamentales ; 1 pour les combinaisons accidentelles

1 quand la durée d'application des charges considérée est > à 24 heures

θ = { 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures ; 0,85 lorsqu′ elle est inférieure à 1 heure

Dans le calcul à l'ELU, on adopte le diagramme dit "parabole rectangle" ; le diagramme est constitué par une première partie en paraboleront les déformations relatives sont limitées à 2‰.

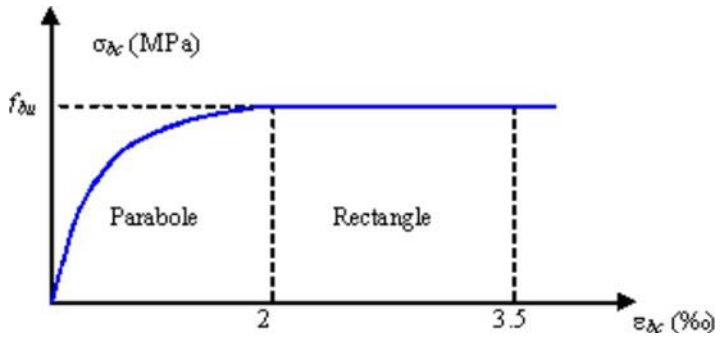


Figure II.3: Diagramme parabole rectangle des Contraintes - Déformations du béton.

- **L'état limite de service (ELS):**

La contrainte admissible à l'État Limite de Service (ELS) du béton en compression est :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \quad f_{c28} = 21 \text{ Mpa.}$$

À l'ELS, le diagramme est supposé élastique linéaire, il est défini par son module d'élasticité.

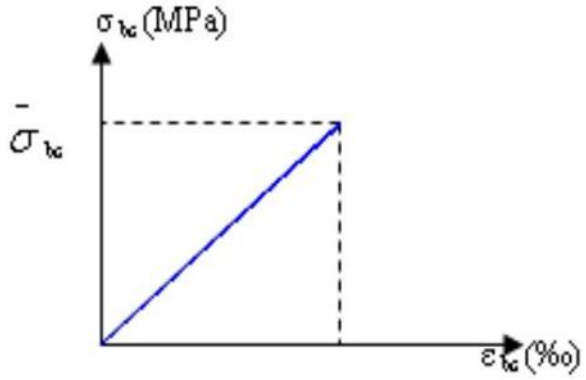


Figure II.4: Diagramme des Contraintes - Déformations du béton dans le domaine élastique linéaire

II.8.1.4. Module d'élasticité :

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

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

$$E_{ij} = 11.\,10^3\ \sqrt[3]{f_{cj}}$$

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

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

Table II.3: valeurs des modules d'élasticité de béton.

Module d'élasticité E	Instantanée E_{i28} (MPa)	Différé E_{v28}(MPa)
Eléments de la structure	35981.73	11993.91

II.8.2. Aciers

II.8.2.1. Composition :

Dans le béton armé, la combinaison béton - acier exige des propriétés mécaniques bien définies afin d'assurer la résistance et la durabilité de la structure. Les aciers utilisés doivent

notamment offrir une bonne adhérence au béton, être faciles à mettre en forme et présenter une ductilité suffisante.

Contrainte limite d'élasticité (Fe) :

L'acier se distingue par sa limite d'élasticité garantie, notée « fe », dont la valeur est la même en traction qu'en compression.

Dans le cadre de notre projet, le type d'acier adopté est un acier à haute adhérence de nuance **feE500.**

Module d'élasticité

Le module d'élasticité de l'acier, représentant sa capacité à se déformer sous l'effet d'une contrainte, est défini par Es=2,1× 10^5 MPa.

Les contraintes limites :

- **L'état limite ultime (ELU)**

Pour le calcul on utilise le diagramme contraintes déformation :

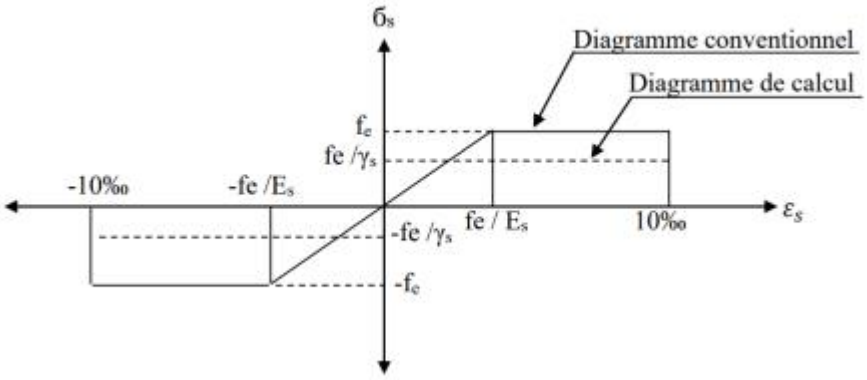


Figure II.5: Diagramme des Contraintes Déformations de l'acier.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma s}$$

γs : Coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma s=$ { 1,5 Situation durable ; 1 Situation accidentelle

Selon l'article 7.3.2 du RPA 2024, le coefficient partiel de sécurité de l'acier est égal à :

γs=1.00.

- **L'état limite de service (ELS)**

D'après l'article 4.5 du BAEL91, l'état limite de service correspond à la phase où il est nécessaire de limiter les déformations et les fissurations afin d'assurer le bon fonctionnement et la disponibilité de l'ouvrage. Dans ce cadre, la contrainte de traction des armatures est soumise à des restrictions, variables selon les différentes sollicitations dans la structure.

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

En cas de fissuration préjudiciable,

$$\bar{\sigma s} = \min\left\{\frac{2}{3} fe; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$$

En cas de Fissuration très préjudiciable,

$$\bar{\sigma s} = \min\left\{\frac{1}{2} fe; 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration ;

η= { 1.6 pour les aciers RL ; 1 pour les aciers HA

II.9. Conclusion

La présentation de l'ouvrage objet de cette étude a permis de situer le projet dans son cadre architectural, structurel et géotechnique, constituant ainsi une étape préliminaire essentielle à l'analyse. Elle a fourni les données de base nécessaires à la conception structurale et à la compréhension globale du projet.

Les informations recueillies serviront de référence pour les différentes phases de conception et de vérification, en particulier pour le choix des systèmes porteurs et l'évaluation des sollicitations.

CHAPITRE III
PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

III.1. Introduction

Le prédimensionnement constitue une étape fondamentale dans le processus de conception structurale d'un bâtiment. Il s'agit d'établir une première estimation des dimensions des éléments porteurs — poutres, poteaux, voiles et planchers — afin d'assurer une répartition optimale des charges tout en garantissant la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

En se basant sur les prescriptions des normes **CBA93**, **BAEL** et **RPA 2024**, les sections des différents éléments structuraux ont été déterminées en tenant compte des critères fondamentaux de sécurité réglementaire. L'application du RPA 2024 permet notamment d'intégrer dès les premières phases de la conception les particularités sismiques de la région étudiée, conférant ainsi à la structure une première réponse adaptée aux sollicitations dynamiques. Une fois ces dimensions initiales établies, l'analyse dynamique de la structure devient indispensable afin d'évaluer sa réponse séismique globale

III.2. Analyse Comparative et Optimisation du Système Structural

À la suite d'une 'étude approfondie de la conception de référence proposée par l'architecte, une révision du système structural a été élaborée dans l'objectif d'aboutir à une solution plus économique, sans pour autant compromettre la résistance ni la stabilité de l'ouvrage, en procédant notamment à la suppression de certains voiles au profit d'un système de poteaux et de poutres. Cette démarche a conduit à l'élaboration de trois variantes structurales soumises à une analyse comparative rigoureuse — la conception de référence à voiles, la conception mixte associant voiles et portiques, et la conception entièrement en portiques afin d'identifier la solution offrant le meilleur compromis entre performance sismique, efficacité structurelle et optimisation économique.

III.3. CONCEPTION DE REFERENCE

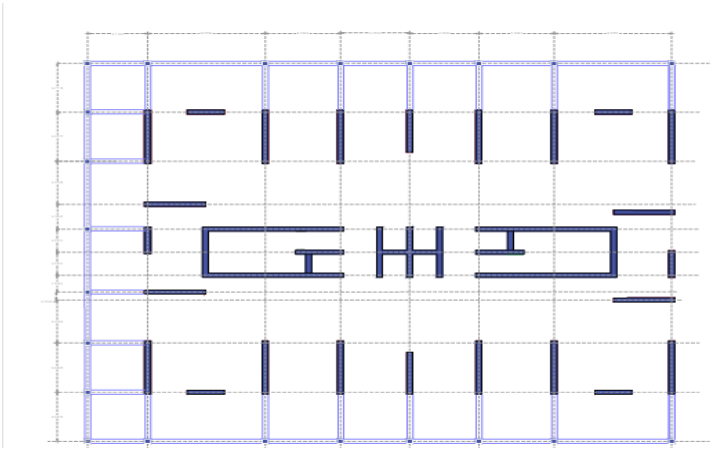


Figure III.1:vue en plan (variante de référence)

III.3.1. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

Le plancher se compose de trois éléments principaux : la structure porteuse, le revêtement de sol et le plafond (ou faux plafond). Ils doivent satisfaire plusieurs exigences essentielles, notamment :

- Assurer la résistance et la stabilité structurelle.
- Garantir une rigidité suffisante afin de jouer le rôle de diaphragme horizontal.
- Offrir une bonne étanchéité ainsi qu'une protection contre l'air, le feu et les effractions.
- Assurer une isolation thermique et acoustique adéquate.

Dans le cas de la tour étudiée, compte tenu des grandes portées imposées, la dalle pleine en béton armé (BA) représente la solution la plus appropriée. Elle offre de meilleures performances en termes de rigidité horizontale (diaphragme). Toutefois, elle doit répondre à plusieurs conditions, détaillées ci-après.

1) Condition d'isolation acoustique :

Selon les règles techniques « CBA93 » l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

2) Conditions de sécurité contre l'incendie :

Selon le CBA93,BAEL et l'Eurocode 2 (EN 1992-1-2), l'épaisseur du plancher doit atteindre des valeurs minimales afin d'assurer une résistance au feu conforme aux exigences réglementaires, comme indiqué dans le tableau ci-dessous.

Table III 1: Épaisseur minimale des planchers coupe-feu.

Condition	Épaisseur minimale	Type de construction
Résistance au feu de 1 heure	07 cm	Tout type de construction
Résistance au feu de 2 heures	11 cm	Habitation de grande hauteur
Résistance au feu de 3 heures	15 cm	Habitation de grande hauteur
Résistance au feu de 4 heures	17 cm	Sous-sol

3) Limitation des flèches :

Selon l'article B.6.5.3 du CBA93, il faut vérifier que la flèche calculée soit inférieure à la flèche admissible, sachant que la flèche admissible est donnée par :

$fadm = \frac{L}{500}$ $Si\ Lmax < 5m$

$fadm = \frac{L}{1000} + 0{,}5cm$ $Si\ Lmax \geq 5m$

$fcal \leq fadm$ Avec : $fcal = \frac{5qL^4}{348EI}$

III.3.1.1. Détermination des épaisseurs

Résistance à la flexion (condition de rigidité)

$$\rho = \frac{Lx}{Ly}$$

Avec :

- ✓ Lx : La petite portée d'un panneau de dalle en béton armé mesurée entre-nus d'appuis.
- ✓ Ly : La grande portée d'un panneau de dalle en béton armé mesurée entre-nus d'appuis.

•Si la dalle se porte sur appuis simples : **e dalle** $= \frac{Lx}{20}$

•Si la dalle est continue avec $\rho < 0.40$ on dit que la dalle porte dans un seul sens (Lx <<

Ly) : alors **e dalle** $= \frac{Lx}{30}$

•Si la dalle est continue avec $0.40 \leq \rho \leq 1$ on dit que la dalle porte dans deux sens : alors

e dalle $= \frac{Lx}{40}$

- **Plancher podium et tour**

On prend le panneau de la dalle le plus chargé :

Table III 2: Epaisseur du plancher.

Lx (m)	Ly (m)	ρ	e dalle (cm)	Épaisseur choisit
4.68	7.58	0.62	12 cm	20 cm

- Vérification des conditions de sécurité contre l'incendie :

- ➢ Pour une construction de type « Habitation de grande hauteur » e=20cm ≥15 cm (vérifiée).
- ➢ Pour une construction de type « sous-sol » e=20cm ≥17cm (vérifiée).

- Vérification de l'isolation acoustique :

➢ e=20cm >13 cm (vérifiée).

- Vérification de la flèche :

$$fcal \leq fadm$$

On a : $Lmax$= 4.68m≤5m

Alors : $fadm = \frac{L}{500}$ =8.76mm

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

L=4.68m

E=35981.73 MPa

I=6.667× 10−4m4

Le poids propre : G=25×e×1=5 KN/ml

Table III 3: Vérification de la flèche

	Q	G	Q	$fcal$	$fadm$	vérification
Parking	2.5	5	7.5	1.953	8.76	Vérifiée
restaurant	2.5	5	7.5	1.953	8.76	Vérifiée
Cafeteria	2.5	5	7.5	1.953	8.76	Vérifiée
Boutique	5	5	10	2,6	8.76	Vérifiée
Chambre	1.5	5	6.5	1.692	8.76	Vérifiée
Terrasse inaccessible	1	5	6	1.562	8.76	Vérifiée

III.3.1.2. Evaluation des charges et surcharges

La descente de charges consiste à déterminer les charges permanentes ainsi que les surcharges d'exploitation appliquées à l'ensemble des éléments constituant le bâtiment. Elle repose sur le principe de répartition et de transmission progressive de ces charges vers les éléments porteurs.

Cette étape est réalisée conformément aux prescriptions du DTR B.C.2.2.

III.3.1.2.1. Charges d'exploitation

Table III 4: Charges d'exploitation.

Nature des locaux	Valeurs KN/m²
Terrasse inaccessible	1.00
Locaux hébergement : chambre	1.50
Cage d'escalier	2.50
Balcon	3.50
Bureaux	2.50
Cafeteria	2.50
Boutique (centre commerciale)	5.00
Parking	2.50

III.3.1.2.2. Plancher terrasse inaccessible

Table III 5:Plancher terrasse inaccessible

Désignation	Poids volumique KN/m^3	Epaisseur M	Poids KN/m²
Protection en gravillons	17	0.05	0.85
Étanchéité multicouche	12	0.01	0.12
Forme de pente	22	0.12	2.64
Isolation thermique	0.4	0.04	0.016
Dalle en béton armé	25	0.2	5.00
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
		Charge permanente	8.83
		Charge d'exploitation	1.00

III.3.1.2.3. Plancher terrasse accessible

Table III 6:Plancher terrasse accessible

Désignation	Poids volumique KN/m^3	Epaisseur M	Poids KN/m^2
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Lit de sable	18	0.02	0.36
Forme de pente	22	0.12	2.64
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Dalle en béton armé	25	0.2	5.00
Etanchéité multicouche	12	0.01	0.12
		Charge permanente	8.76
		Charge d'exploitation	1.5

III.3.1.2.4 Plancher étage courant

Table III 7:Descente de charge du plancher étage courant.

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

III.3.2 PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Le prédimensionnement des poutres est basé sur la condition de la flèche admissible ainsi que sur certaines prescriptions fournies par les règles parasismiques algériennes RPA 2024 :

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ Et $0{,}3h \leq b \leq 0{,}8h$

Où :

- ✓ b : désigne la largeur de la poutre ;
- ✓ h : désigne l'épaisseur de la poutre ;
- ✓ L : désigne la portée maximale de la poutre entre nu des appuis.

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après selon l'article 7.5.1. Du RPA 2024 :

- ✓ $b \geq 25cm$
- ✓ $h \geq 30cm$
- ✓ $h/\ b \leq 4.00$

III.3.2.1 Poutres sens X

Le sens des poutres secondaires est longitudinal dont la portée maximale est de 8,08m.

53,87 cm $\leq h \leq$ 80,08cm **:** On prend **h** = 55**cm** Alors $16{,}5cm \leq b \leq$ 44cm : On prend **b** = 35**cm**
D'après le RPA 2024 on a :

$b \geq 25cm$ ⟶ Condition vérifiée

$h \geq 30cm$ ⟶ Condition vérifiée

h/b = 1.57 ≤ 4.00 ⟶ Condition vérifiée

Vérification de la flèche :

$fadm$ = 5.1843/500=10.37 mm

I=4.17 . 10−3m4

E=35981.73 MPa

$fcal \leq fadm$ Avec : $fcal = \frac{5qL^4}{384\ EI}$

Table III 8:prédimensionnement des poutres (x)

	Q	G	q	$fcal$	$fadm$	vérification
Parking	2.5 *0.4=1	8.06	13.44	0.84	10.37	Vérifiée
Bureaux	2.5 *0.4=1	8.06	13.44	0.84	10.37	Vérifiée
cafeteria	2.5 *0.4=1	8.06	13.44	0.84	10.37	Vérifiée
Boutique	5*0.4=2	8.06	13.88	0.87	10.37	Vérifiée
chambre	1.5*0.4=0.6	8.6	12.51	0.7818	12.8536	Vérifiée
Terrasse inaccessible	1*0.4=0.4	8.06	12.626	0.768	10.37	Vérifiée

III.3.2.2 Poutres sens Y

Le sens des poutres principales est transversal dont la portée maximale est de 6,44m.

42,9cm ≤ h ≤ 64,4 cm : On prend **h** = 50 **cm** donc 15 $cm \leq b \leq$ 40 cm : On prend **b** = 40c**m** D'après le RPA 2024 on a :

$b \geq 25cm \longrightarrow Condition\ vérifiée$

$h \geq 30cm \longrightarrow Condition\ vérifiée$

$h/b = 1.25 \leq 4.00 \longrightarrow Condition\ vérifiée$

Vérification de la flèche :

$fadm = \frac{8,08}{1000}$+0,005=13,08 mm

I=4,167× 10−3m4

E=35981.73 MPa

$fcal \leq fadm$ Avec : $fcal = 5qL$ 4 384 EI L= G=25×0.6×0.4+7.65×0.4=9.06 KN.m Q=5×0.4=2KN.m q=1.35G+1.5Q= 15.2321 KN.m $fcal$=1.306mm< fad

Table III 9:prédimensionnement des poutres (y)

	Q	G	q	$fcal$	$fadm$	vérification
Parking	2.5 *0.4=1	9.06	13.73	1.1772	12.8536	Vérifiée
Bureaux	2.5 *0.4=1	9.06	13.73	1.1772	12.8536	Vérifiée
cafeteria	2.5 *0.4=1	9.06	13.73	1.1772	12.8536	Vérifiée

Boutique	5*0.4=2	9.06	15.231	1.306	12.8536	Vérifiée
chambre	1.5*0.4=0.6	9.6	13.86	1.188	12.8536	Vérifiée
Terrasse inaccessible	1*0.4=0.4	9.06	12.831	1.1	12.8536	Vérifiée

III.3.3. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Poteaux de 2éme étage jusqu'à 4éme sous-sol

Les poteaux sont des éléments verticaux porteurs qui reprennent les charges permanentes, d'exploitation et les actions horizontales (vent et séisme). Avec les poutres, ils forment des portiques assurant le contreventement du bâtiment.

En zone sismique, ils travaillent en flexion composée, mais pour le prédimensionnement, ils sont considérés en compression centrée. Leur dimensionnement est réalisé selon le CBA 93 avec vérification conformément au RPA 2024.

D'après l'article 8.4.1 du CBA93, l'effort normal ultime Nu agissant sur des poteaux soumis à une compression centrée doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$Nu= \alpha\left(\frac{Br.fc28}{0,9.\gamma b}+A.\frac{fe}{\gamma s}\right)$$

$$Nu= \alpha\left(\frac{Br.fc28}{0,9.\gamma b}+\frac{Br}{Br}A.\frac{fe}{\gamma s}\right)$$

$$Nu= \alpha.\ Br\left(\frac{fc28}{0,9.\gamma b}+\frac{A}{Br}.\frac{fe}{\gamma s}\right)$$

Puisque $\frac{A}{Br}=\frac{A}{B}$ donc ;

$$Nu= \alpha.\ Br\left(\frac{fc28}{0,9.\gamma b}+\frac{A}{B}.\frac{fe}{\gamma s}\right)$$

Tel que :

- ✓ -Br: Section réduite du poteau ;
- ✓ -A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul ;
- ✓ -$fc28$: Résistance caractéristique à la compression de béton ;
- ✓ -fe : Contrainte limite d'élasticité de l'acier utilisé.

-Coefficients de sécurité partiels :

γb =1.20

γs =1.00

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

suit :

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

Si : $50 \leq \lambda \leq 70 \rightarrow \alpha = 0.60\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$

On fixe l'élancement mécanique forfaitairement à λ = 35 car le calcul se fait en compression centrée.

Alors : $\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{35}{35}\right)^2} = 0.708$

D'après l'article 7.4.2 du RPA 2024 :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets, leur pourcentage minimal sera de : $\frac{A}{B}$=1.0% (zone VI)

D'où :

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha.\left(\frac{fc28}{0,9.\gamma b}+\frac{A}{B}.\frac{fe}{\gamma s}\right)}$$

$$Br \geq \frac{Nu}{0.708\times\left(\frac{35}{0,9\times1.2}+\frac{1}{100}\times\frac{500}{1}\right)}$$

$$Br \geq 0.0378\ Nu$$

Avec : N_u=1.35G+1.5Q

Selon l'article 7.4.1 du RPA 2024 les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \text{Min (bc ; hc)} \geq 30\text{cm (zone VI)} \\ \text{Min (bc ; hc)} \geq 30\text{cm (quelle que soit la zone)} \\ \frac{1}{4} < \frac{bc}{hc} < 4 \text{ (quelle que soit la zone)} \end{cases}$$

III.3.3.1. Calcul de la surface coffrée de poteau

La surface attribuée à chaque poteau sera limitée, puis déterminée à l'aide du logiciel AutoCAD.

Table III 10:Les valeurs des surfaces revenant aux poteau P1.

Poteau	P1

Surface (m²)	15,348

III.3.3.2. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteau P1

Le poids du plancher transmis à un poteau comprend l'ensemble des charges permanentes ainsi que les surcharges d'exploitation, ces dernières étant prises en compte conformément à la loi de dégression.

Afin d'estimer le poids propre des poutres et des poteaux inclus dans la surface d'influence du poteau considéré, la charge est majorée par 10 %.

Calcul de NG et NQ

Niveau terrasse accessible :

- La charge permanente : G_{Ter}=8.76 KN/m²
- La charge permanente avec majoration de 10% : 9,63 KN/m²
- La charge d'exploitation : Q_{Ter}= 1,5 KN/m²

Etage courant :

- La charge permanente : G_{ec}=7.4 KN/m²
- La charge permanente avec majoration de 10% : 8,14 KN/m²
- La charge d'exploitation : Q_{ec}=5 KN/m²

Table III 11: Les efforts normaux par étage revenant aux poteau P1.

Poteau	P1
N_{Gter} (KN)	199,66
N_{Qter} (KN)	34,53
$N_{G\text{-commerce}}$ (KN)	168,66
$N_{Q\text{-commerce}}$ (KN)	115,11
$N_{G\text{-parking}}$ (KN)	113,96
$N_{Q\text{-parking}}$ (KN)	57,555

III.3.3.3. Loi de dégression et surcharges d'exploitation :

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages.

Selon l'article 6.3 du DTR B.C.2.2, les charges d'exploitation correspondant à chaque étage sont calculées à l'aide des formules présentées dans le tableau suivant.

Table III 12: La loi de dégression.

Sous terrasse	Q0
Sous étage 1	Q0+Q1
Sous étage 2	Q0+0.95(Q1+Q2)
Sous étage 3	Q0+0.9(Q1+ Q2+Q3)
Sous étage 4	Q0+0.85(Q1+ Q2+Q3+ Q4)
Sous étage 5	Q0+0.8(Q1+ Q2+Q3+ Q4+ Q5)
Sous étage n	$Q0+\frac{3+n}{2n}\sum Qi$

Suivant la méthode préconisée par le CBA93, nous avons calculé les sections réduites Br puis les dimensions finales des poteaux.

Table III 13: Pré Dimensionnement de poteau P1.

III.3.3.4. Vérification de l'effort normal réduit :

Etage	N_G(KN)	C_q	N_Q(KN)	N_u(KN)	Br (cm²)	a-2 cm	a (cm)	Section (cm²)	υ	Vérification
1	199,66	1,00	34,53	234,19	88,52	9,41	11,41	40	0,04	Vérifiée
RDC	368,32	1,00	150,24	518,56	196,01	14,00	16,00	40	0,09	Vérifiée
SS 1	536,97	0,95	253,84	790,81	298,93	17,29	19,29	40	0,14	Vérifiée
SS 2	650,93	0,90	294,13	945,06	357,23	18,90	20,90	40	0,17	Vérifiée
SS 3	764,89	0,85	328,66	1093,55	413,36	20,33	22,33	40	0,20	Vérifiée
SS 4	878,85	0,80	357,44	1236,29	467,32	21,62	23,62	40	0,22	Vérifiée

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

$$\upsilon = \frac{Nd}{Bc\ fc28} \leq 0{,}35 \qquad \text{Où :}$$

- Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière.
- fc28 : est la résistance caractéristique du béton à 28 jours.

III.3.3.5. Vérification des conditions de RPA 2024

Selon l'article 7.4.1 du RPA 2024, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \text{Min (bc ; hc)} \geq 30\text{cm (zone VI)} \\ \text{Min (bc ; hc)} \geq 30\text{cm (quelle que soit la zone)} \\ \frac{1}{4} < \frac{bc}{hc} < 4 \text{ (Quelle que soit la zone)} \end{cases}$$

Avec :
l_{cl}: la longueur libre de poteau

Le tableau suivant indique toutes les vérifications des conditions de RPA 2024.

Table III 14: Vérification des conditions de RPA 2024.

Poteaux (cm²)	Min (b1, h1)≥30cm	l_{cl} (Cm)	Min (b1, h1)≥ $\frac{l_{cl}}{20}$	$\frac{b_1}{h_1}$	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$
40× 40	Vérifiée	353	Vérifiée	1	Vérifiée

III.3.3.6. Vérification de non-flambement des poteaux

- Calcul de moment d'inertie :

Ix=Iy= $\frac{a \times b^3}{12}$

- Rayon de giration :

$ix=iy=\sqrt{\frac{I}{B}}$

- Élancement mécanique :

$lf = k_0 \times I_0$

Avec : lf: longueur de flambement ;

I_0: longueur libre du poteau

K_0=0,7 pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

Il suffit que : $\lambda = \frac{lf}{i} \leq 35$

Table III 15: Vérification de condition du flambement poteaux centraux.

Poteau (cm^2)	l_0(cm)	l_f(cm)	I (cm^4)	B(cm^2)	i(cm)	λ	Vérification
40× 40	353	247.1	213333.333	1600	11.55	21.394	Vérifiée

III.3.4. PRÉDIMENSIONNEMENT DES VOILES

Le prédimensionnement des voiles est réalisé conformément à l'article 7.7.1 du RPA 2024. Ces éléments structuraux assurent, d'une part, le contreventement du bâtiment en reprenant les actions horizontales dues au séisme et au vent, et, d'autre part, la transmission des charges verticales vers les fondations.

Sont définis comme voiles de contreventement les éléments répondant à la condition suivante :

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

Tel que :

- l_w : La longueur de voile
- b_w : L'épaisseur minimale doit respecter la condition suivante :

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

*bw

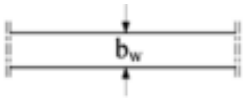
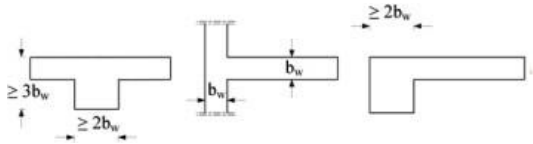
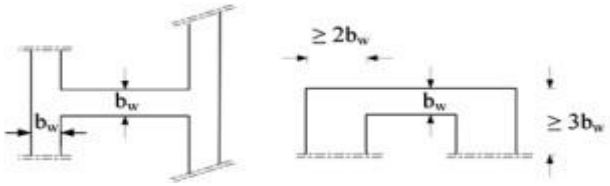
- Sous-sol 01-sous-sol 04 **(he= 2.8 m)** : $b_w \geq 14$ cm
- RDC- 2éme étage **(he= 4.08 m)**: $b_w \geq 20.4$cm
- 3éme -30éme étage **(he= 3.2 m)** : $b_w \geq 16$ cm

*l_w

- Sous-sol 01-sous-sol 04 **(he= 2.8 m)** : $l_w \geq 2$ m
- RDC- 2éme étage **(he= 4.08 m)**: $l_w \geq 2$ m
- 3éme -30 éme étage **(he= 3.2 m)** : $l_w \geq 1,$ m

Par ailleurs, en plus des résultats donnés par les calculs de dimensionnement, ou de vérification requis, et pour des considérations de stabilité de forme (non-flambement), l'épaisseur doit être déterminée en fonction de, la hauteur libre du niveau, et des conditions de rigidité aux extrémités.

Table III 16: Coupe des voiles en plan et conditions de rigidité aux extrémités.

Condition 1		$b_w \geq \max(0.15, \frac{he}{20})$
Condition 2		$b_w \geq \max(0.15, \frac{he}{20})$
Condition 3		$b_w \geq \max(0.15, \frac{he}{20})$

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- Voiles de contreventement +Noyau Central.
- Voile périphérique.

III.3.4.1. Pré dimensionnement de noyau central

Le noyau central de contreventement est une structure verticale rigide traversant tout le bâtiment, généralement située au centre. Composé de voiles reliés entre eux, il assure la stabilité et la rigidité de l'édifice, en reprenant les forces latérales dues au vent et aux séismes via les éléments horizontaux.

Nous remarquons qu'il existe différentes formes de voiles selon les conditions aux extrémités

Table III 17: Conditions de rigidité aux extrémités.

La forme	Forme 1	Forme 2	Forme 3
La condition	$b_w \geq \max(0.15; \frac{h_e}{20})$	$b_w \geq \max(0.15; \frac{h_e}{20})$	$b_w \geq \max(0.15; \frac{h_e}{20})$
Epaisseur retenue	0.204	0.204	0.204

(m)			
Epaisseur choisie (cm)	50	50	50
Vérification de la condition $l_w \geq \max(\frac{he}{"}; 4bw ; 1m)$	$l_w \geq$ max (1,36; 2; 1m)	$l_w \geq$ max (1,36; 2; 1m)	$l_w \geq$ max (1,36; 2; 1m)
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

III.3.4. 2. Pré dimensionnement des voiles périphériques

Pour isoler le sous-sol de la construction par rapport au sol adjacent et pour reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de mettre en place un voile périphérique. Conformément à l'article 10.1.2 du RPA 2024, ce voile périphérique doit respecter certaines caractéristiques minimales :

- Epaisseur ≥15cm

Pour un voile sans abouts, l'épaisseur doit satisfaire la condition : $bw \geq \max(0.15; \frac{he}{20})$

Dans notre cas he=2,8 m ;

Alors : $b \geq \max(0.15; \frac{2.8}{20}) \rightarrow b \geq \max(0.15; 0.14)$

On prend une épaisseur de 20 cm.

III.4. CONCEPTION 02

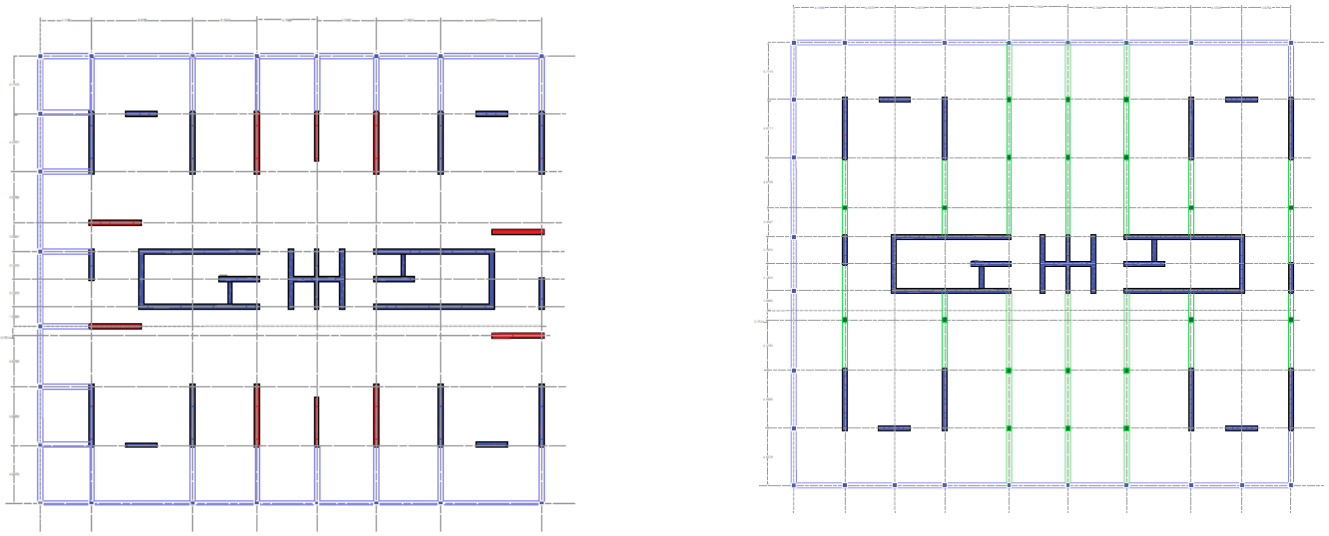


Figure III.2: vue en plan (variante 02)

III.4.1. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

- **Plancher podium et tour**

On prend le panneau de la dalle le plus chargé :

Table III 18: Epaisseur du plancher.

Lx (m)	Ly (m)	ρ	e dalle (cm)	Épaisseur choisit
4.68	7.58	0.62	12 cm	20 cm

- Vérification des conditions de sécurité contre l'incendie :

➢ Pour une construction de type « Habitation de grande hauteur » e=20cm ≥15 cm (vérifiée).
➢ Pour une construction de type « sous-sol » e=20cm ≥17cm (vérifiée).

- Vérification de l'isolation acoustique :

➢ e=20cm >13 cm (vérifiée).

Table III 19: Vérification de la flèche

	Q	G	q	$fcal$	$fadm$	vérification
Parking	2.5	5	7.5	1.953	8.76	Vérifiée
restaurant	2.5	5	7.5	1.953	8.76	Vérifiée
Cafeteria	2.5	5	7.5	1.953	8.76	Vérifiée
Boutique	5	5	10	2,6	8.76	Vérifiée
Chambre	1.5	5	6.5	1.692	8.76	Vérifiée
Terrasse inaccessible	1	5	6	1.562	8.76	Vérifiée

III.4.2. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

III.4.2.1. Poutres sens X

Le sens des poutres secondaires est longitudinal dont la portée maximale est de 8,08m.

53,87 cm ≤ h ≤ 80,08cm : On prend **h** = 55**cm** Alors 16,5cm ≤ b ≤ 44cm : On prend **b** = 35**cm**
D'après le RPA 2024 on a :

$b \geq 25cm$ ⟶ Condition vérifiée

$h \geq 30cm$ ⟶ Condition vérifiée

h/b = 1.57 ≤ 4.00 ⟶ Condition vérifiée

Vérification de la flèche :

Table III 20: Vérification de la flèche (x)

	Q	G	q	$fcal$	$fadm$	vérification
Parking	2.5 *0.4=1	8.06	13.44	0.84	10.37	Vérifiée
Bureaux	2.5 *0.4=1	8.06	13.44	0.84	10.37	Vérifiée
cafeteria	2.5 *0.4=1	8.06	13.44	0.84	10.37	Vérifiée
Boutique	5*0.4=2	8.06	13.88	0.87	10.37	Vérifiée
chambre	1.5*0.4=0.6	8.6	12.51	0.7818	12.8536	Vérifiée
Terrasse inaccessible	1*0.4=0.4	8.06	12.626	0.768	10.37	Vérifiée

III.4.2.2. Poutres sens Y

Le sens des poutres principales est transversal dont la portée maximale est de 6,44m.

42,9cm ≤ h ≤ 64,4 cm : On prend **h** = 50 **cm** donc 15 $cm \leq b \leq 40$ cm : On prend **b** = 40c**m** D'après le RPA 2024 on a :

$b \geq 25cm \longrightarrow Condition\ vérifiée$

$h \geq 30cm \longrightarrow Condition\ vérifiée$

$h/b = 1.5 \leq 4.00 \longrightarrow Condition\ vérifiée$

Vérification de la flèche :

Table III 21: Vérification de la flèche (y)

	Q	G	q	$fcal$	$fadm$	vérification
Parking	2.5 *0.4=1	9.06	13.73	1.1772	12.8536	Vérifiée
Bureaux	2.5 *0.4=1	9.06	13.73	1.1772	12.8536	Vérifiée
cafeteria	2.5 *0.4=1	9.06	13.73	1.1772	12.8536	Vérifiée
Boutique	5*0.4=2	9.06	15.231	1.306	12.8536	Vérifiée
chambre	1.5*0.4=0.6	9.6	13.86	1.188	12.8536	Vérifiée
Terrasse inaccessible	1*0.4=0.4	9.06	12.831	1.1	12.8536	Vérifiée

III.4.3. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

III.4.3.1. Calcul de la surface coffrée de poteau

La surface attribuée à chaque poteau sera limitée, puis déterminée à l'aide du logiciel AutoCAD.

Table III 22: Les valeurs des surfaces revenant aux poteau P1.

Poteau	P1
Surface (m²)	25,63
Surface majorée (10%) m²	23,99

III.4.3.2. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteau P1

Table III 23: Pré Dimensionnement de poteau P1

Etage	N_G(KN)	Cq	N_Q(KN)	N_u(KN)	Br (cm²)	a-2 cm	a (cm)	Section (cm²)	υ	Vérification
30	340,83	1	38,99	379,82	143,57	11,98	13,98	70	0,02	Vérifiée
29	626,47	1	132,61	759,08	286,93	16,94	18,94	70	0,04	Vérifiée
28	912,11	0,95	183,29	1095,40	414,06	20,35	22,35	70	0,06	Vérifiée
27	1197,75	0,9	228,13	1425,88	538,98	23,22	25,22	70	0,08	Vérifiée
26	1483,38	0,85	267,12	1750,50	661,69	25,72	27,72	70	0,10	Vérifiée
25	1769,02	0,8	300,26	2069,28	782,19	27,97	29,97	75	0,10	Vérifiée
24	2054,66	0,75	327,55	2382,21	900,48	30,01	32,01	75	0,12	Vérifiée
23	2340,29	0,714	355,27	2695,57	1018,9	31,92	33,92	75	0,13	Vérifiée
22	2625,93	0,687	383,35	3009,28	1137,5	33,73	35,73	75	0,15	Vérifiée
21	2911,57	0,667	412,22	3323,79	1256,3	35,45	37,45	75	0,16	Vérifiée
20	3197,21	0,65	440,62	3637,83	1375,1	37,08	39,08	80	0,16	Vérifiée
19	3482,84	0,636	469,08	3951,93	1493,8	38,65	40,65	80	0,17	Vérifiée
18	3768,48	0,625	498,13	4266,61	1612,7	40,16	42,16	80	0,19	Vérifiée
17	4054,12	0,615	526,69	4580,81	1731,5	41,61	43,61	80	0,20	Vérifiée
16	4339,75	0,607	555,80	4895,55	1850,5	43,02	45,02	80	0,21	Vérifiée
15	4625,39	0,6	584,88	5210,27	1969,4	44,38	46,38	85	0,20	Vérifiée
14	4911,03	0,594	614,13	5525,15	2088,5	45,70	47,70	85	0,21	Vérifiée
13	5196,66	0,588	642,67	5839,33	2207,2	46,98	48,98	85	0,23	Vérifiée
12	5482,30	0,583	671,60	6153,90	2326,1	48,23	50,23	85	0,243	Vérifiée
11	5767,94	0,579	701,09	6469,03	2445,2	49,45	51,45	85	0,256	Vérifiée
10	6053,58	0,575	730,12	6783,70	2564,2	50,64	52,64	90	0,239	Vérifiée
9	6339,21	0,571	758,68	7097,89	2683,0	51,80	53,80	90	0,250	Vérifiée
8	6624,85	0,568	788,10	7412,95	2802,0	52,93	54,93	90	0,261	Vérifiée
7	6910,49	0,565	817,16	7727,65	2921,0	54,05	56,05	90	0,273	Vérifiée

6	7196,12	0,563	847,32	8043,45	300,42	55,14	57,14	90	0,284	Vérifiée
5	7481,76	0,56	875,75	8357,51	3159,1	56,21	58,21	95	0,265	Vérifiée
4	7767,40	0,557	903,82	8671,22	3277,7	57,25	59,25	95	0,275	Vérifiée
3	8053,04	0,555	933,16	8986,19	3396,7	58,28	60,28	95	0,284	Vérifiée
2	8338,67	0,554	985,54	9324,21	3524,5	59,37	61,37	95	0,295	Vérifiée
1	8624,31	0,551	1087,81	9712,12	3671,1	60,59	62,59	95	0,307	Vérifiée
RDC	8909,95	0,55	1193,12	10103,0	3818,9	61,80	63,80	100	0,289	Vérifiée
SS 1	9102,94	0,548	1242,32	10345,2	3910,5	62,53	64,53	100	0,296	Vérifiée
SS 2	9295,94	0,547	1293,44	10589,3	4002,7	63,27	65,27	100	0,303	Vérifiée
SS 3	9488,94	0,545	1341,96	10830,9	4094,0	63,99	65,99	100	0,309	Vérifiée
SS 4	9681,94	0,544	1392,59	11074,5	4186,1	64,70	66,70	100	0,316	Vérifiée

III.4.3.3. Vérification des conditions de RPA 2024

Table III 24: Vérification des conditions de RPA 2024.

Poteaux (cm^2)	Min (b1, h1)≥30cm	l_{cl} (Cm)	Min (b1, h1)≥$\frac{l_{cl}}{20}$	$\frac{b_1}{h_1}$	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$
70× 70	Vérifiée	353	Vérifiée	1	Vérifiée
75× 75	Vérifiée	265	Vérifiée	1	Vérifiée
80× 80	Vérifiée	265	Vérifiée	1	Vérifiée
85× 85	Vérifiée	265	Vérifiée	1	Vérifiée
90×90	Vérifiée	265	Vérifiée	1	Vérifiée
95×95	Vérifiée	353	Vérifiée	1	Vérifiée
100×100	Vérifiée	353	Vérifiée	1	Vérifiée

III.4.3.4. Vérification de non-flambement des poteaux

Table III 25: Vérification de condition du flambement poteaux centraux.

Poteau (cm^2)	l_0(cm)	l_f(cm)	I (cm^4)	B(cm^2)	i(cm)	λ	Vérification
70× 70	353	247,1	2000833,333	4900	20,207	12,228	Vérifiée
75× 75	265	185,5	2636718,75	5625	21,651	8,568	Vérifiée
80× 80	265	185,5	3413333,333	6400	23,094	8,032	Vérifiée
85× 85	265	185,5	4350052,083	7225	24,537	7,560	Vérifiée
90×90	265	185,5	5467500	8100	25,981	7,140	Vérifiée
95×95	353	247,1	6787552,083	9025	27,424	9,010	Vérifiée
100×100	353	247,1	8333333,333	10000	28,868	8,560	Vérifiée

III.4.4.1. Poteaux de 2éme etage jusqu'à 4éme sous-sol

III.4.4.2. Calcul de la surface coffrée de poteau

Table III 26: Les valeurs des surfaces revenant aux poteau P2.

Poteau	P2
Surface (m^2)	15,348

III.4.4.3. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteau P2

Table III 27: Pré Dimensionnement de poteau P2.

Etage	N_G(KN)	C_q	N_Q(KN)	N_u(KN)	Br (cm^2)	a-2 cm	a (cm)	Section (cm^2)	υ	Vérification
1	199,66	1,00	34,53	234,19	88,52	9,41	11,41	40	0,04	Vérifiée
RDC	368,32	1,00	150,24	518,56	196,01	14,00	16,00	40	0,09	Vérifiée
SS 1	536,97	0,95	253,84	790,81	298,93	17,29	19,29	40	0,14	Vérifiée
SS 2	650,93	0,90	294,13	945,06	357,23	18,90	20,90	40	0,17	Vérifiée

SS 3	764,89	0,85	328,66	1093,55	413,36	20,33	22,33	40	0,20	Vérifiée
SS 4	878,85	0,80	357,44	1236,29	467,32	21,62	23,62	40	0,22	Vérifiée

III.4.4.4. Vérification des conditions de RPA 2024

Table III 28: Vérification des conditions de RPA 2024.

Poteaux (cm²)	Min (b1, h1)≥30cm	l_{cl} (Cm)	Min (b1, h1)≥ $\frac{l_{cl}}{20}$	$\frac{b_1}{h_1}$	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$
40× 40	Vérifiée	353	Vérifiée	1	Vérifiée

III.4.4.5. Vérification de non-flambement des poteaux

Table III 29: Vérification de condition du flambement poteaux de rive .

Poteau (cm²)	l_0(cm)	l_f(cm)	I (cm^4)	B(cm²)	i(cm)	λ	Vérification
40× 40	353	247.1	213333.333	1600	11.55	21.394	Vérifiée

III.4.5. PRÉDIMENSIONNEMENT DES VOILES

III.4.5.1. Pré dimensionnement de noyau central

Table III 30: Conditions de rigidité aux extrémités.

La forme	Forme 1	Forme 2	Forme 3
La condition	$b_w \geq \max(0.15; \frac{h_e}{20})$	$b_w \geq \max(0.15; \frac{h_e}{20})$	$b_w \geq \max(0.15; \frac{h_e}{20})$
Epaisseur retenue (m)	0.204	0.204	0.204
Epaisseur choisie (cm)	50	50	50
Vérification de la condition $l_w \geq \max(\frac{he}{"}; 4bw; 1m)$	$l_w \geq \max(1,36; 2; 1m)$	$l_w \geq \max(1,36; 2; 1m)$	$l_w \geq \max(1,36; 2; 1m)$

Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

III.4.5.2. Pré dimensionnement des voiles périphériques

Pour un voile sans abouts, l'épaisseur doit satisfaire la condition : $bw \geq \max(0.15; \frac{he}{20})$

Dans notre cas he=2,8 m ;

Alors : $b \geq \max(0.15; \frac{2.8}{20}) \rightarrow b \geq \max(0.15; 0.14)$

On prend une épaisseur de 20 cm.

III.5. CONCEPTION 03

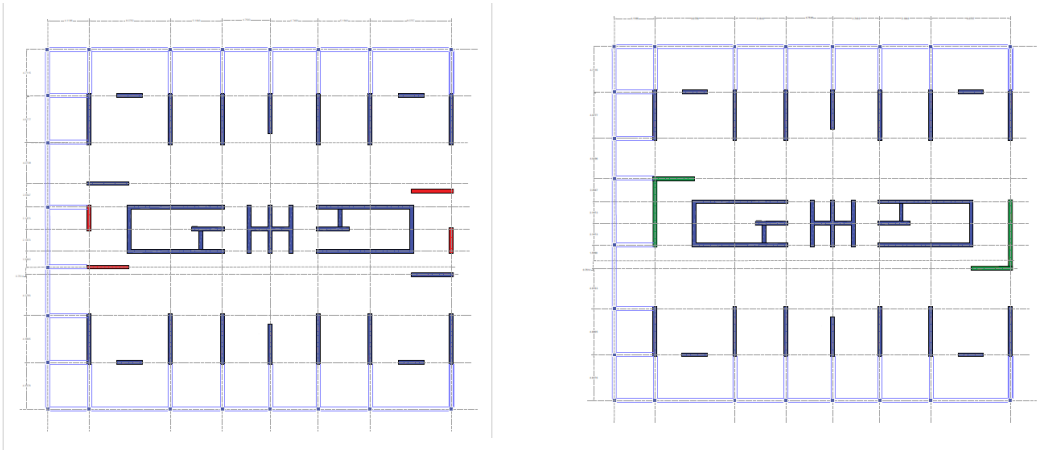


Figure III.3: vue en plan (variante 03)

III.5.1. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

III.5.1.1. Plancher podium et tour

On prend le panneau de la dalle le plus chargé :

Table III 31: Epaisseur du plancher.

Lx (m)	Ly (m)	ρ	e dalle (cm)	Épaisseur choisit
4.68	7.58	0.62	12 cm	20 cm

- Vérification des conditions de sécurité contre l'incendie :

➢ Pour une construction de type « Habitation de grande hauteur » e=20cm ≥15 cm (vérifiée).
➢ Pour une construction de type « sous-sol » e=20cm ≥17cm (vérifiée).

- **Vérification de l'isolation acoustique :**

➢ e=20cm >13 cm (vérifiée).

- **Vérification de la flèche :**

Table III 32: Vérification de la flèche

	Q	G	q	$fcal$	$fadm$	vérification
Parking	2.5	5	7.5	1.953	8.76	Vérifiée
restaurant	2.5	5	7.5	1.953	8.76	Vérifiée
Cafeteria	2.5	5	7.5	1.953	8.76	Vérifiée
Boutique	5	5	10	2,6	8.76	Vérifiée
Chambre	1.5	5	6.5	1.692	8.76	Vérifiée
Terrasse inaccessible	1	5	6	1.562	8.76	Vérifiée

III.5.2. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

III.5.2.1. Poutres sens X

Le sens des poutres secondaires est longitudinal dont la portée maximale est de 8,08m.

53,87 cm ≤ h ≤ 80,08cm : On prend **h** = 55**cm** Alors 16,5cm ≤ b ≤ 44cm : On prend **b** = 35**cm**
D'après le RPA 2024 on a :

$b \geq 25cm$ ⟶ Condition vérifiée

$h \geq 30cm$ ⟶ Condition vérifiée

h/b = 1.57 ≤ 4.00 ⟶ Condition vérifiée

Vérification de la flèche :

Table III 33: Vérification de la flèche (x)

	Q	G	q	$fcal$	$fadm$	Verification
Parking	0,875	7,403	11,306	3,594	16,16	Vérifiée
Bureaux	0,875	7,403	11,306	3,594	16,16	Vérifiée
cafeteria	0,875	7,403	11,306	3,594	16,16	Vérifiée
Boutique	1,75	7,403	12,618	4,011	16,16	Vérifiée
chambre	0,525	7,403	10,781	3,427	16,16	Vérifiée

Terrasse inaccessible	0,35	7,403	10,518	3,343	16,16	Vérifiée

III.5.2.2. Poutres sens Y

Le sens des poutres principales est transversal dont la portée maximale est de 6,44m.

42,9cm ≤ h ≤ 64,4 cm : On prend **h** = 45 **cm** donc 13,5 $cm \leq b \leq 36$ cm : On prend **b** = 35c**m**
D'après le RPA 2024 on a :

$b \geq 25cm \longrightarrow Condition\ vérifiée$

$h \geq 30cm \longrightarrow Condition\ vérifiée$

$h/b = 1.29 \leq 4.00 \longrightarrow Condition\ vérifiée$

Vérification de la flèche :

Table III 34: Vérification de la flèche (y)

	Q	G	q	$fcal$	$fadm$	Verification
Parking	0,875	6,528	10,125	2,371	12,88	Vérifiée
Bureaux	0,875	6,528	10,125	2,371	12,88	Vérifiée
cafeteria	0,875	6,528	10,125	2,371	12,88	Vérifiée
Boutique	1,75	6,528	11,437	2,679	12,88	Vérifiée
chambre	0,525	6,528	9,600	2,248	12,88	Vérifiée
Terrasse inaccessible	0,35	6,528	9,337	2,187	12,88	Vérifiée

III.5.3. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

- **Poteaux de 2éme étage jusqu'à 4éme sous-sol**

III.5.3.1. Calcul de la surface coffrée de poteau

La surface attribuée à chaque poteau sera limitée, puis déterminée à l'aide du logiciel AutoCAD.

Table III 35: Les valeurs des surfaces revenant aux poteau P1.

Poteau	P1

Surface (m²)	15,348

III.5.3.2. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteau P1.

Table III 36: Pré Dimensionnement de poteau P1.

III.5.3.3. Vérification des conditions de RPA 2024

Etage	N_G(KN)	C_q	N_Q(KN)	N_u(KN)	Br (cm²)	a-2 cm	a (cm)	Section (cm²)	υ	Vérification
1	199,66	1,00	34,53	234,19	88,52	9,41	11,41	40	0,04	Vérifiée
RDC	368,32	1,00	150,24	518,56	196,01	14,00	16,00	40	0,09	Vérifiée
SS 1	536,97	0,95	253,84	790,81	298,93	17,29	19,29	40	0,14	Vérifiée
SS 2	650,93	0,90	294,13	945,06	357,23	18,90	20,90	40	0,17	Vérifiée
SS 3	764,89	0,85	328,66	1093,55	413,36	20,33	22,33	40	0,20	Vérifiée
SS 4	878,85	0,80	357,44	1236,29	467,32	21,62	23,62	40	0,22	Vérifiée

Table III 37: Vérification des conditions de RPA 2024.

Poteaux (cm²)	Min (b1, h1)≥30cm	l_{cl} (Cm)	Min (b1, h1)≥ $\frac{l_{cl}}{20}$	$\frac{b_1}{h_1}$	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$
40× 40	Vérifiée	353	Vérifiée	1	Vérifiée

III.5.3.4. Vérification de non-flambement des poteaux

Table III 38: Vérification de condition du flambement poteaux centraux.

Poteau (cm²)	l_0(cm)	l_f(cm)	I (cm⁴)	B(cm²)	i(cm)	λ	Vérification
40× 40	353	247.1	213333.333	1600	11.55	21.394	Vérifiée

III.5.4. PRÉDIMENSIONNEMENT DES VOILES.

III.5.4.1. Pré dimensionnement de noyau central

Table III 39: Conditions de rigidité aux extrémités.

La forme	Forme 1	Forme 2	Forme 3
La condition	$b_w \geq \max(0.15; \frac{h_e}{20})$	$b_w \geq \max(0.15; \frac{h_e}{20})$	$b_w \geq \max(0.15; \frac{h_e}{20})$
Epaisseur retenue (m)	0.204	0.204	0.204
Epaisseur choisie (cm)	50	50	50
Vérification de la condition $l_w \geq \max(\frac{he}{"}; 4bw ; 1m)$	$l_w \geq \max(1,36; 2; 1m)$	$l_w \geq \max(1,36; 2; 1m)$	$l_w \geq \max(1,36; 2; 1m)$
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

III.5.4.2. Pré dimensionnement des voiles périphériques

Pour un voile sans abouts, l'épaisseur doit satisfaire la condition : $bw \geq \max(0.15; \frac{he}{20})$

Dans notre cas he=2,8 m ;

Alors : $b \geq \max(0.15; \frac{2.8}{20}) \rightarrow b \geq \max(0.15; 0.14)$

On prend une épaisseur de 20 cm.

III.6. Acrotère :

L'acrotère est un élément de protection disposé en périphérie de la terrasse du bâtiment. Il est assimilé à une console verticale encastrée au niveau du plancher de la terrasse. Cet élément est soumis à un effort normal résultant de son poids propre G, ainsi qu'à une surcharge Q due à la présence d'une main courante.

Deux types d'acrotères ont été retenus :

- **Acrotère pour terrasse inaccessible** : hauteur de 60 cm et épaisseur de 10 cm.
- **Acrotère pour terrasse accessible** : hauteur de 100 cm et épaisseur de 10 cm.

Le calcul de la console est effectué en flexion composée, en considérant une bande de 1 mètre de longueur.

III.7.Les escaliers :

Les escaliers sont des ouvrages destinés à assurer la liaison entre les différents niveaux d'un bâtiment. Ils sont constitués d'un ensemble de marches disposées selon une pente déterminée. Leur conception respecte des normes spécifiques, notamment en ce qui concerne la hauteur des marches et la largeur des paliers, afin de garantir la sécurité et le confort des usagers.

Les différents éléments constituant un escalier sont :

1) palier.

2) palliasse.

3) contre marche.

4) giron.

5) emmarchement.

6) épaisseur.

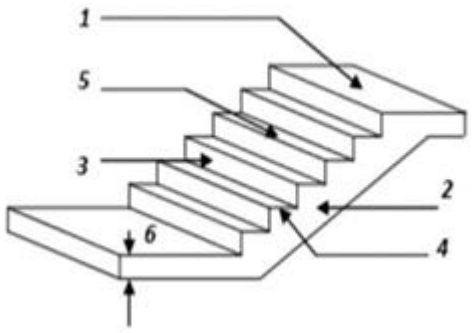


Figure III 4:Les escaliers

Prenons le cas d'un étage courant d'une hauteur

H = 3,2 m.

La formule de BLONDEL : 59 < 2h+g < 66, nous permet de dimensionner les marches et contres-marches.

- La hauteur d'a marche : 16.5 cm ≤h≤17.5 cm ; on adopte h=17 cm
- Ainsi, on a g= 30 cm
  La hauteur se décompose en deux volées, alors :
  H/2=3.2/2=1.6m

$$n = \frac{H}{h} = \frac{160}{17} = 9.41 \cong 10\ ccontres\ mar ches.$$

- Nombre de marches par volée :

$$N = Nc - 1 = 9\ marches.$$

- Calcule de reculement par volée :

$$R= g*(N-1) =30*8=240 \text{ cm}$$

- L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tng}\alpha = H/R = 160/240 = 0{,}66 \Rightarrow \alpha = 33.69°.$$

- La longueur de paillasse :

$$L=\frac{10*0.3}{\cos \alpha}=3.61 \text{ m}$$

- L'épaisseur de vollée et de palier :

$$\frac{L}{30} \leq ev \leq \frac{L}{20} \quad \text{avec} \quad L=361 \text{ cm}$$

$$12.03\text{cm} \leq ev \leq 18.05\text{cm}$$

On prend : ev = 16 cm.

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

- **Volée :**

Désignation	**Poids volumique (Kg /m^3)**	**Epaisseur(m)**	**Poids (t /m^2)**
Poids propre de la paillasse	2500	0.16/cos(α=29.54°)	0.45976
Poids propre de la marche	2200	0.18/2	0.198

Chape de mortier	2000	0.02	0.04
Marbre	2800	0.03	0.084
Enduit de ciment	1800	0.02	0.036
		Charge permanente	**0.818**
		Charge d'exploitation	**0.25**

III.8. Les murs :

Matériaux	**Poids volumique (Kg /m^3)**	**Epaisseur(m)**	**Poids (t /m^2)**
Enduit de ciment	2000	0.02	0.04
Brique creuse	900	0.1	0.09
Brique creuse	900	0.1	0.09
Enduit plâtre	1000	0.02	0.02
		Charge permanente	**0.24**

Après avoir effectué les calculs en tenant compte de 30 % d'ouverture dans les murs extérieurs : 240 x 0.7 = 0.168 t/m².

G = 0.168 t/m².

III.9. Conclusion

Le prédimensionnement des éléments structuraux représente une étape essentielle dans le processus de conception d'une structure, car il permet d'établir une première estimation des dimensions des éléments porteurs tout en respectant les exigences réglementaires. En se basant sur les prescriptions des normes CBA93, BAEL et RPA 2024, les sections des différents éléments structuraux ont été déterminées en tenant compte des critères fondamentaux de sécurité, de stabilité et de résistance. Cette étape offre une première approche cohérente du comportement de la structure

face aux différentes sollicitations, notamment les actions sismiques, tout en intégrant les contraintes spécifiques du site étudié. L'application du RPA 2024 permet ainsi de prendre en considération les particularités sismiques de la région dès les premières phases de la conception. Après l'établissement de ces dimensions initiales, il est nécessaire d'analyser le comportement dynamique de la structure afin d'évaluer sa réponse globale sous l'effet des sollicitations dynamiques et temporelles.



CHAPITRE IV
ÉTUDE SISMIQUE



IV.1. INTRODUCTION

La conception d'une structure peut inclure plusieurs variantes afin de déterminer la solution la plus performante. Dans cette étude, une variante de référence a été adoptée, puis deux autres conceptions ont été proposées dans le but d'optimiser le comportement global de la structure.

La modélisation numérique de ces variantes a été réalisée à l'aide du logiciel ETABS, , permettant une analyse fiable du comportement structurel. Une analyse modale a été effectuée pour chaque conception afin de déterminer les périodes propres, les modes de vibration et les participations massiques, paramètres essentiels pour évaluer la réponse sismique.

Enfin, des vérifications ont été menées pour chaque variante afin de comparer leurs performances et de retenir la solution la plus adaptée, répondant aux exigences de sécurité et de stabilité.

IV.2. MODÈLE NUMÉRIQUE DE LA STRUCTURE

IV.2.1. Variante 01 (référence)

1) Vue en 3D de la structure

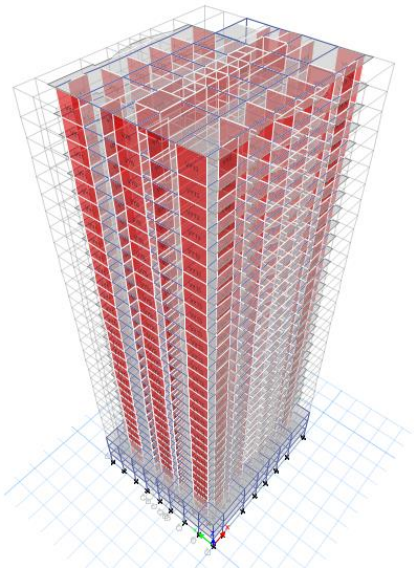


Figure IV 1: Vue en 3D du modèle numérique de la structure.

2) Les vues en plan de la structure

- Vue en plan du RDC au 2^{éme}

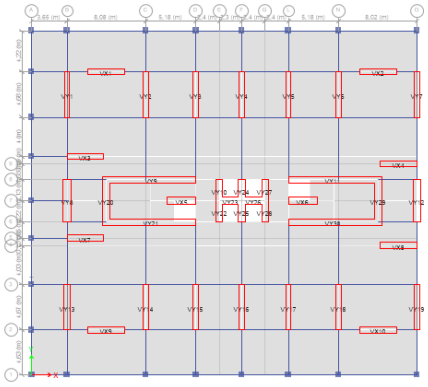


Figure IV 2: Vue en plan de RDC au 2éme

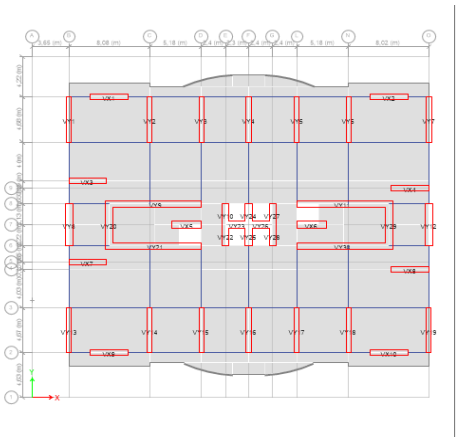


Figure IV 3: Vue en plan du 3ème au 29 ème étage

- Vue en plan de 30^{éme}

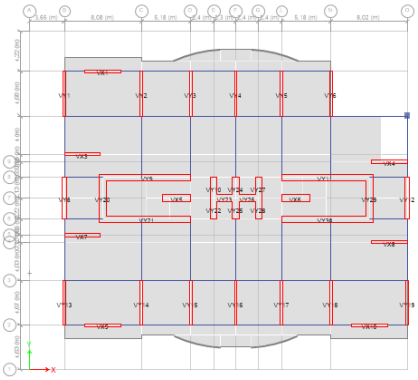


Figure IV 4:Vue en plan de 30éme

IV.2.2. Variante 02

1) Vue en 3D de la structure

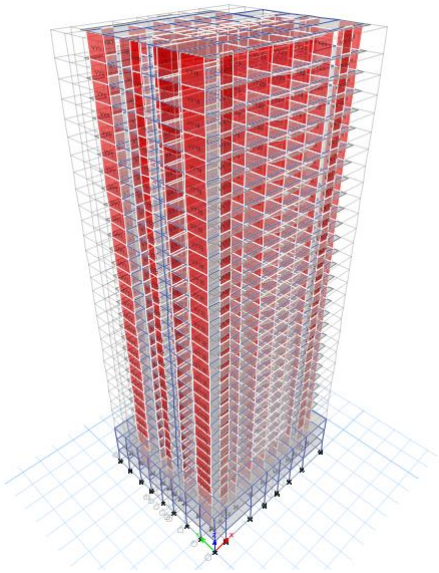


Figure IV 5: Vue en 3D du modèle numérique de la structure.

2) Les vues en plan de la structure

Vue en plan du RDC au 2éme

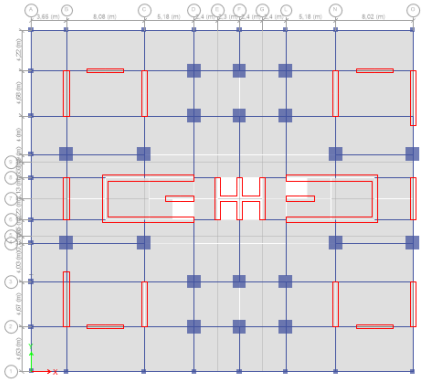


Figure IV 6: Vue en plan de RDC au 2éme

- Vue en plan du 3éme au 29 ème étage

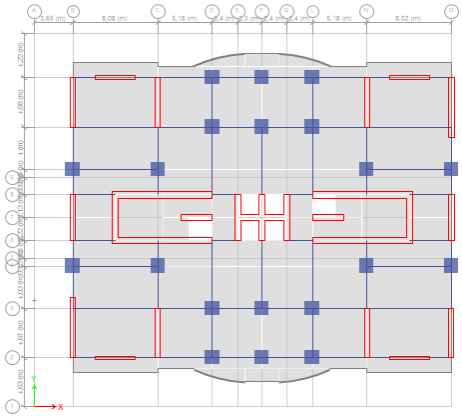


Figure IV 7: Vue en plan du 3ème au 28 ème étage

- Vue en plan de 30^{éme}

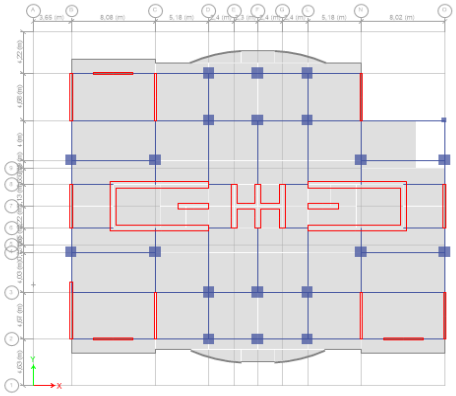


Figure IV 8: Vue en plan de 30éme étage

IV.2.3. Variante 03

3) Vue en 3D de la structure

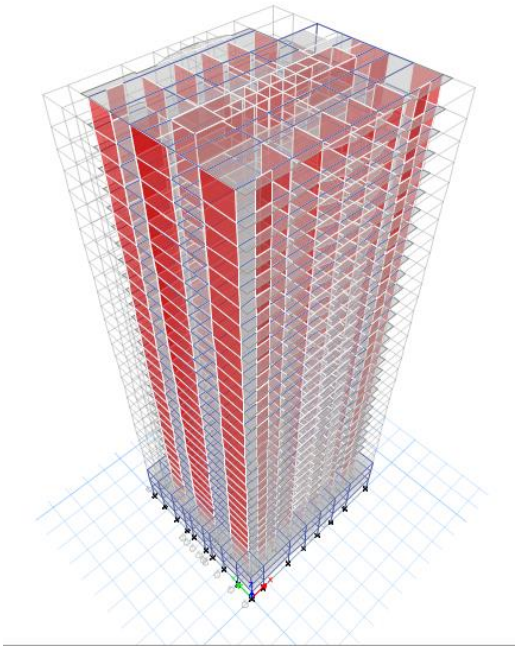


Figure IV 9: Vue en 3D du modèle numérique de la structure.

4) Les vues en plan de la structure

- Vue en plan du RDC au 2éme

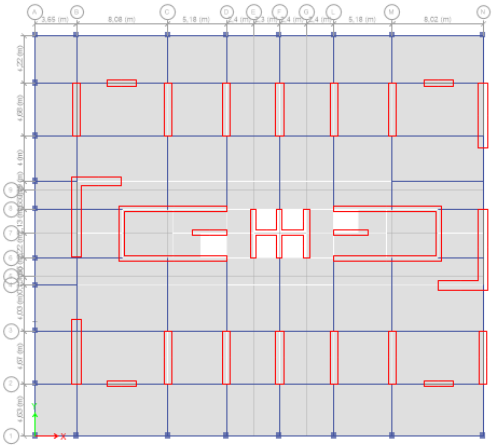


Figure IV 10: Vue en plan de RDC au 2éme

- Vue en plan du 3éme au 29 ème étage

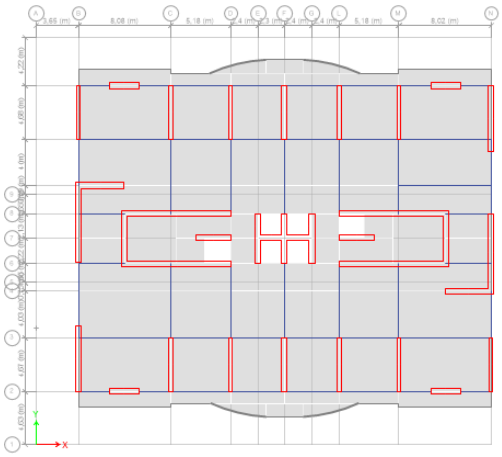


Figure IV 11: Vue en plan du 3ème au 29 ème étage

- Vue en plan de 30^{éme}

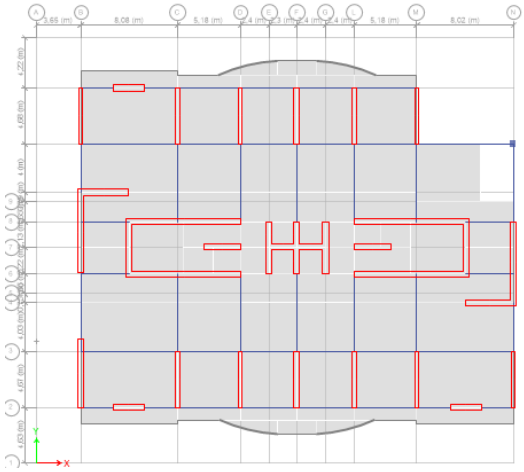


Figure IV.12: Vue en plan de 30éme étage

IV.3. Analyse modale :

Dans cette analyse, le nombre de modes à prendre en compte est jugé suffisant lorsque la somme des participations massiques atteint au moins 90 % de la masse totale de la structure.

IV.3.1. Variante 01

IV.3.1.1. Résultats de l'analyse modale

Table IV. 1: Résultats de l'analyse modale.

Mode	Période (s)	UX	UY	Rz	∑ UX	∑ UY	Rz
1	2,715	1,278E-05	0,659	0,0013	1,278E-05	0,659	0,0013
2	2,029	0,6581	4,297E-05	0,0058	0,6582	0,6591	0,0071
3	1,955	0,0058	0,0006	0,6439	0,6639	0,6597	0,6509
4	0,728	0	0,155	0,0003	0,6639	0,8147	0,6512

5	0,567	0,0006	0,0002	0,1526	0,6646	0,815	0,8038
6	0,542	0,1559	3,035E-06	0,0006	0,8205	0,815	0,8044
7	0,33	6,648E-07	0,0626	1,468E-05	0,8205	0,8776	0,8044
8	0,273	1,272E-05	0,0001	0,0664	0,8205	0,8777	0,8709
9	0,242	0,0645	2,991E-06	1,984E-05	0,885	0,8777	0,8709
10	0,193	9,865E-07	0,0348	2,901E-05	0,885	0,9125	0,8709
11	0,167	0	3,927E-05	0,0387	0,885	0,9125	0,9096
12	0,14	0,0368	1,334E-06	3,193E-06	0,9219	0,9125	0,9096

- **Interprétation des résultats**

- La période fondamentale de la structure obtenue par la méthode numérique : T=2,715 s.

- Les 90% de la participation massique sont atteint au bout du 12ème mode selon X et au bout du 10ème mode selon Y.

- Les modes de déformations de la structure :
- Le premier mode est une translation selon Y.
- Le deuxième mode est une translation selon X.
- Le troisième mode est mode de torsion Rz= 0,634.

IV.3.1.2. Vérification de la période fondamentale de la structure :

Selon l'article 4.2.4 de RPA 2024, la période fondamentale de la structure peut être évaluée de diverses manières :

1. La période fondamentale définie par la méthode numérique

Suivant y : Ty= 2,715 s.

Suivant x : Tx= 2,029 s.

2. La période fondamentale définie par la méthode empirique

Avec :

hN : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau, hN =102,72 m.

CT : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Selon le tableau 4.6 de RPA 2024 : CT=0.05

Donc :

$T_{empirique}=0.05\times(102.72)^{\frac{3}{4}} = 1{,}613$ s

Table IV. 2: Vérification de la période fondamentale de la structure.

T_x(s)	T_y(s)	$1.3T_{emp}$(s)	$T_{calcul} <1.3T_{emp}$	Période à utiliser
2,029	2,715	2,097	**Non vérifiée**	$T_0=1{,}3T_{emp}$

IV.3.2. Variante 02

IV.3.2.1. Résultats de l'analyse modale

Table IV. 3: Résultats de l'analyse modale.

Mode	Période (s)	UX	UY	Rz	∑ UX	∑ UY	Rz
1	3,188	1,424E-05	0,6585	0,0007	1,424E-05	0,6585	0,0007
2	2,128	0,0005	0,0003	0,6544	0,0005	0,6589	0,6551
3	1,816	0,6862	1,139E-05	0,0004	0,6867	0,6589	0,6555
4	0,838	6,279E-07	0,1551	0,0001	0,6867	0,814	0,6556
5	0,614	0,0001	0,0001	0,1487	0,6868	0,8141	0,8043
6	0,518	0,1455	1,207E-05	0,0001	0,8323	0,8141	0,8044
7	0,375	5,077E-06	0,0635	2,907E-06	0,8323	0,8776	0,8044

8	0,295	6,608E-06	4,729E-05	0,0652	0,8323	0,8777	0,8695
9	0,246	0,0592	7,285E-06	1,264E-05	0,8915	0,8777	0,8696
10	0,219	5,142E-06	0,0353	2,78E-05	0,8915	0,913	0,8696
11	0,18	0	2,446E-05	0,0383	0,8915	0,913	0,9079
12	0,147	0,0343	3,571E-05	5,269E-06	0,9259	0,913	0,9079

IV.3.2.2. Interprétation des résultats

- La période fondamentale de la structure obtenue par la méthode numérique : T=3,188s.
- Les 90% de la participation massique sont atteint au bout du 12ème mode selon X et au bout du 10ème mode selon Y.
- Les modes de déformations de la structure :
  - Le premier mode est une translation selon Y
  - Le deuxième mode est un mode de torsion.
  - Le troisième mode est une translation selon X.

IV.3.2.3. Vérification de la période fondamentale de la structure :

Selon l'article 4.2.4 de RPA 2024, la période fondamentale de la structure peut être évaluée de diverses manières :

1. La période fondamentale définie par la méthode numérique

Suivant y : Ty= 3,188s

Suivant x : Tx= 1,816s.

2. La période fondamentale définie par la méthode empirique

Avec :

hN : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau, hN =102,72 m.

CT : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Selon le tableau 4.6 de RPA 2024 : CT=0.05

Donc :

$T_{empirique}=0.05\times(102.72)^{\frac{3}{4}} = 1,613$ s

Table IV. 4: Vérification de la période fondamentale de la structure.

T_x(s)	T_y(s)	$1.3T_{emp}$(s)	$T_{calcul} <1.3T_{emp}$	Période à utiliser
1,816	3,188	2,097	**Non vérifiée**	$T_0=1,3T_{emp}$

IV.3.3. Variante 03

IV.3.3.1. Résultats de l'analyse modale

Table IV. 5: Résultats de l'analyse modale.

Mode	Période (s)	UX	UY	Rz	∑ UX	∑ UY	Rz
1	2,895	0,0015	0,6464	0,001	0,0015	0,6464	0,001
2	2,115	0,6081	0,0013	0,0698	0,6096	0,6478	0,0708
3	2,099	0,0722	0,0012	0,5756	0,6818	0,649	0,6463
4	0,719	3,31E-06	0,1589	0,0002	0,6818	0,8078	0,6466
5	0,587	0,1438	0,0002	0,0003	0,8256	0,808	0,6469
6	0,569	0,0003	0,0002	0,1502	0,826	0,8082	0,7971
7	0,31	0,001	0,0641	8,498E-06	0,827	0,8722	0,7971
8	0,27	0,0606	0,0016	4,954E-06	0,8876	0,8738	0,7971
9	0,258	8,832E-06	0,0001	0,0679	0,8876	0,8739	0,865
10	0,176	0,002	0,0344	4,019E-05	0,8896	0,9082	0,865

11	0,158	0,0338	0,0024	6,584E-06	0,9234	0,9106	0,8651
12	0,151	3,425E-06	1,907E-05	0,041	0,9234	0,9106	0,906

- **Interprétation des résultats**

- La période fondamentale de la structure obtenue par la méthode numérique : T=2,895s.

- Les 90% de la participation massique sont atteint au bout du 11ème mode selon X et au bout du 10ème mode selon Y.

- Les modes de déformations de la structure :
- Le premier mode est une translation selon Y
- Le deuxième mode est une translation selon X.
- Le troisième mode est un mode de torsion.

IV.3.3.2. Vérification de la période fondamentale de la structure :

Selon l'article 4.2.4 de RPA 2024, la période fondamentale de la structure peut être évaluée de diverses manières :

1. La période fondamentale définie par la méthode numérique

Suivant y : Ty= 2,895s.

Suivant x : Tx= 2,115 s.

2. La période fondamentale définie par la méthode empirique

Avec :

hN : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau, hN =102,72 m.

CT : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Selon le tableau 4.6 de RPA 2024 : CT=0.05

Donc :

$T_{empirique}=0.05\times(102.72)^{\frac{3}{4}} = 1,613$ s

Table IV. 6: Vérification de la période fondamentale de la structure.

T_x(s)	T_y(s)	$1.3T_{emp}$(s)	$T_{calcul} < 1.3T_{emp}$	Période à utiliser
2,116	2,895	2,097	**Non vérifiée**	$T_0=1,3T_{emp}$

IV.4.1. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente

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

$$V=\lambda \frac{Sad}{g}(T0).W$$

IV.4.1.1. Coefficient de correction λ

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

λ= 0.85 : si T0 ≤ (2. T2) et si le bâtiment a plus de 2 niveaux

λ= 1: autrement

On a : $T0$=2,097 s et T2=0,6s

Comme : $T0 > 2$. T2, et le bâtiment a plus de 2 niveaux, alors : λ=1.

IV.4.1.2. 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=0.3g.

IV.4.1.3. Coefficient de site S

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

IV.4.1.4. Coefficient d'importance I

Selon le RPA 2024, tableau 3.11, le coefficient d'importance pour une structure classée sous le groupe d'importance 1B (bâtiment de grande importance) est I=1.2.

IV.4.1.5. 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 influencés par un effet noyau.

$$r_x \leq l_s$$

$$et$$

$$r_y \leq l_s$$

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.

Table IV. 7: Vérification du système noyau – variante 01.

Story	r_x	r_y	l_s	$r_x \leq l_s$	$r_y \leq l_s$
ETAGE 30	18,52	14,23	13,05	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 29	21,60	15,29	14,79	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 28	19,93	14,67	13,63	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 27	19,87	14,60	13,63	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 26	19,81	14,53	13,63	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 25	19,79	14,49	13,72	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 24	18,96	13,94	13,80	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 23	18,93	13,92	13,80	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 22	18,90	13,90	13,80	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 21	18,87	13,88	13,80	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 20	18,84	13,86	13,88	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 19	18,81	13,84	13,96	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 18	18,77	13,82	13,96	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 17	18,73	13,80	13,96	Non vérifiée	Vérifiée

ETAGE 16	18,69	13,78	13,96	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 15	18,64	13,76	14,03	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 14	18,59	13,73	14,09	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 13	18,53	13,70	14,09	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 12	18,47	13,67	14,09	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 11	18,41	13,64	14,09	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 10	18,34	13,60	14,16	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 09	18,25	13,56	14,22	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 08	18,16	13,51	14,22	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 07	18,05	13,46	14,22	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 06	17,93	13,41	14,22	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 05	17,79	13,35	14,28	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 04	17,62	13,27	14,33	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 03	17,43	13,20	14,33	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 02	17,18	13,13	15,28	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 01	16,77	13,06	15,54	Non vérifiée	Vérifiée
RDC	16,22	13,13	15,56	Non vérifiée	Vérifiée

Table IV. 8: Vérification du système noyau – variante 02.

Story	rx	ry	ls	$rx \leq ls$	$ry \leq ls$
ETAGE 30	21,19	10,82	12,79	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 29	23,71	12,24	14,46	Non vérifiée	Vérifiée

ETAGE 28	22,19	11,49	13,15	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 27	22,06	11,47	13,15	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 26	21,92	11,45	13,15	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 25	21,81	11,44	13,21	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 24	20,42	11,69	13,27	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 23	20,37	11,69	13,27	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 22	20,33	11,70	13,27	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 21	20,28	11,71	13,27	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 20	20,23	11,72	13,33	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 19	20,18	11,74	13,39	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 18	20,13	11,75	13,39	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 17	20,07	11,76	13,39	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 16	20,02	11,78	13,39	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 15	19,96	11,80	13,46	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 14	19,90	11,81	13,53	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 13	19,83	11,83	13,53	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 12	19,76	11,85	13,53	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 11	19,68	11,87	13,53	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 10	19,59	11,89	13,64	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 09	19,50	11,91	13,75	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 08	19,40	11,93	13,75	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 07	19,28	11,96	13,75	Non vérifiée	Vérifiée

ETAGE 06	19,15	11,99	13,75	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 05	19,01	12,02	13,77	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 04	18,85	12,07	13,79	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 03	18,66	12,13	13,79	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 02	18,42	12,23	14,61	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 01	18,05	12,43	14,81	Non vérifiée	Vérifiée
RDC	17,52	12,92	14,87	Non vérifiée	Vérifiée

Table IV. 9: Vérification du système noyau – variante 03.

Story	r_x	r_y	l_s	$r_x \leq l_s$	$r_y \leq l_s$
ETAGE 30	17,90	12,07	13,29	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 29	21,41	13,83	14,86	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 28	19,53	13,00	13,76	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 27	19,47	13,03	13,76	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 26	19,39	13,07	13,76	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 25	19,32	13,11	13,81	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 24	3,72	13,90	13,86	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 23	3,83	13,93	13,86	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 22	3,96	13,96	13,86	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 21	4,09	13,99	13,86	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 20	4,23	14,02	13,90	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 19	4,38	14,06	13,94	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 18	4,54	14,09	13,94	Non vérifiée	Vérifiée

ETAGE 17	18,13	14,13	13,94	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 16	18,09	14,17	13,94	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 15	18,05	14,21	13,99	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 14	18,01	14,26	14,03	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 13	17,97	14,30	14,03	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 12	17,93	14,35	14,03	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 11	17,88	14,40	14,03	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 10	17,83	14,46	14,06	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 09	17,78	14,52	14,10	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 08	17,73	14,58	14,10	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 07	17,67	14,65	14,10	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 06	17,60	14,72	14,10	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 05	17,53	14,81	14,14	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 04	17,45	14,90	14,17	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 03	17,35	15,01	14,17	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 02	17,21	15,16	15,12	Non vérifiée	Vérifiée
ETAGE 01	1,74	1,56	15,36	Vérifiée	Vérifiée
RDC	16,97	15,40	15,40	Vérifiée	Vérifiée

On remarque que la condition est vérifiée dans les 3 variantes, donc le système de contreventement est à ossature noyau (système 06).

Selon le RPA 2024, tableau 3.17, et sachant que la structure est contreventée par noyau central, le coefficient de comportement correspondant à cette catégorie est R=3.

IV.4.1.6. 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 = 0,30 **Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimiles** et pour la charge d'exploitation Q1 est égale à ψ = 0,40 **Bâtiments recevant du public temporairement : salles d'exposition de sport, lieux de culte, salle de réunions, salles de classes, restaurant, dortoirs.**

IV.4.1. 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 :

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

- Pq : 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) :

IV.4.1.7.1. Régularité en plan :

La régularité en plan doit satisfaire la condition suivante :

$$e_{0x} \leq 0.30 r_x \quad \text{Et} \quad e_{0y} \leq 0.30 r_y$$
$$r_x \geq l_s \qquad\qquad r_y \geq l_s$$

Avec :

$e0x$: est la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité ;

$e0y$: est la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité.

Table IV. 10: Vérification de la régularité en plan – variante 01.

Story	e_{0x}	Rx	e_{0x} / 0.3rx	$e_{0x} \leq 0.30 r_x$	e_{0y}	Ry	e_{0x} / 0.3ry	$e_{0y} \leq 0.30 r_y$

ETAGE 30	-0,65	18,52	0,12	Vérifiée	-0,29	14,23	0,07	Vérifiée
ETAGE 29	-0,67	21,60	0,10	Vérifiée	-0,31	15,29	0,07	Vérifiée
ETAGE 28	-0,66	19,93	0,11	Vérifiée	-0,31	14,67	0,07	Vérifiée
ETAGE 27	-0,64	19,87	0,11	Vérifiée	-0,31	14,60	0,07	Vérifiée
ETAGE 26	-0,61	19,81	0,10	Vérifiée	-0,30	14,53	0,07	Vérifiée
ETAGE 25	-0,58	19,79	0,10	Vérifiée	-0,28	14,49	0,07	Vérifiée
ETAGE 24	-0,31	18,96	0,06	Vérifiée	-0,17	13,94	0,04	Vérifiée
ETAGE 23	-0,31	18,93	0,05	Vérifiée	-0,17	13,92	0,04	Vérifiée
ETAGE 22	-0,30	18,90	0,05	Vérifiée	-0,16	13,90	0,04	Vérifiée
ETAGE 21	-0,29	18,87	0,05	Vérifiée	-0,16	13,88	0,04	Vérifiée
ETAGE 20	-0,28	18,84	0,05	Vérifiée	-0,15	13,86	0,04	Vérifiée
ETAGE 19	-0,27	18,81	0,05	Vérifiée	-0,15	13,84	0,04	Vérifiée
ETAGE 18	-0,27	18,77	0,05	Vérifiée	-0,15	13,82	0,04	Vérifiée
ETAGE 17	-0,26	18,73	0,05	Vérifiée	-0,14	13,80	0,03	Vérifiée
ETAGE 16	-0,25	18,69	0,05	Vérifiée	-0,14	13,78	0,03	Vérifiée
ETAGE 15	-0,25	18,64	0,04	Vérifiée	-0,14	13,76	0,03	Vérifiée
ETAGE 14	-0,25	18,59	0,04	Vérifiée	-0,13	13,73	0,03	Vérifiée
ETAGE 13	-0,24	18,53	0,04	Vérifiée	-0,13	13,70	0,03	Vérifiée
ETAGE 12	-0,24	18,47	0,04	Vérifiée	-0,13	13,67	0,03	Vérifiée
ETAGE 11	-0,24	18,41	0,04	Vérifiée	-0,13	13,64	0,03	Vérifiée
ETAGE 10	-0,24	18,34	0,04	Vérifiée	-0,12	13,60	0,03	Vérifiée

ETAGE 09	-0,24	18,25	0,04	Vérifiée	-0,12	13,56	0,03	Vérifiée
ETAGE 08	-0,24	18,16	0,04	Vérifiée	-0,12	13,51	0,03	Vérifiée
ETAGE 07	-0,24	18,05	0,05	Vérifiée	-0,12	13,46	0,03	Vérifiée
ETAGE 06	-0,25	17,93	0,05	Vérifiée	-0,11	13,41	0,03	Vérifiée
ETAGE 05	-0,27	17,79	0,05	Vérifiée	-0,11	13,35	0,03	Vérifiée
ETAGE 04	-0,28	17,62	0,05	Vérifiée	-0,11	13,27	0,03	Vérifiée
ETAGE 03	-0,30	17,43	0,06	Vérifiée	-0,11	13,20	0,03	Vérifiée
ETAGE 02	-0,32	17,18	0,06	Vérifiée	-0,10	13,13	0,03	Vérifiée
ETAGE 01	-0,29	16,77	0,06	Vérifiée	-0,10	13,06	0,03	Vérifiée
RDC	-0,24	16,22	0,05	Vérifiée	-0,10	13,13	0,02	Vérifiée

On constate que les conditions $e_{0x} \leq 0.30 r_x$ et $e_{0y} \leq 0.30 r_y$ ont respectées. En revanche, les conditions $r_x \geq l_s$ et $r_y \geq l_s$ ne sont pas satisfaites (voir tableau V.3). Par conséquent, la structure est considérée comme irrégulière en plan, avec **P_q=0.05.**

Table IV. 11: Vérification de la régularité en plan – variante 02.

Story	e_{0x}	rx	e_{0x} / 0.3rx	$e_{0x} \leq 0.30 r_x$	e_{0y}	Ry	e_{0x} / 0.3ry	$e_{0y} \leq 0.30 r_y$
ETAGE 30	-0,58	21,19	0,09	Vérifiée	-0,33	10,82	0,10	Vérifiée
ETAGE 29	-0,69	23,71	0,10	Vérifiée	-0,34	12,24	0,09	Vérifiée
ETAGE 28	-0,68	22,19	0,10	Vérifiée	-0,34	11,49	0,10	Vérifiée
ETAGE 27	-0,65	22,06	0,10	Vérifiée	-0,33	11,47	0,09	Vérifiée
ETAGE 26	-0,61	21,92	0,09	Vérifiée	-0,31	11,45	0,09	Vérifiée

ETAGE 25	-0,57	21,81	0,09	Vérifiée	-0,30	11,44	0,09	Vérifiée
ETAGE 24	-0,28	20,42	0,05	Vérifiée	-0,16	11,69	0,05	Vérifiée
ETAGE 23	-0,27	20,37	0,04	Vérifiée	-0,16	11,69	0,04	Vérifiée
ETAGE 22	-0,26	20,33	0,04	Vérifiée	-0,15	11,70	0,04	Vérifiée
ETAGE 21	-0,25	20,28	0,04	Vérifiée	-0,15	11,71	0,04	Vérifiée
ETAGE 20	-0,24	20,23	0,04	Vérifiée	-0,14	11,72	0,04	Vérifiée
ETAGE 19	-0,24	20,18	0,04	Vérifiée	-0,14	11,74	0,04	Vérifiée
ETAGE 18	-0,23	20,13	0,04	Vérifiée	-0,14	11,75	0,04	Vérifiée
ETAGE 17	-0,22	20,07	0,04	Vérifiée	-0,13	11,76	0,04	Vérifiée
ETAGE 16	-0,22	20,02	0,04	Vérifiée	-0,13	11,78	0,04	Vérifiée
ETAGE 15	-0,21	19,96	0,04	Vérifiée	-0,13	11,80	0,04	Vérifiée
ETAGE 14	-0,21	19,90	0,03	Vérifiée	-0,12	11,81	0,03	Vérifiée
ETAGE 13	-0,20	19,83	0,03	Vérifiée	-0,12	11,83	0,03	Vérifiée
ETAGE 12	-0,20	19,76	0,03	Vérifiée	-0,12	11,85	0,03	Vérifiée
ETAGE 11	-0,20	19,68	0,03	Vérifiée	-0,11	11,87	0,03	Vérifiée
ETAGE 10	-0,20	19,59	0,03	Vérifiée	-0,11	11,89	0,03	Vérifiée
ETAGE 09	-0,20	19,50	0,03	Vérifiée	-0,11	11,91	0,03	Vérifiée
ETAGE 08	-0,21	19,40	0,04	Vérifiée	-0,10	11,93	0,03	Vérifiée
ETAGE 07	-0,21	19,28	0,04	Vérifiée	-0,10	11,96	0,03	Vérifiée
ETAGE 06	-0,22	19,15	0,04	Vérifiée	-0,10	11,99	0,03	Vérifiée
ETAGE 05	-0,24	19,01	0,04	Vérifiée	-0,10	12,02	0,03	Vérifiée

ETAGE 04	-0,26	18,85	0,05	Vérifiée	-0,09	12,07	0,03	Vérifiée
ETAGE 03	-0,28	18,66	0,05	Vérifiée	-0,09	12,13	0,02	Vérifiée
ETAGE 02	-0,30	18,42	0,05	Vérifiée	-0,09	12,23	0,02	Vérifiée
ETAGE 01	-0,28	18,05	0,05	Vérifiée	-0,08	12,43	0,02	Vérifiée
RDC	-0,22	17,52	0,04	Vérifiée	-0,08	12,92	0,02	Vérifiée

On constate que les conditions $e_{0x} \leq 0.30r_x$ et $e_{0y} \leq 0.30r_y$ ont respectées. En revanche, la condition $r_y \geq l_s$ n'est pas satisfaite (voir tableau). Par conséquent, la structure est considérée comme irrégulière en plan, avec **P_q=0.05.**

Table IV. 12: Vérification de la régularité en plan – variante 03.

Story	e_{0x}	rx	e_{0x} / 0.3rx	$e_{0x} \leq 0.30r_x$	e_{0y}	Ry	e_{0x} / 0.3ry	$e_{0y} \leq 0.30r_y$
ETAGE 30	-0,66	17,90	0,12	Vérifiée	-0,34	12,07	0,09	Vérifiée
ETAGE 29	-0,70	21,41	0,11	Vérifiée	-0,34	13,83	0,08	Vérifiée
ETAGE 28	-0,68	19,53	0,12	Vérifiée	-0,34	13,00	0,09	Vérifiée
ETAGE 27	-0,66	19,47	0,11	Vérifiée	-0,33	13,03	0,09	Vérifiée
ETAGE 26	-0,63	19,39	0,11	Vérifiée	-0,33	13,07	0,08	Vérifiée
ETAGE 25	-0,61	19,32	0,10	Vérifiée	-0,32	13,11	0,08	Vérifiée
ETAGE 24	-0,36	3,72	0,32	Vérifiée	-0,25	13,90	0,06	Vérifiée
ETAGE 23	-0,35	3,83	0,31	Vérifiée	-0,25	13,93	0,06	Vérifiée
ETAGE 22	-0,34	3,96	0,29	Vérifiée	-0,25	13,96	0,06	Vérifiée
ETAGE 21	-0,33	4,09	0,27	Vérifiée	-0,24	13,99	0,06	Vérifiée
ETAGE 20	-0,33	4,23	0,26	Vérifiée	-0,24	14,02	0,06	Vérifiée

ETAGE 19	-0,32	4,38	0,24	Vérifiée	-0,24	14,06	0,06	Vérifiée
ETAGE 18	-0,31	4,54	0,23	Vérifiée	-0,24	14,09	0,06	Vérifiée
ETAGE 17	-0,30	18,13	0,06	Vérifiée	-0,24	14,13	0,06	Vérifiée
ETAGE 16	-0,30	18,09	0,05	Vérifiée	-0,24	14,17	0,06	Vérifiée
ETAGE 15	-0,29	18,05	0,05	Vérifiée	-0,24	14,21	0,06	Vérifiée
ETAGE 14	-0,28	18,01	0,05	Vérifiée	-0,24	14,26	0,06	Vérifiée
ETAGE 13	-0,28	17,97	0,05	Vérifiée	-0,25	14,30	0,06	Vérifiée
ETAGE 12	-0,27	17,93	0,05	Vérifiée	-0,25	14,35	0,06	Vérifiée
ETAGE 11	-0,27	17,88	0,05	Vérifiée	-0,26	14,40	0,06	Vérifiée
ETAGE 10	-0,26	17,83	0,05	Vérifiée	-0,26	14,46	0,06	Vérifiée
ETAGE 09	-0,26	17,78	0,05	Vérifiée	-0,27	14,52	0,06	Vérifiée
ETAGE 08	-0,25	17,73	0,05	Vérifiée	-0,28	14,58	0,06	Vérifiée
ETAGE 07	-0,25	17,67	0,05	Vérifiée	-0,29	14,65	0,07	Vérifiée
ETAGE 06	-0,25	17,60	0,05	Vérifiée	-0,31	14,72	0,07	Vérifiée
ETAGE 05	-0,25	17,53	0,05	Vérifiée	-0,33	14,81	0,07	Vérifiée
ETAGE 04	-0,24	17,45	0,05	Vérifiée	-0,36	14,90	0,08	Vérifiée
ETAGE 03	-0,23	17,35	0,04	Vérifiée	-0,40	15,01	-0,08	Vérifiée
ETAGE 02	-0,22	17,21	0,04	Vérifiée	-0,46	15,16	-0,08	Vérifiée
ETAGE 01	0,00	1,74	0,00	Vérifiée	-0,04	1,56	-0,08	Vérifiée
RDC	-0,16	16,97	0,03	Vérifiée	-0,51	15,40	-0,08	Vérifiée

On constate que les conditions $e_{0x} \leq 0.30 r_x$ et $e_{0y} \leq 0.30 r_y$ ont respectées. En revanche, les conditions $r_x \geq l_s$ et $r_y \geq l_s$ ne sont pas satisfaites (voir tableau V.3). Par conséquent, la structure est considérée comme irrégulière en plan, avec **P_q=0.05.**

IV.4.1.7.2. Régularité en élévation :

Selon l'article 3.7.1 du RPA 2024, La condition « b3 » n'est pas vérifiée donc ***Pq*= 0.20**.

IV.4.1.7.3. 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)

Table IV. 13: Vérifications des critères du facteur de qualité Q.

Critères	Pénalités	
	Selon x	Selon y
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.20	0.20
Redondance en plan	/	/
	Q_{Fx}=1.25	Q_{FY}=1,25

IV.4.1.8. 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.4.2. Spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur g

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S.\left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1}.\left(2.5\frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3}\right)\right] & 0 < T < T1 \\ A.I.S.\left[2.5\frac{Q_F}{R}\right] & T1 \leq T < T1 \\ A.I.S.\left[2.5\frac{Q_F}{R}\right].\left[\frac{T_2}{T}\right] & T2 \leq T < T3 \\ A.I.S.\left[2.5\frac{Q_F}{R}\right].\left[\frac{T_2.T_3}{T^2}\right] & T3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Table IV. 14: Spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur g

		Var. 1	Var. 2	Var. 3
$\frac{Sad}{g}$	**X**	0,142	0,133	0,133
	Y	0,133	0,133	0,133
W		741867,7509	740926,0928	722279,6122
V	**X**	105169,1398	131143,9184	96063,18842
	Y	98503,49014	98543,17034	96063,18842

IV.5. Méthode d'analyse modale spectrale

IV.5.1. Paramètre du spectre

Table IV. 15: Paramètre du spectre

La zone sismique	VI
Le groupe d'usage	1B
La catégorie de site	S3
Le facteur de qualité	Q_F=1.25
Le coefficient de comportement	R=3

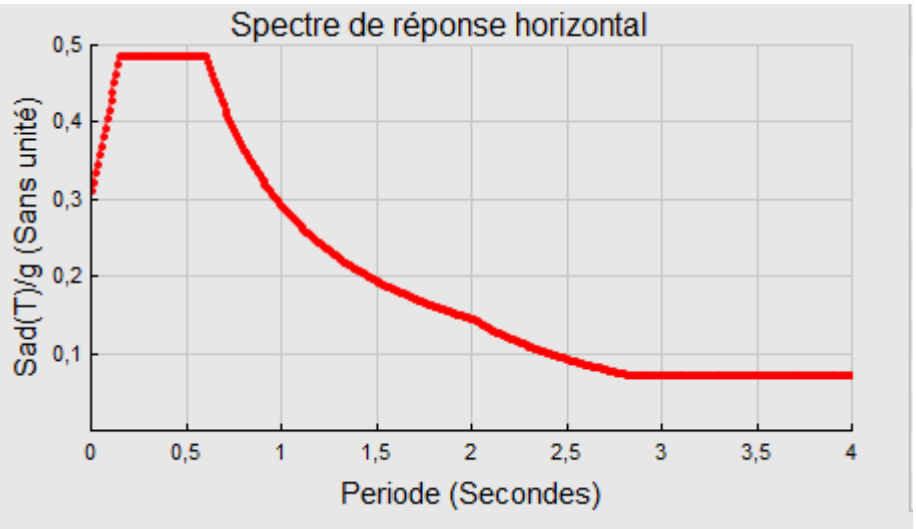


Figure IV 13: Spectre de réponse

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

Conformément à l'article 4.3.5 du RPA 2024, la résultante des forces sismiques à la base Vt, obtenue par combinaison des valeurs modales, doit être au moins égale à 80 % de la résultante des forces sismiques V, calculée selon la méthode statique équivalente.

IV.5.2.1. Variante 01

Table IV. 16: Vérification de la résultante des forces sismiques – variante 01.

V_{tx}(KN)	V_{ty} (KN)	0.8V_x (KN)	0.8V_y(KN)	V_{tx} >0.8V	V_{ty} >0.8V
78758,1394	56003,8167	84135,31	78802,79	Non vérifiée	Non vérifiée

Comme les conditions Vtx >0.8Vx et Vty >0.8Vy ne sont pas vérifiées, selon l'article 4.3.5 de RPA 2024, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments, etc), dans Le rapport $\frac{0.8V}{Vt}$

$\frac{0.8Vx}{Vtx}$ = 1,08 et $\frac{0.8Vy}{Vty}$ = 1,41

Table IV. 17: Vérification de la résultante des forces sismiques corrigée – variante 01.

V_{tx}(KN)	V_{ty} (KN)	0.8V_x (KN)	0.8V_y(KN)	V_{tx} >0.8V	V_{ty} >0.8V
85058,7906	78965,3816	84135,31	78802,79	Vérifiée	Vérifiée

IV.5.2.2. Variante 02

Table IV. 18: Vérification de la résultante des forces sismiques – variante 02.

V_{tx}(KN)	V_{ty} (KN)	0.8V_x (KN)	0.8V_y(KN)	V_{tx} >0.8V	V_{ty} >0.8V
83762,7265	50957,3341	104915,13	78834,54	Vérifiée	Non vérifiée

Comme les conditions Vtx >0.8Vx et Vty >0.8Vy ne sont pas vérifiées, selon l'article 4.3.5 de RPA 2024, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments, etc), dans Le rapport $\frac{0.8V}{Vt}$

$\frac{0.8Vx}{Vtx}$ = 1,25 et $\frac{0.8Vy}{Vty}$ = 1,56

Table IV. 19: Vérification de la résultante des forces sismiques corrigée – variante 02.

V_{tx}(KN)	V_{ty} (KN)	0.8V_x (KN)	0.8V_y (KN)	V_{tx} >0.8V	V_{ty} >0.8V
105541,0379	79493,4412	104915,13	78834,54	Vérifiée	Vérifiée

IV.5.2.3. Variante 03

Table IV. 20: Vérification de la résultante des forces sismiques – variante 03.

V_{tx}(KN)	V_{ty} (KN)	0.8V_x (KN)	0.8V_y(KN)	V_{tx} >0.8V	V_{ty} >0.8V
103334,0765	76639,466	76850,55	76850,55	Vérifiée	Non vérifiée

Comme les condition Vty >0.8Vy n'est pas vérifiées, selon l'article 4.3.5 de RPA 2024, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments, etc), dans Le rapport $\frac{0.8V}{Vt}$

$\frac{0.8Vy}{Vty} = 1{,}01$

Table IV. 21: Vérification de la résultante des forces sismiques corrigée – variante 03.

V_{tx}(KN)	V_{ty} (KN)	$0.8V_x$ (KN)	$0.8V_y$(KN)	V_{tx} >0.8V	V_{ty} >0.8V
103334,0765	77405,861	76850,55	76850,55	Vérifiée	Vérifiée

IV.6. Justification de la sécurité

IV.6.1. 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 :

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

δ_{ek} Déplacement élastique dû aux forces sismiques ;

R : Coefficient de comportement ;

Q_F : Coefficient de qualité.

$$\delta_k = 2{,}4\ \delta_{ek}$$

1- Suivant l'axe X

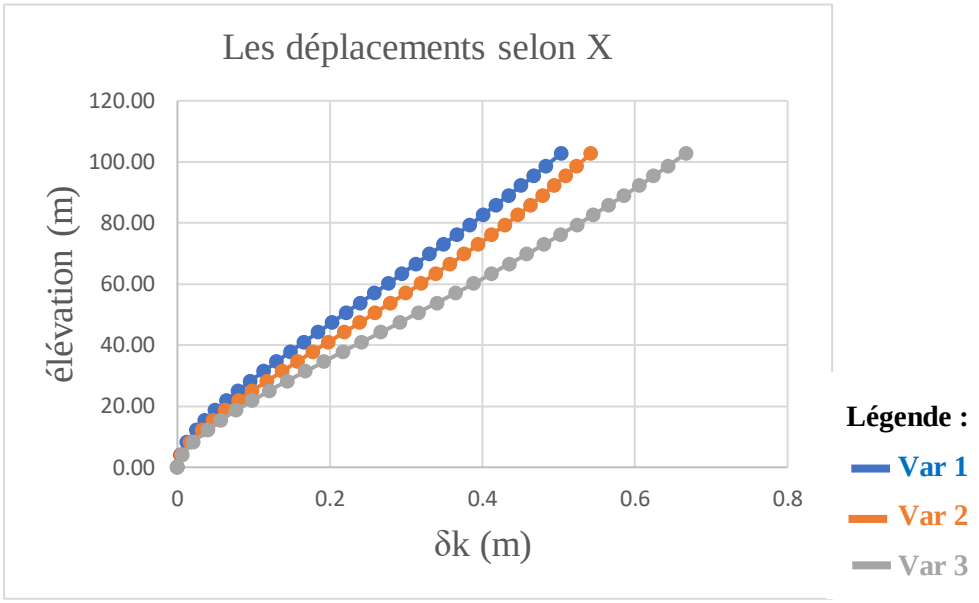


Figure IV 14: courbes de déplacements selon X pour les trois variantes.

2- Suivant l'axe Y

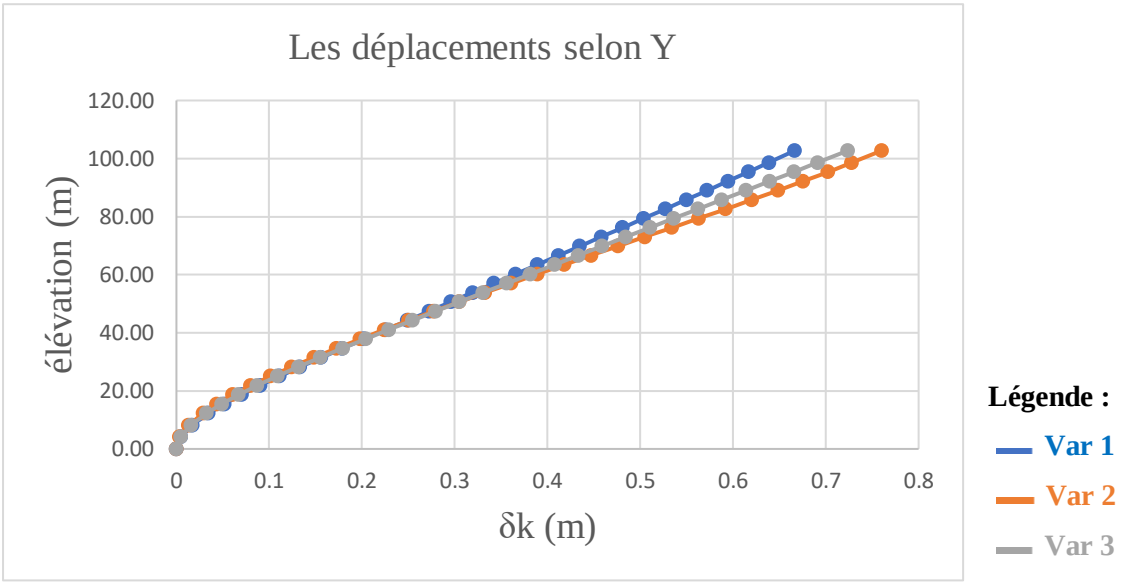


Figure IV 15: courbes de déplacements selon Y pour les trois variantes.

IV.6.2. Vérification des déplacements inter-étages

IV.6.2.1. Justification de non-effondrement

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

$$\Delta k \leq \overline{\Delta k}$$

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 $\overline{\Delta k}=0{,}0150hk$.

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

$\Delta k=\delta k-\delta k-1$

1- Suivant l'axe X

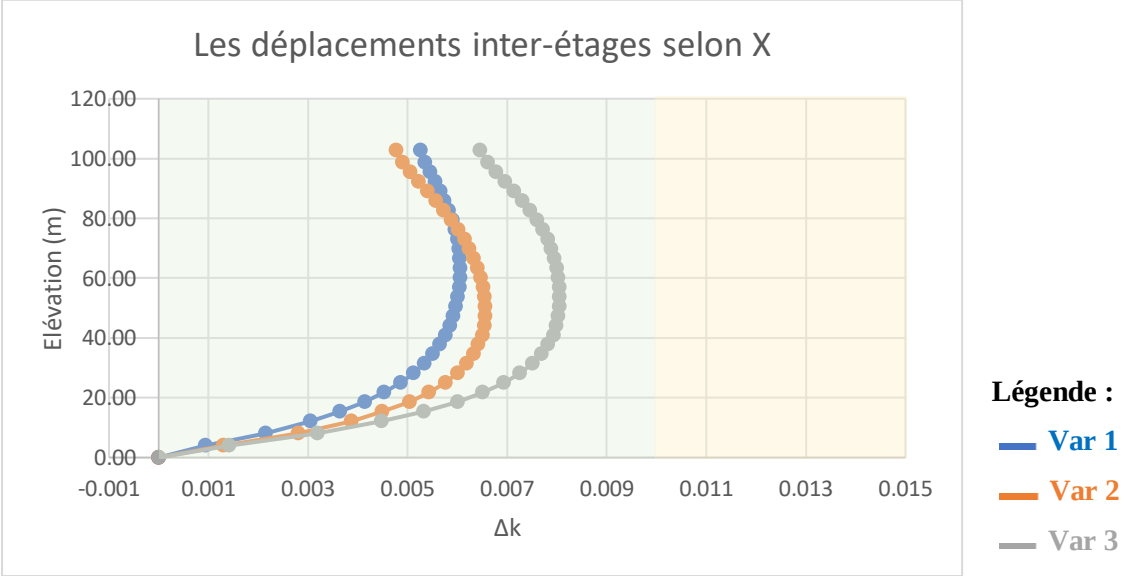


Figure IV 16: courbes de déplacements inter-étages selon X pour les trois variantes.

2- Suivant l'axe Y

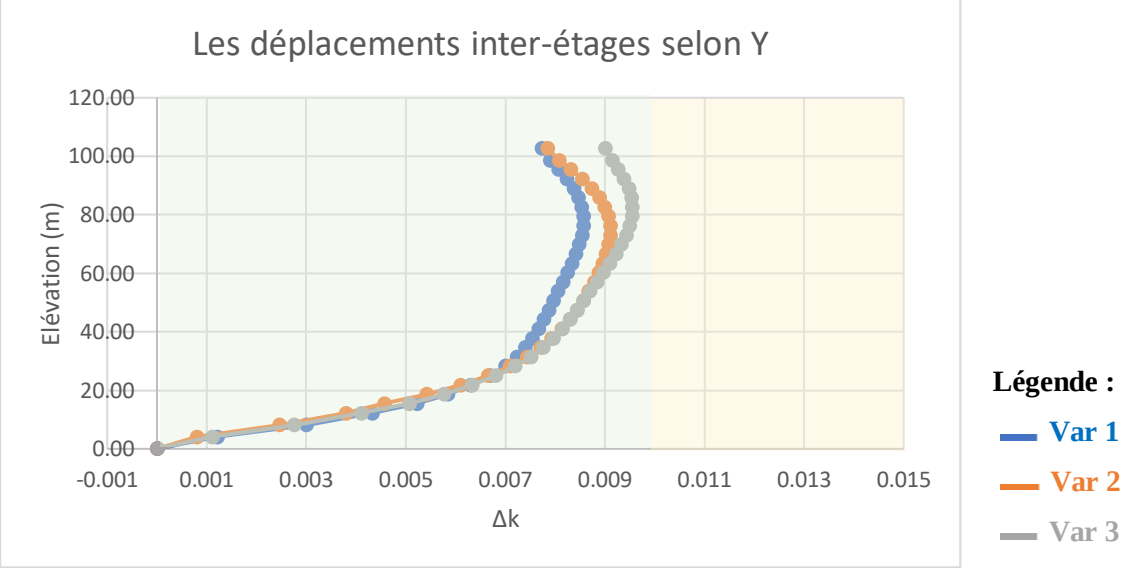


Figure IV 17: courbes de déplacements inter-étages selon Y pour les trois variantes.

IV.6.3.Vérification de l'effet P-Δ

Dans la structure d'un bâtiment soumis à des forces sismiques, les charges gravitationnelles agissant sur les déplacements latéraux engendrent des cisaillements et des moments additionnels. Cela est généralement connu sous le nom d'effet P−Δ ; il tend à réduire la capacité de la structure à résister aux forces sismiques et peut engendrer une instabilité. Il a été suggéré qu'augmenter la résistance ou la rigidité structurale ou les deux pourraient atténuer l'effet P−Δ et garantir la stabilité de la structure.

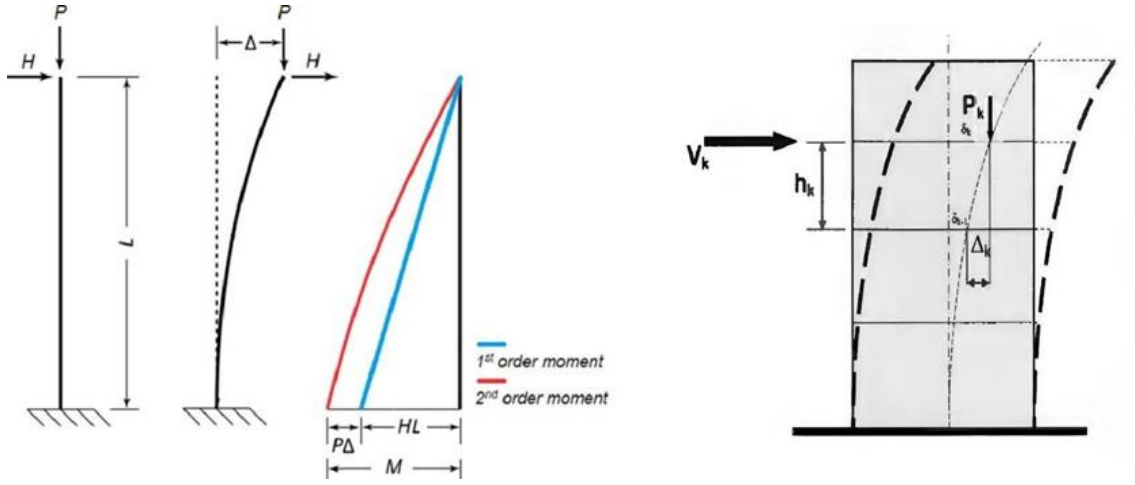


Figure IV 18: Schéma explicatif de l'effet P-Δ.

Table IV. 22: Vérification de l'effet P-Δ

Etage	Var. 1		Var. 2		Var. 3		$\theta_k \leq 0.10$
	Sens X : Θ_k	Sens X : Θ_k	Sens X : Θ_k	Sens X : Θ_k	Sens X : Θ_k	Sens X : Θ_k	
30	0,0153	0,0203	0,0137	0,0262	0,0141	0,0212	Vérifiée
29	0,0149	0,0205	0,0119	0,0265	0,0139	0,0216	Vérifiée
28	0,0159	0,0225	0,0128	0,0294	0,0151	0,0238	Vérifiée
27	0,0174	0,0251	0,0140	0,0332	0,0166	0,0267	Vérifiée
26	0,0191	0,0283	0,0154	0,0376	0,0185	0,0302	Vérifiée
25	0,0210	0,0317	0,0169	0,0427	0,0205	0,0341	Vérifiée
24	0,0231	0,0354	0,0186	0,0480	0,0227	0,0383	Vérifiée
23	0,0253	0,0393	0,0204	0,0535	0,0250	0,0427	Vérifiée
22	0,0275	0,0434	0,0222	0,0591	0,0274	0,0474	Vérifiée
21	0,0298	0,0476	0,0240	0,0650	0,0299	0,0524	Vérifiée
20	0,0321	0,0520	0,0258	0,0708	0,0324	0,0577	Vérifiée
19	0,0344	0,0564	0,0277	0,0766	0,0350	0,0630	Vérifiée
18	0,0365	0,0606	0,0295	0,0818	0,0375	0,0681	Vérifiée
17	0,0385	0,0644	0,0312	0,0864	0,0399	0,0727	Vérifiée
16	0,0402	0,0677	0,0328	0,0904	0,0421	0,0764	Vérifiée
15	0,0416	0,0703	0,0342	0,0938	0,0440	0,0793	Vérifiée
14	0,0427	0,0724	0,0354	0,0966	0,0456	0,0810	Vérifiée
13	0,0433	0,0735	0,0363	0,0985	0,0468	0,0815	Vérifiée
12	0,0436	0,0737	0,0370	0,0993	0,0476	0,0806	Vérifiée

11	0,0435	0,0729	0,0374	0,0987	0,0479	0,0787	Vérifiée
10	0,0429	0,0714	0,0376	0,0971	0,0477	0,0760	Vérifiée
9	0,0421	0,0694	0,0375	0,0947	0,0472	0,0728	Vérifiée
8	0,0410	0,0669	0,0371	0,0915	0,0463	0,0691	Vérifiée
7	0,0395	0,0640	0,0363	0,0874	0,0449	0,0651	Vérifiée
6	0,0376	0,0604	0,0352	0,0823	0,0431	0,0606	Vérifiée
5	0,0352	0,0562	0,0335	0,0763	0,0407	0,0556	Vérifiée
4	0,0325	0,0515	0,0314	0,0692	0,0378	0,0502	Vérifiée
3	0,0288	0,0459	0,0284	0,0610	0,0339	0,0440	Vérifiée
2	0,0247	0,0382	0,0252	0,0501	0,0291	0,0359	Vérifiée
1	0,0179	0,0270	0,0188	0,0347	0,0214	0,0248	Vérifiée
RDC	0,0082	0,0114	0,0091	0,0145	0,0099	0,0103	Vérifiée

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

IV.6.4. Vérification de l'effort normale réduit

- **Variante 01**

Table IV. 23: Vérification de l'effort normale réduit (voiles)

Story	Pier	V_d	$V_d \leq 0{,}4$
RDC	VY1	-0,32	Vérifiée
RDC	VY2	-0,32	Vérifiée
RDC	VY3	-0,33	Vérifiée
RDC	VY4	-0,33	Vérifiée
RDC	VY5	-0,33	Vérifiée
RDC	VY6	-0,32	Vérifiée
RDC	VY7	-0,31	Vérifiée
RDC	VY8	-0,26	Vérifiée
RDC	VY9	-0,18	Vérifiée
RDC	VY10	-0,15	Vérifiée
RDC	VY11	-0,18	Vérifiée
RDC	VY12	-0,26	Vérifiée
RDC	VY13	-0,31	Vérifiée
RDC	VY14	-0,31	Vérifiée
RDC	VY15	-0,33	Vérifiée
RDC	VY16	-0,33	Vérifiée
RDC	VY17	-0,33	Vérifiée
RDC	VY18	-0,32	Vérifiée

RDC	VY19	-0,32	Vérifiée
RDC	VX1	-0,39	Vérifiée
RDC	VX2	-0,31	Vérifiée
RDC	VX3	-0,31	Vérifiée
RDC	VX4	-0,33	Vérifiée
RDC	VX5	-0,38	Vérifiée
RDC	VX6	-0,28	Vérifiée
RDC	VX7	-0,27	Vérifiée
RDC	VX8	-0,38	Vérifiée
RDC	VX9	-0,34	Vérifiée
RDC	VX10	-0,30	Vérifiée

- **Variante 02**

Table IV. 24: Vérification de l'effort normale réduit(voiles)

Story	Pier	V_d	$V_d \leq 0{,}4$
RDC	VY1	-0,32	Vérifiée
RDC	VY2	-0,31	Vérifiée
RDC	VY4	-0,33	Vérifiée
RDC	VY5	-0,30	Vérifiée
RDC	VY6	-0,23	Vérifiée
RDC	VY7	-0,27	Vérifiée
RDC	VY8	-0,19	Vérifiée
RDC	VY9	-0,27	Vérifiée
RDC	VY10	-0,22	Vérifiée
RDC	VY11	-0,29	Vérifiée
RDC	VY12	-0,32	Vérifiée
RDC	VY14	-0,31	Vérifiée
RDC	VY15	-0,32	Vérifiée
RDC	VX1	-0,34	Vérifiée
RDC	VX2	-0,33	Vérifiée
RDC	VX5	-0,27	Vérifiée
RDC	VX6	-0,27	Vérifiée
RDC	VX9	-0,32	Vérifiée
RDC	VX10	-0,33	Vérifiée

Table IV. 25: Vérification de l'effort normale réduit (poteaux)

Story	Column	V_d	$V_d \leq 0{,}35$
RDC	C27	-0,22	Vérifiée
RDC	C27	-0,22	Vérifiée
RDC	C28	-0,23	Vérifiée
RDC	C28	-0,29	Vérifiée
RDC	C29	-0,22	Vérifiée
RDC	C29	-0,22	Vérifiée
RDC	C30	-0,23	Vérifiée
RDC	C30	-0,29	Vérifiée
RDC	C31	-0,24	Vérifiée
RDC	C31	-0,33	Vérifiée
RDC	C32	-0,22	Vérifiée
RDC	C32	-0,24	Vérifiée
RDC	C33	-0,24	Vérifiée
RDC	C33	-0,33	Vérifiée
RDC	C34	-0,22	Vérifiée
RDC	C34	-0,25	Vérifiée
RDC	C35	-0,27	Vérifiée
RDC	C35	-0,33	Vérifiée
RDC	C37	-0,32	Vérifiée
RDC	C37	-0,31	Vérifiée
RDC	C38	-0,27	Vérifiée
RDC	C38	-0,32	Vérifiée
RDC	C39	-0,30	Vérifiée
RDC	C39	-0,26	Vérifiée
RDC	C40	-0,27	Vérifiée
RDC	C40	-0,33	Vérifiée
RDC	C41	-0,27	Vérifiée
RDC	C41	-0,33	Vérifiée
RDC	C21	-0,21	Vérifiée
RDC	C21	-0,23	Vérifiée
RDC	C22	-0,21	Vérifiée
RDC	C22	-0,26	Vérifiée
RDC	C44	-0,21	Vérifiée
RDC	C44	-0,22	Vérifiée
RDC	C45	-0,22	Vérifiée

- **Variante 03**

Table IV. 26: Vérification de l'effort normale réduit(voiles)

Story	Pier	V_d	$V_d \leq 0{,}4$
RDC	V1	-0,32	Vérifiée
RDC	V2	-0,31	Vérifiée
RDC	V3	-0,29	Vérifiée
RDC	V4	-0,28	Vérifiée
RDC	V5	-0,29	Vérifiée
RDC	V6	-0,30	Vérifiée
RDC	V7	-0,27	Vérifiée
RDC	V8	-0,14	Vérifiée
RDC	V9	-0,30	Vérifiée
RDC	V10	-0,29	Vérifiée
RDC	V11	-0,28	Vérifiée
RDC	V12	-0,29	Vérifiée
RDC	V13	-0,32	Vérifiée
RDC	V14	-0,32	Vérifiée
RDC	VX1	-0,39	Vérifiée
RDC	VX2	-0,35	Vérifiée
RDC	VX3	-0,32	Vérifiée
RDC	VX4	-0,33	Vérifiée
RDC	VX5	-0,27	Vérifiée
RDC	VX6	-0,35	Vérifiée
RDC	VX7	-0,17	Vérifiée
RDC	VX8	-0,34	Vérifiée
RDC	VX9	-0,27	Vérifiée
RDC	VX10	-0,34	Vérifiée
RDC	VX11	-0,38	Vérifiée

IV.6.4. Poids (kN) des variantes :

Table IV. 27: Récapitulatif des poids (kN) par variante

	Variante 01	Variante 02	Variante 03
Weight (KN)	734118,93	728704,71	711846,39

IV.8. Choix de la variante structurelle retenue :

Suite à l'analyse comparative des trois variantes étudiées, la Variante 03 a été retenue pour notre projet. La Variante 01 a été écartée en raison des vérifications au cisaillement défavorables observées au niveau des poutres, ayant conduit à des besoins importants en armatures transversales. Quant à la Variante 02, bien qu'elle affiche un poids intermédiaire, elle présente des sections de poteaux trop importantes, ce qui impacte négativement l'espace architectural et alourdit inutilement la structure

IV.9. Conclusion :

À l'issue de ce chapitre, la modélisation numérique des différentes variantes a été réalisée à l'aide du logiciel ETABS, permettant d'analyser le comportement global de la structure avec précision. L'analyse modale effectuée a permis de déterminer les caractéristiques dynamiques essentielles, notamment les périodes propres, les modes de vibration et les participations massiques.

Les différentes vérifications réalisées ont permis de comparer les performances des trois conceptions étudiées. Cette approche a conduit à identifier la variante la plus adaptée, offrant le meilleur compromis entre sécurité, stabilité et efficacité structurale.

Ainsi, cette étude constitue une étape essentielle dans le processus de dimensionnement sismique et dans le choix de la solution optimale.



CHAPITRE V
FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS



V .1. INTRODUCTION

Ce chapitre expose les détails de calcul du ferraillage des éléments principaux structuraux : poteaux, poutres, dalles et voiles. L'étude est basée sur les principes du béton armé selon le BAEL 99, le CBA93 et les prescriptions du RPA 2024. Les sollicitations utilisées proviennent de l'analyse statique et dynamique de la structure réalisée à l'aide du logiciel ETABS.

V .2. Étude des poutres :

Les poutres sont soumises à une flexion simple sous l'effet combiné d'un moment fléchissant et d'un effort tranchant. Le moment fléchissant conditionne le dimensionnement des armatures longitudinales, qui reprennent les contraintes de traction et de compression développées dans la section, tandis que l'effort tranchant détermine le calcul des armatures transversales (étriers et cadres), assurant la résistance au cisaillement. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont définies par le CBA 93 et le RPA 2024 comme suit :

$$\begin{Bmatrix} 1.35G + 1.5Q + 1.5Q1 \\ G + Q + Q1 \end{Bmatrix}$$

Composantes horizontales de l'action sismique :

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

Avec :

- ✓ $E1 = \pm Ex \pm 0.3Ey$
- ✓ $E1 = \pm 0.3Ex \pm Ey$

Et : $\psi 1$=0.3 et $\psi 2$ = 0.4

V .2.1. Exigences de ductilité pour la zone critique

Conformément à l'article 7.5.2 du RPA 2024, les portions de poutre situées à partir des sections d'extrémité raccordées aux nœuds poteau-poutre, ainsi que de part et d'autre de toute section susceptible de se plastifier sous l'action sismique de calcul, sur une longueur donnée, sont considérées comme des zones critiques.

Où :

l_{cr}=1.5h

Avec : h est la hauteur de la poutre.

Table V 1: Longueur critique des poutres.

	Hauteur (cm)	Longueur critique (cm)
Poutre sens X	55	82,5
Poutre sens Y	45	67,5
Poutre sens Y	50	75

V .2.2. Les sollicitations extrêmes sur les poutres

Dans le cadre de l'étude du ferraillage, l'ensemble des poutres de la structure ont été ferraillées et vérifiées dans les deux directions :

- ✓ Sens X-X : poutres de section 55 × 35 cm²
- ✓ Sens Y-Y : poutres de section 35 × 45 cm², 50 × 150 cm²

Pour chaque poutre, les sollicitations internes sont exposées en ce qui suit :

Table V 2:Les sollicitations extrêmes sur les poutres

Poutre	Moment de calcul (KN.m)	Combinaison de charges	V_u (KN)
35×55	106,60	ELU	207,19
	-270,18	$G+\psi Q+E_2$	

Table V 3:Les sollicitations extrêmes sur les poutres

Poutre	Moment de calcul (KN.m)	Combinaison de charges	V_u (KN)
35×45	51,38	ELU	-132,46
	-160,26	$G+\psi Q+E_2$	

Table V 4:Les sollicitations extrêmes sur les poutres

Poutre	Moment de calcul (KN.m)	Combinaison de charges	V_u (KN)
35×45	52,81	ELU	-230,93
	-417,6	$G+\psi Q+E_2$	

Table V 5:Les sollicitations extrêmes sur les poutres

Poutre	Moment de calcul (KN.m)	Combinaison de charges	V_u (KN)
150×50	312,85	ELU	-1101,85
	-2669,91	$G+\psi Q+E_2$	

V .2.3. Calcul de ferraillage des poutres

V .2.3.1. Armatures longitudinales

Conformément à l'article 7.5.2 du RPA 2024, les armatures longitudinales des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- Le pourcentage total minimal des armatures longitudinales doit être de **0,5 %** en toute section, sur l'ensemble de la longueur de la poutre.
- Le pourcentage total maximal des armatures longitudinales est limité à :
  - **4 %** en zone courante;
  - **6 %** en zone de recouvrement.
- Au minimum, **deux barres d'acier à haute adhérence de diamètre 14 mm** doivent être disposées sur les faces supérieure et inférieure, sur toute la longueur de la poutre.
- Le quart (**1/4**) de la section maximale des armatures supérieures au niveau des appuis doit être prolongé sur toute la longueur de la poutre.
- La longueur minimale de recouvrement des armatures est fixée à **60Ø** en zone VI.

V .2.3.2. Calcul par logiciel SOCOTEC :

Le tableau ci-dessous présente les résultats du dimensionnement des armatures longitudinales des poutres suivant la direction **Y-Y**, et **X -X** obtenus à l'aide du logiciel.

Table V 6: Armatures longitudinales des poutres.

Poutre	$As_{travée}$ (cm^2)	Choix des barres (En travée)	As_{appui} (cm^2)	Choix des barres (En appui)	As_{min} (cm^2)		As_{max} (cm^2)	
					RPA	CNF	Zone courante	Zone de recouvrement
35×55	6,03	3HA16	12,06	6HA16	9,63	2,15	77	115,5

Table V 7: Armatures longitudinales des poutres.

Poutre	$As_{travée}$ (cm^2)	Choix des barres (En travée)	As_{appui} (cm^2)	Choix des barres (En appui)	As_{min} (cm^2)		As_{max} (cm^2)	
					RPA	CNF	Zone courante	Zone de recouvrement
35×45	4,62	3HA14	9,24	6HA14	7,88	1,76	63	94,5

Table V 8: Armatures longitudinales des poutres.

Poutre	$As_{travée}$ (cm^2)	Choix des barres (En travée)	As_{appui} (cm^2)	Choix des barres (En appui)	As_{min} (cm^2)		As_{max} (cm^2)	
					RPA	CNF	Zone courante	Zone de recouvrement
35×45	9,42	3HA20	24,15	3HA20 + 3HA25	7,88	1,76	63	94,5

Table V 9: Armatures longitudinales des poutres.

Poutre	$As_{travée}$ (cm^2)	Choix des barres (En travée)	As_{appui} (cm^2)	Choix des barres (En appui)	As_{min} (cm^2)		As_{max} (cm^2)	
					RPA	CNF	Zone courante	Zone de recouvrement
150×50	54	11HA25	142,456	11HA32 + 11HA25	37,5	8,38	300	450

Armatures transversales :

Selon l'article, le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\emptyset_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}, \emptyset_l, \frac{b}{10}\right)$$

Øl étant le plus petit diamètre des barres longitudinales.

Selon le RPA 2024, la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$At = 0.003 \times s \times b$$

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 :

$$\mathbf{s' \leq \frac{h}{2}}$$

Avec :

$$s' = \min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset_l\right)$$

Table V 10: Armature transversale des poutres.

				Escapement selon RPA				
Pouter	ϕ_t(mm)	Choix des barres	A_t (cm²)	s'(cm)	S	$s'adopté$	$sadopté$	A_{tmin} (cm²) RPA
35×55	10	4HA10	3,14	13,75	9,6	12	8	0,816
35×45	10	4HA10	3,14	11,25	9,6	10	8	0,816
35×45	10	4HA10	3,14	11,25	9,6	10	8	0,816
150×50	12	14HA12	15,83	12,5	12,5	10	10	4,5

V .2.4. 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 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

Où :

- ✓ b0 : désigne la largeur de l'âme de la poutre.
- ✓ Vu : valeur de calcul de l'effort tranchant à l'état limite ultime (ELU)

Selon l'article A.5.2.1.1 du CBA93, lorsque la fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable, la contrainte de cisaillement τu doit être limitée à la valeur suivante :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\,[0.15\, f_{cj}\,;\, 4MPA\,]$$

Table V 11:Vérification spécifique sous sollicitations tangentes des poutres.

Poutre	V_u (KN)	τ (MPA)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPA)	Observation
35×55	207,19	1,63	4	Vérifiée
35×45	132,46	0,93	4	Vérifiée
35×45	230,93	1,62	4	Vérifiée
150×50	1101,85	1,63	4	Vérifiée

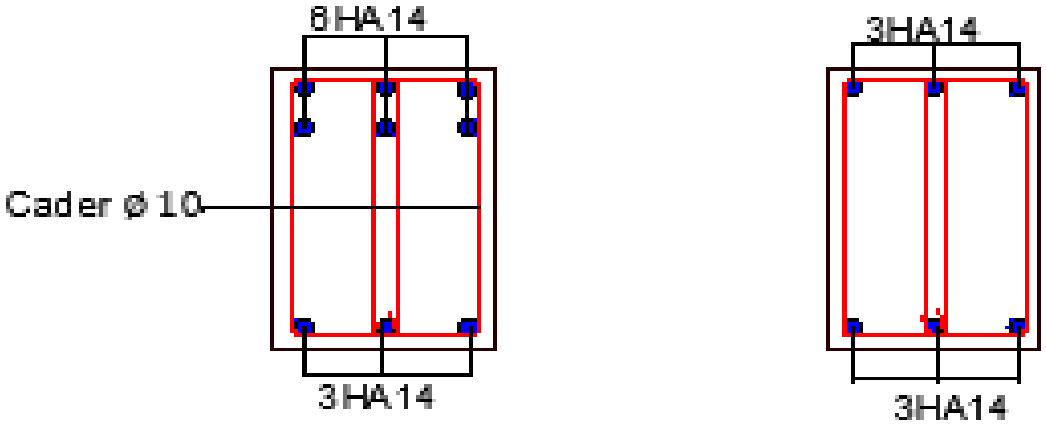


Figure V 1:Croquis de ferraillage de la poutre de section 35*45

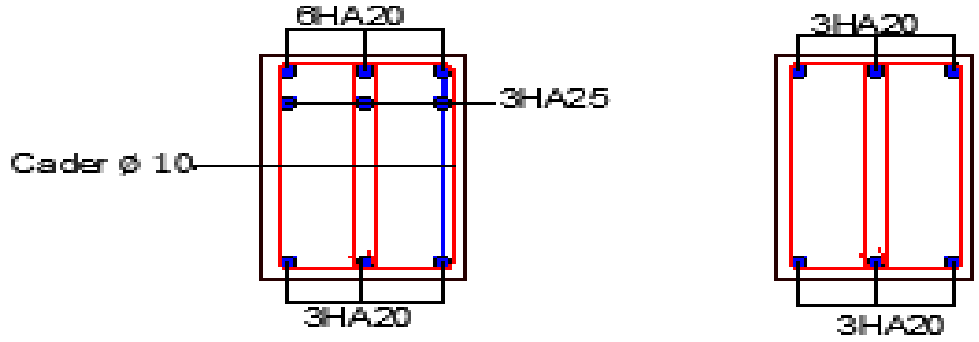


Figure V 2:Croquis de ferraillage de la poutre de section 35*45

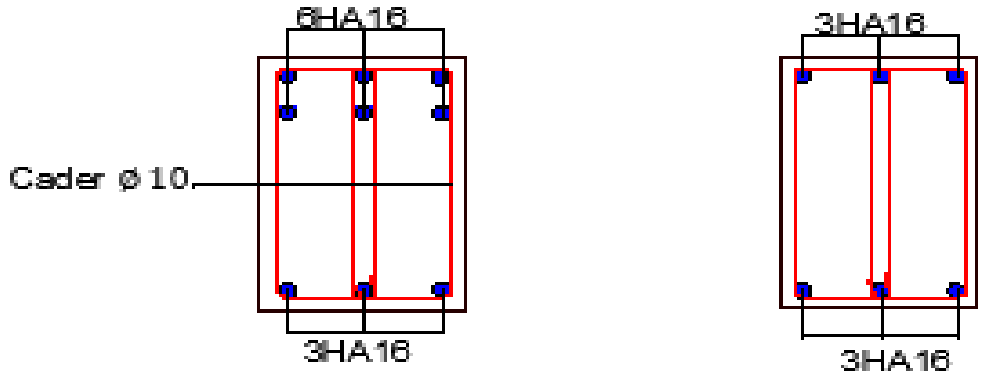


Figure V 3:Croquis de ferraillage de la poutre de section 35*55

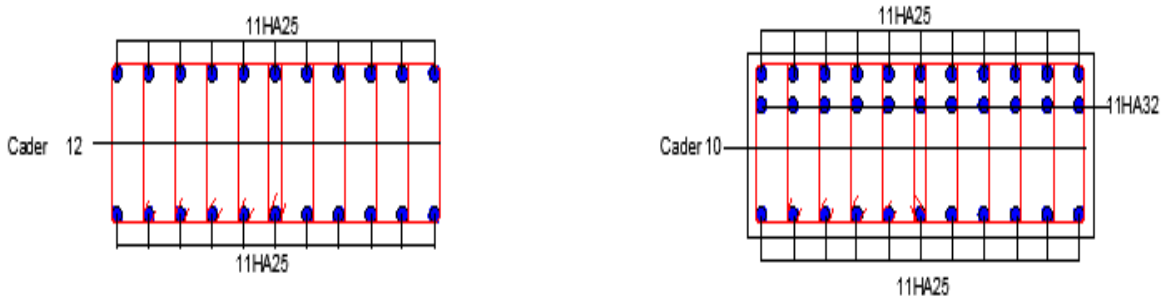


Figure V 4:Croquis de ferraillage de la poutre de section 150*50

V .3. ÉTUDE DES POTEAUX :

Le calcul de ferraillage des poteaux est effectué en flexion composée, , conformément aux prescriptions réglementaires du RPA 2024 et du CBA 93, afin d'assurer la résistance et la stabilité de la structure.

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

- ✓ L'effort normal maximal (Nmax) et le moment correspondant.
- ✓ L'effort normal minimal (Nmin) et le moment correspondant.
- ✓ Le moment maximal (Mmax) et l'effort normal correspondant.

V .3.1. Les sollicitations extrêmes sur les poteaux

Les sollicitations appliquées aux poteaux sont extraites du logiciel ETABS. On prend en compte ces sollicitations pour la section de poteau 60 ×60 cm².

V .3.2. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

En situation sismique, la vérification au cisaillement du béton est satisfaite lorsque la contrainte de calcul τbu ne dépasse pas la valeur limite $\bar{\tau}$bu.

$$\bar{\tau}_{\overline{bu}} = \rho d.fc28$$

$$\begin{cases} \rho d = 0.0075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho d = 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- ✓ λ_g : Élancement géométrique du poteau.

$$\text{Avec : } \lambda_g = \frac{lf}{a} \text{ ou } \frac{lf}{b}$$

- ✓ a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,
- ✓ lf: longueur de flambement du poteau

Table V 12: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.

Section (cm²)	l_f(m)	V (KN)	τ (MPA)	λ_g	ρ_d	$\overline{\tau_{\overline{bu}}}$ (MPA)	Observation
60×60	2,86	216,166	0,66	4,76	0,04	1,4	Vérifiée

V .3.3. Calcul de ferraillage des poteaux

Pour l'étude du ferraillage, le poteau le plus sollicité de la structure, de section 60× 60 cm², a été retenu afin de vérifier le cas le plus défavorable. Le dimensionnement des armatures a été réalisé à l'aide du logiciel SOCOTEC, conformément au BAEL 91, sur la base des vérifications aux ELU/ELA et ELS. Les résultats obtenus sont présentés dans **le tableau 82**

V .3.3.1. Armatures longitudinales

Conformément à l'article 7.4.2 du RPA 2024, les armatures longitudinales des poteaux doivent satisfaire aux exigences suivantes :

- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales est fixé à 1 % en zone VI.
- Le pourcentage maximal des armatures longitudinales est limité à 4 % en zone courante et à 8 % dans les zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal des armatures longitudinales doit être de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement des armatures est de 60Ø en zone VI.
- L'espacement entre les barres verticales sur une même face du poteau ne doit pas excéder 15 cm en

Table V 13: Ferraillage de poteau.

Poteau	Sollicitation sous combinaison G+ψQ-Ex+0.3Ey		As (cm^2)	As_{min} (cm^2)	$As_{max}(cm^2)$		Choix des barres
	M_{max}(KN)	N_{corsp} (KN)			Zone courante	Zone de recouvrement	
60×60	-408,8454	-362,809	13,45	36	144	216	2HA16 +3HA20

V .3.3.2. Armatures transversales

Conformément à l'article 7.4.2 du RPA 2024, le dimensionnement des armatures transversales des poteaux est déterminé à partir de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho a.Vu}{h1.fe}$$

Avec :

- ✓ -Vu : Effort tranchant de calcul ;
- ✓ -$h1$: Hauteur totale de la section brute dans la direction considérée ;
- ✓ -ρa : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2.50, si l'élancement géométrique λg dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5, et égal à 3.75, dans le cas contraire ;
- ✓ -t : Espacement des armatures transversales :
  - Dans la zone nodale :

$$t < \min\left(\frac{b0}{3}, 10cm, 60Øl\right)$$

  - Dans la zone courante :

$$t < \min\left(\frac{bc}{2}, \frac{hc}{2}, 10Øl\right)$$

La quantité minimale d'armatures transversales ($\frac{A_t}{t.bc}$) est donnée comme suit :

si $\lambda_g \geq 5$: 0.3%

si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

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

Conformément au CBA 93, le diamètre des armatures transversales doit être au moins égal au tiers du diamètre maximal des armatures longitudinales, soit : $\emptyset t \geq \frac{\emptyset l}{3}$.

Le tableau ci-dessous présente l'ensemble des détails relatifs au calcul des armatures transversales.

Table V 14: Armature transversale de poteau.

Poteau	ϕ_{lmin} (cm)	λ_g	Vu (KN)	$t_{courante}$ (cm)	t_{nodale} (cm)	ρ_a	A_t (cm^2)	A_{tmin} (cm^2)	Choix des barres
60×60	1,6	4,76	216,166	15	10	3,75	2,7	2,16	6HA10

Conformément aux dispositions du RPA 99/2003 et du CBA 93, le diamètre des armatures transversales doit être au moins égal au tiers du diamètre maximal des armatures longitudinales, soit : Øt ≥ Øl/3.

L'application de cette condition conduit à : Øt ≥ 5,33 mm

Cette exigence étant respectée, la condition est donc vérifiée.

•Longueurs de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements de barres longitudinales, de diamètre ¢1, est de :

-50 $\emptyset l$, en zones I, Il et III

-60$\emptyset l$, en zones rv, V et VI

$$Lr = 60 \times 2{,}5 = 150\text{cm}$$

On adopte une longueur de recouvrement Lr de 200 cm pour les poteaux avec un diamètre de barres d'armature $\emptyset l$ de 25 mm

V .3.4.Exigence de ductilité pour la zone critique

Selon l'article 7.4.2 du RPA 2024, les parties du poteau comprises sur une longueur lcr à partir de chacune de ses extrémités sont définies comme des zones critiques.

Avec:

$$Lcr==\max\left(1.5hc\ ;\frac{lcl}{6}\ ;\ 60\ cm\right)$$

Avec :

- ✓ -hc : la plus grande dimension de la section transversale du poteau ;
- ✓ -lcl : la longueur libre du poteau.

Donc lcr=max (90 ; 68 ; 60cm) = 90cm

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

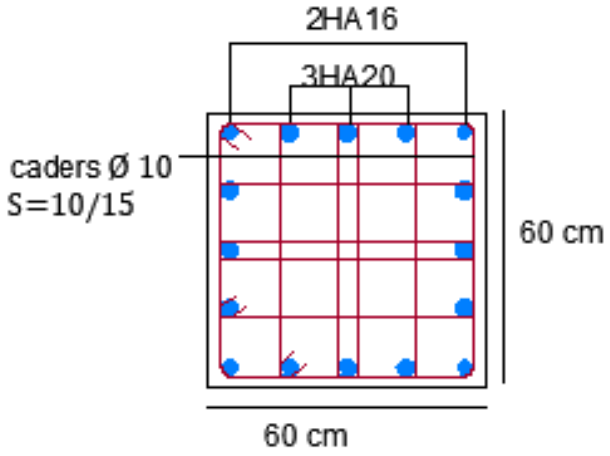


Figure V 5:Croquis de ferraillage du poteau de section 60*60

V .4. ÉTUDE DES DALLES :

Le ferraillage des dalles doit être dimensionné conformément aux exigences du CBA 93, afin d'assurer leur résistance, leur stabilité ainsi que leur bon comportement sous l'effet des charges appliquées.

Les tableaux suivants présentent les sollicitations maximales obtenues dans les deux directions horizontales ainsi que les armatures correspondantes, issues de l'analyse structurale et utilisées comme base de dimensionnement selon la réglementation en vigueur.

V .4.1. Calcul de ferraillage des dalles :

Sens X-X :

Table V 15: Sollicitations Extrêmes et Ferraillage des Dalles-sens X-.

Position	M (KN.m)	A_s(cm²/m)	Choix des barres	$A_{s\ adoptée}$(cm²/m)	A_{smin}	
					CBA	CNF
En travée	47,70	6,76	14HA14	21,55	0,9	1,49
Sur appui	85,45	10,64	7HA14	10,78	0,9	1,49

Sens Y-Y :

Table V 16: Sollicitations Extrêmes et Ferraillage des Dalles-sens Y-.

Position	M (KN.m)	A_s(cm²/m)	Choix des barres	$A_{s\ adoptée}$(cm²/m)	A_{smin}	
					CBA	CNF
En travée	30,53	4,25	7HA12	7,92	0,9	1,49
Sur appui	61,49	7,53	7HA12	7,92	0,9	1,49

V .4.2. Calcul de ferraillage de plancher console :

Sens X-X :

Table V 17: Sollicitations Extrêmes et Ferraillage de console-sens X-.

Position	M (KN.m)	A_s(cm²/m)	Choix des barres	A_s $adoptée$(cm²/m)	A_{smin}	
					CBA	CNF
En travée	30,31	4,22	10HA14	15,39	0,9	1,49
Sur appui	53,106	6,46	7HA14	10,78	0,9	1,49

Sens Y-Y :

Table V 18: Sollicitations Extrêmes et Ferraillage de console-sens Y-.

Position	M (KN.m)	A_s(cm²/m)	Choix des barres	A_S $adoptée$(cm²/m)	A_{smin}	
					CBA	CNF
En travée	35,34	4,94	7HA12	18,69	0,9	1,49
Sur appui	30,69	10,73	10HA12	11,31	0,9	1,49

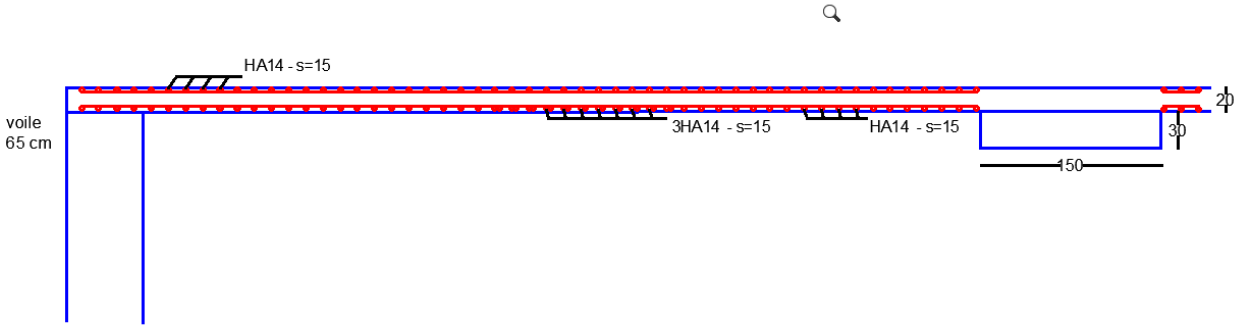


Figure V 6:Croquis de ferraillage de la dalle sens (x)

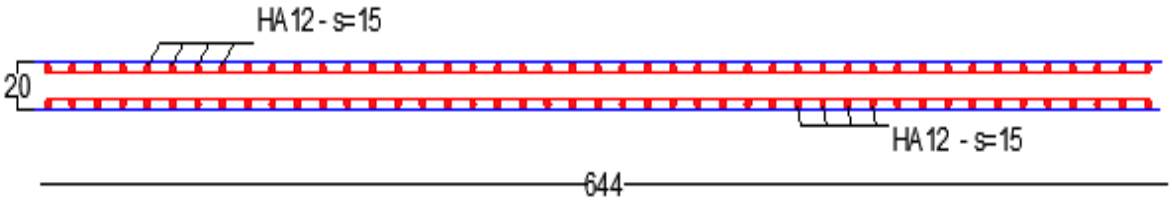


Figure V 7:Croquis de ferraillage de la dalle sens (y)

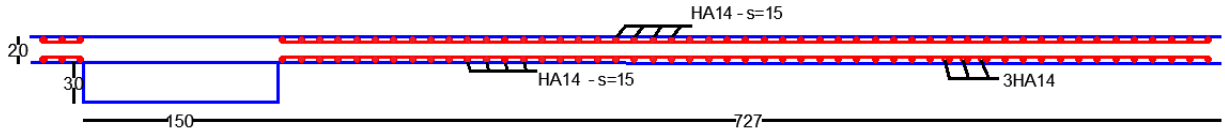


Figure V 8:Croquis de ferraillage de la console sens (x)

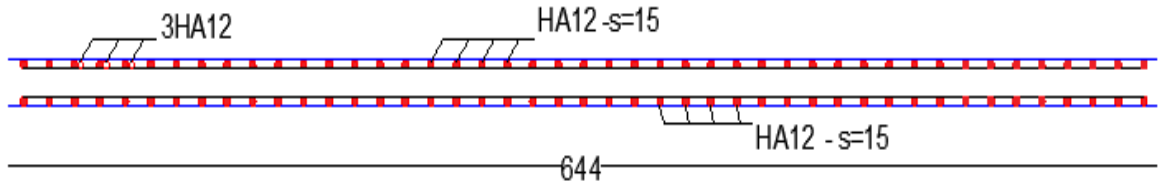


Figure V 9:Croquis de ferraillage de la dalle sens (y)

V .5. ÉTUDE DE VOILE :

Le calcul du ferraillage des voiles a été effectué sur deux voiles — le premier orienté selon le sens **XX** et le second selon le sens **YY** L'étude menée pour chacun des deux voiles comprend les étapes suivantes :

- **L'analyse des efforts internes** issus de la combinaison des charges gravitationnelles et des actions sismiques ;
- **La vérification de la résistance** aux sollicitations normales et tangentes ;
- **Le contrôle des conditions géométriques et mécaniques** imposées par le RPA 2024 aux voiles en béton armé ;

- **La disposition des armatures verticales et transversales**, en distinguant la zone critique et la zone courante, conformément aux règles de confinement et d'espacement prescrites par le règlement.

V .5.1. Vérification de la condition de l'effort normal réduit :

La limitation de l'effort normal de compression de calcul, imposée par l'article 7.7.3 du RPA 2024, vise à prévenir tout risque de rupture fragile des voiles en béton armé soumis aux sollicitations globales induites par l'action sismique, en garantissant un comportement ductile et une dissipation d'énergie adéquate sous charges sismiques.

$$\upsilon = \frac{Nd}{Bc.fc28} \leq 0{,}4$$

Avec :

- ✓ Nd : désigne l'effort normal de compression de calcul s'exerçant sur une section de béton ;
- ✓ Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière

Table V 19: Vérification spécifique sous sollicitations normales de voile.

Voile	$N_d(KN)$	$B_c(m^2)$	f_{c28}(MPA)	υ	Observation
V_{y1}	225651,65	3,042	35	0,21	Condition vérifiée
V_X	19352,1294	1,5	35	0,36	Condition vérifiée

V .5.2. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

En addition aux spécifications du l'effort normal réduit, la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le RPA2024 par l'équation suivante :

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

Avec/ :

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{bd}$$

$\overline{V}$ =1,4 V

Table V 20: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes de voile.

Voile	V_u (KN)	τ (MPA)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPA)	Observation
Vy1	2649,0616	1,36	6	Vérifiée
V_X	1880,0964	1,94	6	Vérifiée

V .5.3. Vérification de la condition d'élancement

Sous réserve du respect des conditions de dimensionnement énoncées au § 7.7.1, le calcul est réalisé dans le plan moyen de chaque élément vertical, en appliquant les règles du béton armé en vigueur. Le RPA 2024 distingue plusieurs types de voiles selon leur rapport d'élancement hw / lw, ce critère conditionnant le modèle de calcul à adopter :

- **Voiles élancés** (hw / lw > 2,0) : le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire du diagramme de moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement d'une distance égale à la hauteur de la zone critique du voile (décalage de traction), conformément à la Figure 7.13 du règlement.
- **Voiles courts** (hw / lw ≤ 2,0) : régime de comportement dominé par l'effort tranchant, nécessitant un modèle de calcul adapté.
- **Voiles de grandes dimensions** (hw / lw ≤ 2/3) : voiles très trapus relevant de dispositions spécifiques.

Application au Vy1 et Vx :

Pour le voile Vy1:

$$\frac{h_w}{l_w}=\frac{102,72}{4,68} = 21,95 > 2$$

Pour le voile Vx :

$$\frac{h_w}{l_w}=\frac{102,72}{3} = 34,24 > 2$$

Les deux voiles Vy1 et Vx satisfont la condition d'élancement et sont par conséquent classés comme voiles élancés. Leur dimensionnement sera conduit conformément aux dispositions correspondantes du RPA 2024, en adoptant une enveloppe linéaire du diagramme de moment fléchissant, déplacée verticalement d'une distance égale à la hauteur de la zone critique de chaque voile.

V .5.4. Calcul de la hauteur critique :

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

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

Et :

$$h_{cr} \leq \begin{matrix} 2.l_w \\ h_e : pour\ n \leq 6\ niveau \\ 2.h_e : 2.h_e : pour\ n > 6\ nive \end{matrix}$$

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

- ✓ h_w est la hauteur totale du voile.

La hauteur critique des voiles Vy1 et Vx :

Vy1: $h_{cr} = \max(l_w;\ h_w/6) = \max(4{,}68;\ 102{,}72/6) = 17{,}12\text{m}$

Vx: $h_{cr} = \max(l_w;\ h_w/6) = \max(3\ ;\ 102{,}72/6) = 17{,}12\text{m}$

$pour\ n > 6\ niveau$: $h_{cr} = 2.h_e = 2*4{,}08 = 8{,}16\text{m}$

$h_{cr} = 2.h_e = 2*3 = 6\text{m}$

V .5.5.Enveloppe de calcul des moments fléchissant :

Dans le cadre du dimensionnement parasismique des voiles, la détermination du moment fléchissant de calcul constitue une étape fondamentale permettant d'évaluer la sollicitation maximale susceptible d'être appliquée à l'élément structural. Le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024) prescrit, pour les voiles élancés, le recours à une enveloppe de calcul modifiée, destinée à prendre en compte les effets particuliers associés à l'étendue de la zone critique.

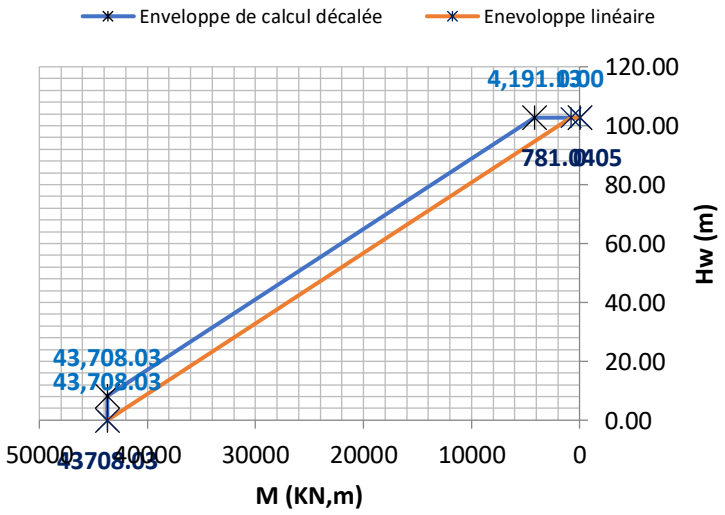


Figure V 10: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant (Vy).

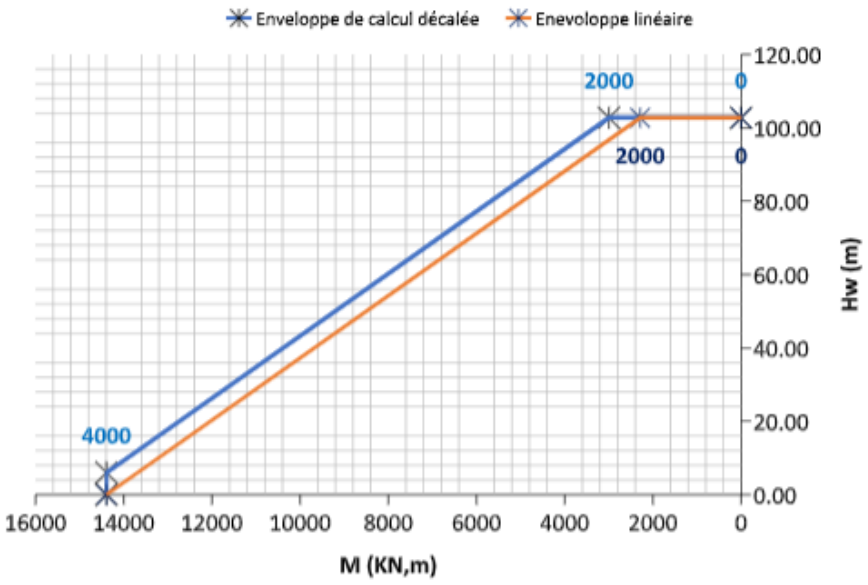


Figure V 11: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant (Vx).

V .5.6. Exigences de ductilité pour la zone critique :

V .5.6.1. Dimensions des éléments de rive confinés :

Conformément aux prescriptions de l'article 7.7.4 du RPA 2024, les extrémités des voiles, désignées sous le terme éléments de rive, doivent faire l'objet d'un confinement approprié afin de garantir un comportement satisfaisant sous sollicitations sismiques. Ce confinement est mis en œuvre sur une longueur lc, mesurée depuis le bord du voile jusqu'au point où la déformation du béton atteint la valeur limite admissible de ε_{cu} = 3,5 ‰, conformément à la représentation schématique donnée à la Figure

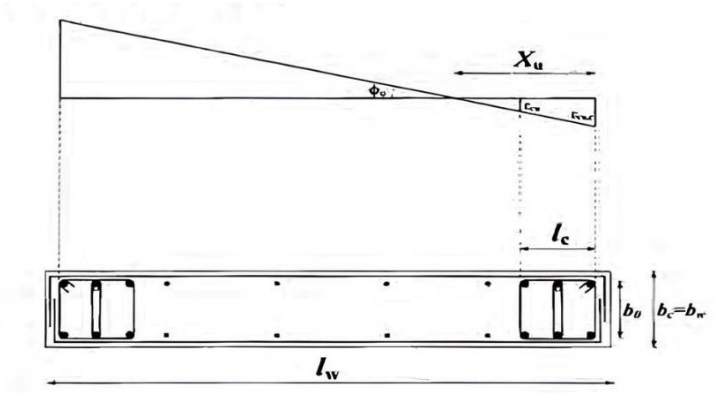


Figure V 12: Élément de rive pour les voiles.

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.

Dans notre cas, la longueur de l'élément de rive confiné :

Vy1 : $l_c \geq \max(0{,}702; 0{,}979)$ Donc : $l_{c=}\, 1{,}5$

Vx : $l_c \geq \max(0{,}45 \; ; 0{,}0{,}75)$ Donc : $l_{c=}\, 0{,}8$

V .5.6.2. Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive

Le calcul des armatures longitudinales se fait par le calcul du voile en flexion composée sous N et M. Le calcul ci-dessous est donné pour le cas de charge le plus défavorable suivant :

Le moment fléchissant maximal à considérer dans le dimensionnement est extrait directement de la courbe enveloppe des moments, obtenue à partir de l'analyse globale de la structure.

Table V 21: Les 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
Vy1	43708,03	-10373,2452	129	28HA25	137,44	48,75	Condition vérifiée
Vx	14391,7365	-19352,1294	0	14HA16	28,15	22,5	Condition vérifiée

V .5.6.3. Armatures transversales dans les éléments de rive

Les barres verticales des éléments de rive doivent être confinées avec des cadres et/ou des étriers horizontaux dont l'espacement vertical doit satisfaire la condition de l'équation 7.25 de RPA 2024

$$s_t \leq \min\,(b_0/3 \; ; 12{,}5\text{cm} \; ; 6\Phi_l)$$

Où :

- ✓ Φl : représente le diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de

rive ; en outre
$\Phi l \geq 12$ mm.

- ✓ La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne doit pas dépasser 20cm.

Table V 22: Armatures transversal 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
Vy1	10	9750	8883,86	35	500	12,57	16HA10
Vx	8	4000	3551,8	35	500	6,28	8HA10

V .5.6.4. Ferraillage de l'âme du voile :

Le diamètre maximal Φmax des armatures d'ame doivent respecter la condition :

$$8\text{mm} \leq \Phi\text{max} \leq \text{bw}/8$$

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.

$$sv \leq min\ (25\phi l,\ 25cm)$$

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).

Table V 23: Les acier verticaux et l'espacement vertical de l'âme de voile.

Voile	$\phi_{max}(mm)$	s_v(cm)
Vy1	16	20
Vx	12	25

•Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas ou ii existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit. Le ferraillage horizontal, nécessaire pour la résistance a !'effort tranchant, doit satisfaire :

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

- ✓ $\bar{V}$ Effort tranchant de calcul. $\bar{V} = 1{,}4V$;
- ✓ V effort tranchant issu de l'analyse ;
- ✓ z : distance entre les centres de gravite des armatures des extrémités confinés.

Table V 24: Armatures transversales de l'âme du voile.

Voile	s(cm)	V (KN)	$\bar{V}$(KN)	z (cm)	f_e (MPA)	A_h(cm²)	Choix des barres
Vy1	20	2649,0616	3708,6862	317	500	9,42	12HA10
Vx	25	1880,0964	2632,135	219	500	7,85	10HA10

V .5.6.5. Dimensionnement du voile au-dessus de la zone critique

La zone située au-dessus de la zone critique des voiles élancés est assimilée à une zone élastique, devant résister aux sollicitations qui lui sont appliquées. Son dimensionnement est donc réalisé conformément aux règles classiques du béton armé.

Afin de prévenir toute plastification de cette zone, les sollicitations de calcul sont définies par l'enveloppe des moments fléchissant et/ou de l'effort tranchant amplifié.

- Les dispositions constructives suivantes doivent être respectées :

- ✓ Les barres verticales principales d'extrémité doivent être convenablement stabilisées contre le risque de flambement
- ✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à leurs extrémités, afin d'assurer un ancrage efficace.

V .5.6.6. Ferraillage longitudinal aux extrémités (ferraillage de flexion)

La méthode et les données de calcul sont celles utilisées en section 3.5.2 de RPA2024. Les moments de calcul sont ceux issus du diagramme enveloppe des moments fléchissant.

- ➢ **Vy1 :**

Table V 25: les valeurs de calcul des efforts N, M et V du voile au-dessus de la zone Critique et Ferraillage longitudinal aux extrémités (Vy1).

Story	Z(m)	N(KN)	M(KN.m)	As($cm2$)
E30	98,64	-292,7718	5896,17	25,13
E29	95,44	-515,3563	7233,46	29,22

E28	92,24	-722,6418	8570,75	35,77
E27	89,04	-925,8239	9908,04	37,92
E26	85,84	-1126,4587	11245,33	42,38
E25	82,64	-1349,2831	12582,62	46,67
E24	79,44	-1569,385	13919,91	51,03
E23	76,24	-1789,0584	15257,20	55,45
E22	73,04	-2008,77	16594,49	59,92
E21	69,84	-2229,5791	17931,78	64,44
E20	66,64	-2476,9438	19269,07	68,73
E19	63,44	-2725,3488	20606,36	73,08
E18	60,24	-2976,7131	21943,65	77,45
E17	57,04	-3231,4733	23280,94	81,86
E16	53,84	-3490,3656	24618,23	86,29
E15	50,64	-3775,2512	25955,51	90,52
E14	47,44	-4064,3502	27292,80	94,78
E13	44,24	-4358,7714	28630,09	99,07
E12	41,04	-4658,7039	29967,38	103
E11	37,84	-4964,5683	31304,67	108
E10	34,64	-5302,6227	32641,96	112
E9	31,44	-5650,0699	33979,25	116
E8	28,24	-6004,53	35316,54	120
E7	25,04	-6366,6034	36653,83	124
E6	21,85	-6737,1198	37986,94	128
E5	18,64	-7143,3344	39328,41	132

E4	15,44	-7558,6942	40665,70	136
E3	12,24	-7984,8005	42002,99	140
E2	8,16	-8734,47	43708,03	144
E1	4,08	Zone critique (déjà calculée)		129
RDC	0			

- **Vx1 :**

Table V 26: les valeurs de calcul des efforts N, M et V du voile au-dessus de la zone Critique et Ferraillage longitudinal aux extrémités (Vx1).

Story	Z(m)	N(KN)	M(KN.m)	A*s*(*cm*2)
E30	98,64	-918,8513	3477,712762	16,03
E29	95,44	-1635,229	3854,7084	11,44
E28	92,24	-2350,1866	4231,704039	7,01
E27	89,04	-3058,4101	4608,699678	2,77
E26	85,84	-3755,1249	4985,695316	0
E25	82,64	-4435,7533	5362,690955	0
E24	79,44	-5095,7313	5739,686593	0
E23	76,24	-5730,4831	6116,682232	0
E22	73,04	-6335,4903	6493,677871	0
E21	69,84	-6906,4091	6870,673509	0
E20	66,64	-7439,6581	7247,669148	0
E19	63,44	-7932,3072	7624,664787	0
E18	60,24	-8382,8303	8001,660425	0
E17	57,04	-8791,2533	8378,656064	0
E16	53,84	-9160,2696	8755,651702	0

E15	50,64	-9496,2898	9132,647341	0
E14	47,44	-9810,5752	9509,64298	0
E13	44,24	-10120,8012	9886,638618	0
E12	41,04	-10451,1975	10263,63426	0
E11	37,84	-10831,3787	10640,6299	0
E10	34,64	-11291,2049	11017,62553	0
E9	31,44	-11852,7076	11394,62117	0
E8	28,24	-12523,6743	11771,61681	0
E7	25,04	-13296,2338	12148,61245	0
E6	21,85	-14151,7641	12525,60809	0
E5	18,64	-15065,1266	12902,60373	0
E4	15,44	-16006,3492	13279,59937	0
E3	12,24	-16941,8703	13656,595	0
E2	8,16	-17893,807	14137,26444	0
E1	4,08	Zone critique (déjà calculée)		0
RDC	0			

- **Vy1**

Table V 27:Vérification de la ductilité locale(vy1)

ÉLÉMENT DE RIVE	
v_d (KN)	F_{yd}/F_{cd}
0.21	17,14
ω_v	χ_u
0.079	152,1
V_{ac} (cm^3)	V_{nc} (cm^3)
165728,175	7074720
ε_{cu}	μ_ϕ
0.0035	4,8
α_n	α_s
0,92	0,88
α	$\varepsilon_{cu,c}$
0.80	0,0275
ε_{sy}	ω_{wd}
0.0025	0.3
$l_{c,calul}$ (cm)	ω_{wd} (min)
132,74	0,1025
M_{rd}(Kn.m)	
48169	
Condition vérifiée	

➢ **Vx6**

Table V 28:Vérification de la ductilité locale(vx6)

ÉLÉMENT DE RIVE	
v_d (KN)	F_{yd}/F_{cd}
0.36	17,14
ω_v	χ_u
0.046	73,72
V_{ac} (cm^3)	V_{nc} (cm^3)
42564,79	2131080
ε_{cu}	μ_ϕ
0.0035	3,24
α_n	α_s
0,989	0,86
α	$\varepsilon_{cu,c}$
0.84	0,032
ε_{sy}	ω_{wd}
0.0025	0.34
$l_{c,calul}$ (cm)	ω_{wd} (min)
65,65	0,095
M_{rd}(Kn.m)	
16279	
Condition vérifiée	

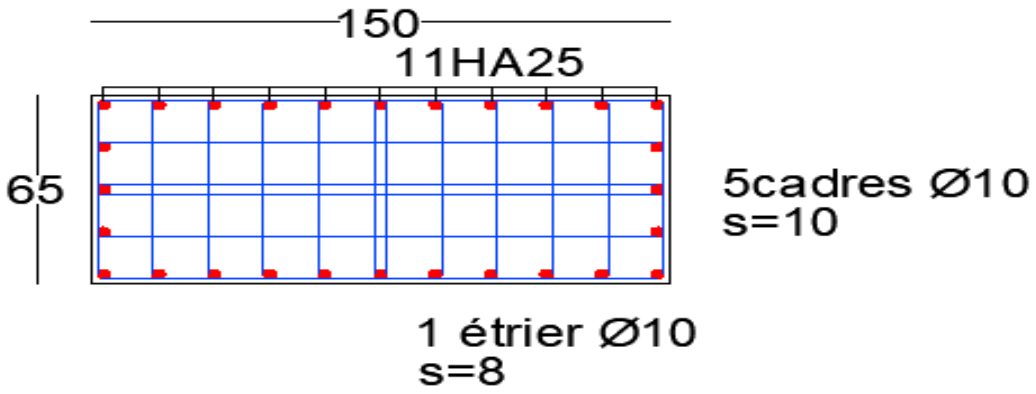


Figure V 13:Croquis de Ferraillage de l'élément de rive sur la hauteur critique (Vy)

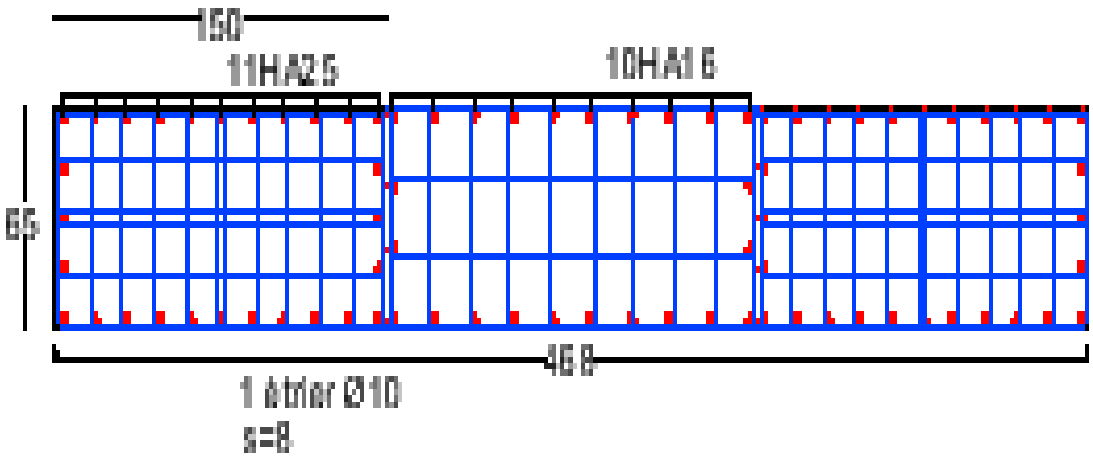


Figure V 14:Croquis de Ferraillage de voile sur la hauteur critique (Vy)

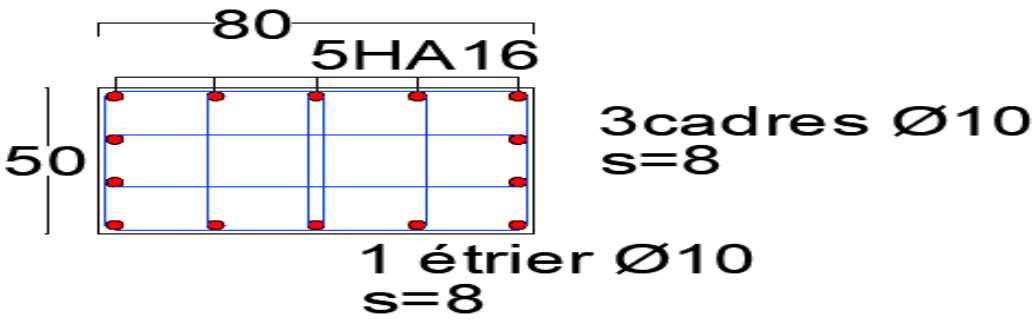


Figure V 15:Croquis de Ferraillage de l'élément de rive sur la hauteur critique (Vx)

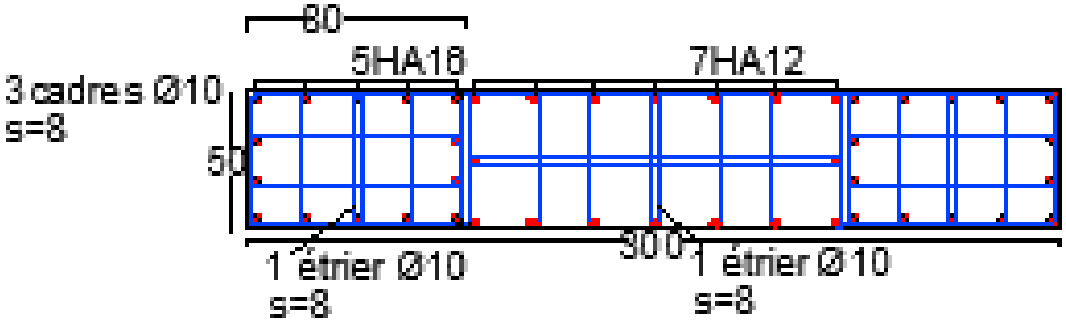


Figure V 16:Croquis de Ferraillage de voile sur la hauteur critique (Vx)

V.6.CONCLUSION

Le dimensionnement des éléments structuraux a été conduit en stricte conformité avec les règles en vigueur, à savoir le CBA 93et le RPA 2024.

Le ferraillage a été déterminé de sorte à satisfaire les efforts internes résultant des combinaisons de charges réglementaires, tout en assurant la continuité et la transmission des efforts au sein de la structure. À cet effet, le choix des sections d'armatures, leur répartition, ainsi que les dispositions relatives aux ancrages, aux longueurs de recouvrement et aux cadres transversaux, ont été établis dans le respect des normes en vigueur. Une attention particulière a été portée aux zones critiques, notamment celles soumises à des sollicitations sismiques importantes, pour lesquelles des dispositions constructives spécifiques ont été adoptées conformément aux prescriptions du RPA 2024.



CHAPITRE VI
ANALYSE DYNAMIQUE NON LINÉAIRE



VI.1. Introduction

L'analyse des structures sous action sismique nécessite des méthodes capables de représenter le comportement réel des bâtiments face aux fortes sollicitations dynamiques. Les méthodes d'analyse linéaire, basées sur l'hypothèse d'un comportement élastique, ne permettent pas de prendre en compte la fissuration du béton, la plastification des éléments structuraux ainsi que la dégradation progressive de la rigidité. Pour cette raison, l'analyse non linéaire constitue une approche plus réaliste pour l'évaluation du comportement sismique des structures.

Dans ce chapitre, une analyse non linéaire est appliquée à notre structure à l'aide du logiciel ETABS. Cette étude prend en considération les principales non-linéarités de la structure, notamment les rotules plastiques au niveau des éléments structuraux et les effets géométriques P-Δ, afin d'évaluer le comportement global de la structure sous action sismique.

VI.2. Niveaux de complexité de l'analyse non-linéaire :

L'analyse non-linéaire se décline en trois niveaux de complexité croissante :

- **Simple** — Analyse linéaire avec effets P-delta et rotules plastiques par défaut (*pushover* automatique). Utilisée pour la vérification réglementaire de base et l'évaluation préliminaire.
- **Intermédiaire** — Analyse *Pushover* statique non-linéaire avec rotules définies par l'utilisateur. Adaptée à l'évaluation des performances et au renforcement des structures à réponse dominée par le premier mode.
- **Avancée** — **Analyse dynamique non-linéaire par accélérogramme réels (NLRHA)**, avec modélisation en fibres ou éléments explicites. Réservée aux structures spéciales, bâtiments de grande hauteur, infrastructures complexes et projets soumis à une demande sismique élevée avec revue par experts.

VI.3. Justification du recours à l'analyse dynamique non-linéaire :

La modélisation non-linéaire est nécessaire dans quatre cas principaux :

- **Conception basée sur la performance** — prédire les niveaux de dommages, dérives résiduelles et probabilité d'effondrement au-delà des exigences minimales du code.
- **Évaluation des structures existantes** — bâtiments non conçus selon les codes actuels, avec une ductilité insuffisante.
- **Structures spéciales et irrégulières** — bâtiments de grande hauteur, structures à isolation sismique ou à amortissement supplémentaire, pour lesquels les règles prescriptives du code ne s'appliquent pas directement.
- **Compréhension du comportement structural** — observer la réponse réelle de la structure, et non se limiter à satisfaire les exigences réglementaires.

Le bâtiment étudié, dépassant **70 m** de hauteur avec une période fondamentale supérieure à **2 secondes**, entre dans la catégorie des structures spéciales. Pour ce type d'ouvrage, les réglementations modernes imposent le recours à l'**analyse dynamique non-linéaire par accélérogramme réels**. L'analyse modale spectrale réalisée dans ce travail reste conforme aux exigences minimales du code, mais une étude complète basée sur la performance aurait requis de la compléter par une **analyse temporelle non-linéaire (NLRHA)**.

VI.4. Hypothèses de l'analyse linéaire :

L'analyse linéaire est basée sur plusieurs hypothèses simplificatrices permettant de faciliter l'étude du comportement des structures. Cette méthode suppose que la structure conserve un comportement élastique et que sa rigidité reste constante durant toute l'analyse.

Les principales hypothèses de l'analyse linéaire sont :

- **Les matériaux restent élastiques** :
  La relation contrainte–déformation demeure constante sans plastification de l'acier, fissuration ou écrasement du béton.
- **La géométrie de la structure reste inchangée** :
  L'équilibre est établi sur la configuration initiale non déformée et les déplacements sont supposés faibles.
- **Les conditions aux limites restent fixes** :
  Les appuis ne se déplacent pas et les conditions de contact ou de liaison ne changent pas pendant l'analyse.
- **Le principe de superposition est applicable** :
  Les effets des différentes charges peuvent être additionnés et les combinaisons de chargement restent valides.

La relation fondamentale de l'analyse linéaire est donnée par :

$$F=k.u$$

Où :

- **F** représente la force appliquée ;
- **K** la rigidité de la structure ;
- **U** le déplacement résultant.

Cependant, sous l'effet d'un séisme important, ces hypothèses ne sont plus totalement valables en raison de l'apparition des phénomènes non linéaires tels que la fissuration, la plastification et les effets géométriques.

VI.5. Sources de non-linéarité :

Dans l'analyse dynamique non linéaire des structures, plusieurs phénomènes peuvent provoquer un comportement non linéaire lorsque la structure est soumise à des charges importantes, notamment sismiques. Ces non-linéarités représentent les principales causes de la divergence entre le comportement réel et les hypothèses de l'analyse linéaire.

La non-linéarité peut se manifester à quatre niveaux distincts dans une structure :

- Matériaux — comportement non-linéaire de l'acier (plastification) et du béton (fissuration, écrasement).
- Sections — interaction moment-courbure et interaction P-M au niveau de la section transversale.
- Géométrie — effets du second ordre (P-Δ et P-δ), qui amplifient les déplacements et réduisent la capacité portante.
- Conditions aux limites — comportement non-linéaire des appuis, isolateurs sismiques, amortisseurs et interaction sol-structure.

VI.6. La courbe enveloppe simplifiée (Backbone Curve) :

La courbe enveloppe (*Backbone Curve*) est la représentation fondamentale du comportement force-déformation d'un élément structural en analyse non-linéaire. Définie par la norme **ASCE 41**, elle se décompose en quatre phases distinctes :

- **A → B : Domaine élastique** — la structure se comporte de manière linéaire, rigidité initiale constante, aucune déformation permanente.
- **B → C : Écrouissage** (*Strain Hardening*) — apparition de la plasticité, la résistance continue d'augmenter au-delà de la limite élastique grâce à l'écrouissage du matériau.
- **C → D : Dégradation de résistance** — après avoir atteint la résistance ultime au point C, la capacité portante chute progressivement.
- **D → E : Résistance résiduelle** — l'élément conserve une résistance résiduelle minimale *c* avant la rupture complète.

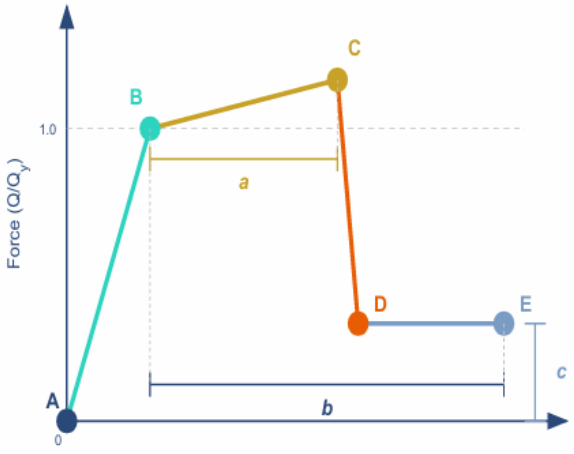


Figure VI 1:La courbe enveloppe simplifiée

Les paramètres **a**, **b** et **c** définissent la forme de cette courbe et sont tirés des tableaux de l'**ASCE 41** selon le type d'élément (poutres, poteaux, voiles). Ces paramètres ne peuvent pas être déduits des seules propriétés des matériaux.

La courbe intègre également les **critères d'acceptation** correspondant aux trois niveaux de performance sismique :

- **IO** *(Immediate Occupancy)* — dommages mineurs, fonctionnement immédiat assuré.
- **LS** *(Life Safety)* — dommages significatifs mais évacuation sécurisée possible.
- **CP** *(Collapse Prevention)* — dommages sévères, effondrement évité de justesse.

VI.7. Hiérarchie de modélisation : des matériaux à la structure

La modélisation non-linéaire s'organise selon une hiérarchie ascendante à quatre niveaux, chaque niveau alimentant le suivant :

- **Niveau 1 — Matériaux** :

  définition des lois contrainte-déformation (*stress-strain*) du béton et de l'acier. C'est le niveau le plus fondamental et le plus général.

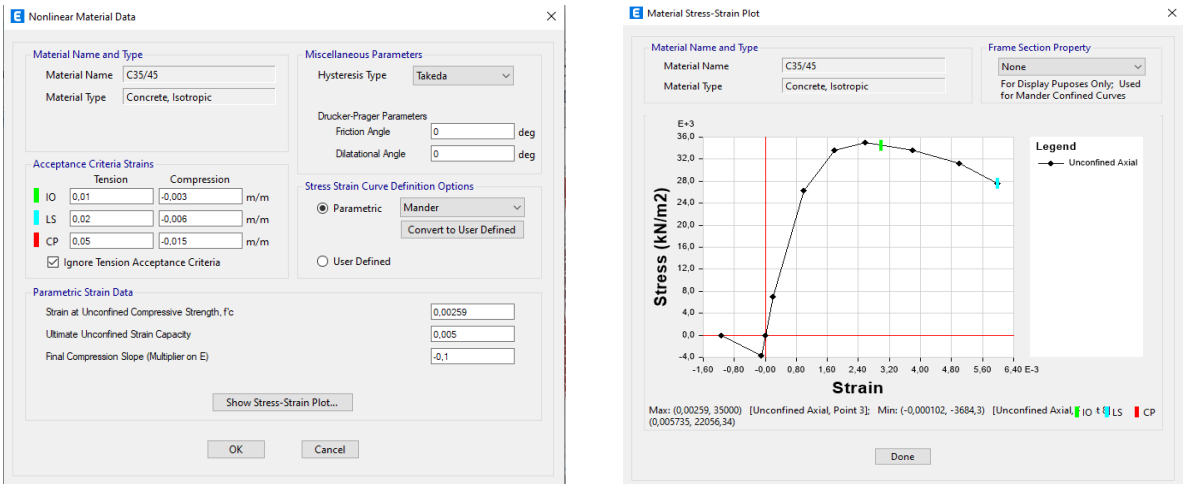


Figure VI 2:Définition des lois contrainte-déformation (stress-strain) du béton

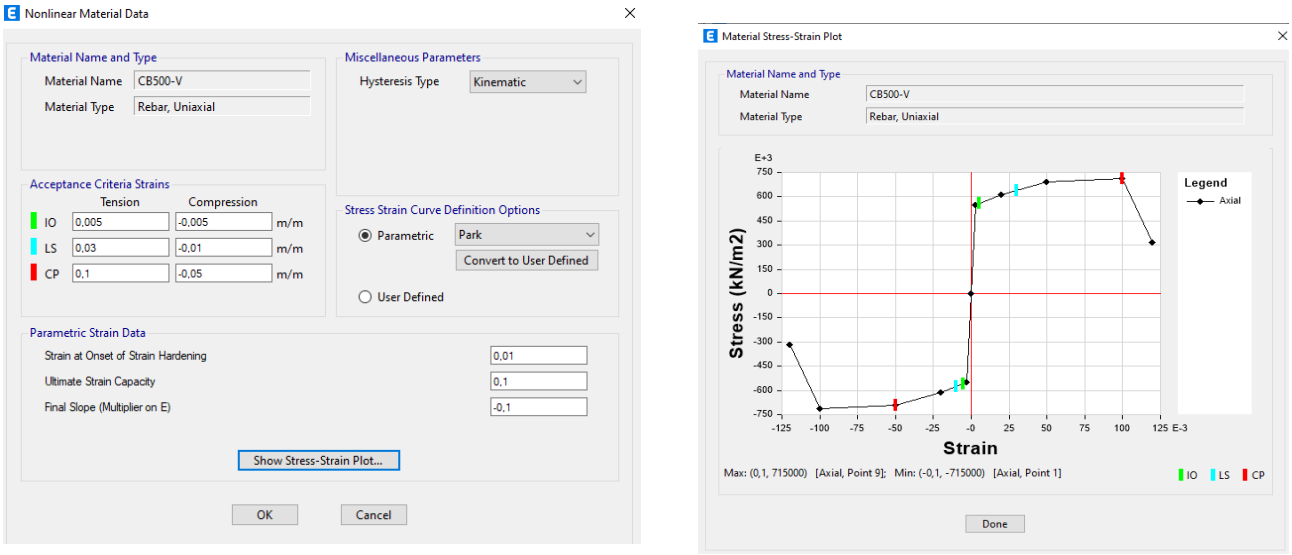


Figure VI 3:Définition des lois contrainte-déformation (stress-strain) du l'acier

- **Niveau 2 — Sections** :

À partir des lois matériaux, la non linéarité est définie au niveau des section des éléments en considérant les matériaux (Acier – Béton) à travers la modélisation par l'approche fiber. Cette option est utilisée pour les poteaux et les voiles.

Niveau 3 — Éléments : le comportement de la section est traduit en relation force-déformation à l'échelle de l'élément structural (poutre,), sous forme de rotules plastiques (*plastic hinges*).

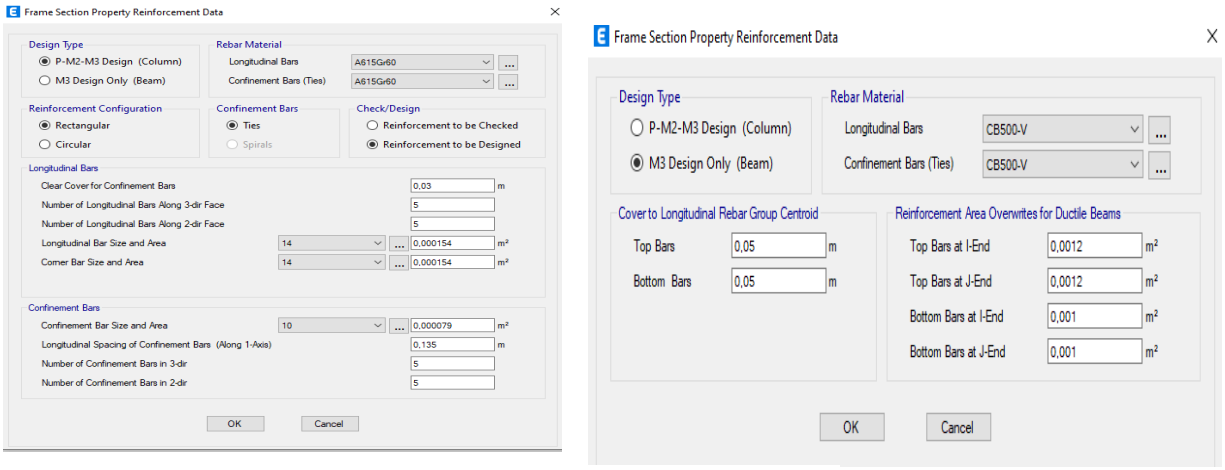


Figure VI 4:Définition des eléments

VI.8. Modélisation par rotules plastiques (Plastic Hinges)

La modélisation par rotules plastiques constitue l'approche la plus simple pour représenter le comportement non linéaire des éléments structuraux. La non-linéarité est concentrée dans des zones spécifiques, généralement aux extrémités des poutres, et les poteaux, où les déformations plastiques sont susceptibles de se développer. Le reste de l'élément est supposé conserver un comportement élastique.

Avantages	Limites
Modélisation simple et rapide	Interaction P-M (effort normal / moment) mal prise en compte
Faible coût de calcul	Représentation simplifiée de la plasticité
Méthode largement utilisée	Suivi limité de la répartition des contraintes et des déformations dans la section.

VI.8. Modélisation par sections à fibres (Fiber Sections)

La modélisation par sections à fibres consiste à discrétiser la section transversale d'un élément en un ensemble de fibres représentant les différents matériaux (béton et acier). Le comportement non linéaire est alors évalué au niveau de chaque fibre, permettant une représentation plus réaliste de la réponse de la section.

Avantages	Limites
Bonne prise en compte de l'interaction effort normal–moment fléchissant (P-M)	Temps de calcul plus important que celui des rotules plastiques
Suivi détaillé des déformations et des contraintes	Modélisation et définition des matériaux plus complexes.
Représentation plus fidèle du comportement réel des éléments.	Nécessite un calage des lois matériaux

VI.9. Modélisation par éléments finis continus (Finite Element)

Cette approche repose sur une discrétisation fine de la structure en éléments finis permettant de représenter avec précision le comportement local des matériaux et des éléments structuraux. Elle offre le niveau de détail le plus élevé pour l'analyse non linéaire.

Avantages	Limites
Très grande précision	Temps de calcul très élevé
Possibilité d'étudier les effets locaux, les concentrations de contraintes et la fissuration.	Modélisation complexe

VI.10. Comparaison des approches

Les trois méthodes se distinguent principalement par leur niveau de précision et leur coût de calcul. Les **rotules plastiques** offrent une solution simple et efficace pour l'évaluation globale de la performance sismique des structures. Les **sections à fibres** permettent une représentation plus détaillée du comportement non linéaire tout en conservant un coût de calcul raisonnable. Enfin, la modélisation par **éléments finis continus** fournit le niveau de précision le plus élevé, mais au prix d'une complexité et d'un temps de calcul considérablement plus importants.

VI.11. Choix retenu dans cette étude

Dans le cadre de cette étude, la modélisation non linéaire a été réalisée à l'aide des **rotules plastiques** et des **sections à fibres**, qui offrent un compromis satisfaisant entre précision et efficacité numérique. La modélisation par **éléments finis continus** n'a pas été retenue en raison de son coût computationnel élevé et du temps de calcul important qu'elle nécessite, malgré sa grande précision. Cette approche est généralement réservée aux études avancées nécessitant une analyse détaillée des phénomènes locaux.

- **Les voiles :**

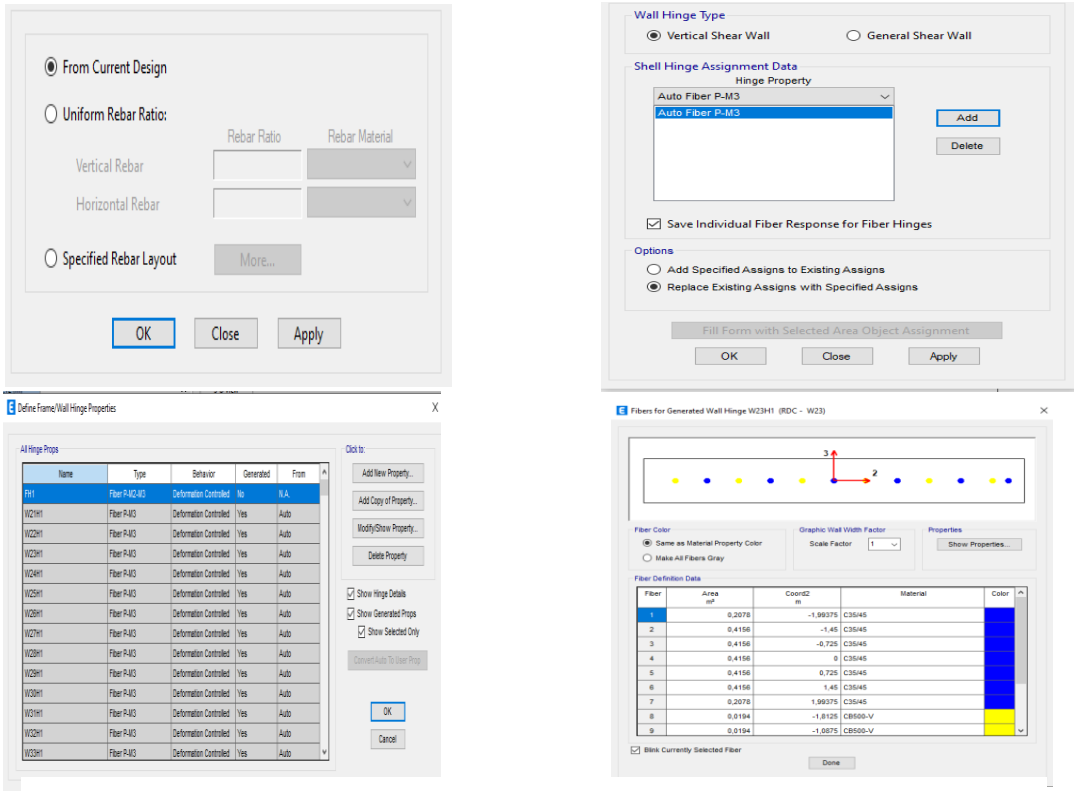


Figure VI 5:Définition des rotules plastiques des voiles

- **Les poutres :**

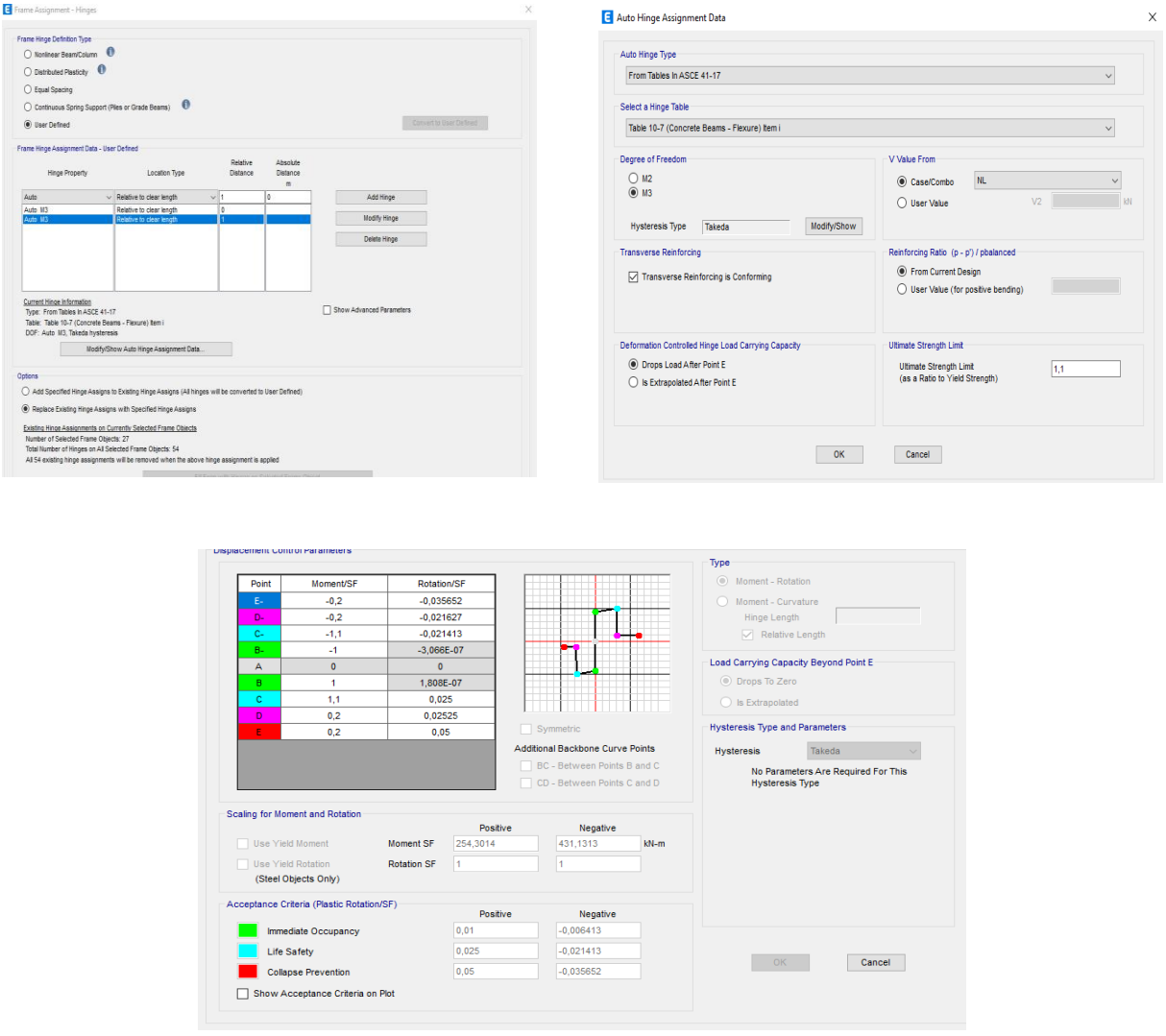


Figure VI 6:Définition des rotules plastiques des poutres

- **Les poteaux :**

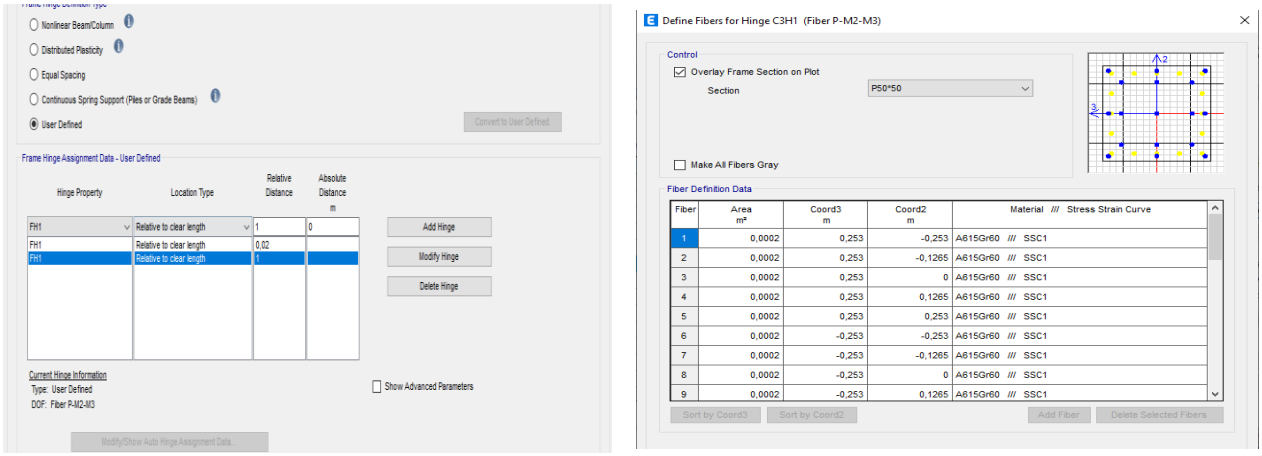


Figure VI 7:Définition des rotules plastiques des poteaux

- **Niveau 4 — Structure** : la réponse globale est obtenue sous forme de courbe effort tranchant à la base vs. déplacement en toiture (*Base Shear vs. Roof Displacement*), qui constitue la sortie finale de l'analyse.

VI.12. Accélérogramme utilisés pour l'analyse dynamique non linéaire :

Dans le cadre de l'analyse dynamique temporelle non linéaire (Time History), huit (08) accélérogramme ont été utilisés afin d'évaluer la réponse sismique de la structure . Cet ensemble est constitué de six (06) enregistrements réels issus de séismes historiques significatifs et de deux (02) accélérogramme artificiels générés à l'aide du logiciel SeismoArtif.

Le choix des mouvements sismiques réels a été effectué en tenant compte de leur magnitude, de leur distance à la source ainsi que de leurs caractéristiques fréquentielles. Les séismes sélectionnés couvrent différentes intensités et conditions d'enregistrement afin de représenter un éventail réaliste d'actions sismiques susceptibles d'affecter la structure étudiée.

Avant leur utilisation dans l'analyse, tous les accélérogrammes ont fait l'objet d'une procédure d'ajustement (spectral matching) afin de rendre leurs spectres de réponse compatibles avec le spectre de réponse élastique défini par le RPA 2024 pour le site étudié. Cette opération garantit que les mouvements sismiques utilisés reproduisent convenablement le niveau d'aléa sismique considéré dans cette étude.

Les accélérogramme réels retenus sont les suivants :

- **Séisme de Tabas (Iran, 1978) :**

Le séisme de Tabas, survenu le 16 septembre 1978 en Iran, a atteint une magnitude de moment Mw = 7,35. Il constitue l'un des séismes les plus destructeurs enregistrés dans la région. *L'accélérogramme utilisé provient de la station **Tabas**, située à environ 2,05 km de la faille, avec une accélération maximale du sol (PGA) de 0,49 g.

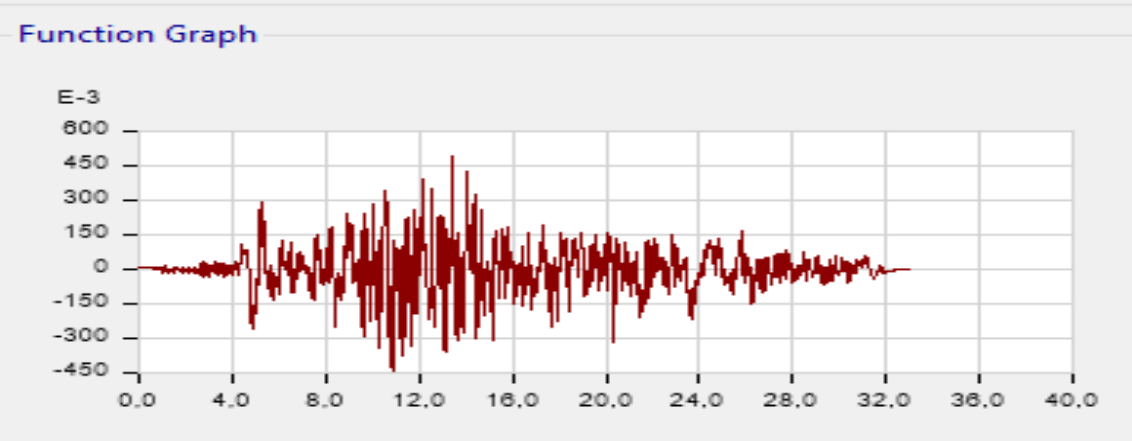


Figure VI 8:Séisme de Tabas (Iran, 1978)

- **Séisme de Northridge (États-Unis, 1994) – Station LA Dam :**

Le séisme de Northridge s'est produit le 17 janvier 1994 en Californie avec une magnitude Mw = 6,69. L'enregistrement sélectionné provient de la station **LA Dam**, localisée à une distance de 5,92 km de la source sismique. La valeur du PGA enregistrée est de 0,65 g.



Figure VI 9:Séisme de Northridge (États-Unis, 1994) – Station LA Dam

- **Séisme de Northridge (États-Unis, 1994) – Station Simi Valley – Katherine Road :**

Un second enregistrement du même séisme a été retenu afin de prendre en compte l'influence des conditions locales de site et de la distance à la source. Cet accélérogramme a été enregistré à la station **Simi Valley – Katherine Road**, située à 13,42 km de l'épicentre, avec un PGA de 0,58 g.

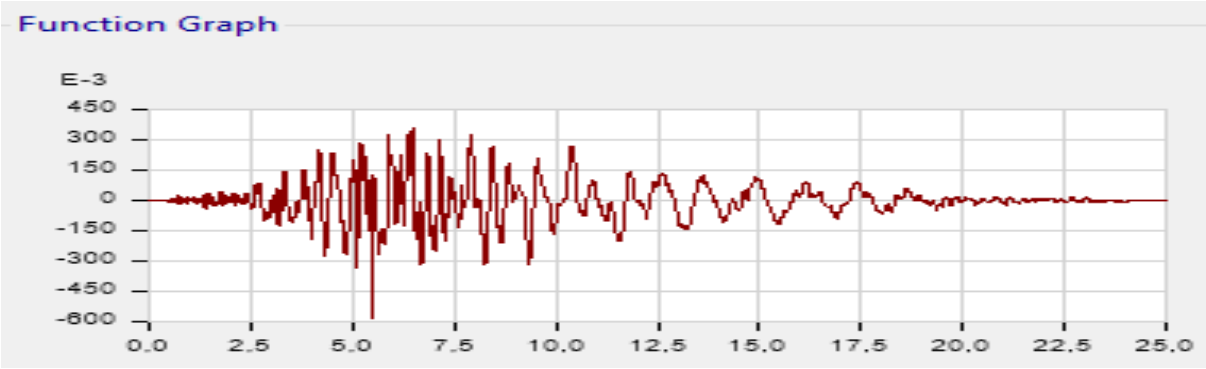


Figure VI 10:Séisme de Northridge (États-Unis, 1994) – Station Simi Valley – Katherine Road

- **Séisme de Chuetsu-Oki (Japon, 2007) :**

Le séisme de Chuetsu-Oki, survenu le 16 juillet 2007 au Japon, a atteint une magnitude Mw = 6,80. L'accélérogramme utilisé provient de la station **Yoitamachi Yoita Nagaoka**, située à une distance de 16,10 km de la source. L'accélération maximale enregistrée est de 0,46 g.

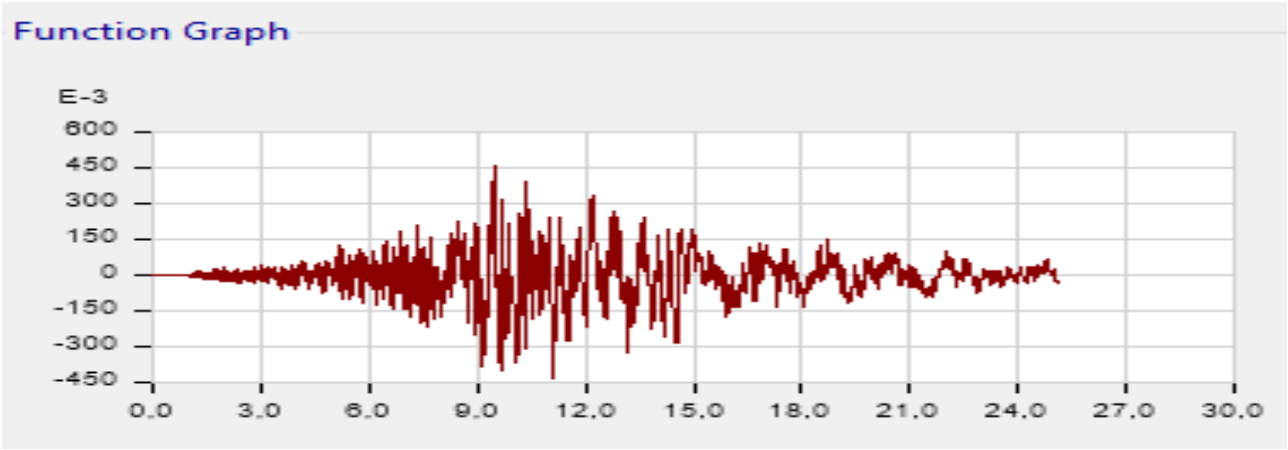


Figure VI 11:Séisme de Chuetsu-Oki (Japon, 2007)

- **Séisme d'Iwate-Miyagi (Japon, 2008) :**

Le séisme d'Iwate-Miyagi est survenu le 14 juin 2008 dans le nord du Japon avec une magnitude Mw = 6,90. L'enregistrement retenu a été mesuré à la station **IWT010**, distante de 16,27 km de la source sismique. Le PGA correspondant est de 0,44 g.

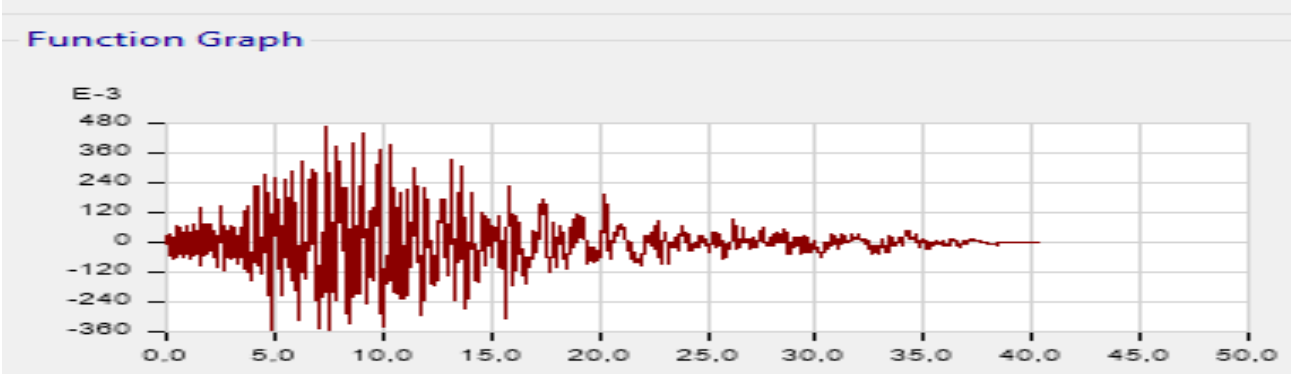


Figure VI 12:Séisme d'Iwate-Miyagi (Japon, 2008)

Séisme de Boumerdès (Algérie, 2003) :

Afin de prendre en considération un événement sismique représentatif du contexte algérien, l'accélérogramme enregistré lors du séisme de Boumerdès du 21 mai 2003 a été intégré à l'étude. Ce séisme, de magnitude Mw = 6,80, constitue l'un des événements les plus marquants de l'histoire sismique récente de l'Algérie. L'enregistrement utilisé provient de la station **Dar El Beïda**, avec une accélération maximale du sol de 0,50 g.

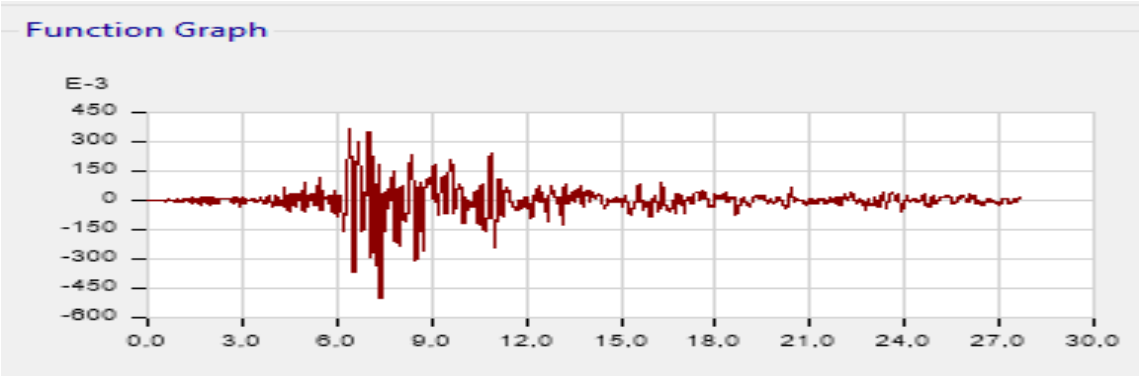


Figure VI 13:Séisme de Boumerdès (Algérie, 2003)

Accélérogramme artificiels :

En complément des enregistrements réels, deux accélérogrammes artificiels (**Art1** et **Art2**) ont été générés à l'aide du logiciel **SeismoArtif**. Ces signaux ont été élaborés spécifiquement pour reproduire le spectre de réponse cible défini par le RPA 2024. Leur utilisation permet de compléter l'échantillon des mouvements sismiques et d'obtenir une meilleure représentativité des sollicitations étudiées.

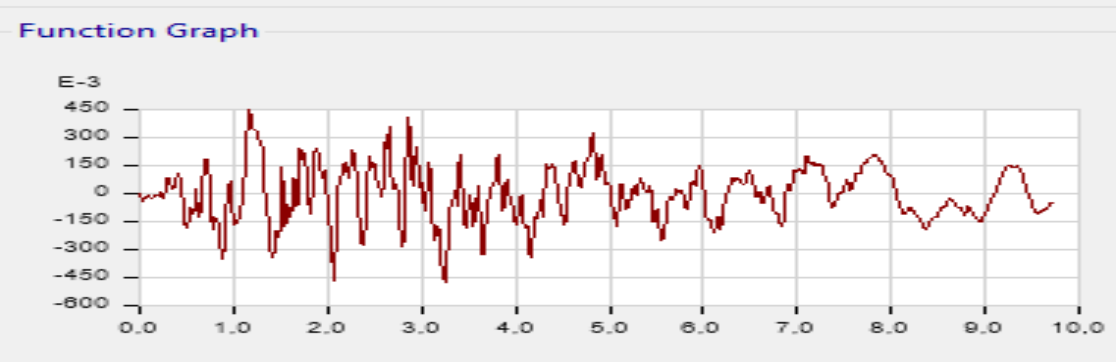


Figure VI 14:Accélérogramme artificiels

VI.13.Analyse et interprétation des résultats de l'analyse dynamique non linéaire :

- **Déplacement selon X et Y :**

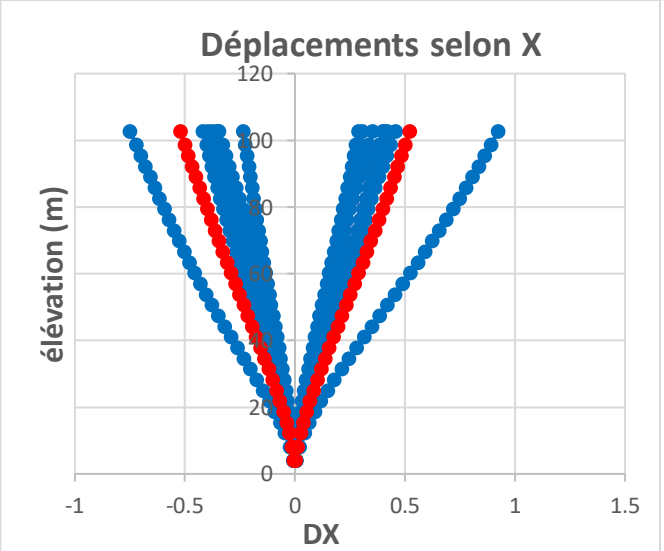


Figure VI 16:Déplacement selon X

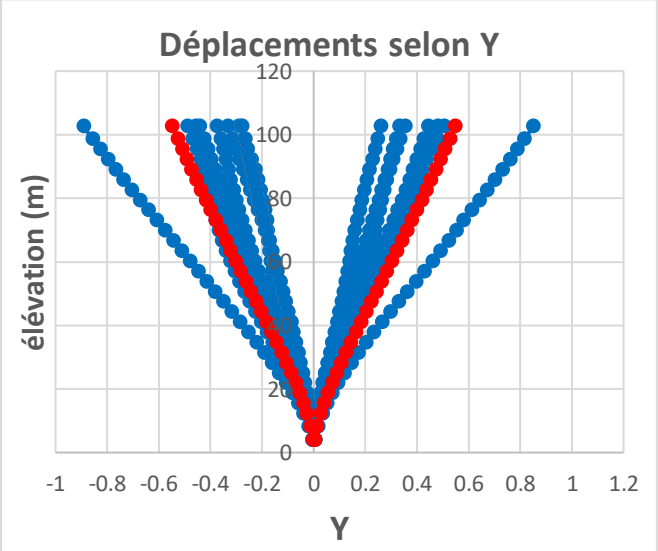


Figure VI 15:Déplacement selon Y

On remarque que la plupart des accélérogrammes donnent des déplacements proches les uns des autres. Cela montre que le matching avec le spectre élastique a permis d'obtenir des signaux ayant un contenu fréquentiel relativement similaire dans la plage de fréquences qui influence le comportement de la structure.

Cependant, l'accélérogramme **Artificiel 1** génère les déplacements les plus élevés sur toute la hauteur du bâtiment. Cela indique que son contenu fréquentiel est plus proche des fréquences propres dominantes de la structure, ce qui provoque une réponse dynamique plus importante et donc des déplacements plus grands.

Déplacement inter-étage selon X et Y :

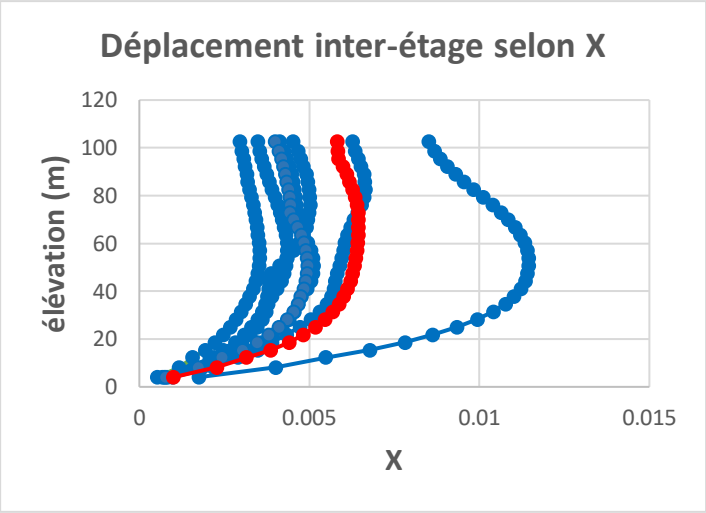


Figure VI 18:Déplacement inter-étage selon X

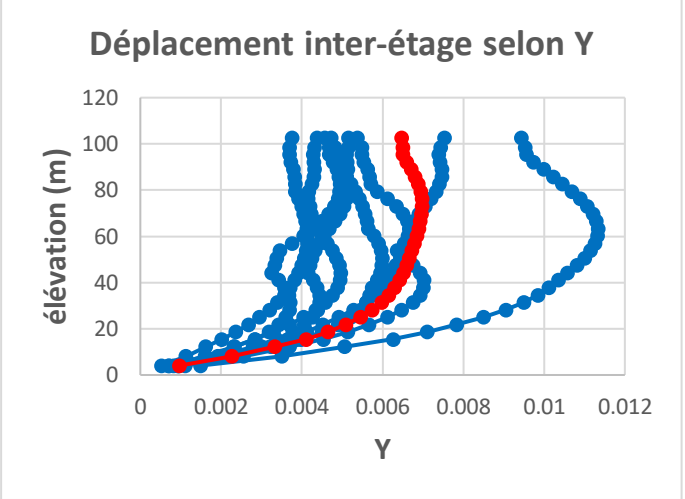


Figure VI 17:Déplacement inter-étage selon Y

la majorité des accélérogrammes restent relativement proches et inférieures à la limite réglementaire du RPA 2024.

Par contre, l'accélérogramme **Artificiel 1** produit les valeurs les plus élevées et dépasse la limite de 0,01. h. Ce résultat montre que son contenu fréquentiel sollicite davantage la structure au niveau des modes responsables des déformations relatives entre étages. Il représente ainsi le cas le plus défavorable pour la vérification de l'état limite de dommage.

Cisaillement selon X et Y :

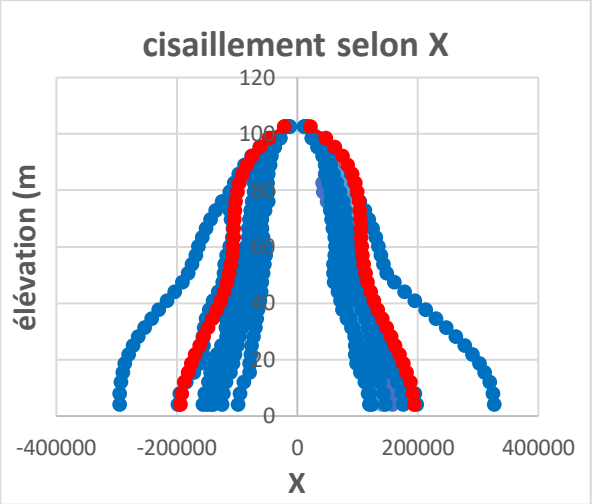


Figure VI 20:Cisaillement selon X

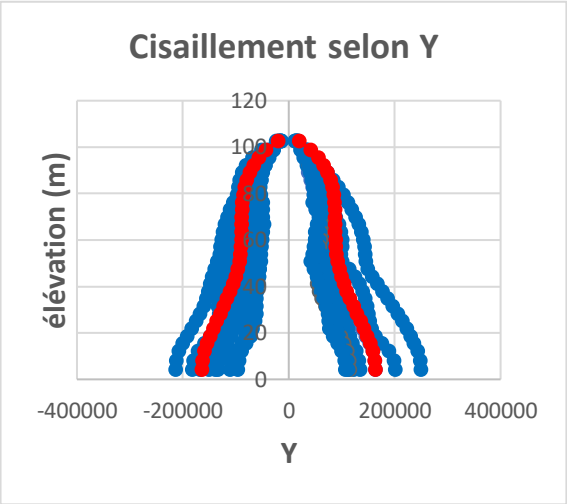


Figure VI 19:Cisaillement selon Y

Les efforts tranchants augmentent progressivement vers la base du bâtiment où les valeurs maximales sont observées. Les courbes obtenues avec les différents accélérogrammes restent globalement proches, ce qui confirme la cohérence du processus de matching.

Néanmoins, l'accélérogramme **Artificiel 1** génère les valeurs de cisaillement les plus importantes. Cela signifie que certaines composantes fréquentielles de ce signal excitent plus fortement les modes de vibration de la structure, ce qui entraîne une augmentation des forces d'inertie et des efforts transmis aux voiles.

Moments selon X et Y :



Figure VI 22:Moments selon X

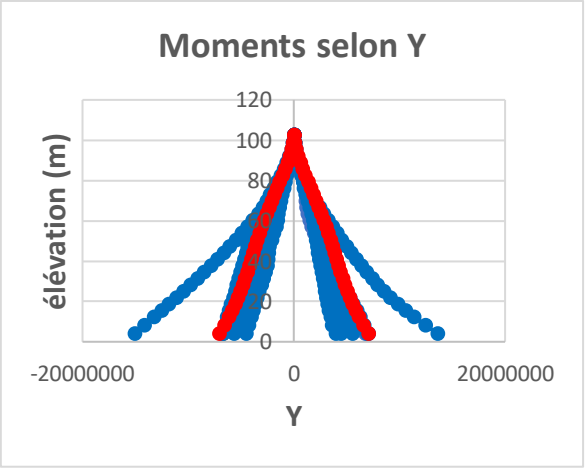


Figure VI 21:Moments selon Y

Les moments fléchissants présentent une évolution similaire à celle observée pour le cisaillement. Les valeurs les plus importantes sont enregistrées à la base de la structure puis diminuent progressivement avec la hauteur.

L'accélérogramme **Artificiel 1** conduit également aux moments les plus élevés. Cette différence est liée à son contenu fréquentiel qui mobilise davantage les modes de vibration participant à la réponse dynamique du bâtiment. Il constitue donc le signal le plus pénalisant pour le dimensionnement des éléments structuraux.

VI.14. Évaluation du niveau de performance de la structure :

Table Performance Check DC Ratios

Performance Check	Demand Set	DC Ratio for IO	DC Ratio for LS	DC Ratio for CP
PC1	ALL	0,571	0,285	0,114
PC1	DSet1	0,571	0,285	0,114
PC2	ALL	1,01	0,505	0,202
PC2	DSet1	1,01	0,505	0,202

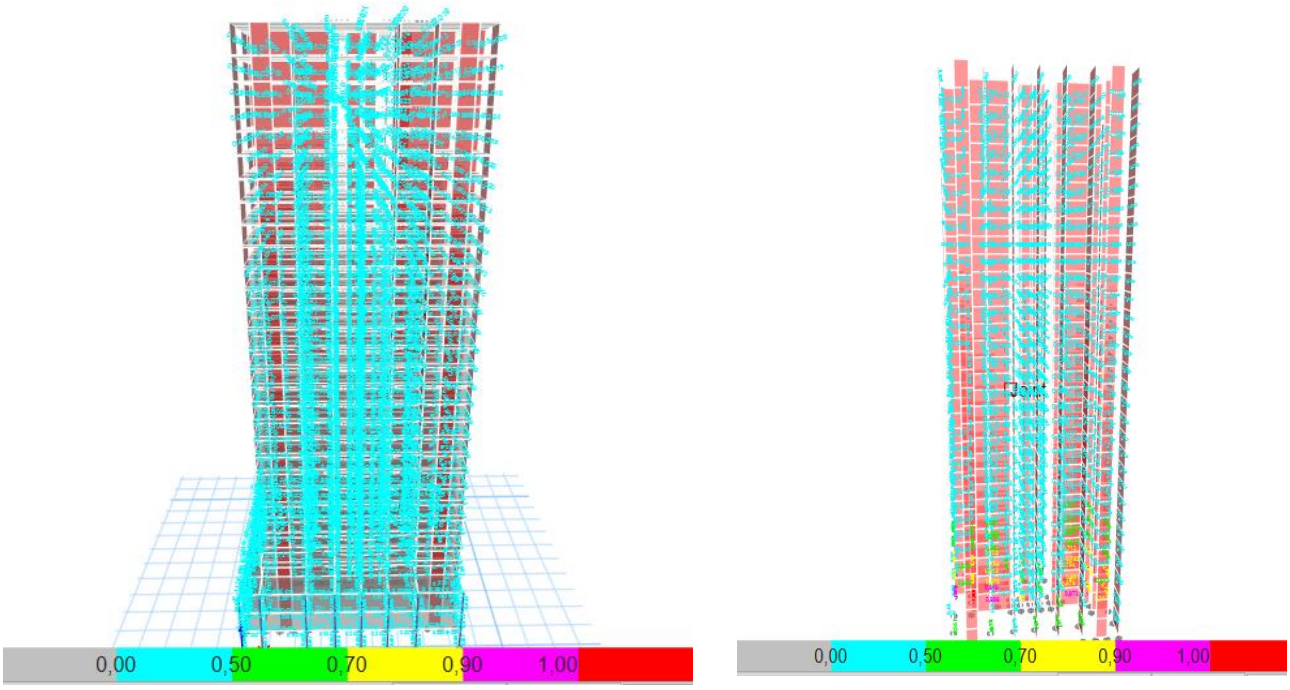


Figure VI 23:Performance Check des voiles

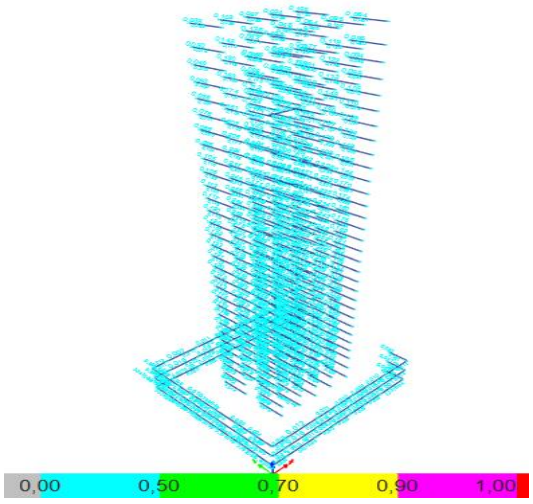


Figure VI 24:Performance Check des poutres

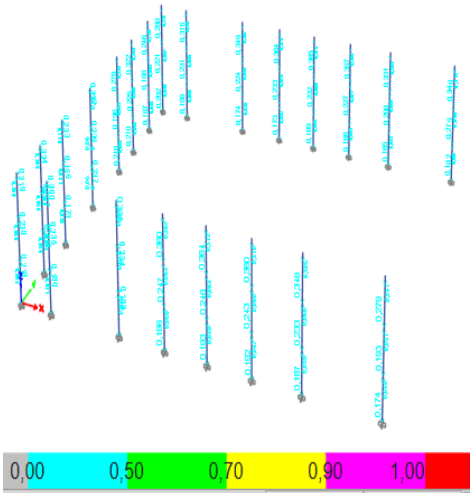


Figure VI 25:Performance Check des poteaux

Interprétation des résultats :

Les résultats du niveau de performance montrent que la structure satisfait largement les critères des niveaux Immediate Occupancy (IO), lorsque seuls les sept accélérogrammes vérifiant les critères de déplacement sont considérés (PC1). Les rapports demande/capacité obtenus restent nettement inférieurs à l'unité, traduisant un comportement globalement satisfaisant.

Cependant, en considérant l'accélérogramme Artificiel 1, une augmentation notable des rapports demande/capacité est observée. Le niveau IO atteint une valeur de 1,01, très proche de la limite admissible, tandis que les niveaux LS et CP demeurent largement vérifiés avec des valeurs respectives de 0,505 et 0,202.

Cette évolution confirme que l'accélérogramme Artificiel 1 constitue le signal le plus pénalisant. Son contenu fréquentiel excite plus fortement les modes de vibration dominants de la structure, ce qui entraîne une augmentation des déplacements, des dérives inter-étages ainsi que des sollicitations internes. Malgré cette sollicitation plus sévère, la structure conserve une marge de sécurité importante vis-à-vis des états limites LS et CP et reste éloignée du risque d'effondrement.

VI.15. Conclusion

L'analyse non linéaire réalisée a permis d'évaluer le comportement réel de la structure sous l'action sismique en tenant compte des effets de la plasticité et des non-linéarités géométriques. Les résultats obtenus montrent que la structure présente un comportement global satisfaisant, avec des déplacements et des sollicitations compatibles avec les objectifs

de performance fixés. Malgré le caractère plus pénalisant de certains accélérogrammes, la structure conserve un niveau de sécurité élevé et demeure éloignée du risque d'effondrement, ce qui confirme la pertinence du système structural et des choix de dimensionnement adoptés



CHAPITRES VII
ÉTUDE D'INFRASTRUCTURE



VII .1. INTRODUCTION

La conception et la réalisation d'un ouvrage nécessite en premier lieu une étude géotechnique du sol, permettant d'identifier la profondeur du bon sol, sa capacité portante, et de déterminer ainsi le type de fondation le plus adapté, qu'il soit superficiel, semi-profond ou profond. La fondation constitue un élément essentiel de toute structure, car elle est en contact direct avec le sol et assure la transmission de l'ensemble des charges permanentes et variables issues de la superstructure.

L'infrastructure d'un bâtiment regroupe l'ensemble des éléments situés en dessous du niveau du sol, elle joue un rôle fondamental dans la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. La conception doit tenir compte à la fois des caractéristiques géotechniques du terrain, de la nature et de l'importance des charges appliquées. Un dimensionnement rigoureux de l'infrastructure est donc indispensable pour garantir la sécurité globale de la structure et prévenir tout risque de tassement ou de désordre structurel.

VII .2. Types de fondations

Afin de déterminer le système de fondation le plus adapté à notre ouvrage, il est nécessaire d'examiner les différents types de fondations utilisés en construction, chacun répondant à des conditions géotechniques et structurales spécifiques :

- **Fondations superficielles** : semelles isolées ; filantes et radier général
- **Fondations semi-profondes** : puits
- **Fondations profondes** : pieux et barrettes

Dans le cadre de notre projet, les charges transmises au sol sont importantes et la configuration structurale est complexe. Sur la base des résultats de l'étude géotechnique , il est recommandé d'adopter un **radier général** comme système de fondation. Ce choix permet d'assurer une répartition uniforme des charges sur l'ensemble de la surface du bâtiment, tout en évitant les risques de tassements différentiels pouvant compromettre la stabilité de la structure.

Définition du radier général

Le radier général est une dalle en béton armé s'étendant sur la totalité de la surface du bâtiment, constituant ainsi l'ensemble du système de fondation de l'ouvrage. Il assure une

Répartition uniforme des charges transmises par les poteaux et les murs vers le sol, tout en reprenant les réactions ascendantes exercées par ce dernier.

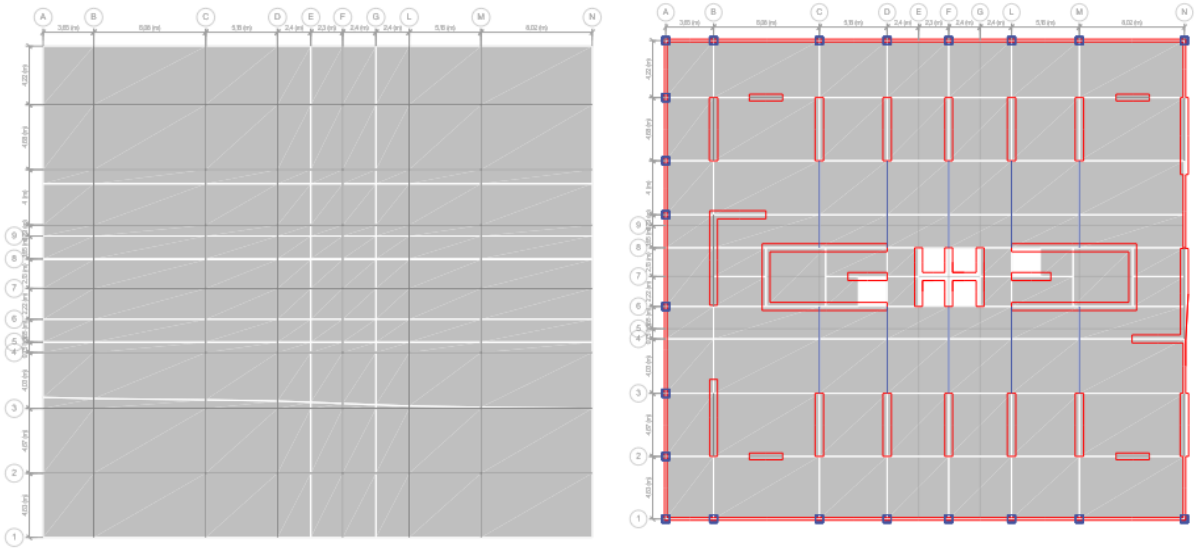


Figure VII 1:Vue en plan du radier et des voiles périphériques

VII .3. Mode de fonctionnement

Le radier général fonctionne comme une dalle inversée soumise à deux types d'actions mécaniques :

- **Les actions descendantes** : correspondant au poids propre de la superstructure ainsi qu'aux différentes charges permanentes et variables qui lui sont appliquées, transmises au radier par l'intermédiaire des poteaux et des murs.
- **Les actions ascendantes** : représentées par la réaction du sol, considérée comme uniformément répartie sur l'ensemble de la surface du radier, et qui s'oppose aux charges descendantes.

L'équilibre entre ces deux types d'actions conditionne le dimensionnement du radier et garantit la stabilité de l'ouvrage.

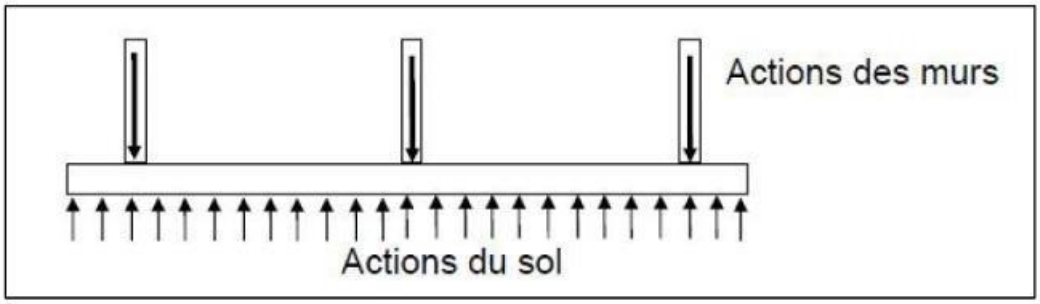


Figure VII 2:Actions supportées par le radier.

VII .4. Caractéristiques du site d'assise

D'après le rapport géotechnique établi par le laboratoire les caractéristiques du site retenues pour le dimensionnement des fondations sont les suivantes :

- **Catégorie du site** : S3
- **Contrainte admissible du sol** : σ_{adm} = 5 bars

VII .5. VÉRIFICATION :

VII .5.1. Condition de cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier, d'après le règlement CBA93 (Art A.5.1) :

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{d.b_0}}$$

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 :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\,[0.15\, f_{cj}\,;\, 4MPA\,]$$

Table VII 1:Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.

V_u(KN)	τ(MPA)	$\overline{\tau_{bu}}$(MPA)	Observation
6098,95	3,38	4	Vérifiée
5382,643	2,99	4	Vérifiée

VII .5.2. Vérification de poinçonnement :

Le poinçonnement est un mode de rupture fragile qui se manifeste par l'expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique sous l'effet de charges concentrées, notamment au droit des poteaux. Ce phénomène est particulièrement critique dans les dalles et les radiers, car il peut compromettre la sécurité locale de la structure.

Conformément aux prescriptions du **Règlement Algérien CBA, article A.5.2.4.2**, la vérification au poinçonnement est effectuée en s'assurant que la condition suivante est satisfaite :

$$P_{u\leq 0,045*\ Uc*h*\frac{f_{c28}}{\gamma b}}$$

P_u : La charge à l'ELU du poteau le plus sollicités .

μ_c : périmètre du pourtour ou voile cisaillé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$$\mu_c=2\times(a+h)+2\times(b+h)$$

a et b : dimensions en plan du poteau.
h : épaisseur de radier.

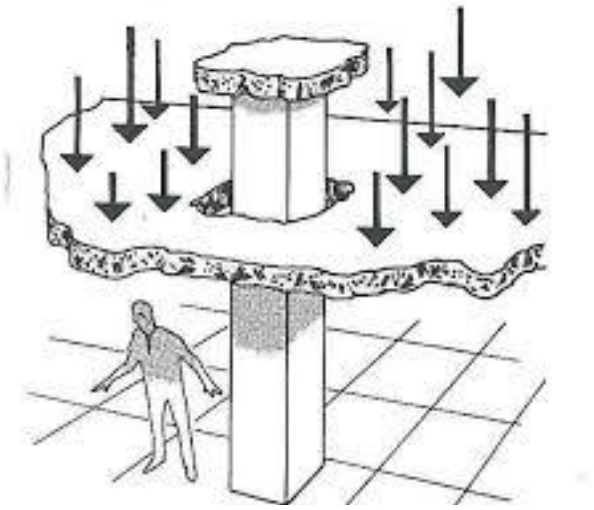


Figure VII 3:Schéma du poinçonnement sous poteaux

Table VII 2:Vérification de poinçonnement (radier sur pieux).

P_u	3133,68 KN= 4,317MN
A	0,6 m
B	0,6 m
H	1,8 m
μ_c	9,6 m
$0{,}045\times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	18,144
Vérification	Condition vérifiée

VII .5.4.Vérification des contraintes dans le sol

- **ELS**

Table VII 3:Vérification des contraintes dans le sol

σ (Bar)	$\sigma_{admissible}$ (Bar)	Conditions
8,87	5	Non Vérifiée

- **Combinaison accidentelle**

Selon l'article 5.7 de RPA2024 Pour les justifications de la stabilité des fondations, il y a lieu de se référer aux prescriptions et /ou exigences du Chapitre 10 et aux combinaisons d'actions :

Pour les fondations communes à plusieurs éléments verticaux (longrines de fondation, semelles filantes, radiers, etc.), la combinaison d'actions suivante est utilisée :

$$\begin{cases} G + \psi\, Q \pm 1{,}4E_1 \\ G + \psi\, Q \pm 1{,}4E_2 \end{cases}$$

Table VII 4:Vérification des contraintes dans le sol

Combinaison	σ (Bar)	1.5 $\sigma_{admissible}$ (Bar)	Conditions
$G + \psi Q \pm 1{,}4E_1$	13,04	7,5	Non Vérifiée
$G + \psi Q \pm 1{,}4E_2$	12,61	7.5	Non Vérifiée

Après avoir déterminé la contrainte transmise au sol par le radier et l'avoir comparée à la contrainte admissible du sol, il a été constaté que la condition de vérification n'était pas satisfaite. En effet, les contraintes engendrées par l'ouvrage ne permettaient pas d'assurer une sécurité suffisante vis-à-vis de la capacité portante du terrain. Par conséquent, il a été nécessaire de modifier le système de fondation initialement prévu en remplaçant le radier général par un radier sur pieux, afin de mieux répartir les charges et de garantir la stabilité de l'ouvrage.

VII .5.5. VÉRIFICATION DU RADIER SUR PIEUX :

Une solution de radier sur pieux a été adopté comme solution de fondation de notre projet, en plaçant un nombre de…pieux sous la structure afin de reprendre l'ensemble des efforts de la superstructure. Les pieux sont placés essentiellement sous les éléments structuraux, d'où le radier sera considéré comme étant une dalle supporter par poteaux (pieux).
Le diagramme suivant présente les efforts internes développés dans le radier.

Condition de cisaillement :

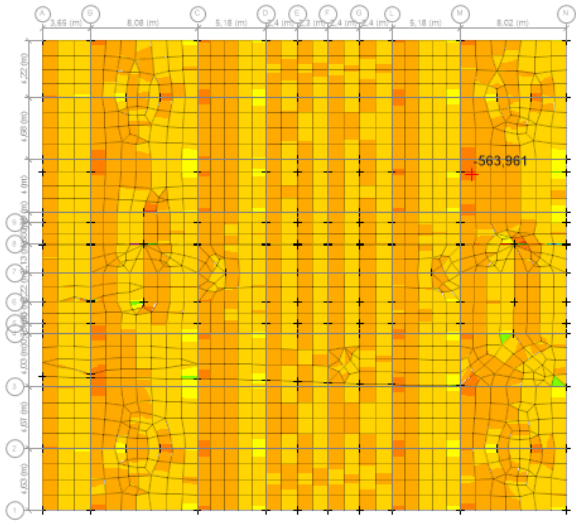


Figure VII 4:Effort tranchant V1

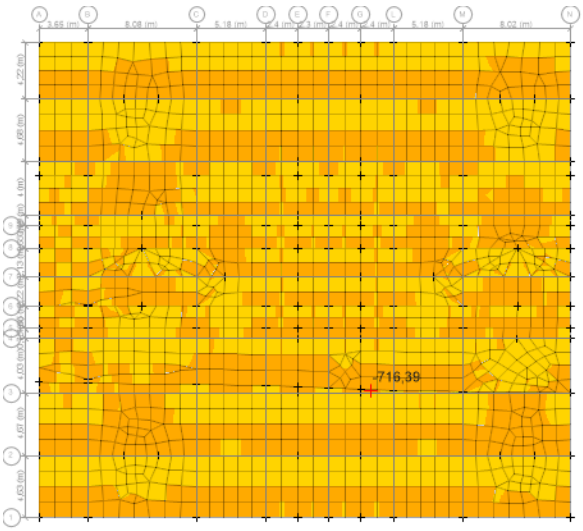


Figure VII 5:Effort tranchant V2

Table VII 5:Vérification spécifique sous sollicitations tangentes (radier sur pieux).

V_u(KN)	τ(MPA)	$\overline{\tau bu}$(MPA)	Observation
563,961	0,348	4	Vérifiée
716,39	0,442	4	Vérifiée

Vérification de poinçonnement :

Table VII 6Vérification de poinçonnement (radier sur pieux).

P_u	1479,27 KN= 1,479 MN
A	0,6 m
B	0,6 m
H	1,8 m
μ_c	9,6 m
$0{,}045\times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	18,144
Vérification	Condition vérifiée

VII .6. FERRAILLAGE DE RADIER :

Calcul des espacements :

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

.

Table VII 7:Espacement des armatures

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

- Sens X-X :

$S_t \leq$ Min ($3h_0$; 33 cm) = Min (540 cm, 33 cm) = 33 cm donc S_t = 10 cm

- Sens Y-Y :

$S_t \leq$ Min ($4h_0$; 40 cm) = Min (720 cm, 40cm) = 40 cm donc S_t = 10 cm

Sens X-X :

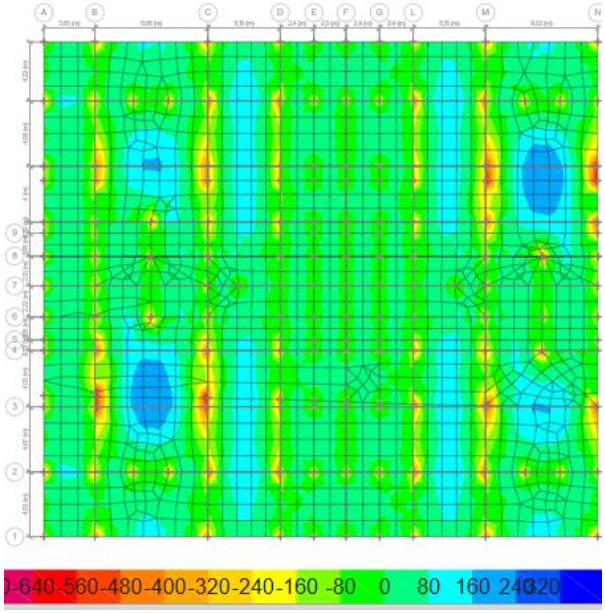


Figure VII 7:Les moments M11 dans le radier à L'ELU

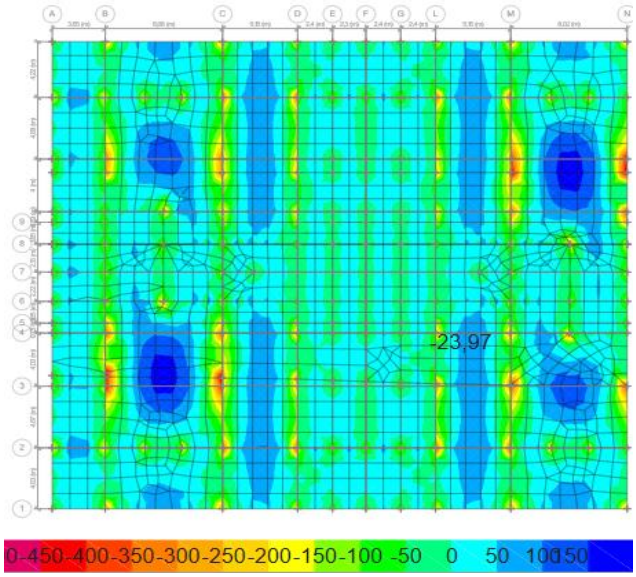


Figure VII 6:Les moments M11 dans le radier à L'ELS

Tableau 1: Sollicitations Extrêmes et Ferraillage de radier-sens X.

Position	M (KN.m)	A_s(cm²/m)	Choix des barres	A_S $adoptée$(cm²/m)
En travée	-624,5	8,92	7HA16	14,07
Sur appui	165,8	2,05	7HA16	14,07

Sens Y-Y :

Tableau 2: Sollicitations Extrêmes et Ferraillage de radier-sens Y-.

Position	M (KN.m)	A_s(cm²/m)	Choix des barres	A_S $adoptée$(cm²/m)
En travée	315,6	4,49	7HA16	14,07
Sur appui	130,2	1,61	7HA16	14,07

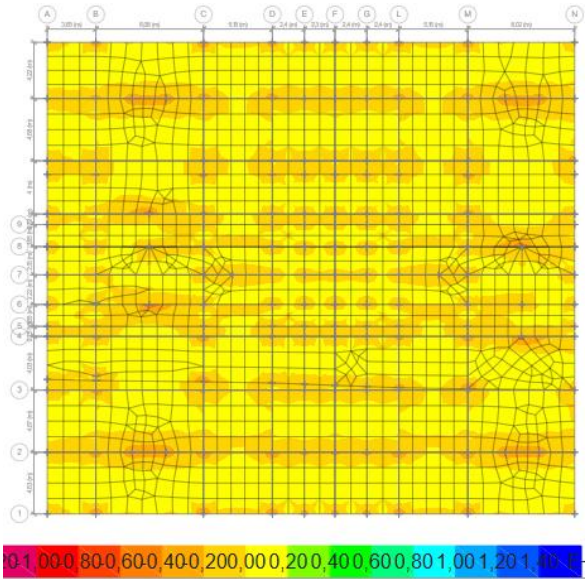


Figure VII 9:Les moments M22 dans le radier à L'ELU

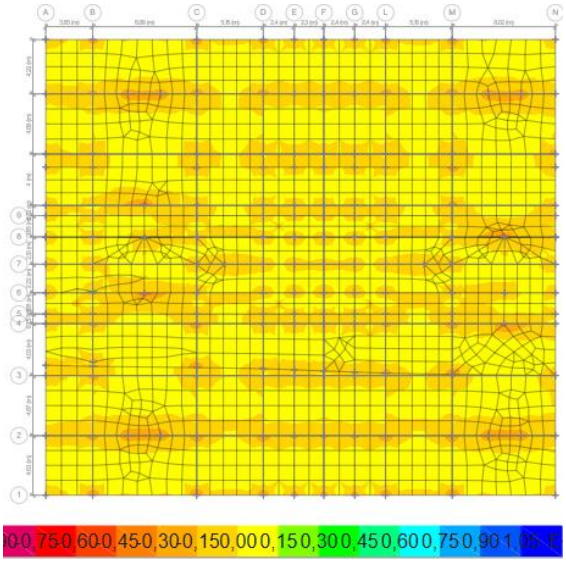


Figure VII 8:Les moments M22 dans le radier à L'ELS

Vérification de contrainte à l'ELS

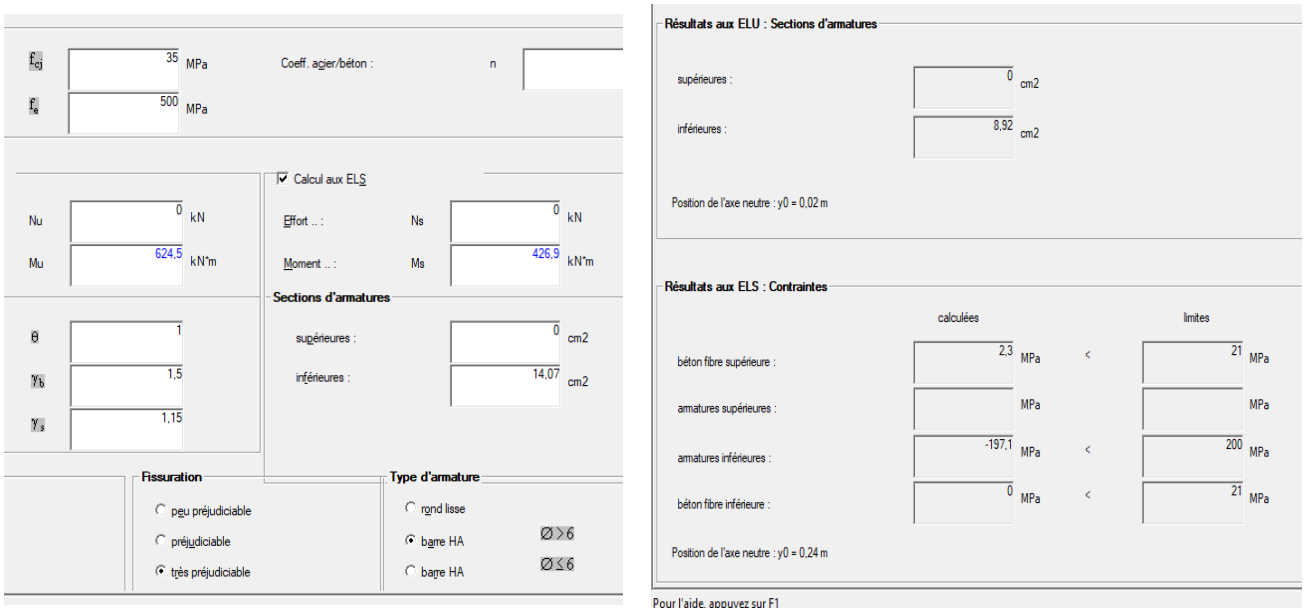


Figure VII 10:Vérification de contrainte à l'ELS

VII .7. Conclusion

Ce chapitre a permis de dimensionner le radier général de l'ouvrage et de vérifier sa stabilité. Les vérifications au cisaillement, au poinçonnement et aux contraintes du sol ont montré que toutes les conditions réglementaires sont respectées. Le ferraillage adopté est conforme aux exigences du CBA93. Ainsi, le radier choisi assure une transmission sûre des charges au sol et garantit la stabilité de la structure.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion Générale

Le présent travail concerne l'étude et l'analyse d'un complexe résidentiel et administratif constitué de deux tours de grande hauteur en béton armé, reliées par une passerelle métallique, implanté dans une région à forte sismicité. L'objectif principal de cette étude est d'évaluer le comportement structural de cet ouvrage face aux différentes sollicitations, en accordant une attention particulière à l'action sismique, qui représente l'une des contraintes les plus déterminantes dans la conception des bâtiments de grande hauteur en zones séismiques.

Dans une première phase, une modélisation de la structure a été réalisée sous ETABS. Cette étape a permis de procéder au prédimensionnement des différents éléments structuraux et d'étudier plusieurs variantes de conception afin d'identifier la solution structurale la plus optimale. Les différentes analyses effectuées conformément aux exigences du RPA 2024 ont permis de contrôler les déplacements et les dérives inter-étages, ainsi que d'évaluer l'influence des effets du second ordre. Les résultats obtenus ont montré que la variante retenue présente un comportement dynamique satisfaisant, garantissant une bonne stabilité globale et une répartition adéquate des efforts sismiques.

Par la suite, le dimensionnement et le ferraillage des éléments porteurs principaux ont été réalisés conformément aux prescriptions du BAEL/CBA93 et du RPA 2024. Les vérifications effectuées ont confirmé la capacité des éléments structuraux à résister aux sollicitations auxquelles ils sont soumis tout en assurant les conditions de résistance, de rigidité et de ductilité requises en zone sismique.

L'étude a également été complétée par le dimensionnement de l'infrastructure de l'ouvrage, notamment des fondations. Les différentes vérifications réalisées ont permis de garantir la transmission des charges au sol dans des conditions de sécurité satisfaisantes, tout en respectant les contraintes géotechniques et réglementaires du projet.

Dans une seconde phase, une analyse dynamique non linéaire de type Time History a été menée à l'aide de plusieurs accélérogrammes représentatifs. Cette approche avancée a permis de suivre l'évolution de la réponse de la structure au cours du temps et d'obtenir une représentation plus réaliste de son comportement sous différents enregistrements séismiques. L'étude des mécanismes de plastification, des déplacements maximaux et de la dissipation d'énergie a mis en évidence une bonne capacité de la structure à absorber les sollicitations sismiques sans compromettre sa stabilité globale. L'évaluation des niveaux de performance a montré que l'ouvrage satisfait les objectifs de performance fixés pour ce type de structure stratégique.

Au-delà des résultats obtenus, cette étude a mis en évidence l'importance des choix de conception dès les premières phases du projet, notamment à travers la comparaison de plusieurs variantes structurales, afin d'optimiser le comportement sismique et la performance globale de l'ouvrage. Elle a également confirmé le rôle essentiel des méthodes d'analyse non

linéaires dans l'évaluation des structures complexes, en offrant une représentation plus réaliste et plus précise de leur comportement sous des sollicitations sismiques sévères.

Les différentes vérifications réalisées tout au long de ce travail confirment que la structure étudiée répond aux exigences de sécurité, de stabilité et de performance imposées par le RPA 2024. Cette étude a permis d'acquérir une meilleure compréhension du comportement sismique de la structure et constitue une expérience enrichissante dans le domaine de la conception parasismique des ouvrages de grande hauteur.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- **[1]** Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. Wiley.

- **[2] Chopra, A. K. (2012 ou éditions récentes).** Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering. Pearson.

- **[3]** CEN, Eurocode 8 – EN 1998-1: Design of structures for earthquake resistance, 2004.

- **[4]** Mendis, P., & Kovacic, I., Structural Engineering: Analysis and Design, 1999.

- **[5]** Park, R. (1989). Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing, NZSEE, Vol. 22, No. 3, pp. 155–166.

- **[6]** Gioncu, V., & Mazzolani, F.M. (2002). Ductility of Seismic Resistant Steel Structures.

- **[7]** Gieu, S. (2012). Ductilité des structures en béton armé, Mémoire de master.

- **[8]** Bertero, V.V. (1988). State of the art report – Ductility based structural design, Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo.

- **[9]** Pam, H.J. (2001). Studies on ductility of structural elements in reinforced concrete (travaux sur la ductilité des éléments en béton armé).

- **[10]** Park, R., & Paulay, T. (1975) Reinforced Concrete Structures, Wiley

- **[11]** Fekhar, F., & Kharoubi, R. (2019) Mémoire de master : analyse de la ductilité des poutres en béton armé.

- **[12]** Sebai, S. (2012) (ou ton mémoire/source interne selon ta bibliographie)
  Travaux sur le comportement ductile des structures en béton armé.

- **[13] Kassoul, A. et al. (2004).** Travaux sur l'évaluation de la ductilité des éléments en béton armé selon différents critères (déformation, courbure, rotation, déplacement).

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES