

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة حسيبة بن بوعلي- الشلف
Université Hassiba Benbouali –Chlef
كلية الهندسة المدنية و المعمارية
Faculté de Génie Civil et d'Architecture
قسم الهندسة المدنية
Département de Génie-civil



Mémoire de Master

Filière:

Spécialité:

Présenté par

AOUF INES

AYACHE NOURIA

Thème

**ANALYSE DE L'IMPACT DE CERTAINS PARAMETRES STRUCTURAUX SUR
LE COMPORTEMENT NON LINEAIRE D'UNE STRUCTURE AUTO-STABLES
EN BETON ARME**

Soutenue le 28/06/2025, devant le jury composé de:

Bennai riadh	Pr	Université Hassiba Benbouali de Chlef	Président
Fellouh abdelkadir	Dr	Université Hassiba Benbouali de Chlef	Examineur
Berradia mohamed	Dr	Université Hassiba Benbouali de Chlef	Encadrant

Promotion : 2024/2025

REMERCIEMENTS

Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre notre travail.

*Nous voudrions exprimés nos remerciements à notre promoteur **Dr. BERRADIA Mohammed** ainsi que **Dr. DJAFAR HENNI Imane**, pour leur disponibilité permanente, leurs orientations, leurs soutiens durant toute la période de réalisation de ce travail.*

Aussi nos vifs remerciements sont adressés aux membres du jury qui ont fait l'honneur d'assister et d'examiner le présent travail ainsi à tous les enseignants du département de Génie Civil.

Dédicaces

Avec une énorme joie, je dédie ce modeste travail à ceux que j'aime et ceux qui m'aiment et qui sont très chers à mon cœur :

A ma mere avec sa lumière douce j'ai pu parcourir ce chemin sous ses conseils et ses orientations

A mon très cher père qui n'a jamais cessé de veiller à mon instruction et mon éducation et de m'encourager au cours du long chemin de mes études..

A ma sœur Manel et mon frere Salah eddine pour leur encouragement

Aouf Ines

Dédicaces

Avec tout mon amour et une profonde reconnaissance, je dédie ce travail à ma précieuse famille.

À ma mère, dont l'amour, la patience et les conseils m'ont toujours porté et guidé.

À mon père, pour ses encouragements constants et son soutien indéfectible.

À mes frères et sœurs, pour leur présence, leur bienveillance et leurs mots qui m'ont donné du courage dans les moments difficiles.

*Ce mémoire est le fruit de votre amour et de votre confiance en moi.
Merci du fond du cœur*

AYACHE NOURIA

Résumé

Face aux exigences croissantes en matière de sécurité sismique, les structures autostables en béton armé dotées de joints de dilatation présentent des comportements complexes sous sollicitation dynamique. Toutefois, la compréhension de l'influence de certains paramètres géométriques tels que la hauteur totale de la structure, les dimensions des poteaux et des poutres ainsi que celle de la largeur des joints de dilatation sur la réponse sismique et la performance globale reste insuffisamment explorée. Cette problématique revêt une importance particulière dans le contexte des constructions en zones sismiques, où la maîtrise des déplacements relatifs et la prévision de la capacité portante sont essentielles. L'objectif de ce travail est d'analyser l'effet de ces paramètres structurels (hauteur, dimensions des éléments porteurs, largeur de joint) sur la largeur optimale des joints de dilatation, la réponse sismique des structures autostables à travers une analyse modale et le comportement non linéaire en termes de capacité portante via une analyse pushover. La méthodologie adoptée repose sur une série d'analyses numériques menées avec le logiciel ETABS. Dans un premier temps, l'influence de la hauteur et des sections des poteaux et poutres sur la largeur nécessaire des joints de dilatation a été étudiée. Ensuite, une analyse modale a permis d'évaluer l'impact de ces paramètres, ainsi que celui de la largeur du joint, sur les périodes propres et les formes modales des structures. Enfin, une analyse statique non linéaire (pushover) a été effectuée pour quantifier la capacité portante et la ductilité des structures en fonction des variations géométriques. Les résultats montrent que l'augmentation de la hauteur et des dimensions des éléments porteurs nécessite un élargissement des joints de dilatation afin d'éviter les chocs inter-blocs. L'analyse modale révèle que ces paramètres influencent significativement la dynamique des structures, en modifiant les périodes de vibration et les sollicitations internes. Par ailleurs, l'analyse pushover confirme que des sections plus importantes améliorent la résistance maximale et la ductilité, tout en soulignant la nécessité d'un compromis entre rigidité, stabilité post-pic et coût de construction. En conclusion, ce mémoire met en évidence l'importance d'un dimensionnement globalement optimisé, intégrant à la fois les performances sismiques, les exigences de dilatation et le comportement post-élastique des structures autostables en béton armé.

Mots clés : structure avec joint; paramètres structuraux ; analyse modale; Pushover; courbe de capacité

Abstract

In response to growing seismic safety requirements, self-stabilizing reinforced concrete structures equipped with expansion joints exhibit complex behaviors under dynamic loading. However, the influence of certain geometric parameters such as the total height of the structure, the dimensions of columns and beams, and the width of expansion joints—on seismic response and overall structural performance remains insufficiently explored. This issue is particularly critical in the context of construction in seismic zones, where controlling relative displacements and anticipating load-bearing capacity are essential. The aim of this study is to analyze the effect of these structural parameters (height, dimensions of structural elements, joint width) on the optimal width of expansion joints, the seismic response of self-stabilizing structures through modal analysis, and their nonlinear behavior in terms of load-bearing capacity using the pushover method. The adopted methodology is based on a series of numerical analyses carried out using ETABS software. First, the influence of building height and the dimensions of columns and beams on the required joint width was investigated. Then, a modal analysis was conducted to assess the impact of these parameters, along with joint width, on natural periods and mode shapes. Finally, a nonlinear static analysis (pushover) was performed to evaluate the structures' load-bearing capacity and ductility under varying geometric configurations. The results show that increasing the height and cross-sectional dimensions of structural elements necessitates wider expansion joints to prevent inter-block collisions. Modal analysis reveals that these parameters significantly influence structural dynamics by altering natural periods and internal forces. Additionally, the pushover analysis confirms that larger cross-sections enhance maximum resistance and ductility, while also highlighting the need to strike a balance between stiffness, post-peak stability, and construction cost. In conclusion, this thesis underscores the importance of a globally optimized structural design that integrates seismic performance, expansion joint requirements, and post-elastic behavior in self-stabilizing reinforced concrete structures.

Key words : structures with expansion joints; structural parameters; modal analysis; pushover; capacity curve.

ملخص

في ظل المتطلبات المتزايدة للسلامة الزلزالية، تُظهر الهياكل الذاتية التوازن المصنوعة من الخرسانة المسلحة والمزودة بفواصل تمدد سلوكًا معقدًا عند تعرضها لتحميل ديناميكي. ومع ذلك، فإن فهم تأثير بعض المعلمات الهندسية، مثل الارتفاع الكلي للهيكل، وأبعاد الأعمدة والعوارض، وكذلك عرض فواصل التمدد، على الاستجابة الزلزالية والأداء العام للمنشأة لا يزال غير مستكشف بالشكل الكافي. وتكتسي هذه الإشكالية أهمية خاصة في سياق الإنشاءات الواقعة في المناطق الزلزالية، حيث تصبح السيطرة على الإزاحات النسبية وتقدير القدرة التحميلية أمورًا ضرورية. يهدف هذا العمل إلى دراسة تأثير هذه الخصائص الإنشائية (الارتفاع، أبعاد العناصر الحاملة، عرض الفاصل) على عرض فواصل التمدد الأمثل، وعلى الاستجابة الزلزالية للهياكل الذاتية التوازن من خلال التحليل النمطي (Modal Analysis)، وكذلك على السلوك غير الخطي من حيث القدرة التحميلية باستخدام تحليل الدفع المتزايد. تعتمد المنهجية المتبعة على سلسلة من التحليلات العددية باستعمال برنامج ETABS. تم في المرحلة الأولى دراسة تأثير ارتفاع المنشأة وأبعاد الأعمدة والعوارض على عرض الفواصل اللازم. ثم أُجري تحليل نمطي لتقييم تأثير هذه المعلمات، بالإضافة إلى عرض الفاصل، على الفترات الذاتية وأشكال الاهتزاز الخاصة بالهياكل. وأخيرًا، تم تنفيذ تحليل غير خطي (Pushover) لتقدير القدرة التحميلية واللدونة اعتمادًا على التغيرات الهندسية. أظهرت النتائج أن زيادة الارتفاع وأبعاد العناصر الحاملة تتطلب توسيع فواصل التمدد لتجنب التصادم بين الكتل الإنشائية. كما كشف التحليل النمطي أن هذه المعلمات تؤثر بشكل كبير على السلوك الديناميكي للهيكل من خلال تعديل الفترات الاهتزازية والقوى الداخلية. ومن جهة أخرى، أكد تحليل الدفع المتزايد أن الأبعاد الأكبر للعناصر تساهم في تحسين المقاومة القصوى واللدونة، مع ضرورة إيجاد توازن بين الصلابة، والثبات بعد الذروة، وتكلفة التنفيذ. ختامًا، يبرز هذا البحث أهمية التصميم الأمثل المتكامل الذي يأخذ بعين الاعتبار الأداء الزلزالي، ومتطلبات فواصل التمدد، والسلوك غير الخطي لما بعد الحالة المرنة للهياكل الذاتية التوازن المصنوعة من الخرسانة المسلحة.

الكلمات المفتاحية: هيكل، بفواصل تمدد، معلمات إنشائية، التحليل النمطي، تحليل الدفع المتزايد، منحني القدرة.

TABLE DES MATIERES

Remerciements.....	i
Dédicace.....	ii
Résumé.....	iv
Abstract.....	v
ملخص.....	vi
TABLE DES MATIERES.....	vii
Liste des figures.....	xi
Liste des tableaux.....	xiv
INTRODUCTION GENERALE.....	1

CHAPITRE 1 : COMPORTEMENT DES BATIMENTS EN PORTIQUES EN BETON ARME VIS-A-VIS AU SEISME

1.1. INTRODUCTION.....	6
1.2. DIFFERENT TYPES DE STRUCTURES EN BETON ARME.....	6
1.2.1 Structures en portiques auto stables.....	6
1.2.2 Structures mixtes (voile-portique).....	7
1.3. DEFINITION D'UN SEISME.....	8
1.4. VULNERABILITE SISMIQUE DES CONSTRUCTION.....	10
1.5. PRINCIPAUX FACTEURS INFLUENÇANT LE COMPORTEMENT DES BATIMENTS.....	11
1.5.1 Impact de la forme structurelle sur le comportement des bâtiments.....	11
1.5.2 Caractéristiques des joints parasismiques.....	13
1.5.3 Rapport longueur /largeur en plan.....	14
1.5.4 Forme en élévation.....	14
1.6 LES JOINTS.....	15
1.6.1. Les types des joints.....	16
1.6.2. Dispositions à prendre lors de la conception.....	17
1.6.3. Justification de la longueur des joints sismiques.....	18

1.7. SYSTEME POTEaux FORTS - POUTRES FAIBLES.....	18
1.7.1. Ordre d'apparition des rotules plastiques.....	22
1.8. CONCLUSION.....	26

CHAPITRE 2 : CONCEPTION ET ETUDE DYNAMIQUE D'UN BATIMENT EN BETON ARME AVEC JOINT DE DILATATION

2.1. INTRODUCTION.....	28
2.2. IDENTIFICATION DE LA STRUCTURE ETUDIEE.....	28
2.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE.....	29
2.3.1. Dimensions en plan.....	29
2.3.2. Dimensions en élévation.....	29
2.4. Vérification de la régularité de la structure.....	31
2.4.1. Régularité en plan.....	31
2.4.2. Régularité en élévation.....	31
2.5. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	32
2.5.1. Béton.....	32
2.5.2. Acier.....	34
2.6. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET DES POTEaux.....	35
2.6.1. Poutres.....	35
2.6.2. Poteaux.....	35
2.6.3. Sections adoptées.....	36
2.7. ETUDE DYNAMIQUE.....	36
2.7.1. Méthode statique équivalente présentée dans RPA99/V 2003.....	36
2.7.2. Analyse dynamique modale présentée dans RPA99/V 2003.....	36
2.7.3. Modélisation.....	37
2.7.4. Chargement statique vertical de la structure.....	37
2.7.5. Chargement dynamique.....	38
2.7.6. Définition des Combinaisons de charge.....	40
2.7.7. Diaphragme.....	41
2.7.8. Appuis.....	41
2.8. CALCUL DE LA LARGEUR DE JOINT.....	41
2.9. JUSTIFICATION DES PRESCRIPTIONS DU RPA99/V2003.....	42
2.9.1. Mode de vibration et taux de participation des masses modales...	42

2.9.2	Période (TETABS) de la structure étudié.....	44
2.9.3	Justification de la résultante des forces sismiques de calcul à la base.....	45
2.9.4	Justification vis-à-vis des déformations.....	46
2.10.	CONCLUSION.....	48

CHAPITRE 3 : INFLUENCE DES PARAMÈTRES STRUCTURELS SUR LA RÉPONSE SISMIQUE DES STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ AVEC JOINTS

3.1.	INTRODUCTION.....	50
3.2.	INFLUENCE DE LA HAUTEUR TOTALE SUR LA LARGEUR DE JOINT DE DILATATION.....	50
3.3.	INFLUENCE DES DIMENSIONS DES POTEAUX SUR LA LARGEUR DE JOINT DE DILATATION.....	54
3.4.	INFLUENCE DES DIMENSIONS DES POUTRES SUR LA LARGEUR DE JOINT DE DILATATION.....	58
3.5.	INFLUENCE DE LA LARGEUR DE JOINT SUR LA REPONSE SISMIQUE DES STRUCTURES EN B A.....	62
3.6	INFLUENCE DES DIMENSIONS DES POTEAUX SUR LA REPONSE SISMIQUE DES STRUCTURES EN B A.....	67
3.7	INFLUENCE DES DIMENSIONS DES POUTRES SUR LA REPONSE SISMIQUE DES STRUCTURES EN B A.....	71
3.8.	CONCLUSION.....	75

CHAPITRE 4 : ANALYSE PUSHOVER DES STRUCTURES AUTOSTABLES EN BETON ARME SOUS L'EFFET DE QUELQUES PARAMÈTRES STRUCTURELS

4.1.	INTRODUCTION.....	77
4.2.	ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE.....	77

4.2.1.	Identification de la méthode push-over.....	78
4.2.2.	Niveau d'endommagement.....	78
4.2.3.	Principe de la méthode push-over.....	79
4.2.4.	Principe de la méthode de la capacité spectrale ATC 40.....	80
4.2.5.	Définition du comportement non linéaire des poutres et poteaux	83
4.2.6.	Calcul du chargement d'analyse Push-over.....	85
4.2.7.	Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (Push Over).....	86
4.3.	ANALYSE DES RESULTATS.....	88
4.3.1.	Effet de la hauteur totale sur la capacité portante.....	88
4.3.2.	Effet des dimensions des poteaux sur la capacité portante.....	89
4.3.3.	Effet des dimensions des poutres sur la capacité portante.....	90
4.4.	CONCLUSIONS.....	91
	CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES.....	92
	BIBLIOGRAPHIE.....	95

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 :	Structure en portiques.....	7
Figure 1.2 :	Structure mixte.....	7
Figure 1.3 :	Épicentre et foyer d'un séisme.....	8
Figure 1.4 :	Les ondes de type P (Balendier 2004).....	9
Figure 1.5 :	Les ondes de type S (Balendier 2004).....	9
Figure 1.6 :	Les ondes de Love (L) (Balendier 2004).....	9
Figure 1.7 :	Les ondes de Rayleigh (R) (Balendier 2004).....	10
Figure 1.8 :	Torsions d'ensemble.....	12
Figure 1.9 :	Formes favorables, plans simples ayant au moins 2 axes de symétrie.....	12
Figure 1.10 :	Diverses solutions pour remédier au problème des angles rentrant.....	13
Figure 1.11 :	Domages sismiques occasionnés aux bâtiments comportant des ailes...	13
Figure 1.12 :	Bâtiment de grande longueur.....	14
Figure 1.13 :	Domage dû à la présence de niveaux en retrait.....	15
Figure 1.14 :	Différentes possibilités de fractionner un immeuble de forme irrégulière.	15
Figure 1.15 :	Disposition de joint de rupture et joint de dilatation.....	17
Figure 1.16 :	En zone non sismique, une poutre n'est disposée entre deux poteaux que lorsqu'elle supporte des poutrelles ou un mur.....	19
Figure 1.17 :	Recommandation essentielle pour le contreventement par ossature poteaux-poutres : concevoir les poteaux plus résistants que les poutres...	20
Figure 1.18 :	Une conception à éviter pour le contreventement par ossature poteaux/poutres : Faire des poutres PLUS FORTES que les poteaux.....	20
Figure 1.19 :	Salle Polyvalente – Séisme de 1980 D'EL Asnam.....	21
Figure 1.20 :	Apparition de rotules plastiques en tête des poteaux d'une salle Polyvalente – Séisme Alger du 21 Mai 2003.....	21
Figure 1.21 :	L'objectif de projet "poutres faibles – poteaux forts" b) Les rotules plastiques dans les poteaux entraînent des effets du second ordre plus importants.....	22
Figure 1.22 :	La règle « poutres faibles - poteaux forts » doit considérer la section réelle des éléments.....	23
Figure 1.23 :	Effet de la ruine de poteaux faibles : l'empilement des planchers après séisme.....	24
Figure 1.24 :	Poutres plus résistantes que les poteaux.....	24
Figure 1.25 :	Rupture fragile des poteaux.....	25
Figure 1.26 :	Ossature en portique de béton armé en construction et effondrée (Boumerdes, 2003).....	25
Figure 1.27 :	Mécanisme global plastique d'une ossature avec triangulations à barres centrées.....	26
Figure 2.1 :	Géométrie de la structure à étudiée.....	30
Figure 2.2 :	Limites des décrochements en plan selon le RPA 99/V2003.....	31

Figure 2.3 :	Limites des décrochements en élévation selon le RPA 99/V2003.....	32
Figure 2.4 :	1er mode de vibration $T = 0.396s$	43
Figure 2.5 :	2ème mode de vibration $T = 0.432s$	44
Figure 2.6 :	3ème mode de vibration $T = 0.375s$	44
Figure 3.1 :	Géométrie des structures étudiées.....	52
Figure 3.2 :	Les résultats relatifs aux déplacements horizontaux et aux largeurs de joints obtenus pour différentes configurations de structures modélisées..	54
Figure 3.3 :	Les résultats relatifs aux déplacements horizontaux et aux largeurs de joints obtenus pour différentes dimensions de poteaux dans les structures modélisées.....	57
Figure 3.4 :	Les résultats relatifs aux déplacements horizontaux et aux largeurs de joints obtenus pour différentes dimensions de poutres dans les structures modélisées.....	61
Figure 3.5 :	Les résultats relatifs aux périodes de vibration obtenus pour différentes largeurs de joint dilatation dans le structures (R+1) modélisée.....	63
Figure 3.6 :	Les résultats relatifs aux déplacements obtenus pour différentes largeurs de joint dilatation dans le structures (R+1) modélisée	64
Figure 3.7 :	Les résultats relatifs aux efforts de cisaillement à la base pour différentes largeurs de joint dilatation dans le structures (R+1) modélisée.	66
Figure 3.8 :	Les résultats relatifs aux périodes de vibration obtenus pour différentes dimensions de poteaux dans la structure (R+1) modélisée.....	68
Figure 3.9 :	Les résultats relatifs aux déplacements obtenus pour différentes dimensions de poteaux dans la structure (R+1) modélisée.....	69
Figure 3.10 :	Les résultats relatifs aux efforts de cisaillement obtenus pour différentes dimensions de poteaux dans la structure (R+1) modélisée.....	71
Figure 3.11 :	Les résultats relatifs aux périodes de vibration obtenus pour différentes dimensions de poutres dans la structure (R+1) modélisée.....	72
Figure 3.12 :	Les résultats relatifs aux déplacements obtenus pour différentes dimensions de poutres dans la structure (R+1) modélisée.....	73
Figure 3.13 :	Les résultats relatifs aux efforts de cisaillement obtenus pour différentes dimensions de poutres dans la structure (R+1) modélisée.....	74
Figure 4.1 :	Signification physique de la courbe de capacité d'une structure (Mahboub 2013).....	78
Figure 4.2 :	Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages (belkhir 2012).....	79
Figure 4.3 :	La courbe de capacité « push-over » (Mansouri 2015).....	81
Figure 4.4 :	Spectre de réponse élastique en format traditionnel accélérations-périodes (Belkheir 2012).....	82
Figure 4.5 :	Spectre de réponse élastique en format accélérations-déplacements (Belkheir 2012).....	82
Figure 4.6 :	Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité (Belkheir 2012).	83
Figure 4.7 :	Différents éléments de la méthode capacité spectrale (ATC40), (Ykhlef et Ghezli 2016).....	83

Figure 4.8 :	Introduction des rotules plastiques des poutres.....	84
Figure 4.9 :	Introduction des rotules plastiques des poteaux.....	85
Figure 4.10 :	Définition de l'analyse sous charges gravitaires verticale.fr.....	86
Figure 4.11 :	Définition de l'analyse push-over sous charges horizontales.....	87
Figure 4.12 :	Comparaison des courbes de capacité (effort tranchant-déplacement) sens XX.....	89
Figure 4.13 :	Comparaison des courbes de capacité (effort tranchant-déplacement) sens XX.....	90
Figure 4.14 :	Comparaison des courbes de capacité (effort tranchant-déplacement) sens XX.....	91

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 :	Données géométriques des éléments porteurs de la structure.....	36
Tableau 2.2 :	Chargement statique de la structure à étudiée.....	38
Tableau 2.3 :	déplacements maximaux (δ) de Bloc 1 et Bloc 2.....	41
Tableau 2.4 :	Modes propres, périodes et pourcentages de masse modale (UX / UY).....	43
Tableau 2.5 :	Vérification des déplacements de la structure avec joint dans le sens X-X.....	46
Tableau 2.6 :	Vérification des déplacements de la structure avec joint dans le sens Y-Y.....	47
Tableau 3.1 :	Influence de la hauteur de la structure sur la largeur du joint.....	53
Tableau 3.2 :	Influence des dimensions des poteaux sur la largeur du joint.....	56
Tableau 3.3 :	Influence des dimensions des poutres sur la largeur du joint.....	59

INTRODUCTION GENERALE

1. Définition de la problématique

En Algérie, les bâtiments auto-stables constitués principalement d'ossatures en portiques en béton armé représentent le type de construction le plus répandu, en particulier dans les zones affectées par le séisme de Boumerdès du 21 mai 2003, où ils comptaient pour environ 80% à 90% des constructions touchées (Choubane, 2013). Ces structures associent généralement deux systèmes constructifs : une ossature en béton armé relativement souple dans son plan, peu efficace face aux charges horizontales et sujette à de grands déplacements et rotations au niveau des nœuds ; et des murs de remplissage en maçonnerie de briques, caractérisés par une masse propre élevée et une forte vulnérabilité face aux efforts latéraux, se fissurant ou s'effondrant après de faibles déplacements (Chertout, 2010). La compréhension de l'interaction entre l'ossature en béton armé et les panneaux de maçonnerie de remplissage est donc essentielle pour prédire correctement le comportement sismique global de ce type de structures (Saidi & Yahiaoui, 2018).

Pour remédier aux effets défavorables liés à l'irrégularité en élévation, une solution largement adoptée dans les régions sismiques consiste à introduire des joints de dilatation. Ces joints permettent de scinder une structure en plusieurs blocs indépendants afin de limiter les interactions dynamiques indésirables entre les différentes parties d'un bâtiment, notamment en cas de modifications imprévues. Ainsi, les structures avec joints de dilatation offrent une meilleure maîtrise des déplacements relatifs et réduisent considérablement le risque de chocs entre blocs adjacents lors d'un séisme. Leur conception nécessite cependant une attention particulière, notamment quant à la largeur minimale du joint, laquelle dépend directement des paramètres géométriques et mécaniques de la structure, ainsi que des sollicitations sismiques envisagées.

2. Objectifs

L'objectif principal de ce mémoire est d'analyser de manière approfondie l'influence de plusieurs paramètres structuraux clés sur le comportement sismique des structures autostables en béton armé, en présence de joints de dilatation. L'étude se décline en trois volets complémentaires :

1. Évaluer l'effet de la hauteur totale du bâtiment, ainsi que des dimensions des poteaux et des poutres sur la largeur minimale du joint de dilatation, conformément aux prescriptions réglementaires. Cette analyse vise à identifier les combinaisons géométriques les plus susceptibles de générer des largeurs critiques de joint, notamment dans les structures de grande hauteur ;
2. Étudier l'impact de la largeur du joint de dilatation, de la hauteur totale du bâtiment et des dimensions des poteaux et des poutres sur le comportement linéaire global des structures

autostables en béton armé. Cette partie se concentre sur la réponse en termes de déplacements, efforts internes, rigidité et périodes propres, dans le cadre d'une analyse dynamique modale ;

3. Analyser l'effet de la hauteur totale, ainsi que des dimensions des poteaux et des poutres sur le comportement non linéaire des structures autostables avec joints de dilatation, à travers les courbes de capacité (pushover). Cette étape permet d'évaluer la ductilité, la résistance post-limite et la capacité d'absorption d'énergie des structures sous sollicitations sismiques sévères.

L'ensemble de ces analyses vise à proposer des recommandations pratiques pour la conception et l'optimisation parasismique des structures avec joints, en assurant à la fois la conformité réglementaire et une performance structurelle fiable..

3. Méthodologie

Pour atteindre cet objectif, l'étude est effectuée en considérant une structure en portique en béton armé sans maçonnerie rigide, d'une configuration structurale simple en plan et en élévation. La structure initiale (de référence) est de un étage (R+1), implantée dans une zone III; la hauteur de niveau est de 3,06m. L'étude commence par une structure à deux étages (R+1), se poursuit avec une structure à trois étages (R+2), et s'achève par une structure à cinq étages (R+4). Cette approche progressive permet d'observer l'évolution de la largeur du joint en fonction de la hauteur du bâtiment. Ensuite, Des modélisations ont été réalisées pour plusieurs configurations où seule la section des poteaux a été modifiée, avec des dimensions variant de 35×35 cm à 50×50 cm (35×35, 40×40, 45×45, 50×50). Les autres paramètres structuraux tels que la hauteur totale du bâtiment, les dimensions des poutres et les charges permanentes ont été maintenus constants afin d'isoler l'effet spécifique de la variation de la section des poteaux. Cette étude s'intéresse également à l'effet des dimensions des poutres sur la largeur des joints sismiques, en considérant une configuration structurelle constante (R+1 à R+4) et en maintenant les dimensions des poteaux fixes à 35x35 cm². Pour cela, Quatre sections de poutres ont été analysées : 30x40 cm², 35x50 cm², 35x55 cm² et 35x60 cm². Ces sections ont été choisies de manière à évaluer l'impact de l'accroissement de la hauteur de la poutre sur le comportement global du portique.

Après un dimensionnement de la structure initiale suivant les deux codes de calculs utilisés, le code de calcul de béton armé aux états limites, BAEL91/Modifié 99, et le règlement parasismique algérien, RPA99/version 2003, on effectue pour chaque structure , à l'aide du logiciel ETABS V9, une analyse modale ainsi une analyse statique non-linéaire en poussée progressive (analyse push-over) sous des forces sismiques horizontales progressivement croissantes.

Au terme de ces analyses (modale et statique non linéaires) des structures considérées, on procède à une étude comparative des résultats obtenus, relatifs aux paramètres étudiés : la période, l'effort tranchant à la base, déplacement inter-étages, capacité portante

4. Plan de travail

Afin d'atteindre l'objectif assigné à cette étude, le travail est structuré par quatre chapitres :

Commence par une introduction générale, définissant la problématique de mémoire et les objectifs recherchés.

Dans **le chapitre 1** on a essayé d'exposer certaines connaissances sur le comportement sismique des bâtiments autostables en béton armé. Nous mettons également en lumière plusieurs facteurs influençant leur réponse aux séismes, tels que la conception architecturale.

chapitre 2 consacré à l'analyse du comportement sismique d'un bâtiment en béton armé comportant un joint de dilatation et présentant deux niveaux, sans remplissage en maçonnerie rigide.. Le bâtiment étudié est considéré comme une structure de référence, dont les éléments porteurs verticaux et horizontaux (poteaux et poutres) sont dimensionnés conformément aux prescriptions du RPA 99/V2003. L'analyse sismique a été réalisée à l'aide d'une méthode modale, qui permet de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

Chapitre 3 consacré à analyser l'effet de ces paramètres sur le comportement sismique global des structures en béton armé. Dans un premier temps, nous étudierons l'influence de la hauteur totale des bâtiments et des dimensions des poteaux et des poutres sur la largeur du joint calculée conformément au RPA99/V2003. Ensuite, nous analyserons comment la largeur du joint, combinée aux dimensions des poteaux et des poutres, impacte à son tour la réponse sismique des structures en béton armé, pour différentes configurations de bâtiments (R+1, R+2, R+3, R+4). Cette analyse comparative permettra de dégager des tendances significatives et de formuler des recommandations pertinentes pour la conception sismique des structures avec joints, tout en assurant un compromis optimal entre sécurité et efficacité économique.

Chapitre 4 consacré à l'étude du comportement global de différents types de structures en béton armé sous l'effet de charges latérales croissantes, simulant l'impact d'un séisme. Pour ce faire, plusieurs configurations de structures ont été modélisées et analysées, en faisant varier à la fois la hauteur des bâtiments (R+1, R+2, R+3, R+4), les dimensions des poteaux ainsi que celles des poutres. La première section du chapitre est consacrée à une présentation détaillée de la méthode d'analyse pushover, en mettant en lumière ses fondements théoriques, ses hypothèses de base ainsi que son champ d'application. Ensuite, une série d'analyses numériques a été réalisée à l'aide du logiciel ETABS version 9, reconnu pour ses capacités de modélisation avancée des structures en béton armé.

À la dernière partie de mémoire, **conclusions et perspectives**, on résume les conclusions principales tirées de la présente étude. Enfin, on suggère des perspectives de recherches futures comme suite à ce travail.

CHAPITRE 1

COMPORTEMENT DES BATIMENTS EN

PORTIQUES EN BETON ARME VIS-A-VIS

AU SEISME

1.1. INTRODUCTION

Le bâtiment en béton armé est utilisé depuis plus de 200 ans et reste aujourd'hui l'un des types de structures les plus répandus à travers le monde, y compris dans les régions à forte activité sismique. Grâce à sa robustesse, sa durabilité et sa capacité d'adaptation, il s'est imposé comme un choix privilégié pour de nombreuses constructions. Toutefois, en raison des risques sismiques, le comportement de ces structures a fait l'objet d'études approfondies au cours des quatre dernières décennies. Ces recherches visaient à développer des méthodes de conception et de calcul plus fiables et adaptées aux sollicitations dynamiques. Dans ce chapitre, nous présentons les connaissances essentielles sur le comportement sismique des bâtiments autostables en béton armé. Nous mettons également en lumière plusieurs facteurs influençant leur réponse aux séismes, tels que la conception architecturale.

1.2. DIFFERENT TYPES DE STRUCTURES EN BETON ARME

1.2.1. Structures en portiques auto stables

Les structures en portiques autostables sont des structures pour lesquelles les charges dynamiques horizontales passent par les mêmes éléments de la structure que les charges statiques verticales. Généralement, dans les zones de moyen à faible sismicité, les bâtiments en béton armé se composent en portiques auto stables tridimensionnelles, qui sont liés rigidement et capable de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (Sebai 2012). Dans la pratique, on trouve deux types de contreventement auto stable :

a-Contreventement par portique auto stable sans remplissage en maçonnerie rigide

L'ossature est constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques. D'après le règlement parasismique RPA99/v2003 les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser 5 niveaux ou 17 m en zone I, 4 niveaux ou 14 m en zone IIa et 3 niveaux ou 11 m en zone IIb et III.

b- Contreventement par portique auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide

L'ossature est constituée de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. D'après le règlement parasismique RPA99/v2003 les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser 5 niveaux ou 17 m en zone I et 4 niveaux ou 14 m en zone IIa et 3 niveaux ou 11m en zone IIb et 2 niveaux ou 8 m en zone III.



Figure 1.1 : Structure en portiques.

1.2.2. Structures mixtes (voile-portique)

L'option optimale pour renforcer les structures poteaux-poutres contre les séismes est de les soutenir par des voiles en béton armé. Ainsi, les voiles deviennent la structure primordiale, chargée de résister aux forces horizontales (Sebai 2012). Les voiles reprennent les efforts sismiques. Pour y parvenir, certaines parois sont substituées par des voiles, de préférence dans l'orientation longitudinale et transversale de la structure qui sont les axes principaux du plan. En termes de longueur, on qualifie le contreventement de « longitudinal ». On dit « transversal » dans le sens de la largeur.



Figure 1.2 : Structure mixte.

Les voiles sont souvent employés dans les structures élevées en béton armé, grâce à leur performance jugée adéquate face aux forces latérales (comme lors d'un séisme). Leur solidité et leur rigidité aident à maîtriser les mouvements globaux et à réduire au minimum les déplacements entre les étages exagérés. En prenant en charge l'essentiel des efforts latéraux, ils optimisent le comportement des structures et tiennent un rôle essentiel pour la sécurité (Sebai 2012).

1.3. DEFINITION D'UN SEISME

On définit le phénomène de séisme ou un tremblement de terre comme une secousse plus ou moins violente du sol, due le plus souvent à la rupture d'une faille, activée par les lents mouvements tectoniques qui animent en permanence la croûte terrestre. Cette rupture émet des ondes qui, en se propageant, engendrent des secousses à composantes horizontale et verticale. L'intensité des secousses verticales est en général plus faible que celle des secousses horizontales, mais ce n'est pas toujours le cas. Les vibrations verticales sont importantes près de l'épicentre du séisme, qui est le point de la surface terrestre à la verticale du « foyer », où la rupture de faille a été déclenchée.

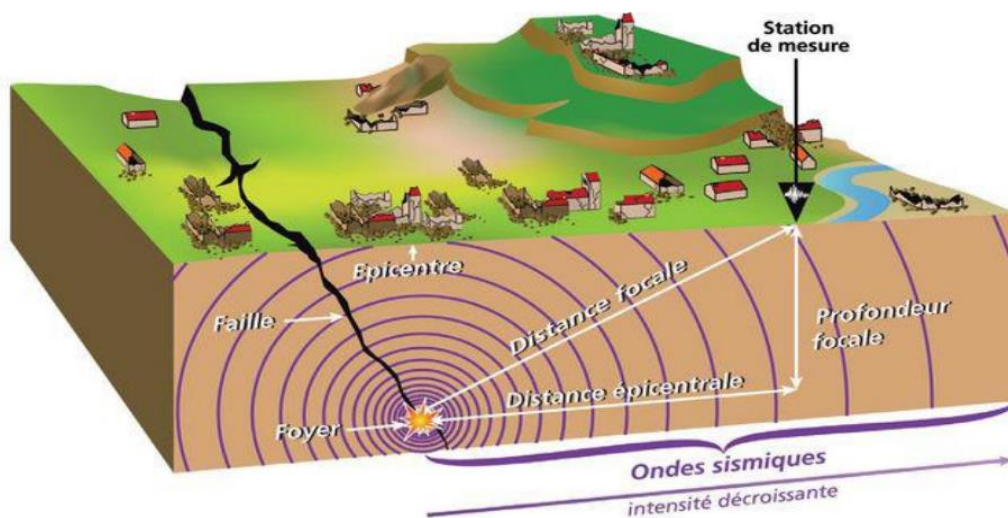


Figure 1.3 : Épicentre et foyer d'un séisme.

On distingue deux grands types d'ondes, aux effets différents sur les sols et les structures, sont produits par les séismes, à savoir les ondes de volume, celles qui se propagent à l'intérieur de la terre et qui comprennent les ondes S et les ondes P, et les ondes de surface, celles qui ne se propagent qu'en surface et qui comprennent les ondes de Love et de Rayleigh. La connaissance des caractéristiques de ces ondes (et de leurs conditions de propagation) permet de prévoir leur action sur les bâtiments en fonction du site géologique où se situe chaque construction (Balendier 2004).

- **Les ondes Primaire (P)**, Sont des ondes qui se propagent par dilatation-compression (dans le sens Longitudinal), induisant ainsi un mouvement vertical dans les constructions. Leur vitesse de propagation varie de 6 à 8 km/h et peut atteindre jusqu'à 14 km/h.

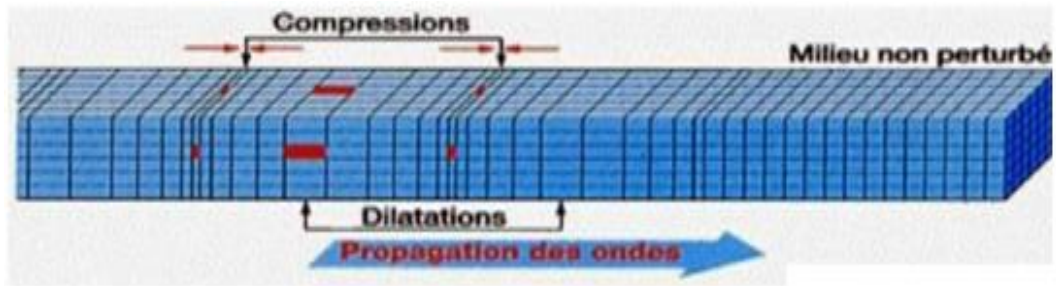


Figure 1.4 : Les ondes de type P (Balendier 2004).

- **Les ondes Secondaire (S)**, Se sont des ondes de cisaillement (ou transversales). A leur passage, le mouvement du sol s'effectue perpendiculairement au sens de propagation de l'onde. Elles introduisent un mouvement horizontal dans les ouvrages. Leur vitesse de propagation est plus lente que celle des ondes P et est de d'ordre de 3 à 5 km/h.

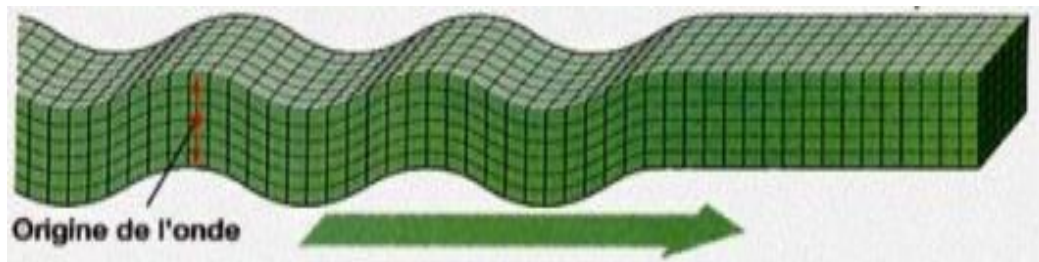


Figure 1.5 : Les ondes de type S (Balendier 2004).

- **Les ondes de Love (L)**, Les ondes de Love ou ondes L sont des ondes de cisaillement, comme les ondes S, mais qui oscillent dans un plan horizontal. Elles impriment au sol un mouvement de vibration latéral.

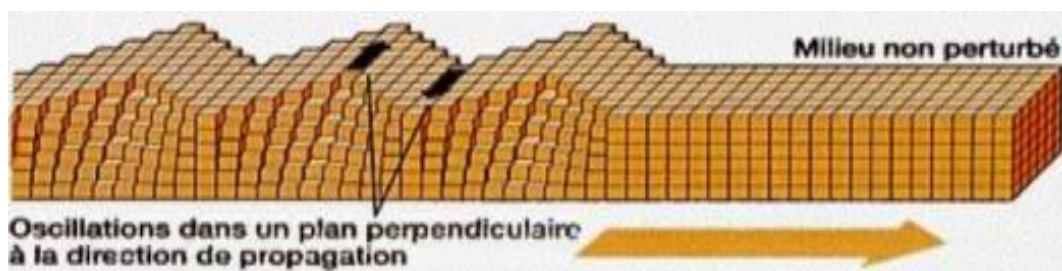


Figure 1.6 : Les ondes de Love (L) (Balendier 2004).

- **Les ondes de Rayleigh (R)**, Les ondes de Rayleigh ou ondes R sont assimilables à une vague ; les particules du sol se déplacent selon une ellipse, créant une véritable vague qui affecte le sol lors des grands tremblements de terre.

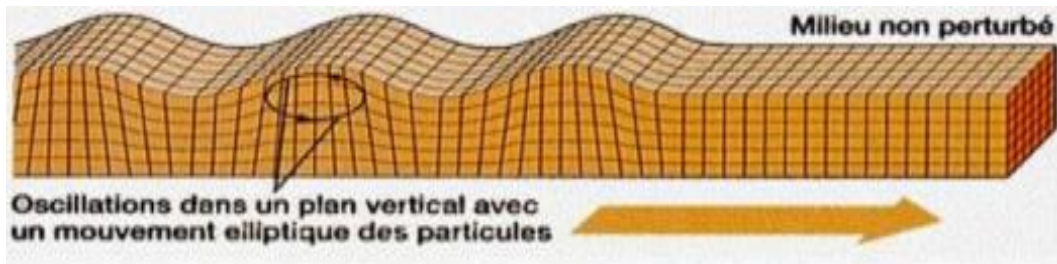
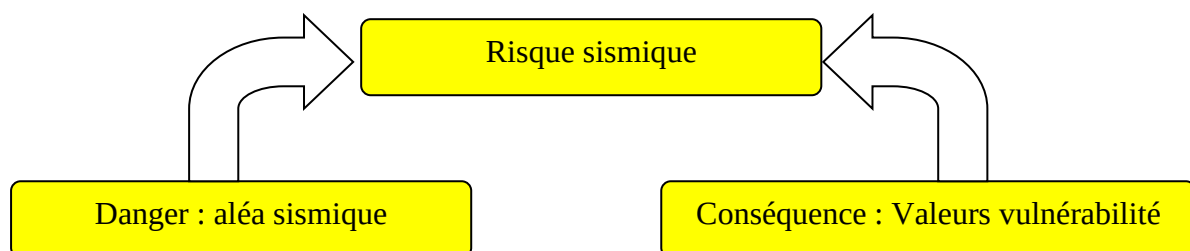


Figure 1.7 : Les ondes de Rayleigh (R) (Balendier 2004).

1.4. VULNERABILITE SISMIQUE DES CONSTRUCTION

L'efficacité d'un plan d'urgence ou de réponse à un séisme vient du fait que les bâtiments puissent être capables de résister à un effondrement en cas de secousse. En ce sens, le risque sismique dans une certaine zone est lié au comportement des structures. En général, le risque sismique se caractérise par sa variation dans le temps, il est fonction non seulement de la zone de sismicité mais aussi de la densité de la population, du niveau du développement économique et des moyens mis en œuvre pour résister à une crise post-sismique. Naturellement, la catastrophe sera d'autant plus grande que le séisme soit plus ou moins proche d'un centre urbain, ou bien que son intensité soit plus ou moins importante, tout comme la densité de la population et le niveau social de la ville. Cela représente donc plusieurs facteurs à considérer. Les mesures de prévention contre les effets d'un possible désastre sismique doivent être prises en considération de la part des collectivités territoriales ou locales. Ces mesures auraient pour objectif la réduction du risque sismique, et empêcher un impact négatif qu'aurait un tremblement de terre sur le développement économique.

Tous les centres urbains situés dans des zones de sismicité importante sont sujets à de tels risques en cas d'un séisme. La connaissance de ces risques est primordiale à l'heure d'établir un plan d'urgence. C'est pourquoi la vulnérabilité sismique des bâtiments existants joue un rôle important puisque c'est à partir de cette étude que des mesures et un plan d'urgence pourraient être établis. Une étude de la vulnérabilité sismique des bâtiments doit permettre l'évaluation de la vulnérabilité intrinsèque de la résistance des bâtiments mais aussi doit permettre d'estimer l'impact qu'aurait la dégradation de tel ou tel bâtiment si celui-ci fait parti des bâtiments dits « stratégiques ».



La vulnérabilité représente le comportement intrinsèque de la structure vis-à-vis de la probabilité d'occurrence d'un séisme. Pour mesurer les dégâts possibles que pourraient

affecter les bâtiments en cas de séismes une échelle serait de considérer des dommages variables :

- 0 pour un dommage nul
- 1 pour la destruction complète de la structure.

1.5. PRINCIPAUX FACTEURS INFLUENÇANT LE COMPORTEMENT DES BATIMENTS

L'observation des dégâts subis par les structures lors des séismes, a permis d'identifier les principaux paramètres influençant la vulnérabilité des structures. Ces facteurs sont les suivant:

1. Le type de construction, en premier lieu le matériau de construction mais également le type de contreventement ;
2. La hauteur (un nombre d'étage entre 3 et 8 étage est généralement critique);
3. Une irrégularité verticale de la stabilisation, par exemple un étage souple au niveau du rez-de-chausée ;
4. Une irrégularité en plan ;
5. Le sol et les fondations (amplification dans les sols mous et liquéfaction) ;
6. L'exécution (qualité des détails constructifs et normes en vigueur lors de la construction) ;
7. L'état des bâtiments (ses dégradations éventuelles) (Lestuzzi 2008).

1.5.1. Impact de la forme structurale sur le comportement des bâtiments

La forme des bâtiments et la répartition des différents éléments qui les constituent ont un indice important sur le comportement sous charges sismiques. Le concepteur devrait rechercher la simplicité et une bonne régularité dans les formes, dans la répartition des masses et des éléments apportant une rigidité, de manière à limiter l'amplitude des déformations provoquées par les secousses et la concentration d'efforts sur certains éléments structuraux. Lors d'un séisme, cette régularité sera un facteur déterminant de bon comportement, permettant aux différentes parties du bâtiment d'osciller en place. Les oscillations différentielles sont une source de dommages structuraux et non structuraux. En outre, un bâtiment de forme très irrégulière entraîne un coût de protection parasismique élevé, tout en donnant lieu à un comportement peu favorable à la résistance aux séismes. Aux paragraphes suivants sont proposées des solutions permettant d'améliorer le comportement dynamique des bâtiments, tout en conservant une configuration d'apparence irrégulière (Guide AFPS 2002).

1.5.1.1. Forme en plan

A- symétrie en plan

Les bâtiments exposés à une torsion d'axe vertical lors des séismes peuvent subir de graves dommages. La forme des bâtiments peut être à l'origine d'une torsion lorsqu'elle conduit à des dimensions horizontales (profondeurs) différentes au sein d'un même bâtiment. Les parties du bâtiment ayant une profondeur plus faible que les parties voisines se déforment

davantage sous l'action des forces horizontales et vrillent autour des zones plus rigides. (Figure 1.8).

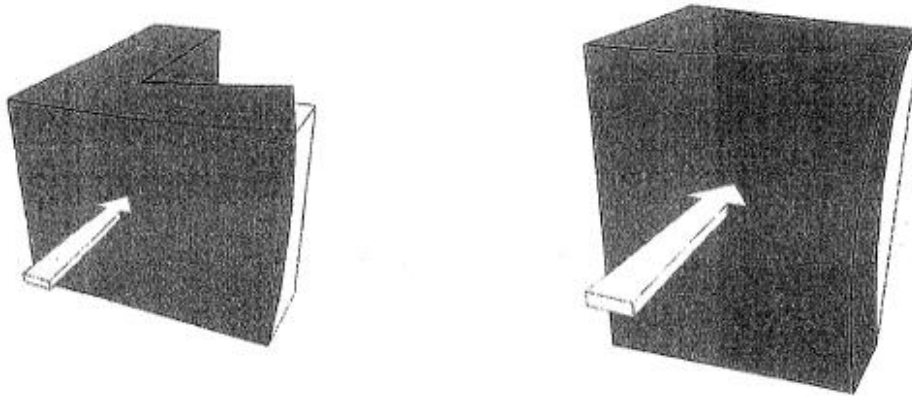


Figure 1.8 : Torsions d'ensemble.

La torsion d'axe vertical peut être réduite en rigidifiant les zones (par des voiles en béton par exemple), ou en optant pour une symétrie du plan selon deux axes ou plus (Figure 1.9)



Figure 1.9 : Formes favorables, plans simples ayant au moins 2 axes de symétrie.

B -Simplicité du plan

Les bâtiments comportant des angles rentrants (hormis ceux qui résultent de la modénature des façades) sont considérés comme irréguliers (Figure 1.10). Ces angles sont à la jonction de deux parties ayant des rigidités différentes dans une même direction horizontale. La différence des rigidités induit des oscillations différentielles entraînant des concentrations de contraintes, qui sont le siège de dommages (Figure 1.11). Afin de remédier à cette situation, trois démarches sont possibles :

1. Opter pour des formes ne comportant pas d'angles rentrants (Figure 1.9) ;
2. Simplifier la forme en plan (Figure 1.10b) ;
3. Fractionner le bâtiment en volumes simples par des joints parasismiques (Figure 1.10a). toutefois, le cout de ces joints est élève et ils ne constituent qu'un remède à une situation peu favorable. Pour les bâtiments élèves, la largeur requise pour les joints devient important car les blocs adjacents ne doivent pas s'entrechoquer. Dans ce cas, il vaut mieux opter pour des solutions qui ne nécessitent pas de joints (Guide AFPS 2002).

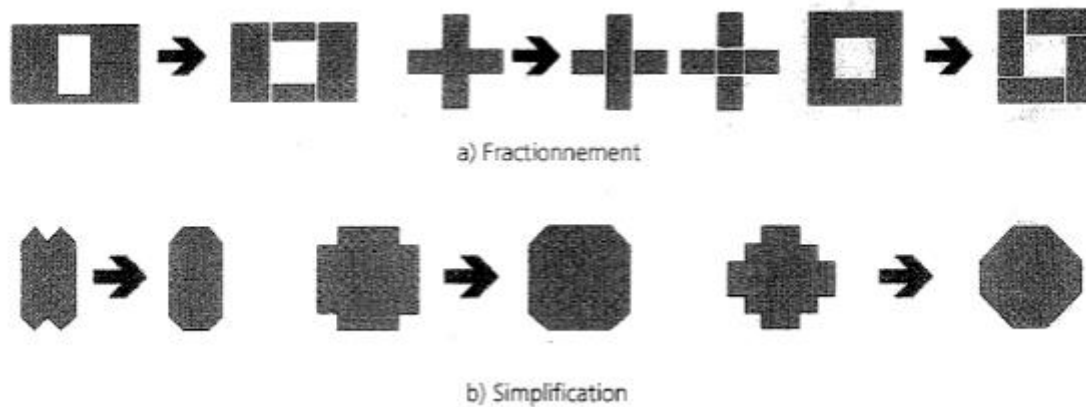


Figure 1.10 : Diverses solutions pour remédier au problème des angles rentrant.

I.5.2. Caractéristiques des joints parasismiques

Les joints doivent être :

- ✓ Vides de tous matériaux ; cette disposition peut entraîner des difficultés d'exécution ;
- ✓ Suffisamment larges pour éviter tout entrechoquement les blocs adjacents sous charge sismique de calcul, avec un minimum de 4cm en zones Ia, Ib, et de 6cm en zones II, III du zonage sismique de la France (décret du 14mai 1991) ;
- ✓ Rectilignes, sans décrochement. Il est à noter que tous les joints de gros œuvre (joints de dilatation ou de tassement) doivent respecter ces caractéristiques.

Les bâtiments ne présents pas d'angles (forme générale arrondie) montrent le plus souvent un excellent comportement sous séisme si toutefois ile ne comportent pas d'ouvrages en maçonnerie traditionnelle (briques, bloc de béton,...).

Ces derniers sont sujets, sous l'action sismique, à un éclatement hors plan.



Figure 1.11 : Dommages sismiques occasionnés aux bâtiments comportant des ailes.

I.5.3. Rapport longueur /largeur en plan

Pendant un séisme, le sol ne déforme pas d'une façon uniforme d'un point à l'autre. En plus des mouvements d'ensemble, on observe des déplacements différentiels. Sur une grande distance, ces déplacements peuvent être notables et soumettre les ouvrages à des sollicitations supplémentaires qui favorisent l'apparition de dommages. Il est donc souhaitable de ne pas dépasser le rapport de $L/l < 4$ entre la longueur et la largeur du bâtiment ou de fractionner le bâtiment par des joints parasismiques (Figure I.12).

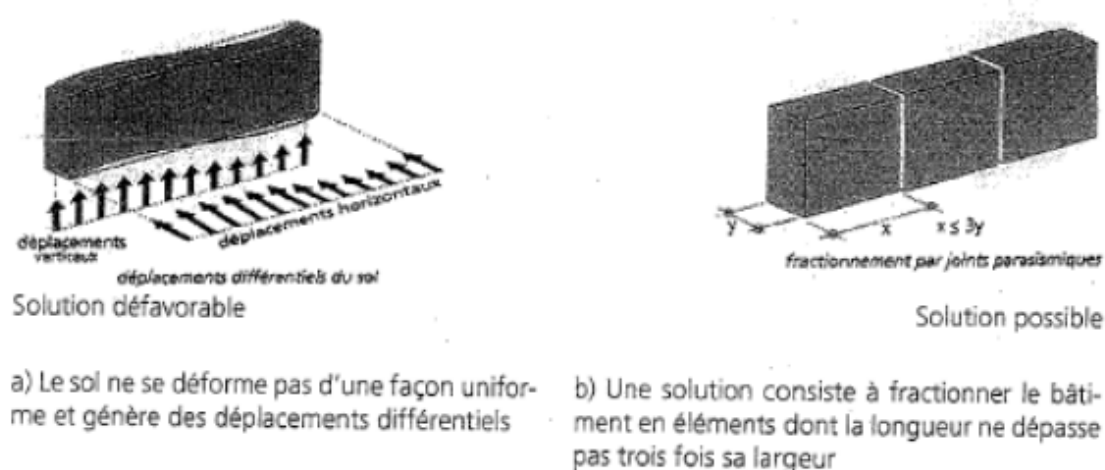


Figure 1.12 : Bâtiment de grande longueur.

I.5.4. Forme en élévation

A Symétrie et simplicité des formes en élévation

Les formes irrégulières en élévation donnent lieu à des oscillations différentielles. Les parties de bâtiment de volume ou de hauteur distincts vont osciller selon des fréquences différents et les éléments qui les associent pourront être soumis à des efforts de sens contraire, qui les associent pourront être soumis à des efforts de sens contraire, qui sont souvent à l'origine de dommages graves (Figure I.13) En effet, les oscillation différentielles entraînent des concentrations de contraintes en pied des retraits (angles rentrants) d'autant plus grandes que le retrait est important. L'inconvénient des retraits peut être réduit en optant pour une variation progressive des dimensions ou par des joints parasismiques lorsqu'ils sont envisageables (possible) (Figure I.14) (Guide AFPS 2002).



Figure 1.13 : Dommage dus à la présence de niveaux en retrait.

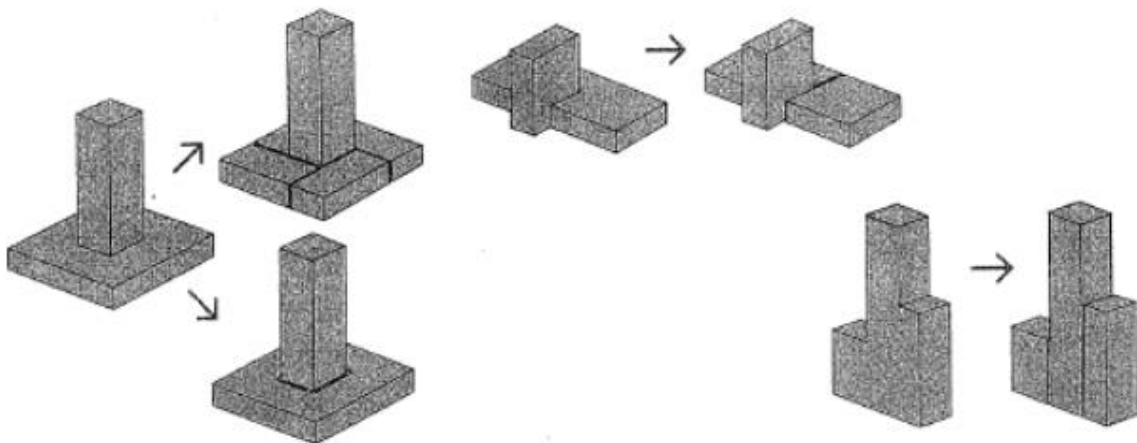


Figure 1.14 : Différentes possibilités de fractionner un immeuble de forme irrégulière.

I.6. LES JOINTS

Les joints sont des dispositifs constructifs qui permettent à un bâtiment de se déformer sous les effets de variations climatiques. Ils sont par ailleurs largement utilisés dans le domaine parasismique pour ramener des configurations compliquées à des formes plus simples (voir figure I. 13). L'espacement entre deux blocs est au minimum de 4 cm au rez-de-chaussée et ceci pour éviter l'entrechoquement. Il a été en effet constaté lors des tremblements

de terre que deux blocs voisins n'ont pas forcément le même mouvement (voir figure I.14). Différents types de joints.

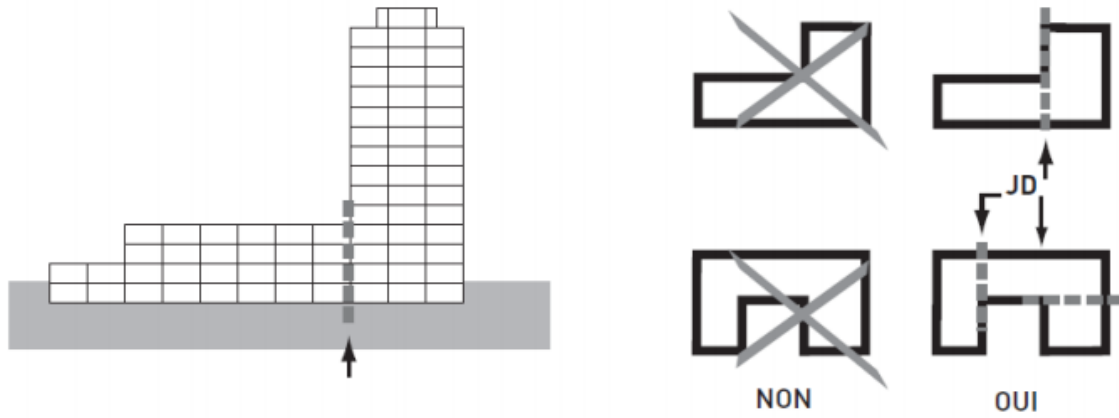


Figure 1.13 : Utilisation des joints dilatation.

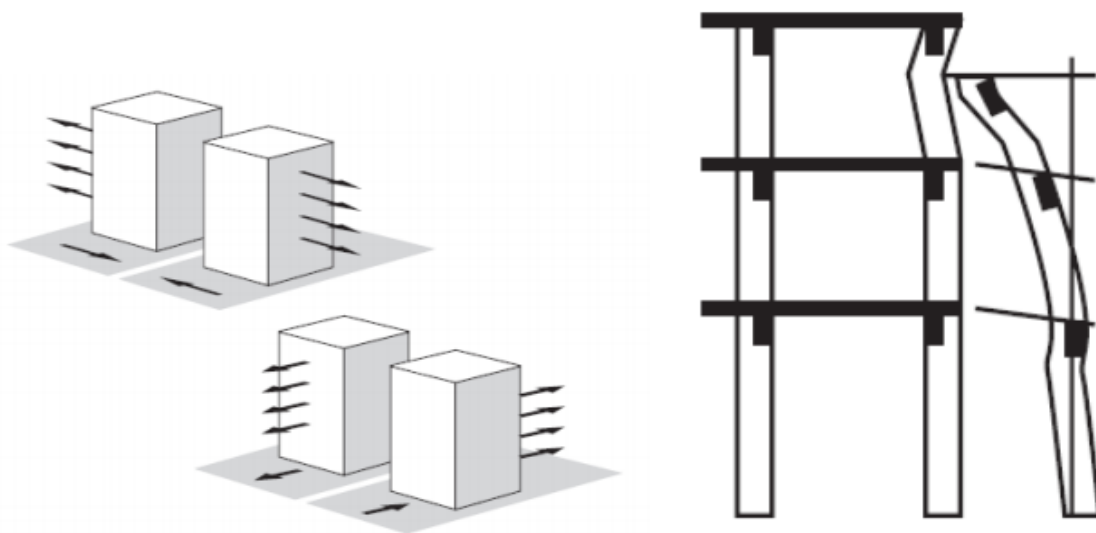


Figure 1.14 : Mouvements de blocs voisins.

I.6.1. Les types des joints

1. **Joints de dilatation** : ces joints permettent d'absorber les déplacements liés à la dilatation ou au retrait des matériaux sous les effets des changements de température. Leur spécification dépend des variations prévisibles de température et du coefficient de dilatation thermique des matériaux ;
2. **Joints de retrait** : ces joints contrôlent le retrait du au séchage des planchers et des dallages en béton ;

3. **Joints de rupture** : ces joints permettent les déformations différentielles des parties de bâtiment qui sont de hauteur ou de forme différentes ;
4. **Joints de tassement** : ces joints sont des dispositifs spéciaux qui limitent l'effet des tassements différentiels des fondations.

I.6.2. Dispositions à prendre lors de la conception

a) Joints de rupture

Des joints de rupture doivent être prévus entre deux ouvrages voisins, lorsqu'ils subissent des différences importantes de charge ou qu'ils peuvent subir des différences de tassements.

C'est notamment le cas de bâtiments accolés n'ayant pas le même nombre d'étages ou de bâtiments accolés assis sur un remblai d'épaisseur variable.

Les joints de rupture, s'ils évitent la transmission des efforts et permettent un certain mouvement d'un bâtiment vis-à-vis de l'autre, ne suppriment toutefois pas les interférences dans le sol entre les fondations adjacentes.

b) Joints de dilatation

- Les joints de dilatation (pour une même construction) ou de rupture (entre deux constructions) concernent toute l'épaisseur de la maçonnerie sur environ 0,02 m ;
- Ils sont nécessaires chaque fois qu'il y a un risque de tassement différentiel et en règle générale tous les 20 à 25 mètres ;
- Les joints sont remplis avec des matériaux compressibles aptes à se déformer lors des variations de température.

Dans le cas d'un sol homogène et bien consolidé ou dans le cas de descentes de charges semblables de part et d'autre du joint, il n'est pas nécessaire de poursuivre les joints de dilatation de la structure par des joints de rupture au niveau de la fondation (Figure I. 15). Les joints de dilatation sont alors arrêtés au-dessus de la semelle, en prévoyant un renfort d'armatures d'armatures immédiatement sous ce joint.

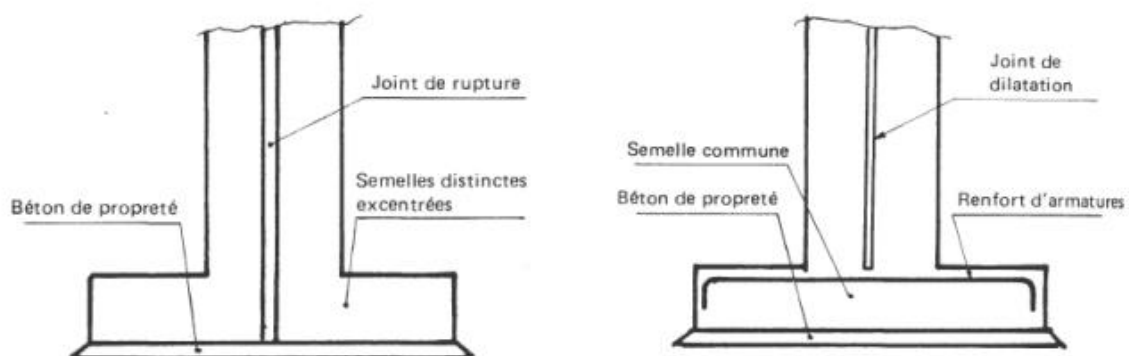


Figure 1.15 : Disposition de joint de rupture et joint de dilatation.

c) Joints sismiques

La disposition des joints sismiques peut coïncider avec les joints de dilatation ou de rupture. Ils doivent assurer l'indépendance complète des blocs qu'ils délimitent et empêcher leur entrechoquement ;

En cas de sol de fondation homogène, il n'est pas nécessaire de les poursuivre en fondation ;

Les joints doivent être plans, sans décrochement et débarrassés de tout matériau ou corps étranger.

Ils sont disposés de façon

- A limiter des longueurs de bâtiments trop importantes ;
- A séparer les blocs de bâtiments ou ouvrages accolés de géométrie et /ou de rigidités et de masses inégales ;
- A simplifier les formes en plan de bâtiments présentant des configurations complexes (Forme en T, U, L, H,...).

I.6.3. Justification de la longueur des joints sismiques

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15_{mm} + (\delta_1 + \delta_2)_{mm} \geq 40_{mm} \quad (I.1)$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés calculé selon (2) au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations (RPA 99 Version 2003).

1.7. SYSTEME POTEaux FORTS - POUTRES FAIBLES

Dans la conception parasismique, où l'on accepte l'apparition de comportements inélastiques, il est primordial que l'architecte renforce la résistance de la structure en contrôlant l'ordre d'apparition de ces comportements au sein des différents éléments. Il est ainsi recommandé d'adopter une configuration « poteaux forts – poutres faibles », garantissant que les rotules plastiques se forment d'abord dans les éléments horizontaux avant d'affecter les éléments verticaux. Cette approche permet à la structure de dissiper l'énergie sismique tout en préservant sa capacité portante. À l'inverse, une configuration « poteaux faibles – poutres fortes » entraîne des déformations importantes des éléments verticaux sous l'effet des moments de second ordre (Baladier 2006).

La différence essentielle se trouve en 2 cas :

1. Nécessité de liaison par une poutre entre deux poteaux

La poutre illustrée à la Figure 1.16 est principalement conçue pour soutenir cette structure. Le séisme de magnitude X, combiné à l'absence de poutres reliant les colonnes intermédiaires, empêche de considérer le système comme un contreventement par ossature poteaux-poutres. En ce qui concerne le séisme selon la direction Y (en laissant de côté la question des aciers au niveau des joints, qui sera abordée dans la seconde partie), les poutres et les colonnes fonctionnent ensemble comme un système de contreventement par ossature poteaux-poutres (Alem 2009).

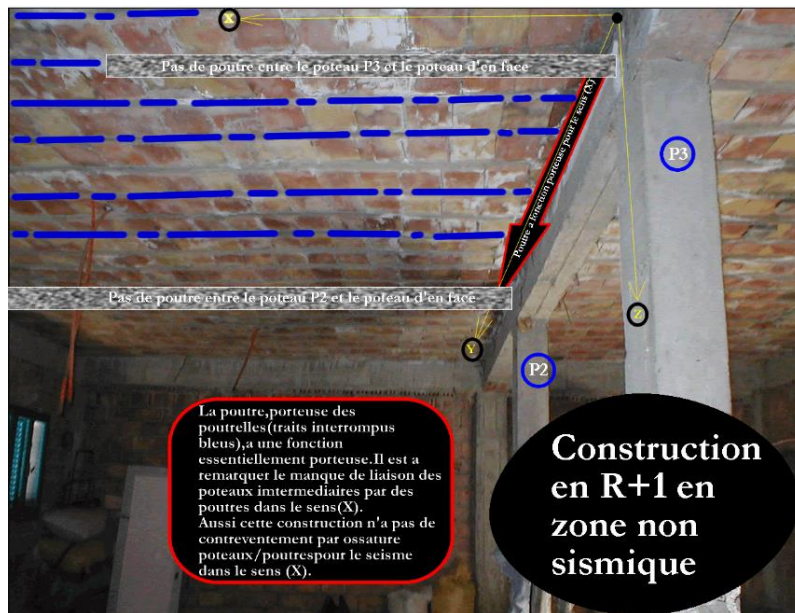


Figure 1.16 : En zone non sismique, une poutre n'est disposée entre deux poteaux que lorsqu'elle supporte des poutrelles ou un mur (Alem 2009).

2. Conception des nœuds poteau-poutre

Comme illustré à la Figure 1.17, les dégradations apparaissent en premier lieu au niveau des nœuds, zones où se concentrent les contraintes. Les normes parasismiques accordent une importance majeure à la conception et à l'exécution correcte de ces nœuds (Alem 2009).

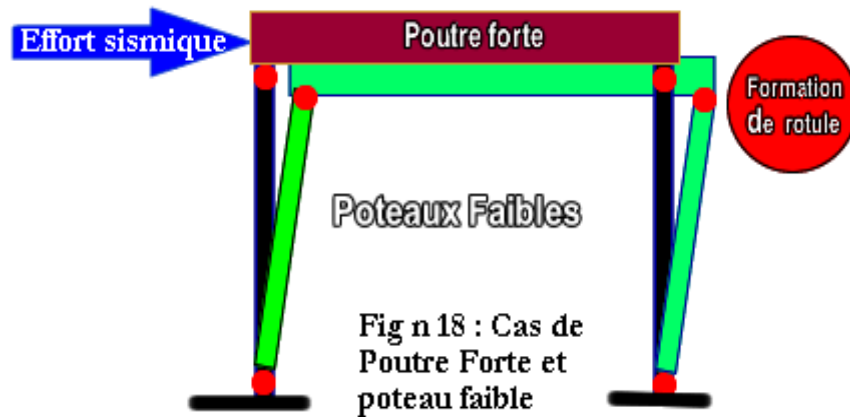


Figure 1.17 : Recommandation essentielle pour le contreventement par ossature poteaux-poutres : concevoir les poteaux plus résistants que les poutres (Alem 2009).

Dans le cas de "POUTRE FORTE" et poteaux faibles (Figure 1.18), il y a formation de rotule dans les poteaux (éléments verticaux). Ce système instable favorise l'effondrement.

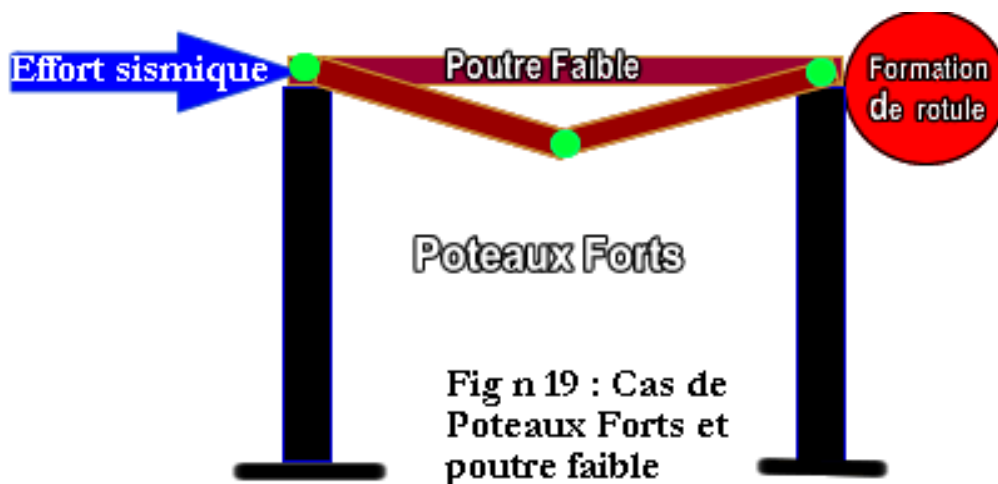


Figure 1.18 : Une conception à éviter pour le contreventement par ossature poteaux/poutres : Faire des poutres PLUS FORTES que les poteaux (Alem 2009).

C'est ce qui s'est produit avec cette salle polyvalente (Séisme de 1980 D'EL Asnam) (Figure 1.19). La poutre de grande hauteur était indispensable pour couvrir la vaste portée sans supports intermédiaires. Les colonnes, moins robustes, ne soutiennent que le plancher de la salle en rez-de-chaussée simple.



Figure 1.19 : Salle Polyvalente – Séisme de 1980 D'EL Asnam (Alem 2009).

La Figure (1.20) montre clairement la rupture en partie supérieure et inférieure du poteau. Suite à l'activité sismique, le déséquilibre entre la poutre, plus robuste que le poteau, a causé des défaillances au sommet du poteau, puis à sa base qui était davantage sollicitée. Par conséquent, une fois que ces points de rupture sont atteints aux deux extrémités du poteau, celui-ci devient un élément articulé aux deux extrémités. D'où son instabilité.

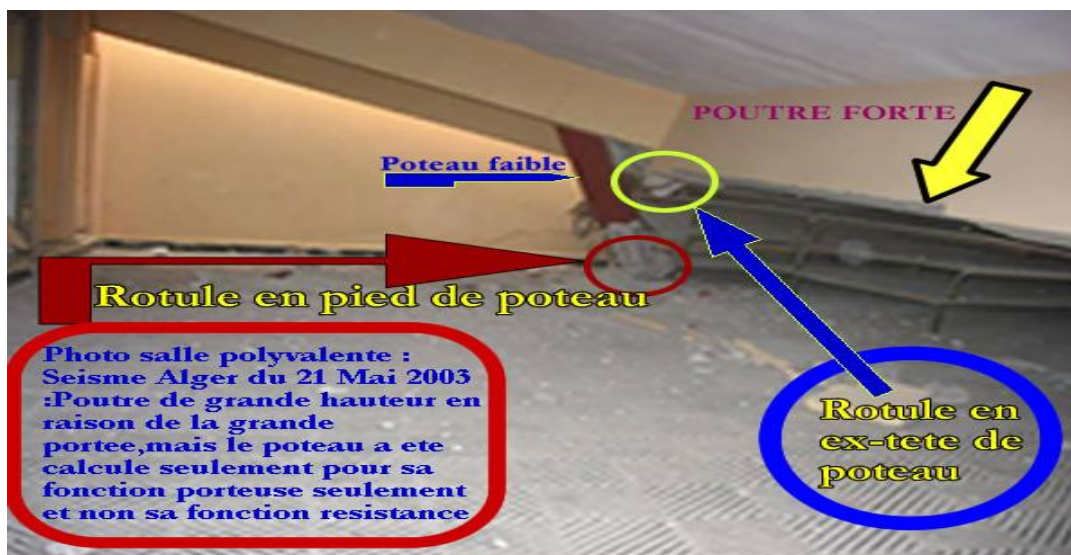


Figure 1.20 : Apparition de rotules plastiques en tête des poteaux d'une salle Polyvalente – Séisme Alger du 21 Mai 2003 (Alem 2009).

1.7.1. Ordre d'apparition des rotules plastiques

Il est essentiel d'anticiper les déformations possibles des constructions en réponse aux secousses, et de comprendre l'ampleur de ces déformations et contraintes sur la structure porteuse dans son ensemble ainsi que sur chaque composant qui la constitue. Les matériaux employés, leur mise en place et leurs propriétés variées spécifiées par l'ingénieur doivent garantir que la structure répond aux contraintes sismiques. Ainsi, la conception architecturale influence le comportement des structures face aux séismes (RPA 99 V 2003).

Il est essentiel pour la sécurité de développer les déformations plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux, lorsque l'on envisage de faire travailler les portiques qui composent la structure principale des bâtiments, sous l'effet de séisme simulé (projets DCM ou DCH). Il existe plusieurs motifs pour choisir cette option :

- Il est indispensable de former un mécanisme plastique d'ossature globale comportant le développement de multiples rotules plastiques ; à l'opposé, la création de zones plastiques dans les colonnes peut être limitée au seul stade des premières rotules formées.
- l'effet $P - \delta$ est moins important dans ce cas (Figure 1.21).
- Même en présence de planchers et de poutres gravement abîmés, ceux-ci ne s'écroulent pas séparément ; ils restent suspendus grâce aux armatures ou aux restes des assemblages. En revanche, les dommages subis par les poteaux peuvent facilement provoquer un effondrement global.
- la ductilité est plus facilement réalisable dans des éléments purement fléchis.

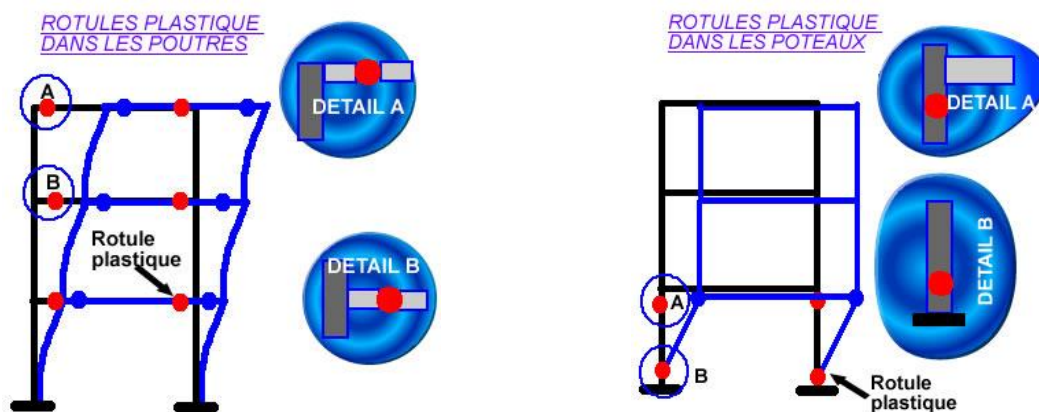


Figure 1.21 : a) L'objectif de projet "poutres faibles – poteaux forts" **b)** Les rotules plastiques dans les poteaux entraînent des effets du second ordre plus importants (Doury et Betbeder-Matibet 2014).

L'application pratique de ce concept permet d'obtenir des colonnes ayant un moment plastique plus élevé que celui des poutres, ce qui se traduit par des sections de poutres moins élevées que celles des colonnes, assez atypique en dehors des régions sujettes aux séismes. Il est donc préférable d'éviter l'utilisation de poutres voiles continues sur des colonnes légères. [6].

Cette règle concerne la hauteur réelle des composants structurels : si, pour des motifs liés à l'architecture ou à la sécurité, un parapet conséquent est requis devant les ouvertures et qu'il est intégralement lié à la poutre de façade, il doit être interrompu près des colonnes pour faciliter l'établissement des rotules plastiques aux extrémités des poutres (Figure 1.22). [6].

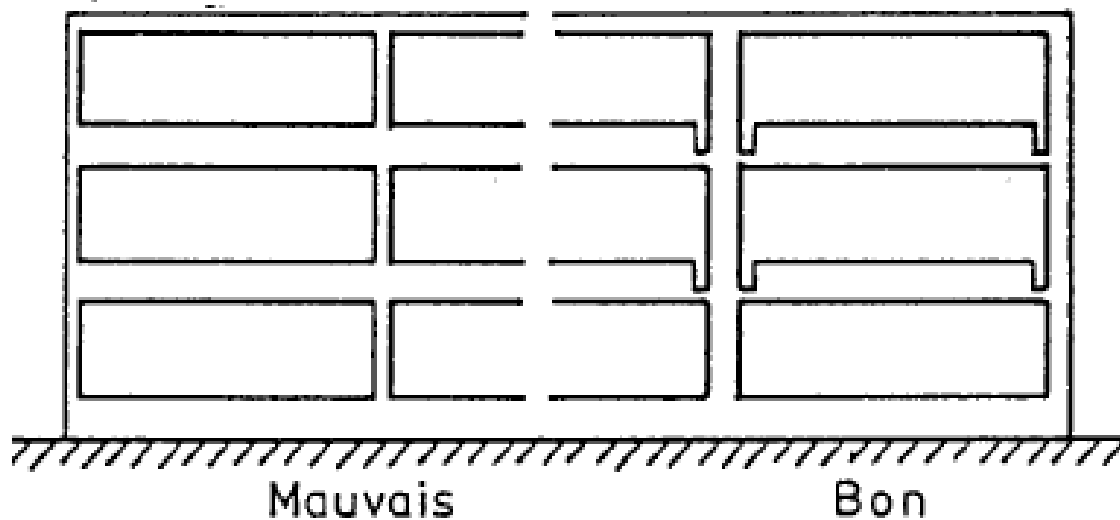


Figure I.22 : La règle « poutres faibles - poteaux forts » doit considérer la section réelle des éléments (Hamas 2010).

Les Figures 1.23, 1.24 et 1.25 présentent des effondrements d'immeubles en béton armé dont la structure repose sur une ossature poteaux-poutres. Elles illustrent de manière explicite les conséquences d'une conception d'ossature instable caractérisée par des poteaux faibles et des poutres fortes ;



Figure 1.23 : Effet de la ruine de poteaux faibles : l'empilement des planchers après séisme (Hamas 2010).



Figure I.24 : Poutres plus résistantes que les poteaux
<http://www.structureparasismic.com/PdvRps2000.html>.



Figure 1.25 : Rupture fragile des poteaux (Blandier 2004).

L'association des facteurs cités aide à comprendre les constatations fréquemment défavorables suite à des séismes concernant les structures en béton armé, spécialement dans les cadres en portique où le niveau élevé de sur-stabilité se traduit facilement par une multiplication des zones nuisibles plutôt que des zones dissipatives (Figure 1.26).



Figure 1.26 : Ossature en portique de béton armé en construction et effondrée (Boumerdes, 2003) (Hamas 2010).

Le phénomène de flambement des poteaux ou poutres dans une structure avec triangulations à barres centrées représente une situation d'effondrement. Si les diagonales sont élancées, le seul système global et stable de plastification envisageable est celui où les diagonales se déforment en traction (Figure I.27). Dans ce contexte, l'impact des diagonales soumises à compression (et flambage) est insignifiant.

Le dimensionnement des barres de la structure doit établir les conditions pour une hiérarchie des sections qui conduira au mécanisme global plastique désiré. Ce dernier ne requiert que la plastification des diagonales, et idéalement, d'un grand nombre de diagonales.

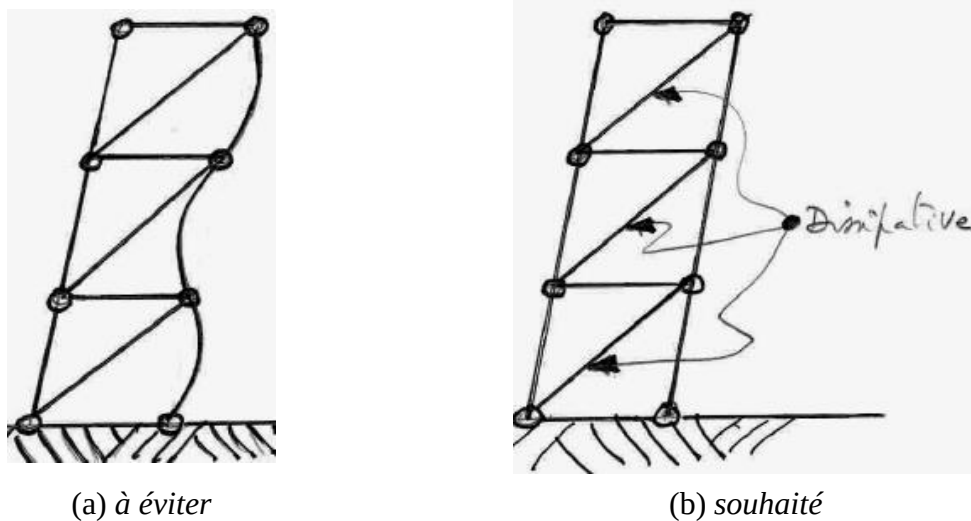


Figure 1.27 : Mécanisme global plastique d'une ossature avec triangulations à barres centrées (Hamas 2010).

1.8. CONCLUSION

Dans ce chapitre, les concepts fondamentaux liés à la conception des structures, notamment celui du "joint de dilatation" ainsi que le principe de "poteaux forts – poutres faibles", ont été présentés et expliqués. Ces notions jouent un rôle essentiel dans l'amélioration du comportement sismique des ouvrages en béton armé. Une bonne compréhension de ces principes est indispensable pour garantir la stabilité et la ductilité des structures soumises aux actions sismiques. Par la suite, l'influence de certains paramètres spécifiques de la conception parasismique sera examinée de manière plus détaillée. Cette étude portera à la fois sur le comportement linéaire et non linéaire des structures autostables en béton armé. Les chapitres suivants analyseront ainsi l'impact de différents facteurs, tels que les dimensions des éléments structuraux, la largeur du joint, et la hauteur des structures. L'objectif est d'identifier les meilleures stratégies de conception pour assurer la résistance et la sécurité des constructions face aux séismes.

CHAPITRE 2

CONCEPTION ET ETUDE DYNAMIQUE
D'UN BATIMENT EN BETON ARME AVEC
JOINT DE DILATATION

2.1. INTRODUCTION

Dans le contexte des régions sismiques, la conception et l'analyse des structures en béton armé revêtent une importance capitale pour assurer la sécurité des biens et des personnes. L'objectif de ce chapitre est de mener une analyse du comportement sismique d'un bâtiment en béton armé comportant un joint de dilatation et présentant deux niveaux, sans remplissage en maçonnerie rigide. Cette structure est implantée en zone sismique III selon la classification définie par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003), ce qui implique un niveau d'aléa sismique élevé. Le bâtiment étudié est considéré comme une structure de référence, dont les éléments porteurs verticaux et horizontaux (poteaux et poutres) sont dimensionnés conformément aux prescriptions du RPA 99/V2003. L'analyse sismique a été réalisée à l'aide d'une méthode modale, qui permet de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure, telles que les périodes propres, les formes modales et la participation de masse. Cette approche permet d'évaluer la réponse sismique du bâtiment soumis à une excitation dynamique, tout en tenant compte des propriétés mécaniques et géométriques de la structure. Pour ce faire, une modélisation numérique détaillée a été effectuée à l'aide du logiciel ETABS version 18, reconnu pour ses capacités dans l'analyse et la conception des structures en béton armé. Ce chapitre présente ainsi les différentes étapes de l'étude : la description du modèle structurel, les hypothèses adoptées, la méthodologie de l'analyse, ainsi que l'interprétation des résultats obtenus, en vue de tirer des conclusions sur le comportement global de la structure face à l'action sismique.

2.2. IDENTIFICATION DE LA STRUCTURE ETUDIEE

La structure étudiée dans ce chapitre est un bâtiment en béton armé composé d'un rez-de-chaussée et d'un étage, soit un total de deux niveaux (RDC + 1). Le bâtiment présente une configuration en plan régulière, avec huit travées disposées dans la direction longitudinale, chacune espacée uniformément de 4,05 mètres, et trois travées dans la direction transversale, dont l'espacement varie entre 4,00 mètres et 5,00 mètres. La hauteur libre de chaque niveau est constante et égale à 3,06 mètres. Cette structure est supposée implantée dans une zone sismique III, correspondant à une forte sismicité selon la classification du Règlement Parasismique Algérien (RPA 99, version 2003). Le sol de fondation est considéré comme étant de type ferme (S2), relevant du groupe d'usage 2 tel que défini par le même règlement. Ce type de sol offre des caractéristiques mécaniques modérées à bonnes, ce qui influence la réponse dynamique de la structure lors d'un séisme. Le système de contreventement de la structure repose exclusivement sur des portiques autostables formés par des cadres poteaux-poutres, en l'absence de tout remplissage en maçonnerie rigide. Ce choix permet d'analyser

de manière isolée le comportement de l'ossature principal sans les interactions complexes induites par les éléments non structuraux.

En ce qui concerne les caractéristiques des matériaux, le béton est supposé avoir une résistance à la compression à 28 jours, f_{c28} , égale à 25 MPa, tandis que l'acier d'armature présente une limite d'élasticité, f_y , de 400 MPa. Ces propriétés correspondent à des matériaux couramment utilisés dans la construction des bâtiments à usage courant en Algérie.

2.3 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE

2.3.1 Dimensions en plan

Le bâtiment étudié présente une configuration rectangulaire en plan. Sa largeur totale, mesurée dans la direction transversale, est de 14,35 mètres, tandis que sa longueur, dans la direction longitudinale, atteint 33,15 mètres. Cette disposition en plan permet une répartition régulière des travées et contribue à la régularité architecturale et structurelle de l'ouvrage, favorable à un bon comportement sismique.

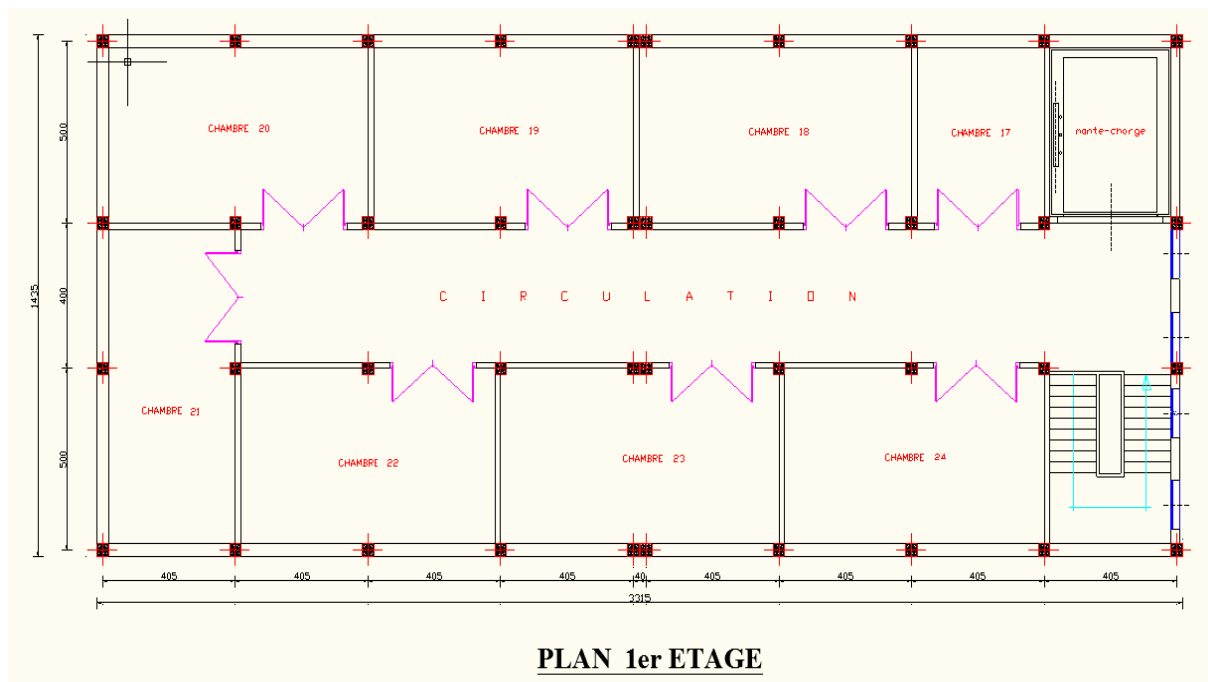
2.3.2 Dimensions en élévation

En élévation, la structure se compose de deux niveaux de hauteur uniforme :

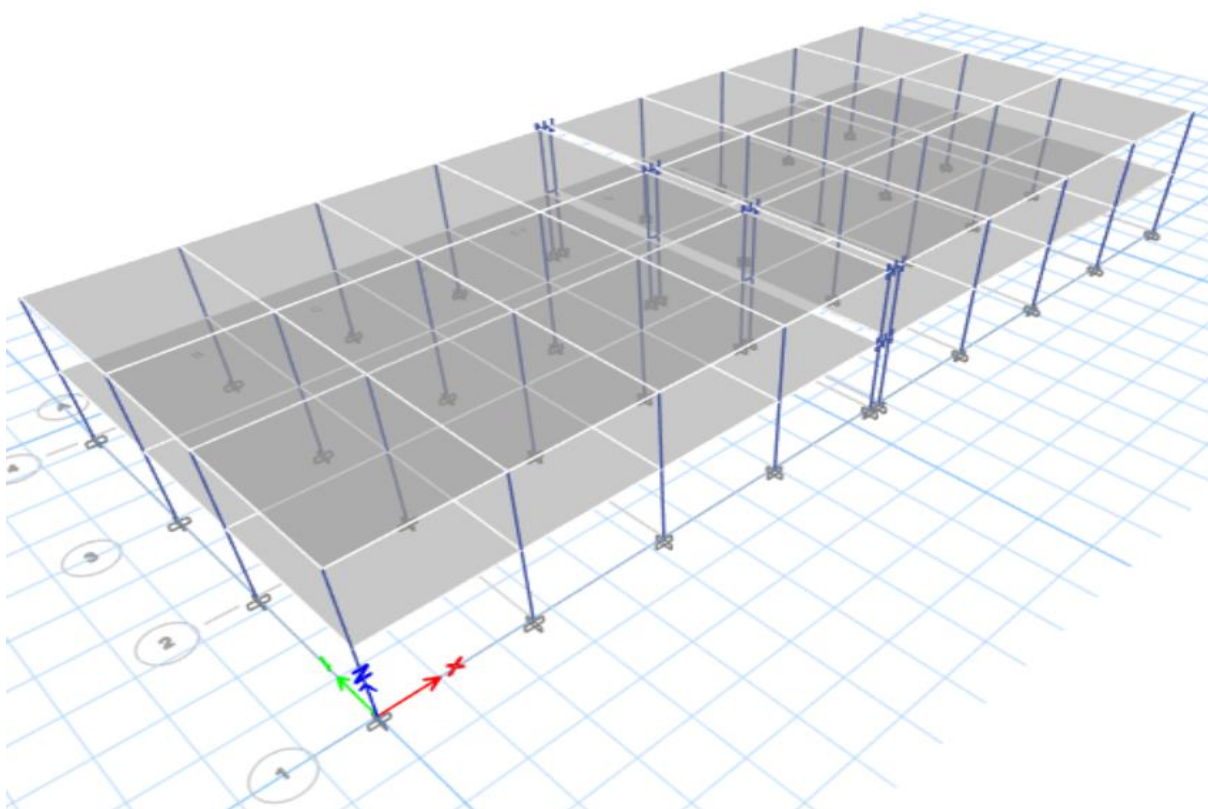
- Hauteur du rez-de-chaussée : 3,06 mètres
- Hauteur de l'étage : 3,06 mètres
- Hauteur totale du bâtiment (y compris la hauteur de la dalle de couverture) : 6,12 mètres

Ces hauteurs standardisées garantissent une homogénéité verticale dans la répartition des masses et des rigidités, ce qui est un critère essentiel pour assurer une bonne réponse dynamique sous sollicitation sismique.

Les dimensions géométriques détaillées nécessaires à la modélisation de la structure sont présentées à la Figure 2.1.



(a)- Vu en plan



(b)- Vu en 3D

Figure 2.1 : Géométrie de la structure à étudiée.

2.4. Vérification de la régularité de la structure

2.4.1. Régularité en plan

Conformément à l'article 3.5.a du Règlement Parasismique Algérien (RPA 99, version 2003), une structure est considérée comme régulière en plan si elle présente une configuration sensiblement symétrique par rapport à deux directions orthogonales. De plus, la forme du bâtiment doit être compacte, avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal à 4, et la somme des dimensions des décrochements en plan (parties rentrantes ou saillantes) dans une direction donnée ne doit pas dépasser 25 % de la dimension totale dans cette même direction.

Dans le cas présent, la structure étudiée répond à ces critères. Elle est symétrique dans les deux directions principales, et la configuration du plan ne présente ni décrochements excessifs ni irrégularités géométriques significatives. Le rapport entre la longueur (33,15 m) et la largeur (14,35 m) du bâtiment est d'environ 2,31, ce qui est bien inférieur à la limite réglementaire. De même, les éventuelles variations en plan restent dans les tolérances spécifiées par le règlement.

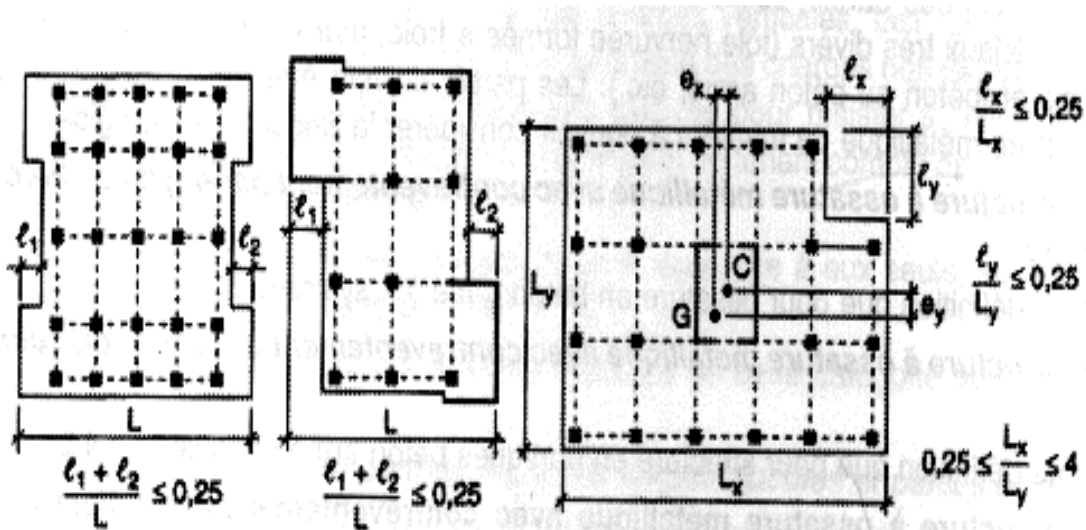


Figure 2.2 : Limites des décrochements en plan selon le RPA 99/V2003.

2.4.2. Régularité en élévation

Selon l'article 3.5.b du RPA 99/V2003, la régularité en élévation est assurée lorsque les conditions suivantes sont respectées :

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'éléments porteurs verticaux discontinus, dont les charges ne seraient pas transmises directement à la fondation.
2. La masse des niveaux doit rester constante ou diminuer progressivement du bas vers le haut, sans surcharge brusque ou localisée.

3. Les variations de dimensions en plan entre deux niveaux successifs ne doivent pas dépasser 20 %, et ne peuvent se faire que dans le sens d'une diminution avec la hauteur.
4. Enfin, la plus grande dimension latérale du bâtiment ne doit pas excéder 1,5 fois la plus petite dimension.

L'analyse de la structure montre que toutes ces conditions sont respectées. La continuité des éléments porteurs verticaux est assurée sur toute la hauteur de la structure, les masses sont uniformément réparties entre les niveaux, et aucune discontinuité ni variation brusque n'a été observée. De plus, la plus grande dimension (33,15 m) est inférieure à 1,5 fois la plus petite (14,35 m $\times$ 1,5 = 21,53 m), ce qui confirme le respect du critère géométrique.

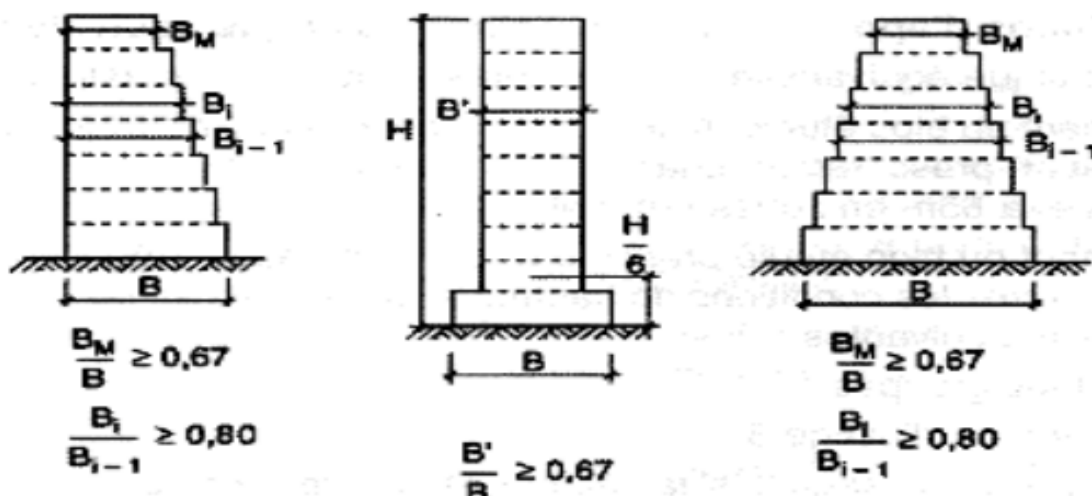


Figure 2.3 : Limites des décrochements en élévation selon le RPA 99/V2003.

En conclusion, à l'issue de cette vérification, on peut conclure que la structure présente une régularité satisfaisante tant en plan qu'en élévation, conformément aux exigences du RPA 99, version 2003. Cette régularité est un atout majeur pour assurer un comportement global stable et prévisible de la structure en cas d'action sismique.

2.5. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

2.5.1 Béton

Le béton est un matériau obtenu par un mélange adéquat de granulats (sable, gravier,) le liant hydraulique (ciment) et de l'eau. Il présente une bonne résistance en compression, de l'ordre de 20 à 40MPa pour le béton ordinaire. Par contre, son comportement est fragile vis - à-vis de la traction.

a. Résistance caractéristique du béton à la compression

Le matériau béton est défini par sa valeur de résistance caractéristique en compression à 28 jours exprimé en MPa, pour notre thèse on adopte $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

b. Module de déformation longitudinale « module de Young »

Pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, ce module est donné selon l'Art A.2.1, 21, BAEL91/99 par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]} \dots\dots\dots (2.1)$$

Dans notre étude $E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa}$;

Pour un chargement de longue durée, ce module est donné selon l'Art.A.2.1, 22, BAEL91/99 par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]} \dots\dots\dots (2.2)$$

Dans notre étude $E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$.

c. Coefficient de Poisson est donné selon l'Art A.2.1, 3, BAEL91/M 99 comme suit

$\nu = 0$ dans le calcul des sollicitations à l'ELU (béton fissuré),

$\nu = 0,2$ dans le calcul des déformations à l'ELS.

d. Les contraintes limites :

On distingue deux états limites de calcul selon le règlement **BAEL91/M 99** :

✓ **Contrainte à l'Etat limite ultime de résistance (ELUR)**

La contrainte du béton à l'Etat limite ultime de résistance (ELUR) est définie par :

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \dots\dots\dots (2.3)$$

Avec,

$\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles ;

$\gamma_b = 1,5$ en situations durable.

Dans notre étude,

$\sigma_b = 14,16 \text{ MPa}$ pour une situation durable.

$\sigma_b = 18,47 \text{ MPa}$ pour une situation accidentelle.

✓ **Contrainte ultime de cisaillement**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}$

Fissuration peut préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \dots\dots\dots (2.4)$$

Fissuration préjudiciable et très préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \dots\dots\dots (2.5)$$

e. Etat limite de service (ELS)

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}, \text{ pour notre cas } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

2.5.2. Acier

Le type d'aciers qui sera utilisé dans notre travail pour les armatures longitudinales et transversales est à haute adhérence de nuance FeE400.

a. Contrainte limite à l'état limite de résistance (ELUR)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots\dots\dots (2.6)$$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier ;

$\gamma_s = 1,15$ cas des situations durables ($\sigma_s = 348 \text{ MPa}$) ;

$\gamma_s = 1,00$ cas des situations accidentelles ($\sigma_s = 400 \text{ MPa}$).

b. Contrainte de l'acier à l'état de service (ELS)

Pour les fissurations peu nuisibles : il n'y a pas de vérification à faire ;

Pour les fissurations préjudiciables : $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \text{ MPa} \right)$;

Fissurations très préjudiciables : $\bar{\sigma}_s = 0,8 \xi \cdot (MPa)$.

Avec :

η : Coefficient de fissuration ;

$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse ;

$\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

2.6. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET DES POTEAUX

Le pré-dimensionnement des éléments porteurs principaux de la structure, à savoir les poutres et les poteaux, est effectué conformément aux prescriptions du Code du béton armé aux états limites (BAEL 91 modifié 99) et du Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). Ce stade préliminaire permet de définir des dimensions géométriques initiales cohérentes avec les contraintes mécaniques et réglementaires, en vue d'une modélisation fiable de la structure.

2.6.1. Poutres

Les poutres principales sont dimensionnées à partir des formules empiriques classiques de pré-dimensionnement, qui prennent en compte les portées, les charges et les conditions de service. Les formules utilisées sont les suivantes :

- **Hauteur de la poutre (h) :**

$$h = \frac{L}{10} \text{ à } \frac{L}{15} \text{ (L étant la portée entre appuis en mètres)}$$

- **Largeur de la poutre (b) :**

Généralement comprise entre 0.3h et 0.7h, en fonction des contraintes de ferrailage et des dimensions du plancher.

Les poutres secondaires, soumises à des charges moindres, sont pré-dimensionnées suivant les mêmes principes que les poutres principales.

2.6.2. Poteaux

Le pré-dimensionnement des poteaux s'effectue en vérifiant leur capacité portante en compression axiale, conformément à la condition de stabilité de forme définie par le BAEL 91 modifié 99. La section de béton d'un poteau, notée B_c doit être telle que l'effort normal ultime N_d calculé sous l'effet des charges gravitaires majorées selon la combinaison :

$$N_d = 1.35G + 1.5Q$$

soit inférieur ou égal à la résistance de la section réduite B_r telle que définie ci-dessous :

$$N_d \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec,

B_r : La section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que : Poteaux carrée $B_r = (a - 0.02)^2 \text{ m}^2$;

γ_b : Le Coefficient de sécurité du béton tel que $\gamma_b = 1,5$;

γ_s : Le Coefficient de sécurité de l'acier tel que $\gamma_s = 1,15$;

f_e : La limite d'élasticité de l'acier en (400Mpa) ;

α : Le coefficient fonction de l'élanement mécanique λ .

2.6.3. Sections adoptées

Les sections de béton adoptées pour les éléments porteurs de la structure sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 2.1 : Données géométriques des éléments porteurs de la structure.

Élément	Niveau	Dimensions (cm × cm)
Poteaux	RDC + 1 ^{er} étage	35 × 35
Poutres principales	Tous les niveaux	30 × 40
Poutres secondaires	Tous les niveaux	30 × 40

Ces dimensions assurent une bonne capacité portante tout en respectant les critères de ductilité et de compacité imposés par le règlement parasismique.

2.7. ETUDE DYNAMIQUE

Les séismes sont depuis toujours un des graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale et imprévue, la violence des forces mises en jeu. Le séisme impose aux structures des accélérations importantes pouvant causer des dégâts importantes aux constructions. Pour la détermination des efforts sismique, il existe deux méthodes :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale.

2.7.1. Méthode statique équivalente présentée dans RPA99/V 2003

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

Cette méthode est applicable pour le bâtiment régulier en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zone I et II et 30m en zone IIb et III.

2.7.2. Analyse dynamique modale présentée dans RPA99/V 2003

La méthode d'analyse modale est une méthode d'investigation relativement récente, qui a été mise en œuvre pour établir et (ou) améliorer la connaissance du modèle dynamique des structures réelles. En effet, les paramètres significatifs permettant de représenter le comportement dynamique d'une structure linéaire quelle que soit sa complexité sont: la

période, l'effort sismique à la base et le déplacement inter étage. Le comportement dynamique de la structure sous des conditions d'excitation particulières en l'absence de toute modélisation ne requiert que la seule connaissance de ces paramètres. C'est la raison pour laquelle l'analyse dynamique spectrale est devenue grâce aux progrès de l'informatique et de l'instrumentation, une méthode privilégiée d'investigation dans le domaine de la dynamique des structures. L'analyse dynamique spectrale est donc une méthode applicable dans le calcul de la réponse linéaire des structures complexes à plusieurs degrés de liberté, dont le principe est basé sur le fait que la réponse n'est que la superposition des réponses individuelles des modes naturels de vibration, où chaque mode a sa propre forme de vibration (le mode propre), sa propre fréquence ou période. Les étapes de modélisation en utilisant cette méthode d'analyse, peuvent être résumées comme suit :

2.7.3. Modélisation

La modélisation numérique de la structure est faite en éléments finis à l'aide du logiciel ETABS V 9, qui permet à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique (analyse des vibrations libres, analyse modale spectrale...etc.).

Les poteaux et les poutres sont modélisés en utilisant des éléments finis linéaires de type « **frame** » disponibles dans la bibliothèque du logiciel (**Column** pour les poteaux et **Beam** pour les poutres). Des éléments finis surfaciques de type « **Slab** » sont utilisés pour la modélisation des planchers (corps creux et dalles pleines) ainsi que escaliers (volée + palier) et le reste des éléments sont introduit comme un chargement.

Les planchers utilisés sont nervurés et considérés infiniment rigides dans leur plan (diaphragmes horizontaux rigides) par application de contraintes cinématiques en utilisant l'option « **diaphragme** » disponible dans le logiciel. Cette considération permet de réduire sensiblement le nombre de degrés de liberté dynamiques.

Structure sans joint

2.7.4. Chargement statique vertical de la structure

Le chargement vertical revenant au plancher terrasse, plancher courant ainsi aux éléments porteurs ou non porteurs de la structure sont effectué à l'aide des charges gravitaires (charges permanentes « **G** » et surcharge d'exploitations « **Q** »), sous forme de charges surfaciques ou linéaires. Le tableau 2.2 regroupe le chargement de la structure à étudiée :

Tableau 2.2 : Chargement statique de la structure à étudiée.

Élément		Charge permanente (KN/m ²)	Surcharge d'exploitation (KN/m ²)
Plancher terrasse		6,52	1
Plancher courant		5,10	1,5
Mur extérieur		2,81	/
Acrotère		1,712	1
Escalier	Paillasse	10,45	2,5
	Palier	5,9	2,5

2.7.5. Chargement dynamique

Le chargement dynamique est obtenu par l'application de deux spectres de réponse dans les deux directions (X et Y). Par la méthode dynamique spectrale, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Le spectre de réponse de calcul des règles parasismique algériennes RPA99/V2003 est défini par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad \dots\dots\dots (2.7)$$

Les données de ce spectre sont représentés par une courbe (S_a/g) en fonction du période T , et conçu à partir de plusieurs paramètres relatifs aux spécifications de la construction, la zone et le site d'implantation, telle que :

- A** : Coefficient d'accélération de zone ;
- D** : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- W** : Poids total de la structure ;
- η** : Facteur de correction d'amortissement.
- T** : Période propre ;
- T₁, T₂** : Périodes caractéristiques accoissées à la catégorie du site ;

Q : Facteur de qualité.

R : coefficient de comportement global de la structure dont les valeurs sont fonction du système de contreventement et du matériau constitutif de la structure. Ses valeurs varient de 2 pour les structures peu dissipatives à 6 pour les structures très dissipatives (Tableau 4.3 du RPA99/V2003) ;

Pour notre étude, nous avons :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le Tableau 4.1 du (RPA99/V2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe} \\ \text{Zone} \end{array} \begin{array}{l} 2 \\ III \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,25$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T). Il donné par la formule 4.2 du RPA99/V2003.

$$D = \begin{cases} 2.5 \cdot \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \dots\dots\dots (2.8)$$

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le Tableau 4.7 du RPA99/V2003.

La structure à étudier est implantée dans un site de **catégorie S2** (site ferme), **T₂ = 0,40 s**

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule 4.3 du RPA99/V2003.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \dots\dots\dots (2.9)$$

Où, **ξ (%)** est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour un portique en béton armé sans un remplissage danse $\xi = 7\%$, d'où η est égal à : **0.881**.

La formule pour l'estimation de la période fondamentale empirique (T) de la structure à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \dots\dots\dots (2.10)$$

Avec,

h_N : La hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) ;

C_T : Le coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le Tableau 4.6 du RPA 99/V2003.

R : Coefficient de comportement global de la structure Sa valeur unique est donnée par le Tableau 4.3 du RPA99/V2003 en fonction du système de contreventement.

Pour des portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide : $R=5$

Q : Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent ;
- la régularité en plan et en élévation ;
- la qualité du contrôle de la construction ;

La valeur de Q est déterminée par la formule 4.4 du RPA99/V2003:

$$Q = 1 + \sum_{1}^5 P_q \dots\dots\dots (2.11)$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non, ses valeurs sont représentées au Tableau 4.4 du RPA99/V2003.

La valeur de $Q = 1,2$

Les masses dynamiques sont évaluées en utilisant la relation ci-dessous prescrite dans les règles parasismiques Algériennes (RPA99/V2003).

- $m = m_G + \beta.m_Q$;
- m_G : Masse dû aux charges permanentes (poids propre des éléments compris) ;
- m_Q : Masse dû aux charges d'exploitations : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, égal à 0.2 dans notre cas.

W : poids total de la structure.

2.7.6. Définition des Combinaisons de charge

Il existe deux types de combinaisons, combinaisons fondamentales et accidentelles :

✓ Combinaisons fondamentales (Selon le BAEL 91 modifié 99)

$$\begin{cases} E.L.U: & 1,35G + 1,5Q \\ E.L.S: & G + Q \end{cases}$$

✓ Combinaisons accidentelles (Selon le RPA 99 Version 2003)

a- Pour les poutres :

$$\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

b- Pour les Poteaux :

$$\begin{cases} 0,8G \pm 1,2.E \\ G + Q \pm 1,2.E \end{cases}$$

Avec

G: Ensembles des charges permanentes ;

Q: Ensembles des charges d'exploitation ;

Ex : Action sismique affectée à la structure en tant que spectre de réponse de calcul dans Les deux sens X-X et Y-Y.

2.7.7. Diaphragme

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme.

2.7.8. Appuis

Les poteaux sont supposés parfaitement encastres dans les fondations. La phase de modélisation de la structure est **terminée**, l'analyse linéaire élastique de la structure peut être effectuée en cliquant sur « **Run analysis** ».

2.8. CALCUL DE LA LARGEUR DE JOINT

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15_{mm} + (\delta_1 + \delta_2)_{mm} \geq 40_{mm}$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés calculé selon 4.43 (RPA 99/2003) au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

Tableau 2.3 : déplacements maximaux (δ) de Bloc 1 et Bloc 2.

Direction	Bloc 1 (δ_1)	Bloc 1 (δ_2)
X	0.0057	0.0057
Y	0.0062	0.0062

Pour notre cas les deux blocs ont la même hauteur, et même rigidités et même distributions de masse et fondations reposant sur même sols.

Dans ce cas idéal, deux blocs de même hauteur, même rigidité, même répartition de masse, et fondations identiques sur un sol homogène, on a théoriquement une réponse sismique identique des deux blocs.

Conséquences dans ce cas :

- Les déplacements maximaux δ_1 et δ_2 seront pratiquement égaux, donc :

$$|\delta_1 - \delta_2| \approx 0$$

- Il n'y a pas ou très peu de déplacement différentiel, pas de choc sismique prévu entre les blocs.

En théorie, aucun joint sismique n'est strictement nécessaire du point de vue du mouvement différentiel, mais attention (dans la pratique) : Même dans un cas aussi "parfait", il existe toujours :

- ✓ de légères asymétries dans la construction (matériaux, connexions, finitions),
- ✓ des tolérances d'exécution (différences de rigidité non visibles),
- ✓ des réponses dynamiques amplifiées localement par des effets de sol ou d'interactions structurelles.

Pour ces raisons, Le RPA reste prudent et impose souvent un joint sismique minimum (par exemple, une fraction du déplacement maximal attendu, souvent ≥ 4 cm), même si les blocs sont identiques, afin de tenir compte des imprévus réels.

En conclusion, Même si les deux blocs sont identiques en tous points, le RPA demande de :

1. calculer δ_1 et δ_2 pour vérification,
2. et appliquer un joint sismique minimal réglementaire, sauf si une liaison structurelle complète est prévue entre les blocs (dans ce cas, ils sont considérés comme un seul bloc).

Pour notre cas d'étude, on suppose un joint sismique de **4 cm** de largeur.

2.9. JUSTIFICATION DES PRESCRIPTIONS DU RPA99/V2003

2.9.1. Mode de vibration et taux de participation des masses modales

D'après l'article 4.3.4 du RPA99/V2003, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus cumulé, soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. Les résultats obtenus suite à une analyse des vibrations libres sont illustrés dans le tableau ci-après:

Tableau 2.4 : Modes propres, périodes et pourcentages de masse modale (UX / UY).

Mode	Période (s)	Participation massique		Cumulé de la masse modale	
		UX	UY	UX	UY
1	0,396	0	0,4568	0	0,4568
2	0,396	0	0,4549	0	0,9117
3	0,385	0,4585	0	0,4585	0,9117
4	0,385	0,4587	0	0,9172	0,9117
5	0,334	0	0,0005	0,9172	0,9122
6	0,334	0	0,0005	0,9172	0,9127

Les résultats obtenus montrent que :

1. Les modes 1 et 2 correspondent à des translations pures des blocs 1 et 2 selon la direction Y, avec un taux de participation massique cumulé d'environ 91 % dans cette direction.
2. Les modes 3 et 4 représentent des translations pures selon la direction X pour les deux blocs, avec également un taux de participation massique cumulé de l'ordre de 91 %.
3. Les modes 5 et 6 sont associés à des mouvements de torsion des blocs autour de l'axe Z.

Ainsi, la condition définie par l'article 4.3.4 du RPA99/V2003, relative au nombre de modes à retenir (couvrant au moins 90 % de la masse modale effective dans chaque direction), est satisfaite dès les premiers modes considérés.

Les trois six modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

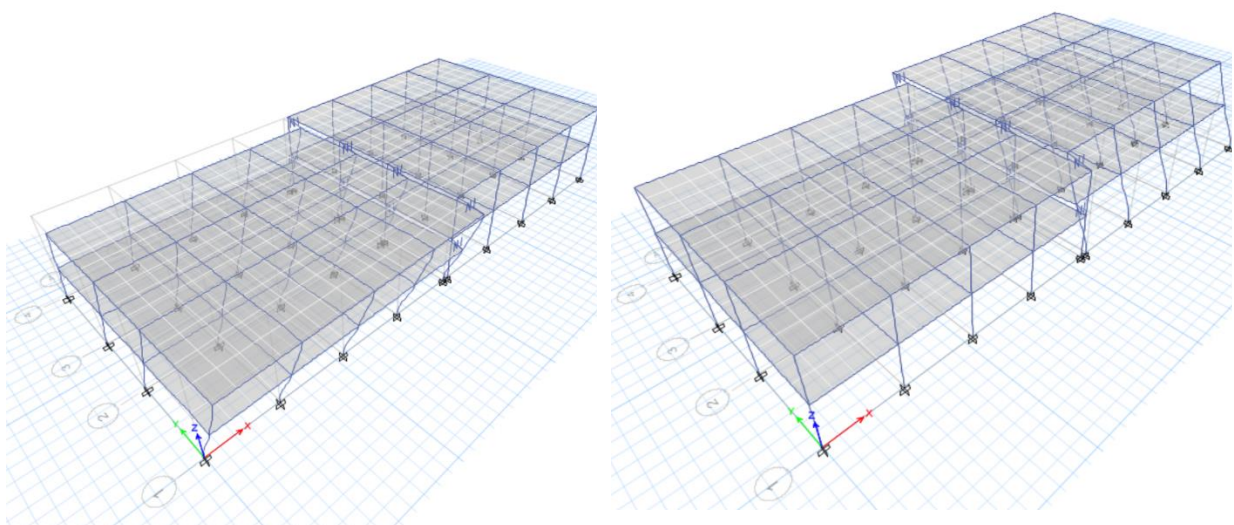


Figure 2.4 : 1^{er} mode de vibration T = 0.396s

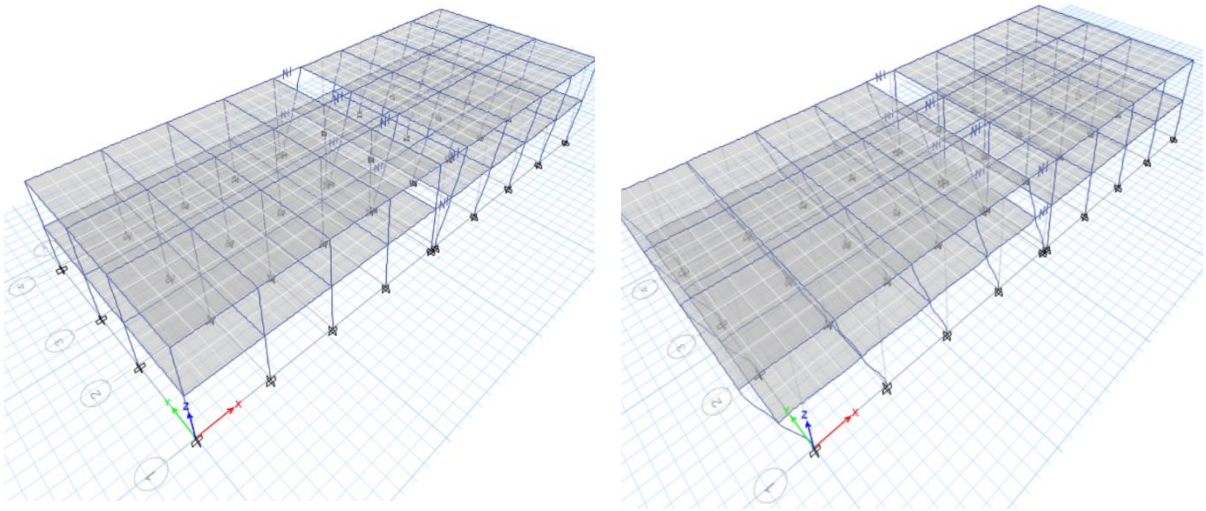


Figure 2.5 : 2^{ème} mode de vibration $T = 0.432s$

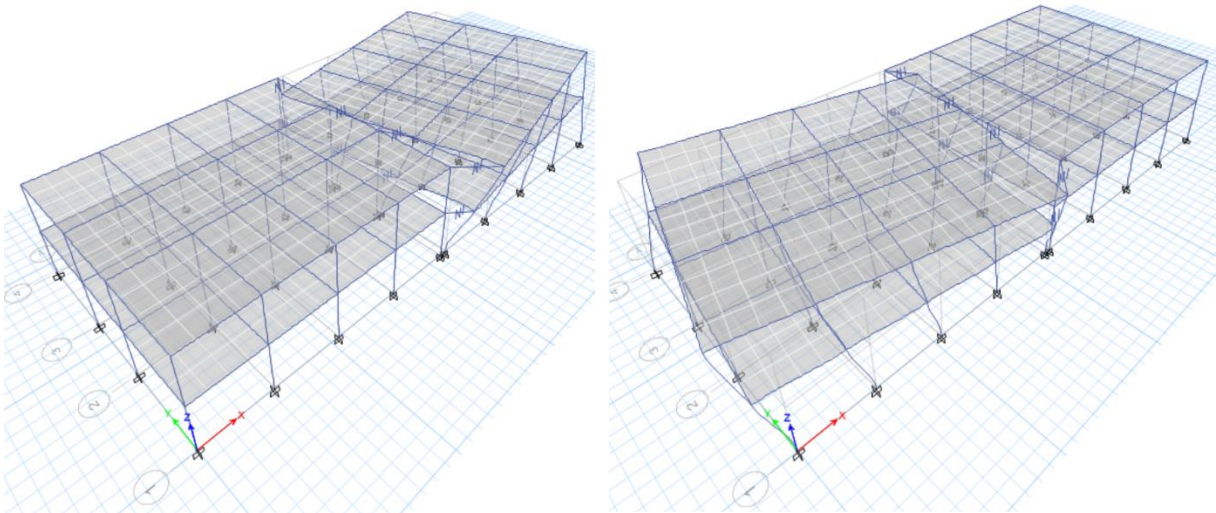


Figure 2.6 : 3^{ème} mode de vibration $T = 0.375s$

2.9.2. Période (T_{ETABS}) de la structure étudiée

Dans cette section, il s'agit de comparer la période fondamentale obtenue par l'analyse modale avec la période réglementaire définie par le RPA99/V2003, pour les deux directions principales de la structure (X-X et Y-Y).

Conformément aux exigences du règlement, la période issue de l'analyse modale ne doit pas dépasser 1,3 fois la période fondamentale calculée empiriquement selon le RPA99/V2003. La période fondamentale de la structure, estimée conformément à la formule empirique du RPA99/V2003, est donnée par :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

- $C_T = 0.075$ (coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 de RPA 99/2003),
- $h_N = 6.12 \text{ m}$ (hauteur de la structure).

$$T = 0.075 \times 6.12^{3/4} \approx 0.29 \text{ s}$$

La période réglementaire de la structure est donc de **0,29 seconde**.

Vérification de la période de l'analyse dynamique spectrale (voir Tableau 2.4)

Conformément aux dispositions du **RPA99/V2003**, la période fondamentale obtenue par l'analyse dynamique ne doit pas dépasser **1,3 fois la période réglementaire empirique**.

- **Période réglementaire :**

$$T_{reg} = 0.29 \text{ s}$$

$$1.3 \times T_{reg} = 1.3 \times 0.29 = 0.377 \text{ s}$$

- **Périodes issues d'ETABS :**

- $T_y = 0.396 \text{ s} \leq 0.377 \text{ s}$ (**Condition non vérifiée**)

- $T_x = 0.396 \text{ s} \leq 0.377 \text{ s}$ (**Condition non vérifiée**)

2.9.3. Justification de la résultante des forces sismiques de calcul à la base

La résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{dyn} < 0.8V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport $0.8V_{st}/V_{dyn}$.

La force sismique V_{st} appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A.D.Q}{R} W \dots\dots\dots (2.12)$$

V_{st} : L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.

Avec,

A : Le coefficient d'accélération de zone (Tableau 4 du RPA99/V 2003), **A=0,15** ;

R : Le coefficient de comportement global de la structure dépend de contreventement, **R= 5** ;

W : Le poids de la structure

Q : Le facteur de la qualité, **Q= 1,2** ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T). Il est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T_1)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{3}{5}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (2.13)$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/V2003.

Pour notre étude, on trouve $D = 2.205$.

$$V_{(RPA)} = \frac{(A.D.Q)}{R} \cdot W = \frac{(0,25 \times 2,205 \times 1,2)}{5} \times 12916,59 = 1708,86 \text{ KN}$$

Alors :

$$V_{x(ETAPS)} = 1929,0639 \text{ KN} > 0,8 \times V_{x(RPA)} = 1367,08 \text{ KN} \quad (\text{Condition non vérifiée})$$

$$V_{y(ETAPS)} = 1919,2466 \text{ KN} > 0,8 \times V_{y(RPA)} = 1367,08 \text{ KN} \quad (\text{Condition non vérifiée})$$

2.9.4. Justification vis-à-vis des déformations

Selon le RPA99/V2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé selon le RPA99/V2003 comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{ek} \quad \dots\dots\dots (2.14)$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion) ;

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est calculé selon le RPA99/V2003 comme suit :

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \dots\dots\dots (2.15)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens X-X :

Tableau 2.5 : Vérification des déplacements de la structure avec joint dans le sens X-X.

Niveau		δ_{ek} (mm)	$\delta_k = R\delta_{ek}$ (mm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (mm)	$< 1\%h_e$ (mm)	Vérification
2	D2	7,282	36,41	16,68	30,6	CV
	D4	7,282	36,41	16,68	30,6	CV
1	D1	3,946	19,73	19,73	30,6	CV
	D3	3,946	19,73	19,73	30,6	CV

Tableau 2.6 : Vérification des déplacements de la structure avec joint dans le sens Y-Y.

Niveau		δ_{ek} (mm)	$\delta_k = R\delta_{ek}$ (mm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (mm)	$< 1\%h_e$ (mm)	Vérification
2	D2	7,735	38,675	18,035	30,6	CV
	D4	7,735	38,675	18,025	30,6	CV
1	D1	4,13	20,65	20,65	30,6	CV
	D3	4,13	20,65	20,65	30,6	CV

D'après les tableaux ci-dessus nous constatons que :

Tous les niveaux respectent la limite admissible du déplacement inter-étage (1% de la hauteur d'étage), ce qui signifie :

- ✓ La structure conserve un bon comportement face aux déplacements latéraux dus à l'action sismique dans les deux directions sismiques X-X et Y-Y.
- ✓ La structure présente un comportement latéral maîtrisé dans les deux directions sismiques X-X et Y-Y, et les éléments porteurs et non porteurs ne subiront pas de dommages excessifs sous l'action sismique modélisée.
- ✓ Le déplacement inter-étage maximal suivant X est de 23,80 mm, soit environ 0,78 % de h_e , ce qui reste dans la plage admissible ($1\%h_e$).
- ✓ Le déplacement inter-étage maximum suivant Y est de 24,36 mm, soit environ 0,8 % de la hauteur d'étage ($h_e = 3,06$ m), ce qui reste dans la zone de comportement élastique acceptable.

En conclusion, Dans le sens X-X, tout comme dans le sens Y-Y, la structure avec joint satisfait pleinement aux exigences réglementaires en matière de déplacement inter-étage. Cela indique :

- Une bonne conception structurelle.
- Un fonctionnement régulier et symétrique de la structure sous sollicitation horizontale.
- Une conformité sismique assurée selon les critères de déplacement.

2.10. CONCLUSION

À l'issue de cette étude, il ressort que la structure analysée, dotée d'un joint de dilatation, présente un comportement dynamique globalement satisfaisant face aux sollicitations sismiques, conformément aux exigences du RPA99/v2003. L'analyse modale a permis d'identifier les périodes propres de vibration, lesquelles traduisent une rigidité structurelle adéquate et une répartition cohérente des masses et raideurs dans les deux directions principales. En revanche, L'étude des efforts tranchants à la base a démontré que les sollicitations engendrées par l'action sismique restent compatibles avec les capacités résistantes de la structure. Ces résultats témoignent de la pertinence du schéma porteur adopté ainsi que de la qualité du dimensionnement initial. En ce qui concerne les déplacements inter-étages, les valeurs obtenues dans les deux directions (X-X et Y-Y) sont inférieures à la limite réglementaire fixée à 1% de la hauteur d'étage, critère fondamental pour garantir la limitation des dommages aux éléments non structuraux et assurer la sécurité des usagers en cas de séisme. Cela reflète une réponse sismique maîtrisée en termes de déplacement. En conclusion, l'ensemble des vérifications effectuées montre que la structure étudiée, dans sa configuration actuelle, répond favorablement aux prescriptions parasismiques en vigueur. Elle offre un niveau de sécurité et de performance satisfaisant, validant ainsi les hypothèses de conception, les choix structurels et les solutions de dimensionnement adoptées au cours de ce travail.

CHAPITRE 3

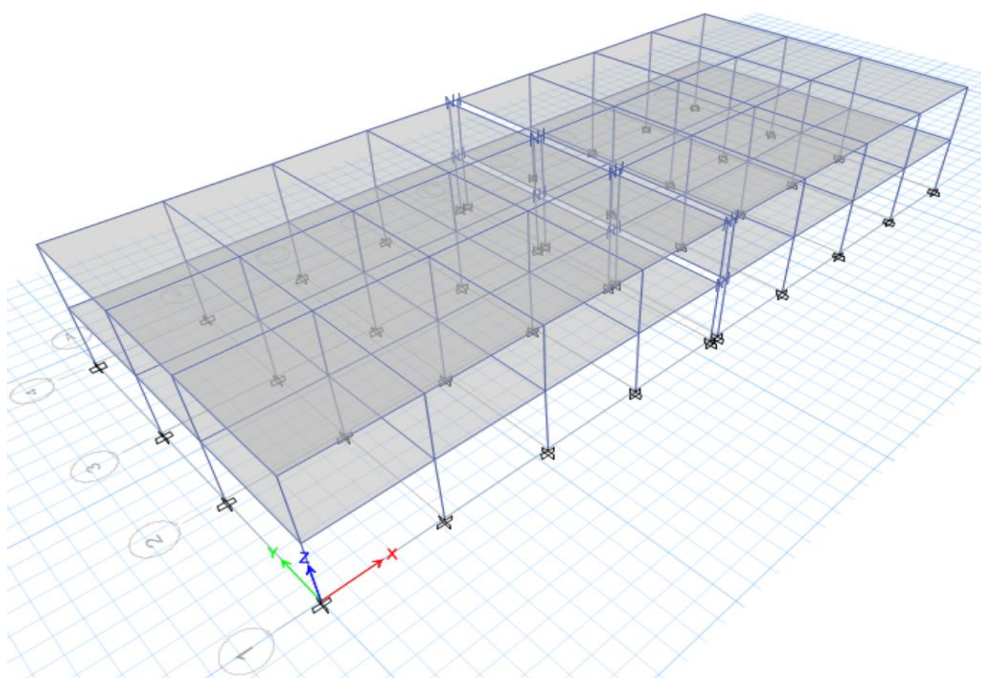
**INFLUENCE DES PARAMÈTRES
STRUCTURELS SUR LA RÉPONSE
SISMIQUE DES STRUCTURES EN BÉTON
ARMÉ AVEC JOINTS**

3.1. INTRODUCTION

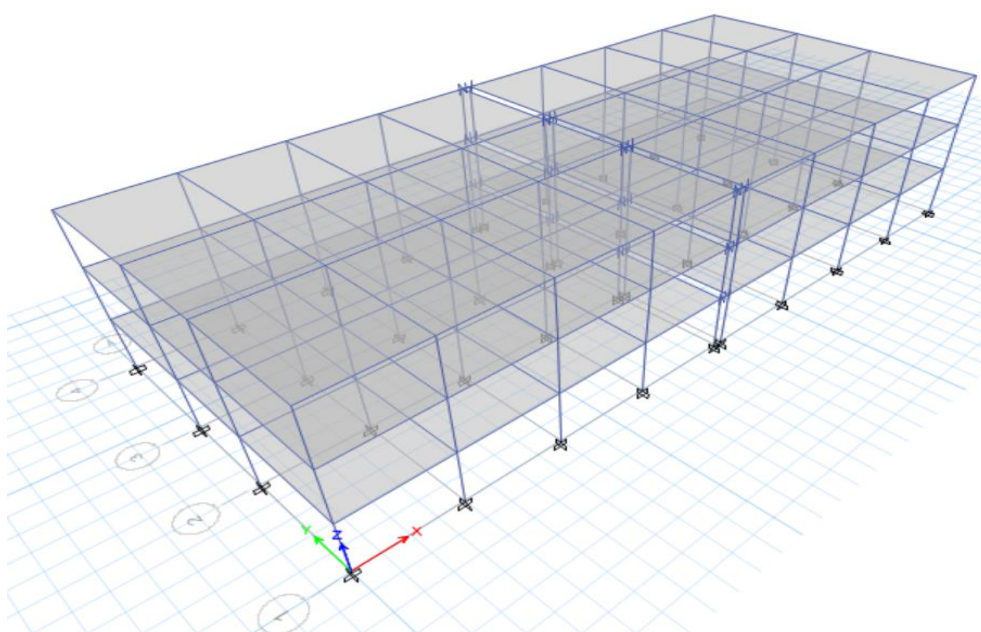
Dans le domaine de l'ingénierie parasismique, la conception des structures dotées de joints de dilatation constitue une mesure essentielle pour éviter les effets néfastes de la discontinuité dynamique entre bâtiments adjacents. L'efficacité de ces joints dépend fortement de plusieurs paramètres structurels, dont la hauteur totale de la structure, ainsi que les dimensions des éléments porteurs tels que les poteaux et les poutres. Ces paramètres influencent directement la largeur minimale du joint de dilatation, laquelle est généralement déterminée à l'aide de la formule réglementaire proposée par le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/V2003). Ce chapitre vise à analyser l'effet de ces paramètres sur le comportement sismique global des structures en béton armé. Dans un premier temps, nous étudierons l'influence de la hauteur totale des bâtiments et des dimensions des poteaux et des poutres sur la largeur du joint calculée conformément au RPA99/V2003. Ensuite, nous analyserons comment la largeur du joint, combinée aux dimensions des poteaux et des poutres, impacte à son tour la réponse sismique des structures en béton armé, pour différentes configurations de bâtiments (R+1, R+2, R+3, R+4). Cette analyse comparative permettra de dégager des tendances significatives et de formuler des recommandations pertinentes pour la conception sismique des structures avec joints, tout en assurant un compromis optimal entre sécurité et efficacité économique.

3.2. INFLUENCE DE LA HAUTEUR TOTALE SUR LA LARGEUR DE JOINT DE DILATATION

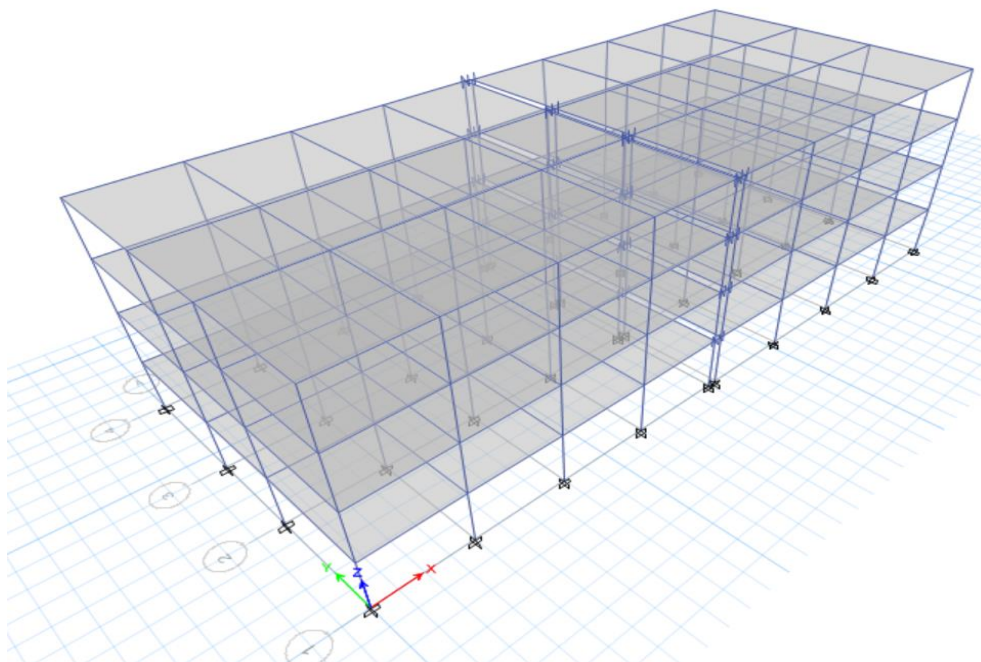
La hauteur totale d'une structure constitue un paramètre déterminant dans le dimensionnement sismique, notamment dans le calcul de la largeur minimale du joint de dilatation entre bâtiments adjacents. Selon le RPA 99 – version 2003, cette largeur est calculée en fonction du déplacement relatif maximal attendu entre deux structures soumises à une sollicitation sismique. En effet, plus une structure est élevée, plus les déplacements horizontaux induits par l'action sismique augmentent, ce qui nécessite une séparation plus large pour éviter les chocs. Dans cette section, nous analysons l'influence de la variation de la hauteur de la structure sur la largeur du joint de dilatation, à travers la modélisation de plusieurs configurations de bâtiments. L'étude commence par une structure à deux étages (R+1), se poursuit avec une structure à trois étages (R+2), et s'achève par une structure à six étages (R+4). Cette approche progressive permet d'observer l'évolution de la largeur du joint en fonction de la hauteur du bâtiment. Les modèles de structures étudiés sont présentés dans les figures suivantes :



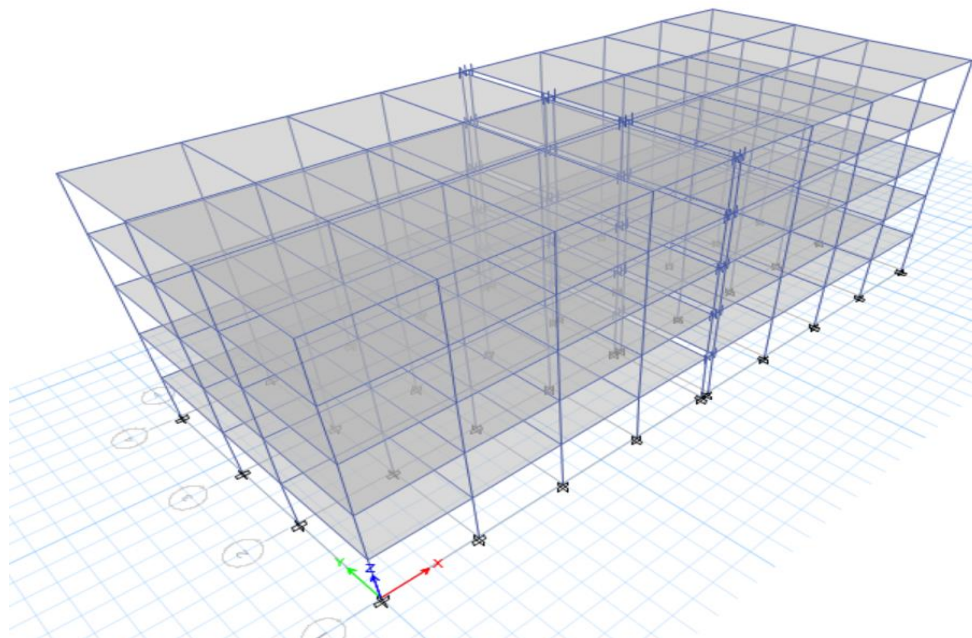
a) R+1



b) R+2



c) R+3



d) R+4

Figure 3.1 : Géométrie des structures étudiées.

Les résultats relatifs aux déplacements horizontaux obtenus pour les différentes configurations de structures modélisées sont présentés dans le tableau 3.1 et la figure 3.2, afin d'analyser l'influence de la hauteur sur la largeur de joint. L'analyse des résultats montre :

La figure 3.2 présente les résultats des déplacements horizontaux maximaux ainsi que les largeurs de joint de dilatation correspondantes pour différentes configurations de structures modélisées, allant de R+1 à R+4. On observe une augmentation progressive du déplacement horizontal avec l'élévation de la structure : 5,7 mm pour R+1, 11,2 mm pour R+2, 16,4 mm pour R+3 et 22,3 mm pour R+4. Cette tendance s'explique par la flexibilité croissante des structures à plusieurs étages, qui se traduit par des déplacements plus importants au sommet sous l'effet des sollicitations sismiques.

Parallèlement, la largeur du joint de dilatation calculée conformément aux prescriptions du RPA 99/V2003 augmente de manière proportionnelle, atteignant respectivement 26,4 mm, 37,4 mm, 47,8 mm et 59,6 mm pour les structures de R+1 à R+4. Cette évolution confirme que la largeur du joint est fortement influencée par les déplacements relatifs maximaux, lesquels dépendent directement de la hauteur totale de la structure.

Il est important de noter que pour les configurations R+1 et R+2, la largeur de joint reste inférieure à la valeur minimale réglementaire de 40 mm, tandis qu'à partir de R+3, elle la dépasse nettement. Cela indique que des mesures spécifiques doivent être envisagées à partir d'une certaine hauteur pour éviter les collisions entre structures adjacentes, notamment en zone sismique.

Ces résultats soulignent l'importance d'intégrer, dès la phase de conception, l'influence de la hauteur de la structure sur les déplacements sismiques et les exigences associées aux joints de dilatation. Une prise en compte rigoureuse de ces paramètres permet d'assurer non seulement la conformité réglementaire, mais aussi la sécurité des bâtiments en cas de séisme.

Tableau 3.1 : Influence de la hauteur de la structure sur la largeur du joint.

Configurations de structures	Déplacements horizontaux UX (mm)		la largeur de joint (mm)
	Bloc 1	Bloc 2	
(R+1)	5,7	5,7	26,4 < 40mm
(R+2)	11,2	11,2	37,4 < 40mm
(R+3)	16,4	16,4	47,8 > 40mm
(R+4)	22,3	22,3	59,6 > 40mm

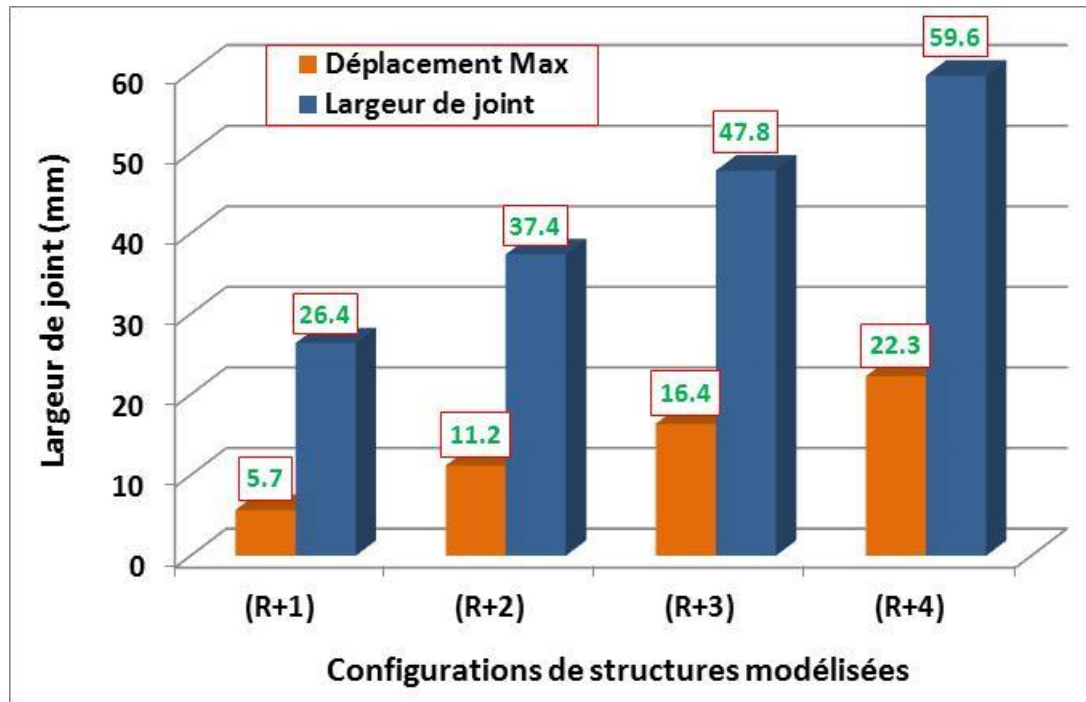


Figure 3.2 : Les résultats relatifs aux déplacements horizontaux et aux largeurs de joints obtenus pour différentes configurations de structures modélisées.

3.3. INFLUENCE DES DIMENSIONS DES POTEAUX SUR LA LARGEUR DE JOINT DE DILATATION

Les dimensions des poteaux jouent un rôle essentiel dans le comportement global des structures sous sollicitation sismique, en influençant directement leur rigidité latérale. En effet, des poteaux plus robustes, c'est-à-dire de plus grandes sections, augmentent la raideur de la structure et réduisent ainsi les déplacements horizontaux relatifs entre blocs adjacents.

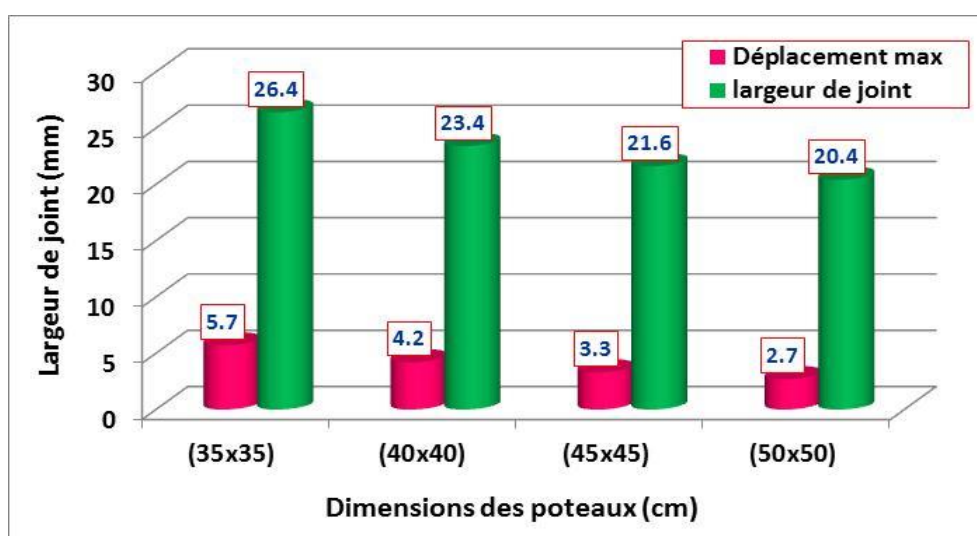
Dans le cadre de cette étude, nous analysons comment la variation des dimensions des poteaux impacte la largeur de joint de dilatation calculée selon les recommandations du RPA 99 version 2003. Cette largeur dépend directement du déplacement relatif maximal en tête de chaque bloc ; par conséquent, toute modification de la géométrie des poteaux peut modifier la réponse dynamique de la structure.

Des modélisations ont été réalisées pour plusieurs configurations où seule la section des poteaux a été modifiée, avec des dimensions variant de 35×35 cm à 50×50 cm (35×35, 40×40, 45×45, 50×50). Les autres paramètres structuraux tels que la hauteur totale du bâtiment, les dimensions des poutres et les charges permanentes ont été maintenus constants afin d'isoler l'effet spécifique de la variation de la section des poteaux. Cette méthodologie permet d'analyser de manière ciblée l'impact de la rigidité des poteaux sur les déplacements latéraux de la structure, et par conséquent, sur la largeur du joint de dilatation calculée selon les prescriptions du RPA 99 version 2003.

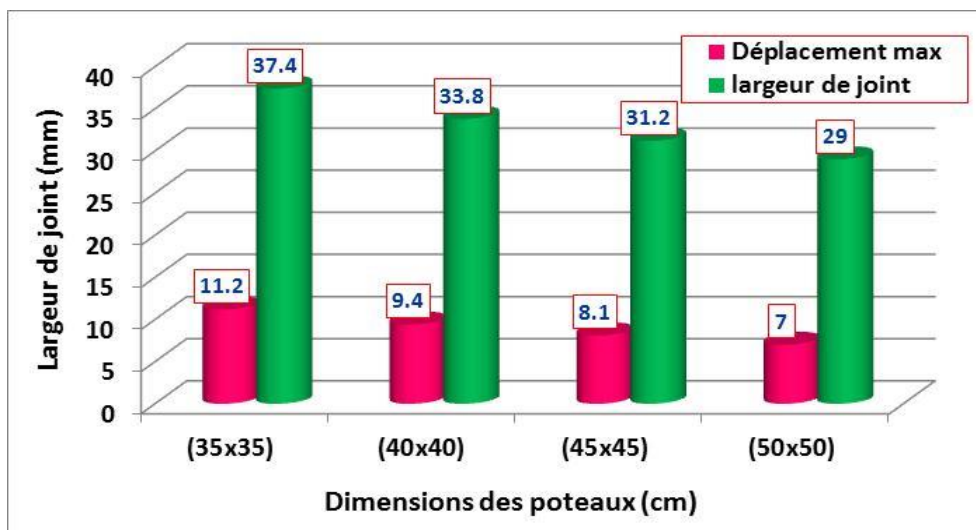
L'analyse des résultats présentés dans le Tableau 3.2 et la Figure 3.3 met en évidence l'influence significative des dimensions des poteaux sur les déplacements horizontaux maximaux (UX) ainsi que sur la largeur des joints de dilatation, et ce, pour chaque configuration de hauteur de bâtiment (R+1 à R+4). Pour la configuration R+1, une augmentation progressive de la section des poteaux de 35x35 cm² à 50x50 cm² permet une réduction notable du déplacement horizontal, passant de 5,7 mm à 2,7 mm, soit une diminution de plus de 50 %. La largeur de joint diminue parallèlement, de 26,4 mm à 20,4 mm. Tous les cas de figure respectent largement la limite réglementaire de 40 mm, indiquant que même les sections les plus modestes sont suffisantes à ce niveau. Par ailleurs, En R+2, cette tendance se confirme avec une baisse du déplacement horizontal de 11,2 mm à 7,0 mm et une réduction de la largeur de joint de 37,4 mm à 29,0 mm, toujours en restant sous la limite critique. Toutefois, on constate que les sections les plus réduites (35x35 cm²) s'en rapprochent, ce qui incite à privilégier des sections plus importantes pour un meilleur confort structurel et une marge de sécurité accrue. Pour la configuration R+3, l'effet des dimensions des poteaux devient encore plus déterminant. Les déplacements horizontaux varient de 16,4 mm pour les plus petites sections à 11,5 mm pour les plus grandes, tandis que la largeur des joints passe de 47,8 mm à 38,0 mm. Ici, seules les sections de 50x50 cm² permettent de rester conformes à la limite réglementaire. Les sections de 35x35 et 40x40 cm² produisent des largeurs excédentaires, rendant leur utilisation non conforme sans mesures compensatoires. Enfin, pour la configuration R+4, bien que l'augmentation des dimensions des poteaux réduise les déplacements (de 22,3 mm à 16,0 mm) et les largeurs de joints (de 59,6 mm à 47,0 mm), aucune des configurations testées ne parvient à respecter la limite de 40 mm. Cela montre que, pour les structures de hauteur élevée, l'augmentation seule de la section des poteaux ne suffit plus à garantir la conformité. Il devient alors nécessaire d'envisager des solutions structurelles supplémentaires, telles que l'intégration de systèmes de contreventement, de noyaux rigides ou de murs voiles, afin de maîtriser efficacement les déplacements horizontaux et de respecter les exigences normatives en matière de joints sismiques.

Tableau 3.2 : Influence des dimensions des poteaux sur la largeur du joint.

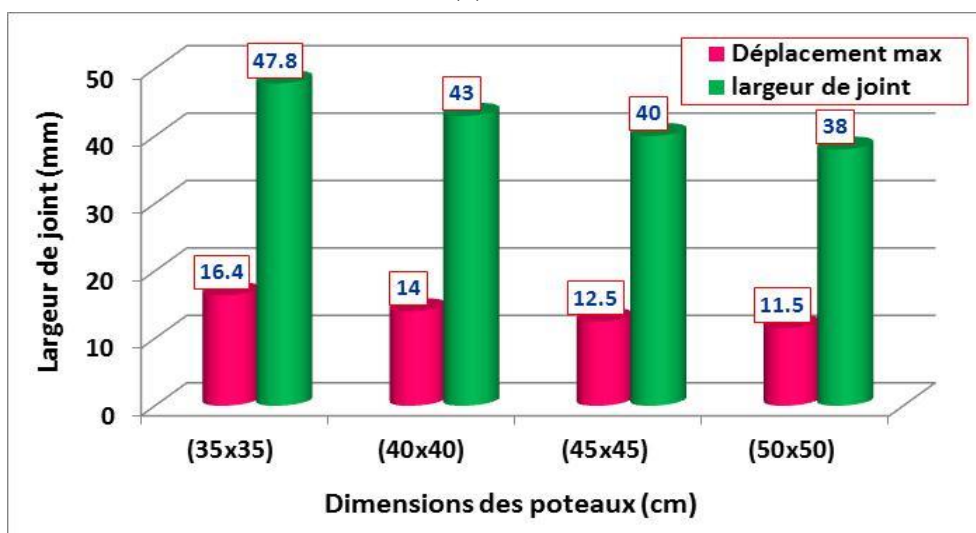
Dimensions des poteaux	Déplacements horizontaux UX (mm)		la largeur de joint (mm)
	Bloc 1	Bloc 2	
(R+1)	(35x35) cm ²	5,7	26,4 < 40mm
	(40x40) cm ²	4,2	23,4 < 40mm
	(45x45) cm ²	3,3	21,6 < 40mm
	(50x50) cm ²	2,7	20,4 < 40mm
(R+2)	(35x35) cm ²	11,2	37,4 < 40mm
	(40x40) cm ²	9,4	33,8 < 40mm
	(45x45) cm ²	8,1	31,2 < 40mm
	(50x50) cm ²	7,0	29,0 < 40mm
(R+3)	(35x35) cm ²	16,4	47,8 > 40mm
	(40x40) cm ²	14,0	43,0 > 40mm
	(45x45) cm ²	12,5	40,0 = 40mm
	(50x50) cm ²	11,5	38,0 < 40mm
(R+4)	(35x35) cm ²	22,3	59,6 > 40mm
	(40x40) cm ²	19,1	53,2 > 40mm
	(45x45) cm ²	17,2	49,4 > 40mm
	(50x50) cm ²	16,0	47,0 > 40mm



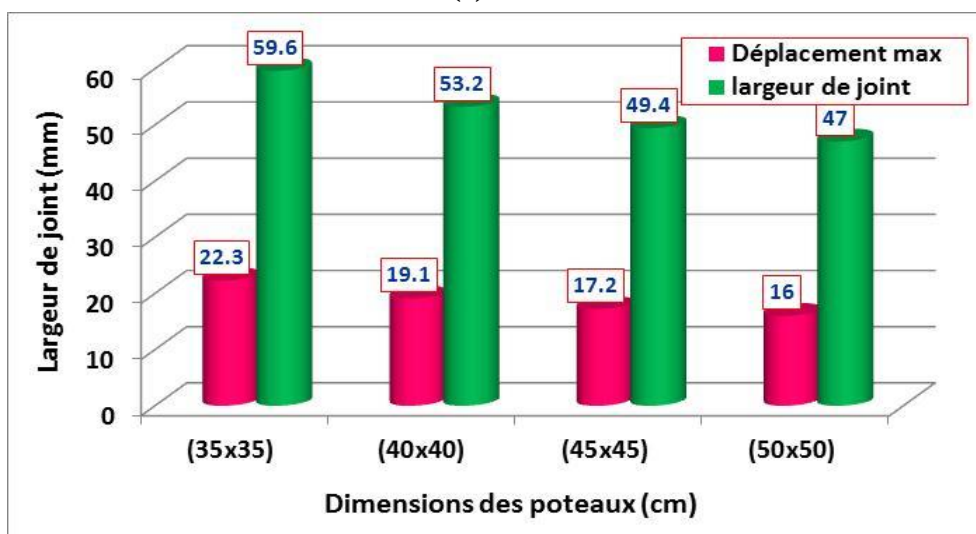
(a) R+1



(b) R+2



(c) R+3



(d) R+4

Figure 3.3 : Les résultats relatifs aux déplacements horizontaux et aux largeurs de joints obtenus pour différentes dimensions de poteaux dans les structures modélisées.

3.4. INFLUENCE DES DIMENSIONS DES POUTRES SUR LA LARGEUR DE JOINT DE DILATATION

Dans les structures en portique soumises à des sollicitations sismiques, le dimensionnement des éléments porteurs joue un rôle crucial dans la maîtrise des déplacements latéraux et, par conséquent, dans le contrôle de la largeur des joints de dilatation. Cette étude s'intéresse particulièrement à l'effet des dimensions des poutres sur la largeur des joints sismiques, en considérant une configuration structurale constante (R+1 à R+4) et en maintenant les dimensions des poteaux fixes à 35x35 cm².

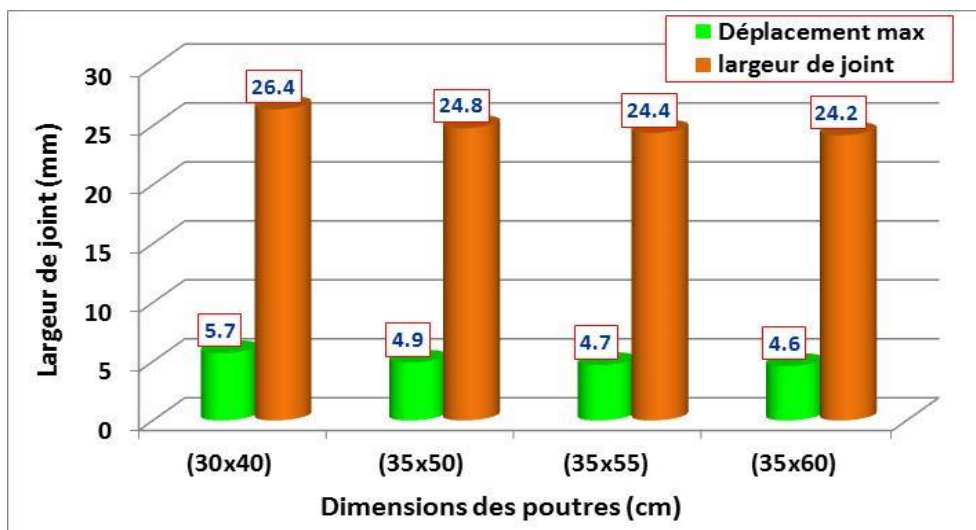
Quatre sections de poutres ont été analysées : 30x40 cm², 35x50 cm², 35x55 cm² et 35x60 cm². Ces sections ont été choisies de manière à évaluer l'impact de l'accroissement de la hauteur de la poutre sur le comportement global du portique. Les simulations ont été réalisées pour différentes hauteurs de bâtiment (de R+1 à R+4), correspondant à une augmentation progressive des efforts sismiques.

L'étude des résultats présentés dans le Tableau 3.3 et la Figure 3.4 met en évidence l'influence des dimensions des poutres sur les déplacements horizontaux (UX) et sur la largeur des joints de dilatation, en maintenant constantes la configuration des poteaux (35x35 cm²) et la hauteur des niveaux (R+1 à R+4). L'augmentation des dimensions des poutres, notamment de leur hauteur, améliore la rigidité latérale du portique et permet ainsi de réduire les déplacements horizontaux et, par conséquent, la largeur des joints. Cependant, pour la configuration R+1, les résultats montrent que toutes les sections de poutres étudiées (de 30x40 à 35x60 cm²) permettent de maintenir la largeur du joint bien en dessous de la limite réglementaire de 40 mm. Les déplacements horizontaux diminuent légèrement avec l'augmentation de la section, passant de 5,7 mm pour les poutres 30x40 cm² à 4,6 mm pour les poutres 35x60 cm². Cette amélioration reste modeste, mais suffisante pour garantir la conformité. Par ailleurs, dans le cas de la configuration R+2, les déplacements horizontaux sont naturellement plus importants en raison de la hauteur accrue de la structure, mais l'effet bénéfique de l'augmentation des dimensions des poutres reste visible. Les déplacements diminuent de 11,2 mm à 9,2 mm, et la largeur des joints passe de 37,4 mm à 33,4 mm. Là encore, toutes les configurations respectent les exigences réglementaires, bien que les sections plus importantes offrent une marge de sécurité plus confortable. En revanche, à partir de la configuration R+3, les déplacements horizontaux deviennent suffisamment importants pour entraîner un dépassement de la limite admissible de 40 mm pour la largeur des joints, même avec les poutres les plus rigides. En effet, la largeur du joint atteint 47,8 mm avec des poutres de 30x40 cm², et ne descend que jusqu'à 41,8 mm avec des poutres de 35x60 cm². Cela montre que l'augmentation de la hauteur des poutres atténue l'effet des déplacements, mais ne permet plus à elle seule d'assurer la conformité structurale vis-à-vis des exigences sismiques. Cette tendance se confirme dans la configuration R+4, où les déplacements atteignent

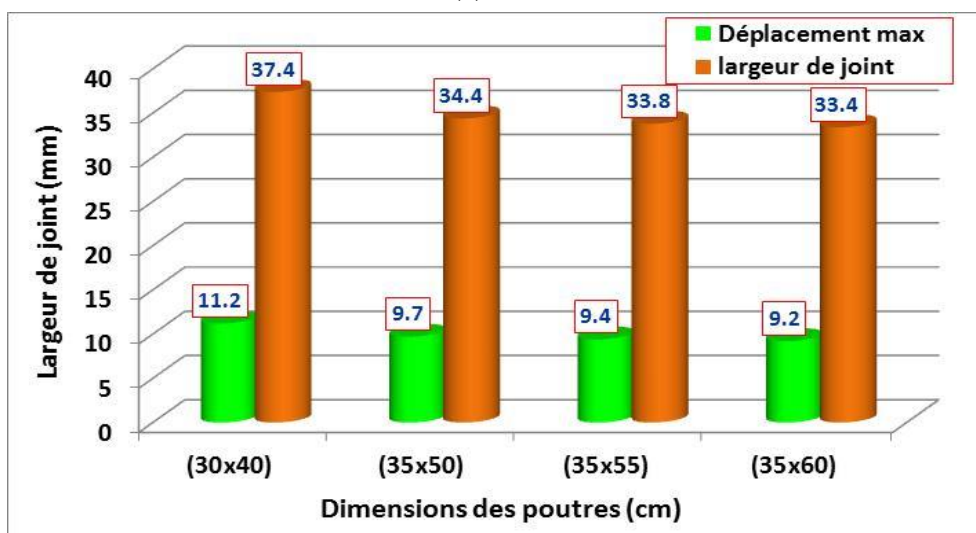
22,3 mm pour les poutres les plus faibles et restent à 18 mm même pour les plus rigides. La largeur de joint associée varie alors entre 59,6 mm et 51,0 mm, toutes bien au-delà de la limite de 40 mm. Ces résultats démontrent clairement que, dans les structures de grande hauteur, le seul surdimensionnement des poutres ne suffit plus à garantir des performances sismiques satisfaisantes. En conclusion, il ressort que pour les configurations de type R+1 et R+2, les différentes sections de poutres étudiées sont suffisantes pour répondre aux exigences réglementaires en matière de largeur de joints sismiques. En revanche, à partir de R+3, et plus encore en R+4, l'augmentation des dimensions des poutres, bien qu'efficace, devient insuffisante pour compenser les effets des sollicitations sismiques. Il devient alors nécessaire de combiner cette solution avec d'autres dispositifs structuraux, tels que l'introduction de contreventements, de noyaux rigides ou de voiles porteurs, afin de maîtriser les déplacements latéraux et de respecter les limites imposées par la réglementation parasismique.

Tableau 3.3 : Influence des dimensions des poutres sur la largeur du joint.

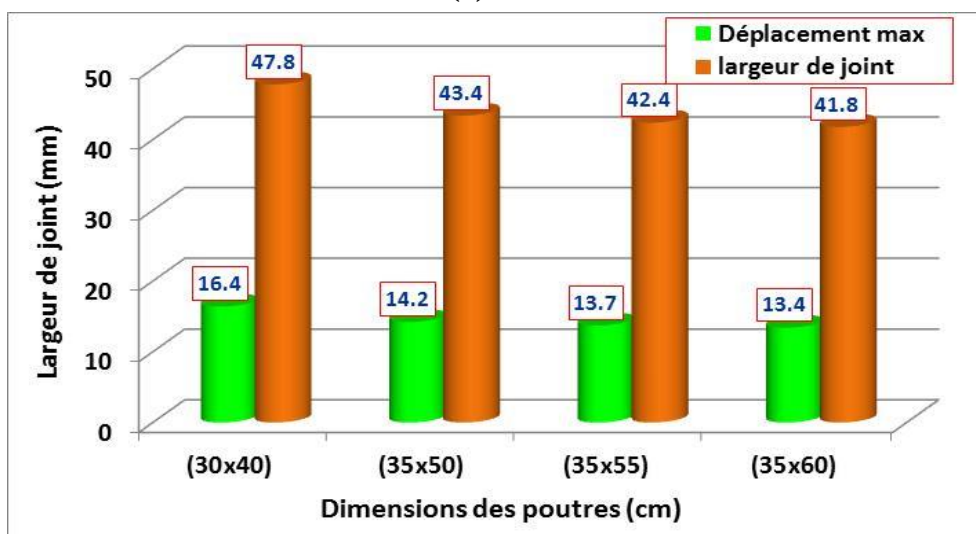
Dimensions des poutres		Déplacements horizontaux UX (mm)		la largeur de joint (mm)
		Bloc 1	Bloc 2	
(R+1)	(30x40) cm ²	5,7	5,7	26,4 < 40mm
	(35x50) cm ²	4,9	4,9	24,8 < 40mm
	(35x55) cm ²	4,7	4,7	24,4 < 40mm
	(35x60) cm ²	4,6	4,6	24,2 < 40mm
(R+2)	(30x40) cm ²	11,2	11,2	37,4 < 40mm
	(35x50) cm ²	9,7	9,7	34,4 < 40mm
	(35x55) cm ²	9,4	9,4	33,8 < 40mm
	(35x60) cm ²	9,2	9,2	33,4 < 40mm
(R+3)	(30x40) cm ²	16,4	16,4	47,8 > 40mm
	(35x50) cm ²	14,2	14,2	43,4 > 40mm
	(35x55) cm ²	13,7	13,7	42,4 > 40mm
	(35x60) cm ²	13,4	13,4	41,8 > 40mm
(R+4)	(30x40) cm ²	22,3	22,3	59,6 > 40mm
	(35x50) cm ²	19,1	19,1	53,2 > 40mm
	(35x55) cm ²	18,4	18,4	51,8 > 40mm
	(35x60) cm ²	18,0	18,0	51,0 > 40mm



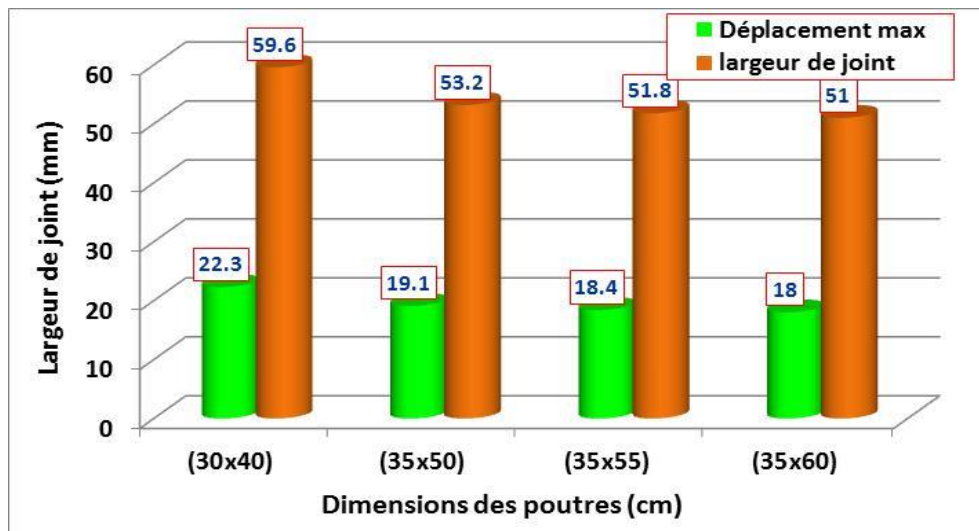
(a) R+1



(b) R+2



(c) R+3



(d) R+4

Figure 3.4 : Les résultats relatifs aux déplacements horizontaux et aux largeurs de joints obtenus pour différentes dimensions de poutres dans les structures modélisées.

3.5. INFLUENCE DE LA LARGEUR DE JOINT SUR LA REPONSE SISMIQUE DES STRUCTURES EN B A

La Figure 3.5 illustre l'évolution des périodes fondamentales de vibration obtenues pour différentes largeurs de joints de dilatation (4 cm, 8 cm, 12 cm et 16 cm) dans une structure de type R+1. Les résultats sont présentés pour les deux premiers modes de vibration, notés respectivement M1 (premier mode) et M2 (deuxième mode), appliqués à deux blocs structuraux distincts (Bloc1 et Bloc2). L'analyse met en évidence que la variation de la largeur du joint de dilatation n'a qu'un effet négligeable sur les périodes des deux premiers modes. Pour le premier mode (M1), les périodes enregistrées sont identiques pour Bloc1 et Bloc2, atteignant une valeur maximale de 0,396 secondes, quelle que soit la largeur du joint. De même, pour le deuxième mode (M2), les périodes sont constantes à 0,385 secondes pour les deux blocs, indépendamment de la largeur du joint. Ces résultats traduisent une faible sensibilité des modes de vibration aux variations de largeur du joint de dilatation, du moins dans le cas d'une structure de faible hauteur (R+1). En effet, dans ce type de configuration, les déformations différentielles entre les blocs sont limitées et l'influence du joint reste marginale sur le comportement dynamique global. Le joint joue essentiellement un rôle mécanique de découplage, sans altérer les propriétés vibratoires dominantes des structures analysées. On observe également que les périodes associées au premier mode (M1) sont légèrement supérieures à celles du deuxième mode (M2), ce qui est cohérent avec la nature des modes de vibration : le premier mode correspond généralement à une déformation globale plus souple, tandis que le deuxième mode implique des formes de déformation plus complexes, souvent associées à des rigidités apparentes plus élevées. En conclusion, pour une structure R+1, la largeur du joint de dilatation n'a pas d'impact significatif sur les périodes des deux premiers modes de vibration. Ces résultats soulignent que, dans les structures de faible hauteur, les effets dynamiques liés aux joints sont limités. Toutefois, cette tendance pourrait évoluer dans le cas de structures plus hautes, où les interactions dynamiques entre blocs deviennent plus sensibles aux conditions de séparation et de dilatation.

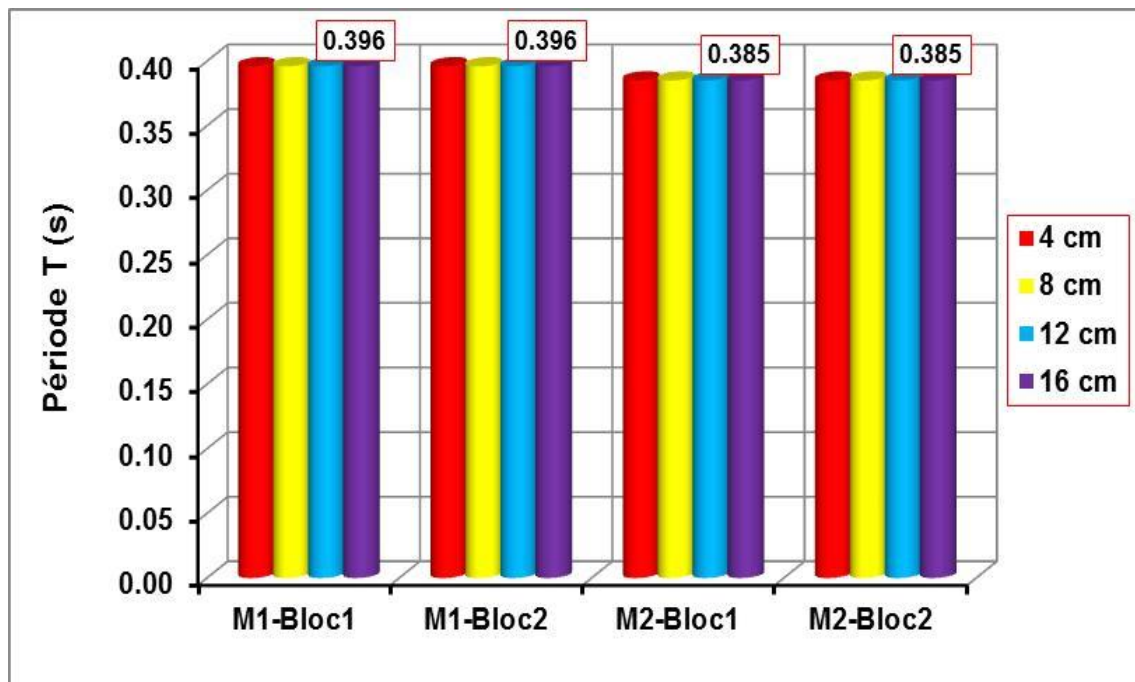
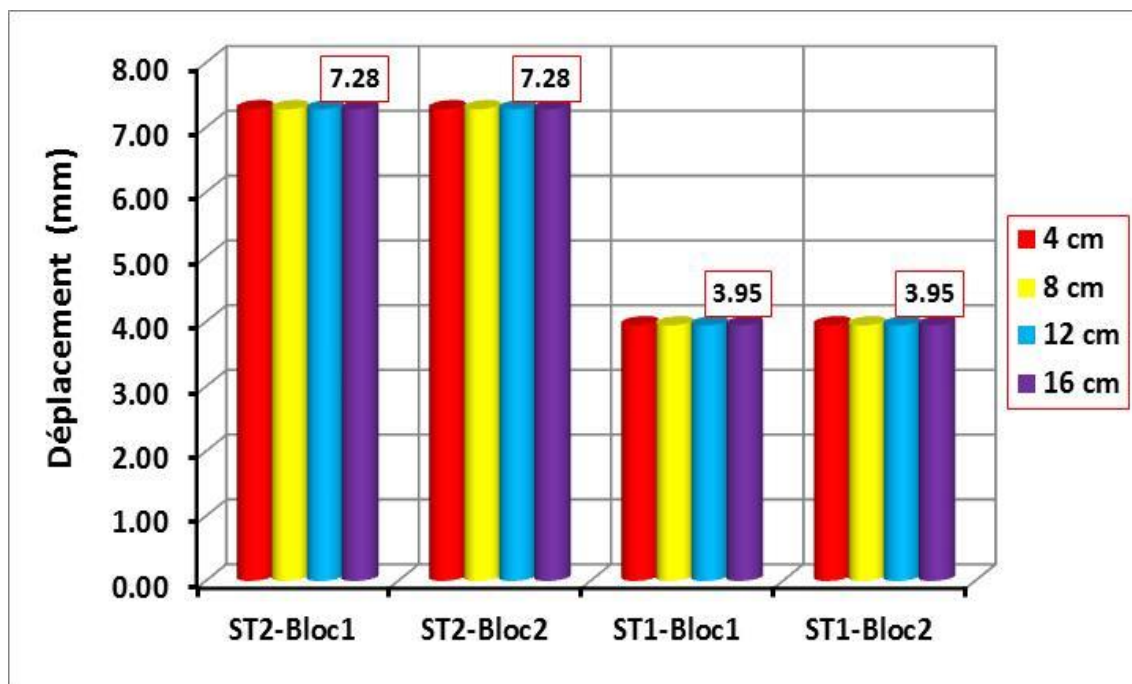
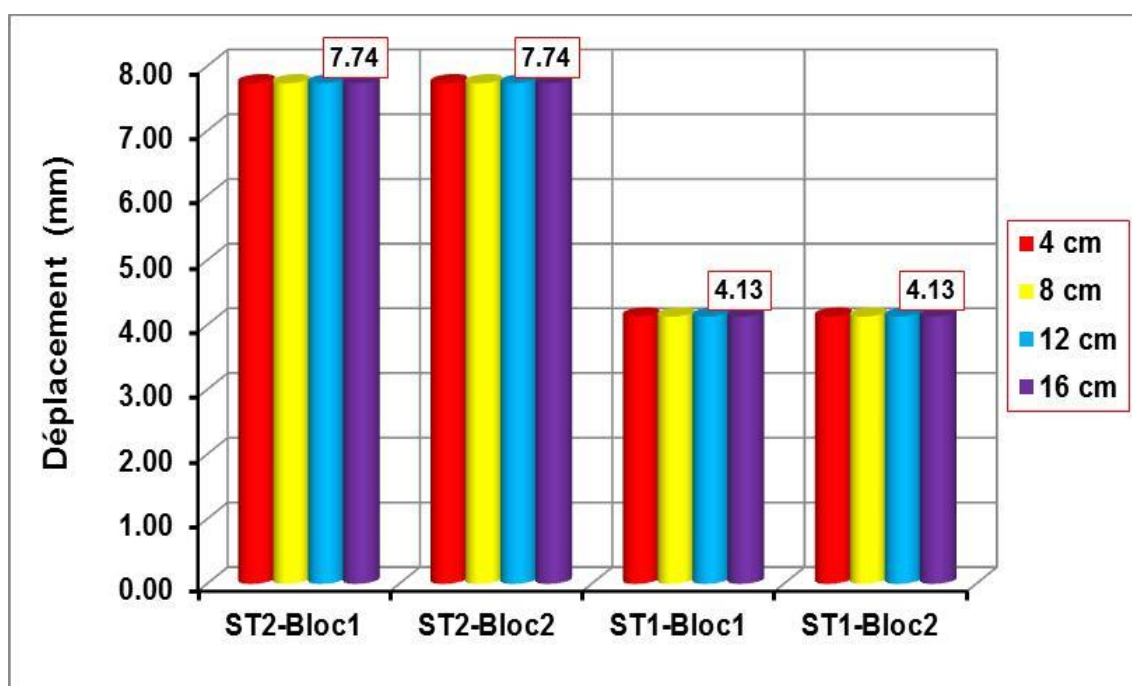


Figure 3.5 : Les résultats relatifs aux périodes de vibration obtenus pour différentes largeurs de joint dilatation dans la structure (R+1) modélisée.

La Figure 3.6 illustre les déplacements latéraux enregistrés aux niveaux ST1 (premier étage) et ST2 (toiture) pour deux blocs distincts (Bloc1 et Bloc2) d'une structure en béton armé de type R+1, en fonction de différentes largeurs de joints de dilatation (4 cm, 8 cm, 12 cm et 16 cm). Les résultats montrent que la variation de la largeur du joint n'a qu'un impact négligeable sur les déplacements mesurés aux deux niveaux considérés. En effet, les déplacements au niveau ST2 atteignent une valeur constante de 7,28 mm pour les deux blocs, tandis qu'au niveau ST1, la valeur reste stable à 3,95 mm, indépendamment de la largeur du joint. Cette constance des déplacements suggère que, pour des structures de faible hauteur, les joints de dilatation jouent un rôle de séparation mécanique sans affecter de manière significative le comportement statique global. On observe également une augmentation logique des déplacements avec la hauteur : les déformations au sommet (ST2) sont presque deux fois plus importantes que celles au niveau inférieur (ST1), ce qui est cohérent avec la réponse classique des structures soumises à des actions latérales. Par ailleurs, l'identité des résultats obtenus entre Bloc1 et Bloc2 témoigne d'une symétrie dans la modélisation, tant en termes de géométrie que de propriétés mécaniques. En somme, ces résultats confirment que, dans le cas d'une structure R+1, la largeur du joint de dilatation n'influence pas de manière significative les déplacements aux différents niveaux. Toutefois, cette tendance pourrait évoluer dans le cas de structures plus élevées, où les effets d'interaction entre blocs deviennent plus marqués.



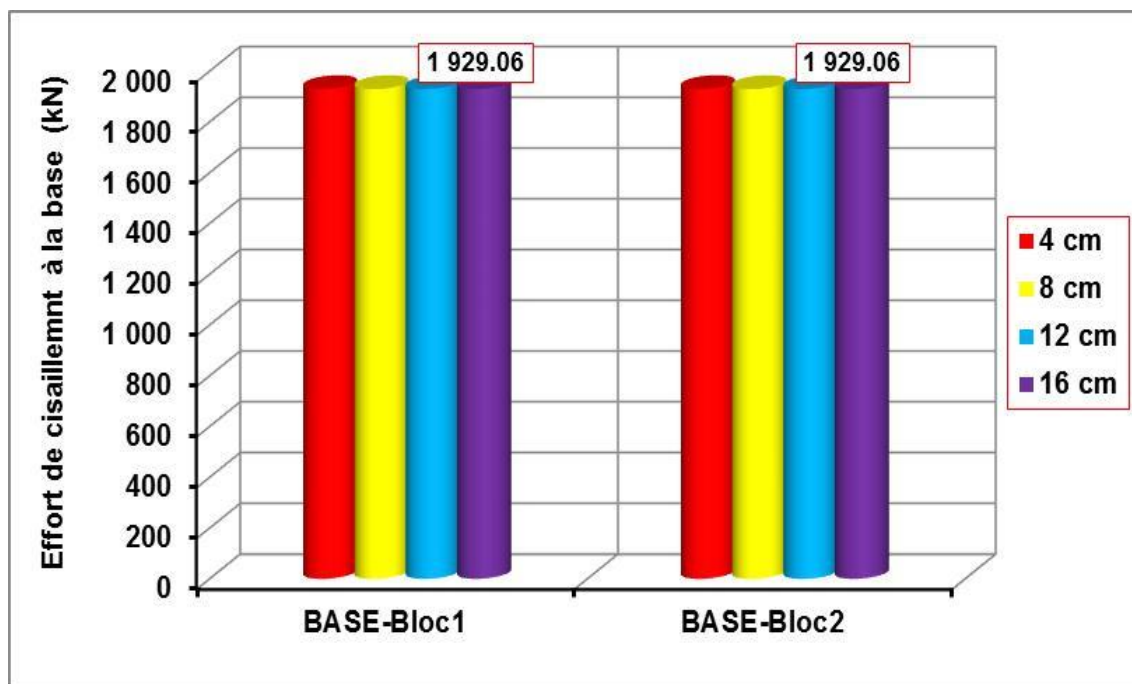
(a) Sens X-X



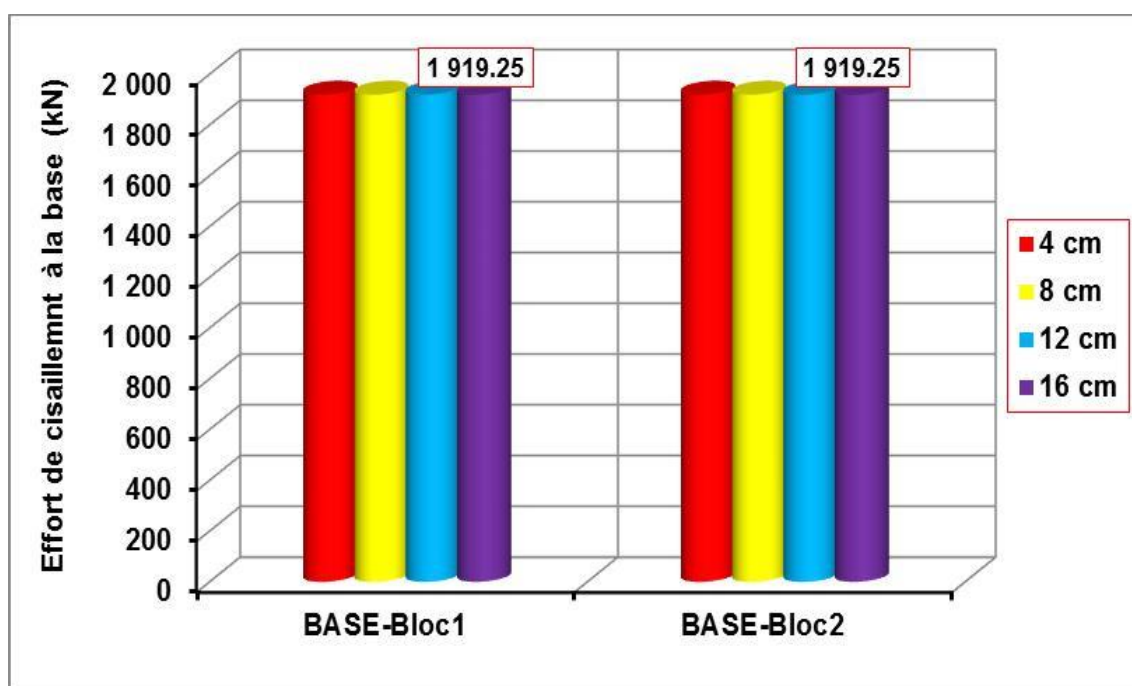
(b) Sens Y-Y

Figure 3.6 : Les résultats relatifs aux déplacements obtenus pour différentes largeurs de joint dilatation dans la structure (R+1) modélisée.

Le Figure 3.7 présente l'évolution de l'effort de cisaillement à la base, pour deux configurations structurelles distinctes, désignées par BASE-Bloc1 et BASE-Bloc2. Ces deux blocs ont été étudiés en fonction de quatre épaisseurs différentes : 4 cm, 8 cm, 12 cm et 16 cm. L'analyse met en évidence que, pour chaque configuration, les efforts de cisaillement enregistrés sont très proches les uns des autres, se situant tous autour de 2000 kN. La valeur maximale indiquée, soit 1929.06 kN, ce qui confirme la quasi-constance des résultats quelle que soit l'épaisseur étudiée. Cette stabilité suggère que l'augmentation de l'épaisseur n'a pas d'effet significatif sur la résistance au cisaillement à la base. En d'autres termes, il semble exister un seuil au-delà duquel l'accroissement de l'épaisseur n'améliore plus la performance mécanique. Ce phénomène pourrait s'expliquer par un comportement de saturation du matériau ou du système étudié. Par ailleurs, la comparaison entre les deux types de blocs montre également une absence de variation notable entre eux, ce qui indique que les caractéristiques spécifiques à chacun (qu'elles soient géométriques, matérielles ou structurelles) n'influencent pas de manière significative la résistance au cisaillement dans les conditions de l'essai. Ces résultats ont des implications pratiques importantes. En effet, ils suggèrent qu'il n'est pas nécessaire d'augmenter l'épaisseur au-delà de 4 cm pour améliorer la résistance au cisaillement, ce qui permettrait de réaliser des économies de matériaux sans compromettre la performance structurelle. Toutefois, cette conclusion doit être nuancée par une prise en compte du contexte global de l'étude, notamment les conditions de chargement, les propriétés des matériaux et les interactions éventuelles avec d'autres éléments structuraux ou le sol. En résumé, ce graphique met en lumière une insensibilité de l'effort de cisaillement à la variation d'épaisseur dans les plages étudiées, et une performance équivalente entre les deux configurations de blocs testées.



(a) Sens X-X



(c) Sens Y-Y

Figure 3.7 : Les résultats relatifs aux efforts de cisaillement à la base pour différentes largeurs de joint dilatation dans la structure (R+1) modélisée.

3.6. INFLUENCE DES DIMENSIONS DES POTEAUX SUR LA REPONSE SISMIQUE DES STRUCTURES EN B A

La Figure 3.8 montre l'évolution de la période propre T (en secondes) pour deux modes de vibration, M1 et M2, appliqués à deux configurations structurelles, Bloc1 et Bloc2. Les résultats sont évalués en fonction de différentes sections carrées des éléments ($30 \times 30 \text{ cm}^2$, $35 \times 35 \text{ cm}^2$, $40 \times 40 \text{ cm}^2$ et $45 \times 45 \text{ cm}^2$). L'analyse met en évidence une tendance claire : plus la section transversale augmente, plus la période propre diminue. Pour le mode M1, la période passe de 0.495 s pour une section de $30 \times 30 \text{ cm}^2$ à 0.294 s pour une section de $45 \times 45 \text{ cm}^2$. Cette diminution est également observée pour le mode M2, où la période passe de 0.484 s à 0.283 s entre les mêmes sections. Cette évolution traduit une amélioration de la rigidité structurelle avec l'augmentation de la section, ce qui réduit la flexibilité et donc la durée des oscillations. Par ailleurs, les périodes du mode M1 sont systématiquement plus élevées que celles du mode M2, ce qui est cohérent avec le comportement vibratoire classique d'une structure : le premier mode (M1) correspond généralement à une oscillation globale, tandis que le second mode (M2) est associé à des déformations plus complexes et plus rapides. Enfin, la comparaison entre Bloc1 et Bloc2 révèle que, pour un même mode et une même section, les périodes sont identiques. Cela indique que les deux blocs présentent un comportement dynamique similaire dans les conditions étudiées, ce qui suggère une équivalence en termes de rigidité et de masse, ou bien que la variation entre les deux blocs n'affecte pas significativement leur réponse dynamique. En conclusion, ce graphique démontre que l'augmentation de la section transversale entraîne une réduction significative de la période propre, traduisant une structure plus rigide. Ce comportement est valable pour les deux premiers modes de vibration et pour les deux blocs analysés.

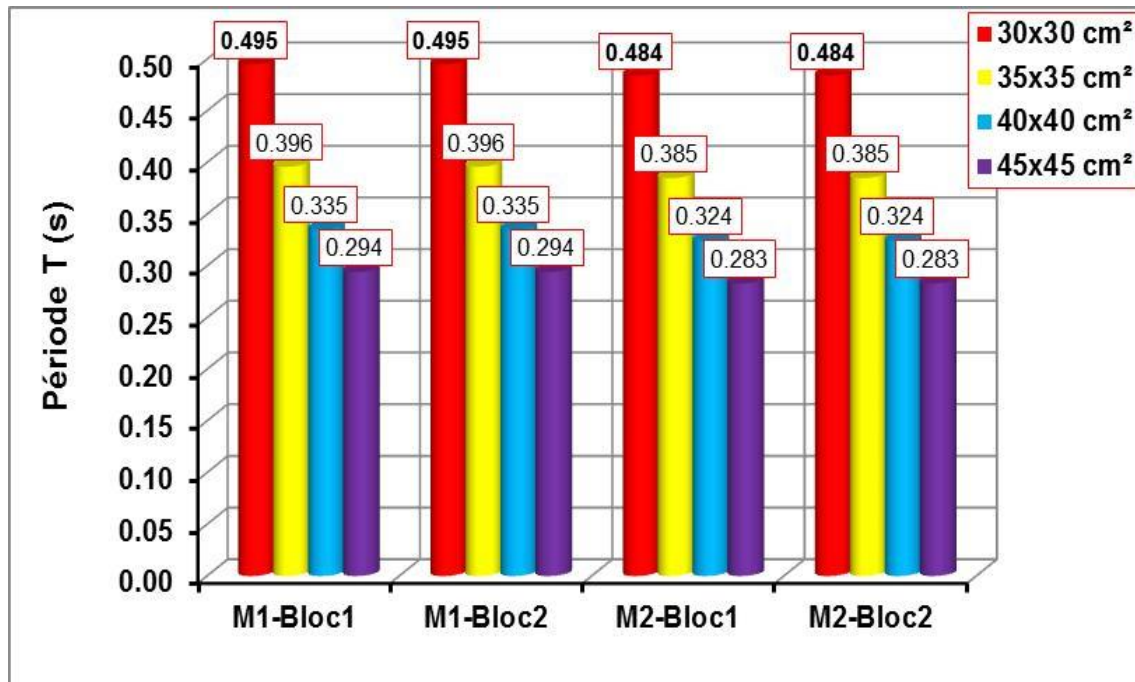
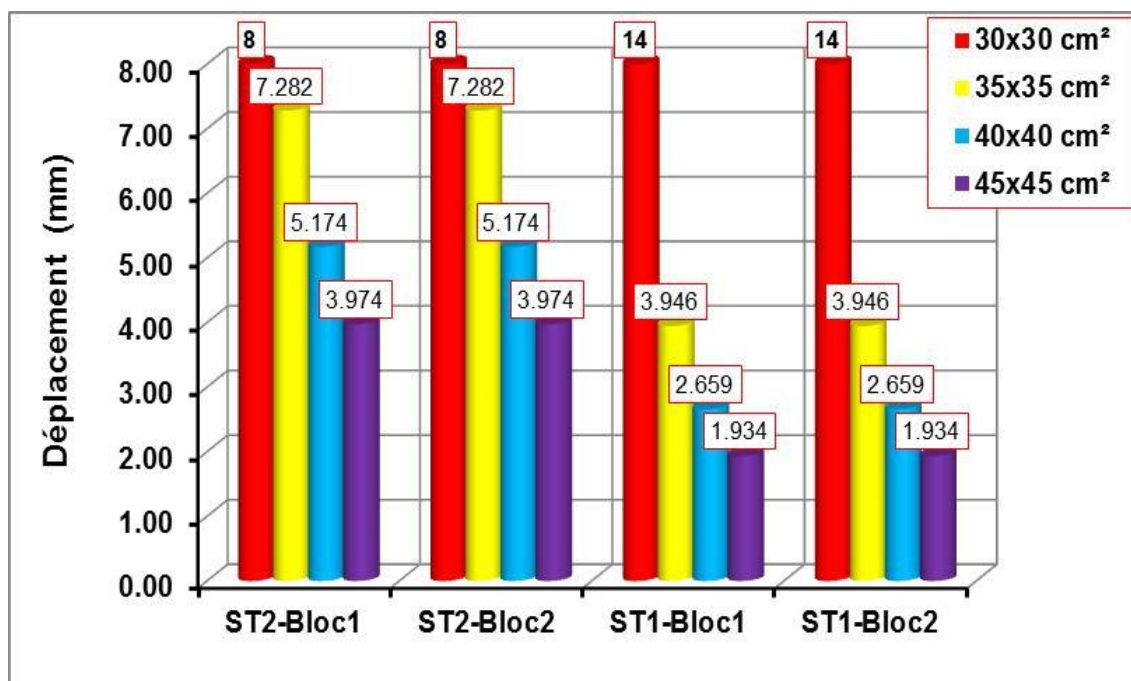


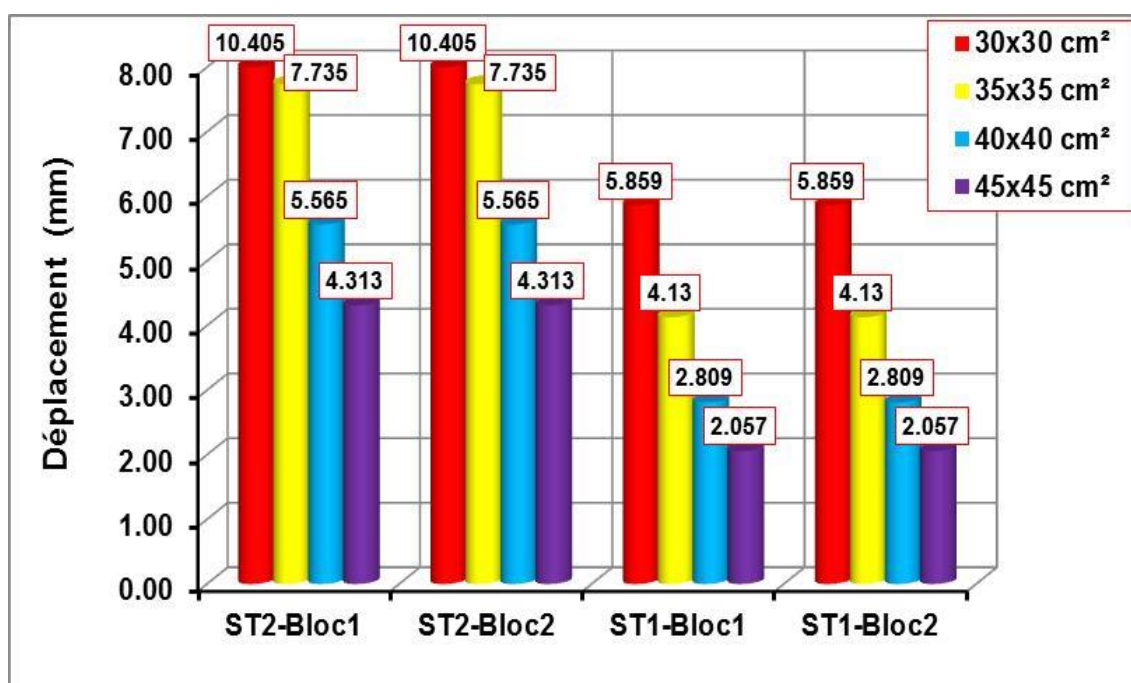
Figure 3.8 : Les résultats relatifs aux périodes de vibration obtenus pour différentes dimensions de poteaux dans la structure (R+1) modélisée.

La Figure 3.9 illustre l'évolution des déplacements latéraux mesurés au niveau de deux étages distincts, désignés par ST1 (étage supérieur) et ST2 (étage inférieur), pour deux configurations structurales : Bloc1 et Bloc2. Les résultats sont analysés en fonction de la section carrée des éléments verticaux porteurs, à savoir : 30×30 cm², 35×35 cm², 40×40 cm² et 45×45 cm². Les données révèlent que les déplacements diminuent de manière significative à mesure que la section transversale augmente. Pour le niveau ST2, les déplacements passent de 7,282 mm pour une section de 30×30 cm² à 3,974 mm pour une section de 45×45 cm². Une tendance similaire est observée au niveau de ST1, où les déplacements sont réduits de 3,946 mm à 1,934 mm entre ces mêmes sections. Ce comportement met en évidence l'influence directe de l'augmentation de la section sur la rigidité de la structure, permettant ainsi de limiter les déplacements latéraux. En comparant les deux niveaux, on remarque que les déplacements sont systématiquement plus élevés à ST2 qu'à ST1. Ce phénomène s'explique par l'accumulation des efforts horizontaux dans les étages inférieurs, ce qui accentue les déformations à ces niveaux. Il reflète également le comportement classique d'une structure soumise à des sollicitations latérales, notamment sismiques. Enfin, l'analyse comparative entre Bloc1 et Bloc2 montre que les valeurs de déplacement obtenues sont rigoureusement identiques pour chaque configuration de section et de niveau. Cette observation confirme que les deux blocs présentent une géométrie, une composition et des conditions de charge comparables, voire identiques, conduisant ainsi à des réponses mécaniques équivalentes. En résumé, l'étude met en évidence trois points essentiels : l'accroissement de la section améliore la rigidité et réduit les déplacements, les étages

inférieurs subissent des déformations plus importantes, et les deux blocs comparés présentent un comportement structurel similaire. Ces constats sont fondamentaux dans le cadre de l'analyse parasismique, notamment pour le contrôle de la dérive inter-étage, conformément aux exigences des règlements en vigueur.



(a) Sens X-X

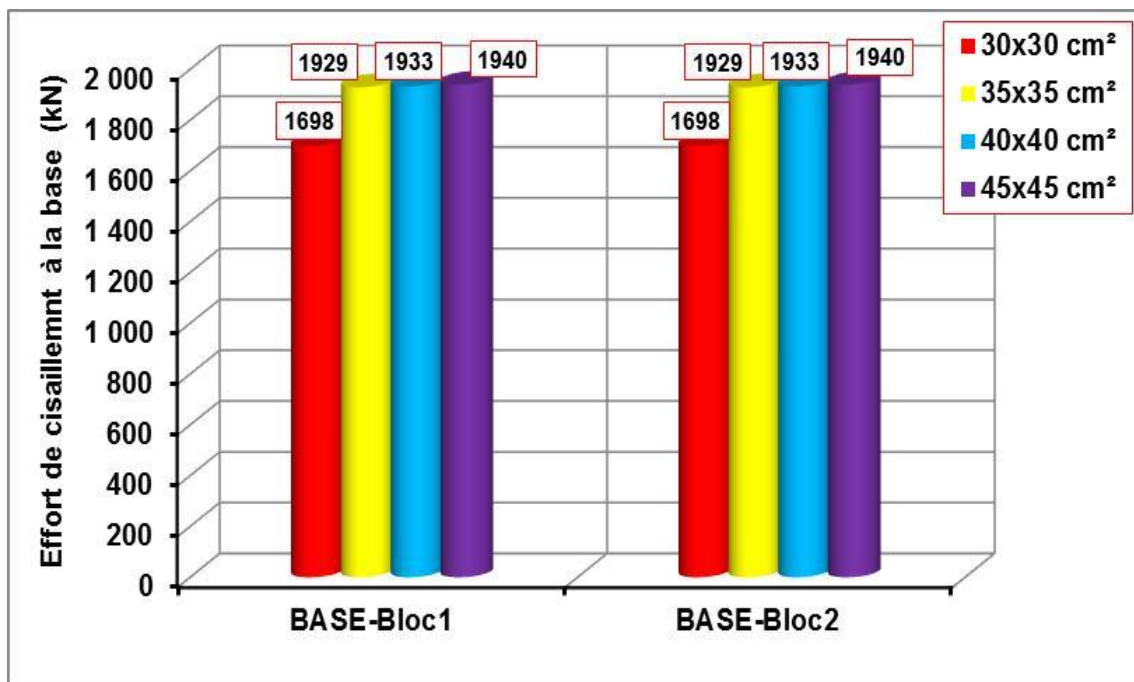


(b) Sens Y-Y

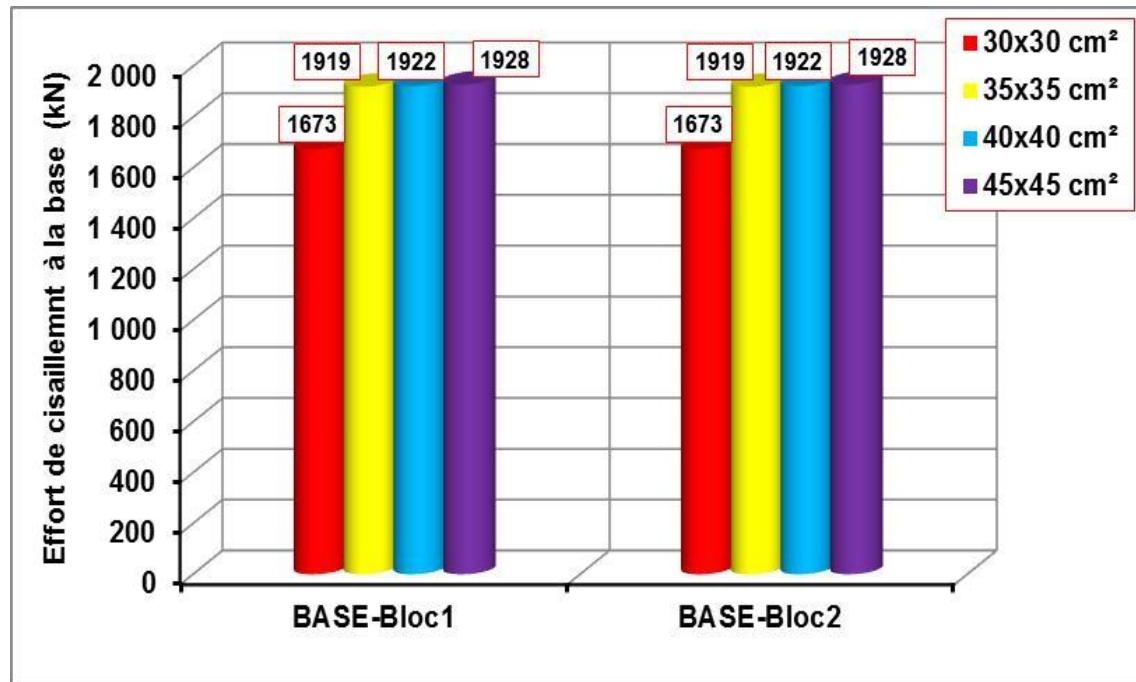
Figure 3.9 : Les résultats relatifs aux déplacements obtenus pour différentes dimensions de poteaux dans la structure (R+1) modélisée.

La Figure 3.10 illustre l'évolution de l'effort de cisaillement à la base pour les deux configurations structurales, à savoir BASE-Bloc1 et BASE-Bloc2, en fonction de différentes sections de poteaux carrés : $30 \times 30 \text{ cm}^2$, $35 \times 35 \text{ cm}^2$, $40 \times 40 \text{ cm}^2$ et $45 \times 45 \text{ cm}^2$. On observe que, pour les deux blocs, l'effort de cisaillement augmente progressivement avec la section des poteaux. En effet, cet effort passe de 1698 kN pour une section de $30 \times 30 \text{ cm}^2$ à 1940 kN pour une section de $45 \times 45 \text{ cm}^2$. Cette augmentation s'explique par la croissance de la rigidité latérale des structures, ce qui leur permet de mieux résister aux charges horizontales, notamment celles induites par les actions sismiques. Il est également remarquable que les deux blocs, BASE-Bloc1 et BASE-Bloc2, présentent exactement les mêmes valeurs d'effort de cisaillement pour chaque section. Cela indique une similitude de comportement entre les deux configurations, malgré d'éventuelles différences dans la disposition ou les hypothèses de modélisation. En somme, cette analyse met en évidence trois points essentiels :

- ✓ L'augmentation de la section des poteaux améliore significativement la capacité de la structure à résister aux efforts de cisaillement ;
- ✓ Les deux blocs réagissent de manière identique face aux sollicitations horizontales ;
- ✓ Une plus grande section assure une meilleure performance en termes de résistance latérale, renforçant ainsi la stabilité et la sécurité de la structure.



(a) Sens X-X



(b) Sens Y-Y

Figure 3.10 : Les résultats relatifs aux efforts de cisaillement obtenus pour différentes dimensions de poteaux dans la structure (R+1) modélisée.

3.7. INFLUENCE DES DIMENSIONS DES POUTRES SUR LA REPONSE SISMIQUE DES STRUCTURES EN B A

La Figure 3.11 met en évidence l'influence de la variation des dimensions des poutres sur la période fondamentale (T) de la structure. Quatre sections de poutres ont été analysées : $30 \times 40 \text{ cm}^2$, $30 \times 45 \text{ cm}^2$, $30 \times 50 \text{ cm}^2$ et $30 \times 55 \text{ cm}^2$. Les résultats sont comparés pour deux blocs de structure (Bloc 1 et Bloc 2), et pour deux modes propres de vibration, notés M1 et M2. Il ressort de cette analyse que la période T diminue progressivement à mesure que les dimensions des poutres augmentent. Pour le mode M1, la période passe de 0.396 s (poutres de $30 \times 40 \text{ cm}^2$) à 0.371 s (poutres de $30 \times 55 \text{ cm}^2$), tandis que pour le mode M2, elle évolue de 0.385 s à 0.363 s pour les mêmes sections. Cette tendance traduit une augmentation de la rigidité de la structure due à l'agrandissement des poutres, ce qui se traduit par une réponse dynamique plus rapide. Ainsi, l'utilisation de poutres de plus grandes dimensions améliore le comportement vibratoire de la structure en réduisant sa période propre.

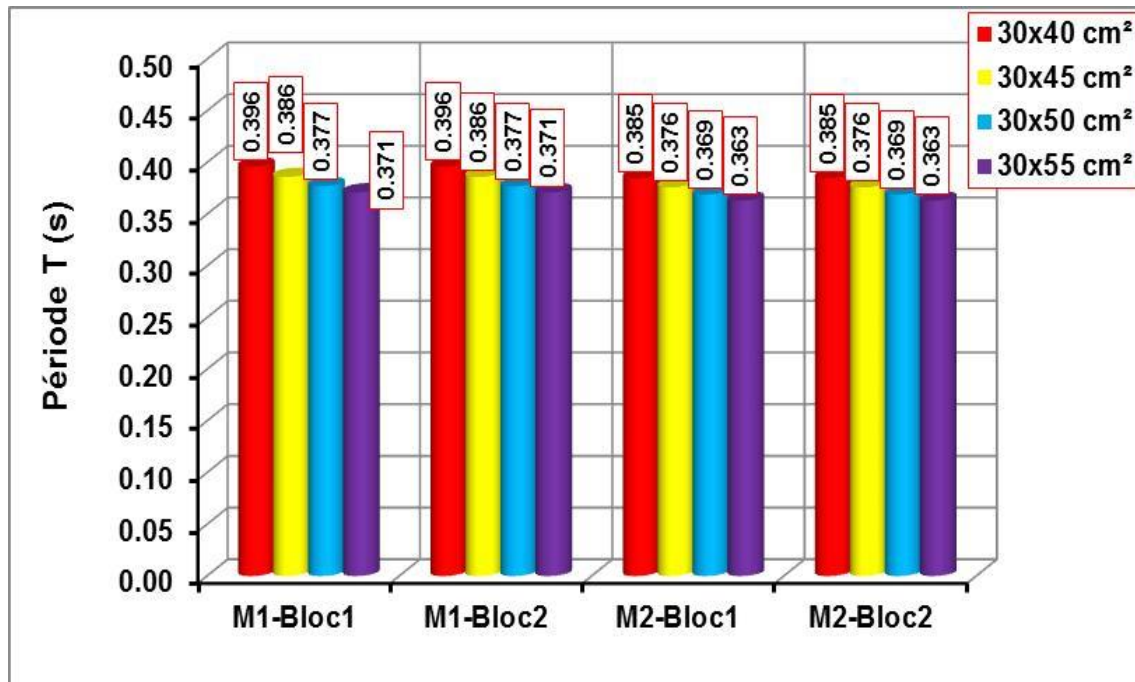
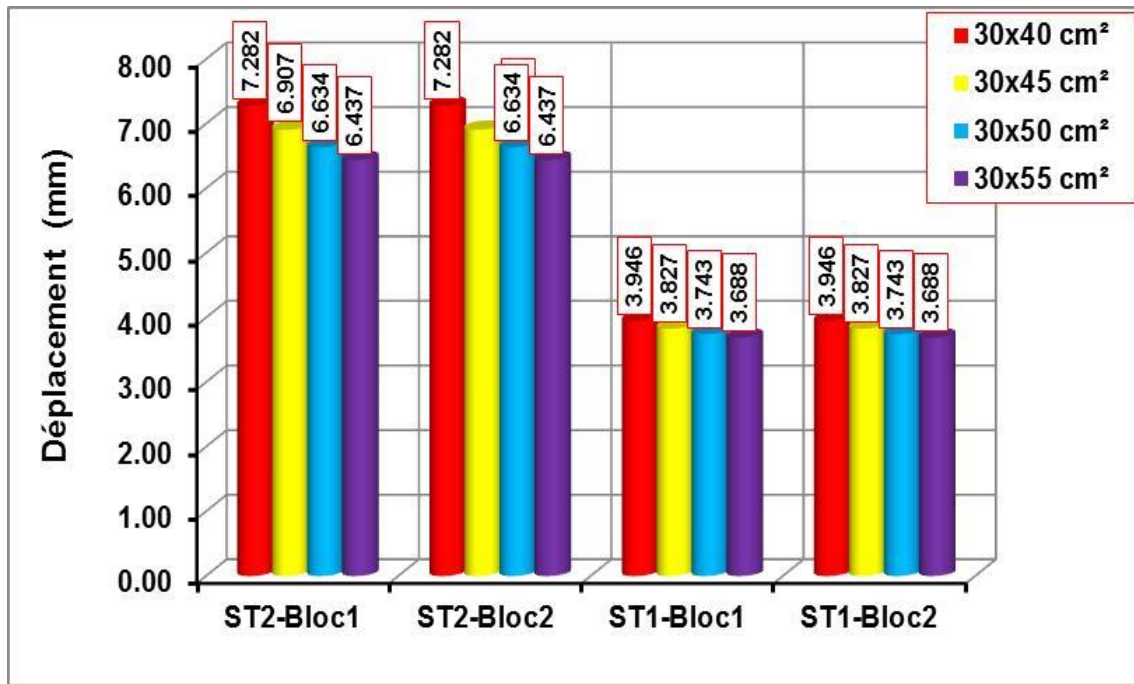


Figure 3.11 : Les résultats relatifs aux périodes de vibration obtenus pour différentes dimensions de poutres dans la structure (R+1) modélisée.

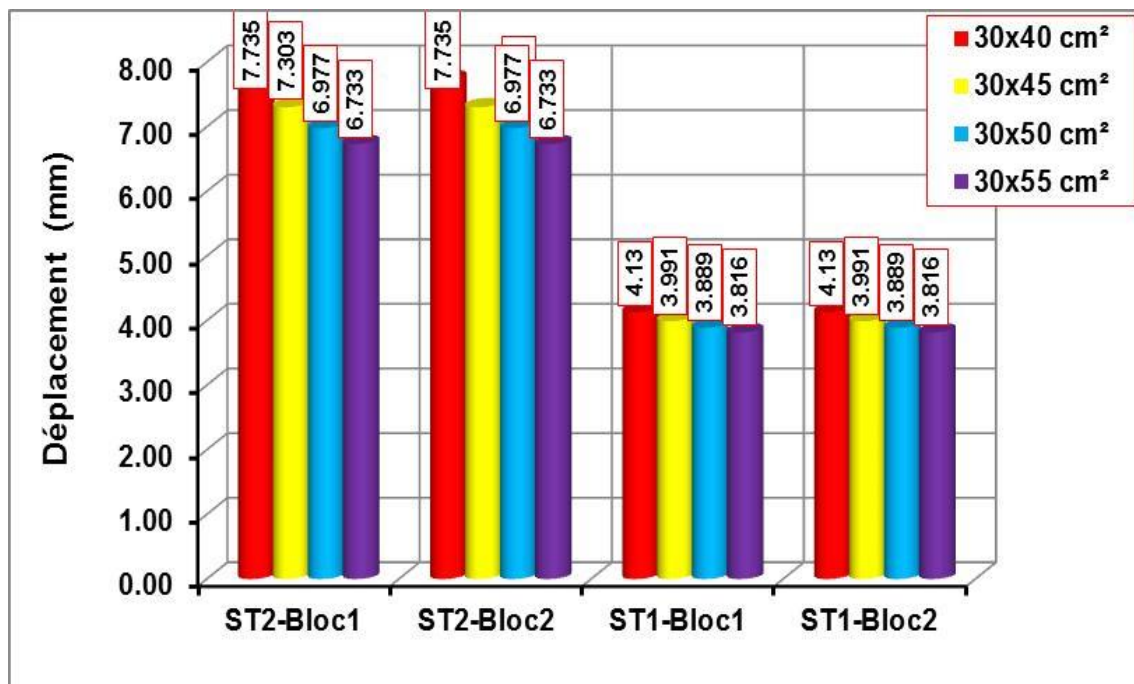
Le graphique présenté dans la Figure 3.12 met en évidence l'influence de la variation des dimensions des poutres ($30 \times 40 \text{ cm}^2$, $30 \times 45 \text{ cm}^2$, $30 \times 50 \text{ cm}^2$, $30 \times 55 \text{ cm}^2$) sur les déplacements horizontaux enregistrés au niveau de deux étages de la structure :

- ST2 correspond à l'étage de la terrasse,
- ST1 correspond à un étage courant.

Les données sont comparées pour deux configurations structurales : Bloc 1 et Bloc 2. On constate que l'augmentation des dimensions des poutres entraîne une diminution progressive des déplacements. À titre d'exemple, au niveau de la terrasse (ST2), le déplacement passe de 7,282 mm pour des poutres de $30 \times 40 \text{ cm}^2$ à 6,437 mm pour des poutres de $30 \times 55 \text{ cm}^2$ dans les deux blocs. De même, à l'étage courant (ST1), le déplacement diminue de 3,946 mm à 3,688 mm en fonction de l'augmentation des dimensions. Cette évolution met en évidence que des poutres de plus grande section augmentent la rigidité de la structure, ce qui se traduit par une meilleure performance sismique et une réduction des déplacements latéraux.



(a) Sens X-X

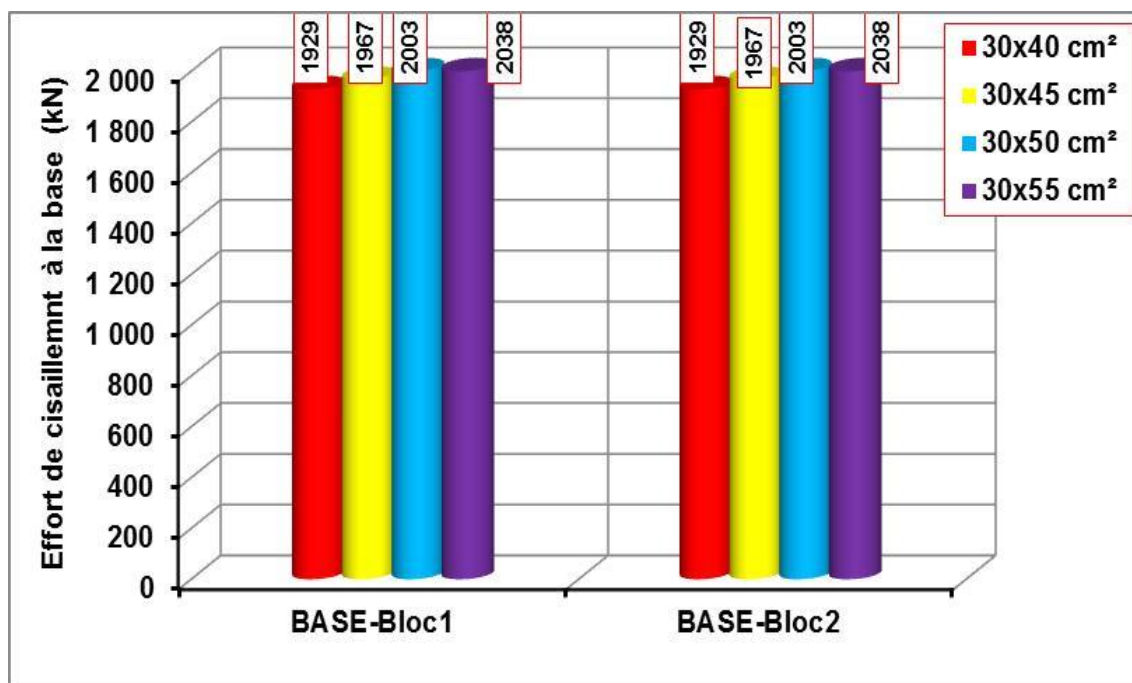


(b) Sens Y-Y

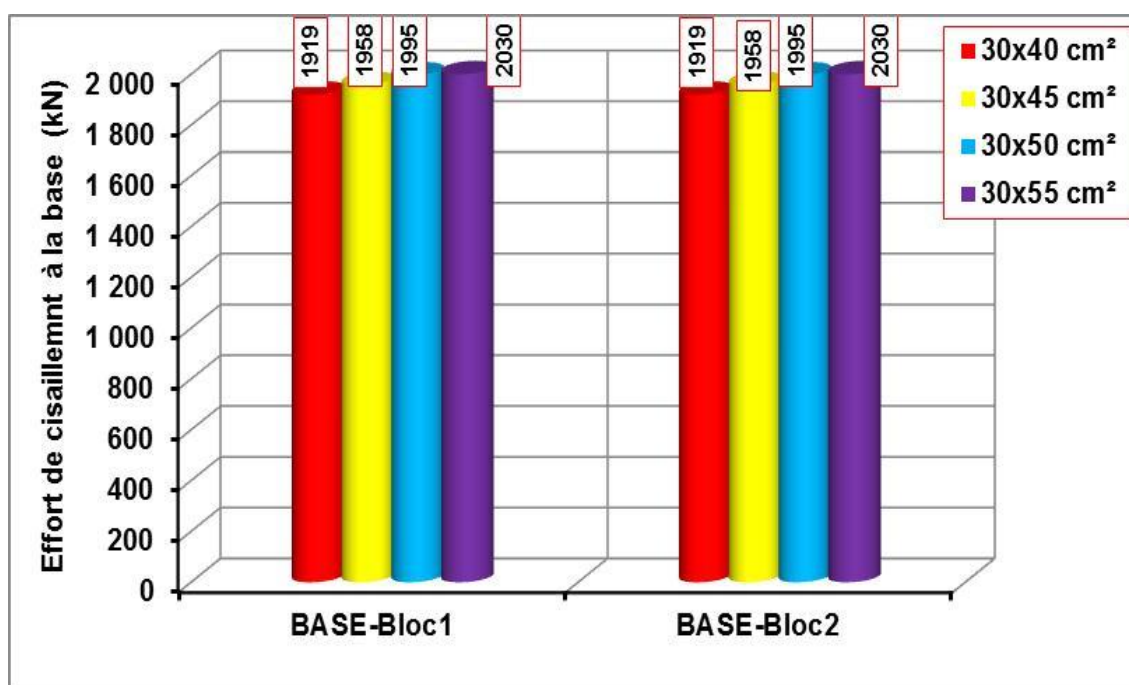
Figure 3.12 : Les résultats relatifs aux déplacements obtenus pour différentes dimensions de poutres dans la structure (R+1) modélisée.

La Figure 3.13 illustre l'évolution de l'effort de cisaillement à la base en fonction des dimensions des poutres (30×40 cm², 30×45 cm², 30×50 cm², 30×55 cm²) pour deux configurations différentes : BASE-Bloc1 et BASE-Bloc2. On observe que l'augmentation des dimensions des poutres conduit à une augmentation progressive de l'effort de cisaillement à la base. En effet, dans les deux blocs, l'effort passe de 1929 kN pour une poutre de 30×40 cm² à

2038 kN pour une poutre de 30×55 cm². Cette évolution traduit une amélioration de la rigidité latérale globale de la structure, rendant celle-ci plus résistante aux sollicitations sismiques. Ainsi, des poutres de section plus importante permettent de mieux transférer les charges latérales vers les fondations, ce qui se traduit par une augmentation de l'effort de cisaillement enregistré à la base.



(a) Sens X-X



(b) Sens Y-Y

Figure 3.13 : Les résultats relatifs aux efforts de cisaillement obtenus pour différentes dimensions de poutres dans la structure (R+1) modélisée

3.7. CONCLUSION

L'étude menée dans ce chapitre a permis de mettre en évidence l'influence significative de divers paramètres structuraux sur la réponse sismique des structures en béton armé avec joints de dilatation. À travers une série de modélisations numériques portant sur différentes configurations de hauteur (R+1 à R+4), ainsi que sur la variation des dimensions des poteaux et des poutres, plusieurs tendances importantes ont pu être dégagées.

Il a été démontré que :

1. La hauteur totale de la structure joue un rôle déterminant dans l'ampleur des déplacements horizontaux, induisant ainsi une augmentation proportionnelle de la largeur minimale des joints de dilatation requise. Cette évolution, conforme aux prescriptions du RPA99/V2003, souligne la nécessité de renforcer la séparation entre bâtiments à mesure que la hauteur augmente, notamment au-delà de trois étages, où les valeurs réglementaires sont rapidement dépassées.
2. L'agrandissement des sections des poteaux s'est révélé efficace pour améliorer la rigidité latérale des structures, réduisant ainsi significativement les déplacements et, par conséquent, la largeur des joints. Toutefois, cette solution seule devient insuffisante pour les structures de grande hauteur (R+4), où les exigences réglementaires ne peuvent plus être respectées sans recourir à des dispositifs additionnels tels que les contreventements ou les noyaux rigides.
3. L'augmentation des dimensions des poutres, bien qu'elle contribue aussi à la réduction des déplacements et à l'amélioration du comportement dynamique (réduction des périodes propres), atteint ses limites dans les structures de grande hauteur. En effet, même les poutres les plus rigides ne permettent pas toujours de maintenir la largeur du joint en dessous du seuil réglementaire.
4. La largeur du joint de dilatation a un impact négligeable sur les périodes de vibration et les déplacements globaux dans le cas des structures basses (notamment R+1), indiquant un effet dynamique limité dans ces cas-là. De même, l'épaisseur du joint n'a pas d'influence notable sur les efforts de cisaillement à la base, suggérant qu'au-delà d'un certain seuil, son optimisation ne présente plus d'intérêt structurel.

En conclusion, cette analyse souligne l'importance d'une approche globale et cohérente dans la conception parasismique des structures avec joints. Il est essentiel d'adapter les dimensions des éléments porteurs en fonction de la hauteur de la structure, tout en prévoyant des dispositifs complémentaires pour les configurations les plus exigeantes. Le respect des normes ne peut être atteint que par une combinaison judicieuse de paramètres géométriques et de choix constructifs, garantissant à la fois sécurité, performance et rationalité économique.

CHAPITRE 4

**ANALYSE PUSHOVER DES STRUCTURES
AUTOSTABLES EN BETON ARME SOUS
L'EFFET DE QUELQUES PARAMÈTRES
STRUCTURELS**

4.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous nous intéressons à l'analyse statique non linéaire, communément appelée analyse *pushover*, appliquée à des structures en béton armé contreventées par des portiques auto-stables. Cette méthode constitue un outil performant pour évaluer la réponse sismique potentielle des structures, notamment leur comportement post-élastique et leur capacité à dissiper l'énergie sous des sollicitations extrêmes. L'objectif principal de cette étude est d'examiner le comportement global de différents types de structures en béton armé sous l'effet de charges latérales croissantes, simulant l'impact d'un séisme. Pour ce faire, plusieurs configurations de structures ont été modélisées et analysées, en faisant varier à la fois la hauteur des bâtiments (R+1, R+2, R+3, R+4), les dimensions des poteaux ainsi que celles des poutres. Ces variations permettent d'observer l'influence de la morphologie structurelle sur la performance sismique, notamment en termes de rigidité, de ductilité et de résistance ultime. La première section du chapitre est consacrée à une présentation détaillée de la méthode d'analyse pushover, en mettant en lumière ses fondements théoriques, ses hypothèses de base ainsi que son champ d'application. Ensuite, une série d'analyses numériques a été réalisée à l'aide du logiciel ETABS version 9, reconnu pour ses capacités de modélisation avancée des structures en béton armé. Les résultats obtenus sont présentés sous forme de courbes de capacité, qui permettent de visualiser la relation entre la force latérale appliquée et le déplacement global de la structure. L'identification du point de performance pour chaque configuration permet de comparer l'efficacité des différents systèmes porteurs et de tirer des conclusions sur le dimensionnement optimal des éléments structuraux. Cette étude comparative offre ainsi une base de réflexion sur le comportement réel des structures face aux sollicitations sismiques et met en évidence l'intérêt de l'analyse pushover comme outil d'aide à la conception parasismique.

4.2. ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE

Le principe de base de calcul parasismique d'une structure en béton armé dans le domaine élastique consiste essentiellement à assurer un degré de sécurité acceptable, permettant de réduire les risques relatifs aux défaillances, aux catastrophes et aux pertes de vie. Néanmoins, pour une structure soumise à un violent séisme est sollicitée au delà du domaine élastique, les méthodes élastiques classiques s'avèrent insuffisantes, du fait qu'ils n'approchent pas au comportement réel de la structure. Pour cela un outil performant souvent utilisé dans ce domaine est fourni par les courbes de capacité qui décrivent la probabilité d'atteindre ou dépasser un état de dommage provoqué par un séisme violent, c'est la procédure d'analyse statique non linéaire « Push-over ».

4.2.1. Identification de la méthode push-over

Une traduction littérale du terme anglais donne une bonne idée du principe général : il s'agit de pousser le bâtiment construit (avec ces vrais propriétés) jusqu'à l'effondrement afin de déterminer l'effort maximal auquel il peut résister. Cet «essai destructif» n'est évidemment pas entrepris dans la réalité, mais la méthode push over vise à donner les outils nécessaires à le réaliser virtuellement par le calcul. Il s'agit donc d'une analyse sous charge permanente constante qui consiste à augmenter progressivement les actions horizontales tout en respectant leur distribution jusqu'à atteindre la rupture. Le but est de vérifier une structure dans l'état de son dimensionnement. Si la structure est capable de résister à une force horizontale supérieure à la valeur règlementaire (moyennant un coefficient de sécurité tout de même), le dimensionnement est jugé satisfaisant, quel que soit la valeur du coefficient de comportement réellement atteint.

Etant donné la nature non linéaire du comportement du bâtiment, il s'agit en fait d'une analyse en déplacement. L'idée est de fixer un objectif en déplacement et de vérifier que le bâtiment peut résister aux efforts qui en résultent. Cet objectif est censé représenter le déplacement maximal qu'aura à subir le bâtiment lors du séisme. Il en résulte que l'outil de base de cette méthode est la courbe de capacité du bâtiment (voir la Figure 4.1) qui donne la relation entre le déplacement horizontal en tête du bâtiment et la force horizontale à la base de celui-ci. C'est cette courbe qui tient compte du comportement non linéaire de l'ouvrage.

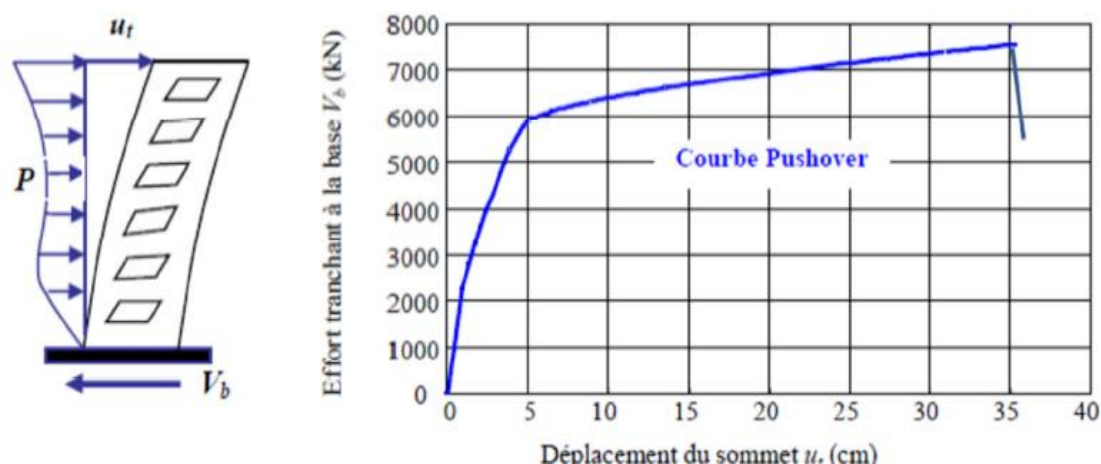


Figure 4.1 : Signification physique de la courbe de capacité d'une structure (Mahboub 2013).

4.2.2. Niveau d'endommagement

Pour différentes amplitudes de l'excitation sismique, il s'ensuit des niveaux de déformation dans une structure, de sorte que les éléments de cette dernière vont atteindre et dépasser leur limite élastique. Par conséquent, la structure va subir de dommages sous formes de fissurations, d'instabilités, de ruptures de certains de ses éléments. Et lorsqu'un élément

structural subit des dommages, sa raideur diminue, et s'ensuit souvent une perte de sa résistance lorsque la réponse d'une déformation permanganate subsisteront (Belazouz 2016). D'autre part, Le règlement FEMA 273 1997 définit les points (IO, LS, CP) afin de décrire l'état de dégradation de chaque section et ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique comme il est montré :

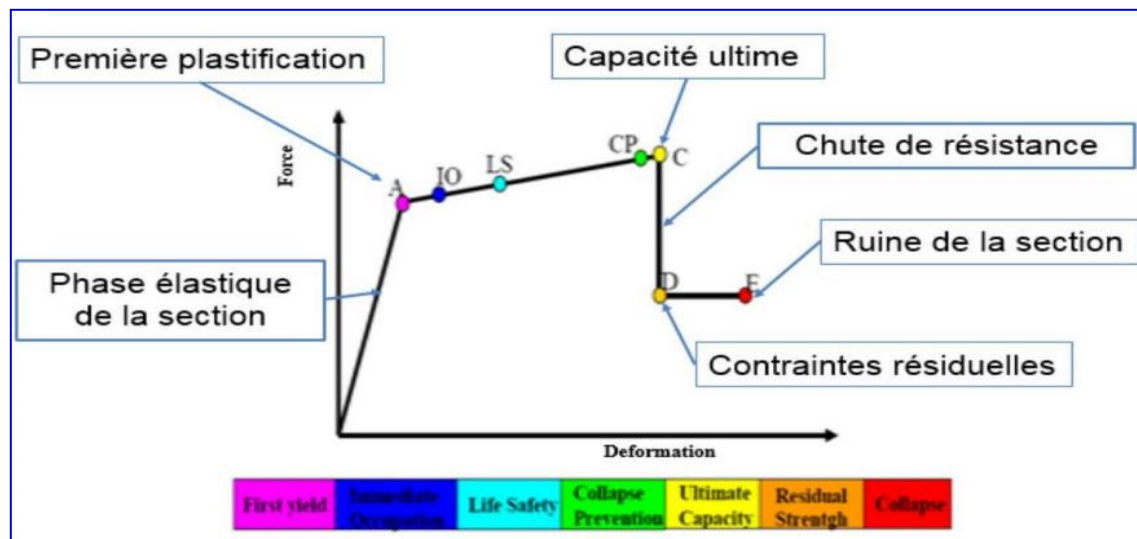


Figure 4.2 : Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages (belkhir 2012).

A : Représente la 1^{ère} plastification, aucune déformation au niveau des rotules, toutes les déformations élastiques sont ignorées.

C : Représente la capacité ultime de l'analyse push-over.

D : Représente la résistance résiduelle de l'analyse.

E : Représente la rupture totale des éléments.

D'autres points additionnels adoptés par les codes de calcul pour l'appréciation de l'analyse non-linéaire statique sont :

- ❖ Au niveau **IO** (Immediate Occupancy) : les dommages sont relativement limités, la section garde une grande partie de sa raideur initiale.
- ❖ Au niveau **LS** (Life Safety) : la section a subi des dommages importants, pouvant entraîner une perte significative de sa raideur.
- ❖ Au niveau **CP** (Collapse Prévention) : la section a subi de grandes déformations post élastiques, au-delà de ce niveau la section est susceptible de se rompre.
- ❖ Les déformations (IO, LS, CP) définissent le niveau d'endommagement des rotules en se référant aux tableaux présentées dans le règlement américain (FEMA 273 1997).

4.2.3. Principe de la méthode push-over

Le principe de la méthode Push-over consiste à superposer une courbe représentant la capacité résistance d'une structure issue d'une analyse non linéaire Push-over (poussée progressive) avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme.

L'intersection de ces deux courbes évaluées à partir des considérations qui vont suivre représente un point de performance permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira et subséquemment son degré de pénétration dans le domaine plastique (Belkheir 2012).

Les étapes nécessaires pour réaliser une analyse Push-over sont comme suit :

- Définition et attribution des rotules plastiques aux éléments du modèle de la structure.
- Définition de la distribution verticale des charges horizontales.
- Définition d'un déplacement cible comme référence du déplacement attendu de la structure lors du séisme.
- Application des charges horizontales représentant le séisme que l'on fait connaitre de façon monotone jusqu'à l'atteinte.

Différentes méthodes sont utilisées dans l'application des distributions des charges latérales pour l'évaluation des performances :

- Méthode des coefficients (DCM) : décrite dans la FEMA 273 1997.
- Méthode de Capacité spectrale (CSM) : recommandée par l'ATC-40 1996.
- Méthode N2 : recommandée par l'Eurocode8 2003.

4.2.4. Principe de la méthode de la capacité spectrale ATC 40

La méthode de capacité spectrale est l'une des méthodes les plus utilisées pour l'estimation de la performance sismique des structures, développée par Freeman *et al.* 1975 et Freeman 1998, cette méthode a connue par la suite plusieurs modifications, les versions les plus récentes (Procédures A, B, C) sont exposées dans l'ATC40. Elle consiste à superposer dans un graphe de type (Sa-Sd) la courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse non linéaire en poussée progressive (**courbe de capacité**) et celle représentative de la sollicitation apportée par le séisme (**Demande**).

• **La courbe de capacité** est obtenue en appliquant à la structure une distribution des forces latérales incrémentées jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible défini. Cependant, La courbe traduisant le comportement de la structure est tracée en portant en abscisse le déplacement du sommet (d) et en ordonnée l'effort tranchant à la base (V). La courbe de capacité est transformée en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération d'une structure à un seul degré de liberté à son déplacement

en multipliant l'effort tranchant (V) et le déplacement (d) respectivement par $\left(\frac{1}{\alpha_1 w} \right)$ et $\left(\frac{1}{p_{f1} \phi_1} \right)$

Avec :

α_1 : Pourcentage de participation massique du mode fondamental.

w : Masse sismique de la structure.

P_{f1} : Facteur de participation modal du mode fondamental

Φ_1 : Amplitude du mode fondamental.

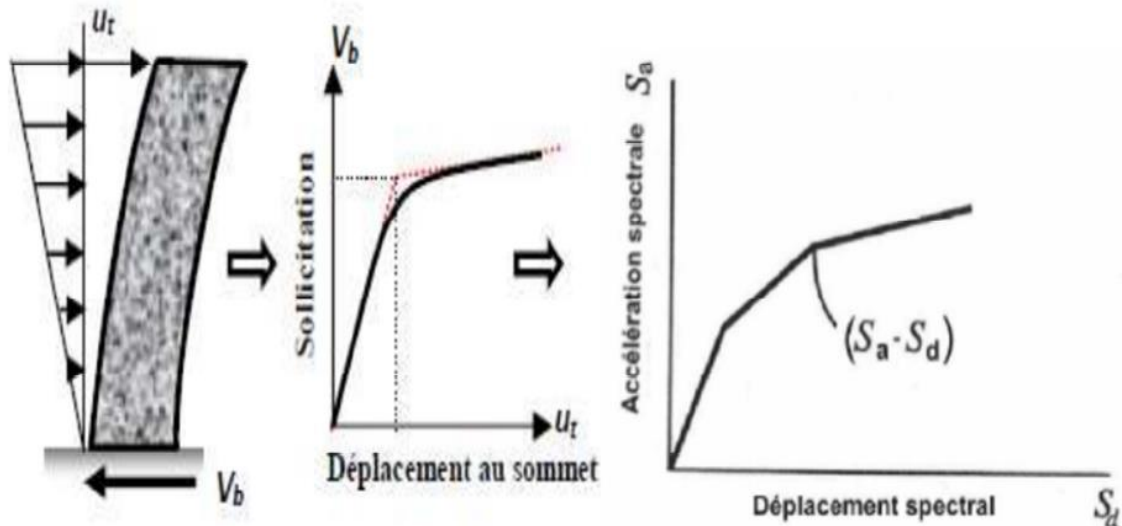


Figure 4.3 : La courbe de capacité « push-over » (Mansouri 2015).

- **La demande sismique inélastique** est obtenue par la réduction du spectre de réponse élastique amorti à 5% par des facteurs qui dépendent de l'amortissement effectif de la structure (β_{eff}) (Belkheir 2012). Les étapes de détermination de la demande sismique peuvent être résumées comme suit :

1. Détermination du spectre élastique amorti à 5%.

Le spectre de réponse définie dans le règlement algérien (RPA 99/V2003) est une courbe de réponse maximal d'accélérations (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Pour obtenir un spectre élastique amorti à 5%, il suffit d'attribuer une valeur égale à l'unité pour le coefficient de comportement (R) et le facteur d'amortissement (η).

Le facteur d'amortissement effectif (β_{eff}) défini dans le règlement ATC 40 est noté (η) dans le règlement parasismique algérien (RPA99/V2003).

2. Transformation du spectre élastique au format accélération-déplacements.

Le spectre de réponse élastique est transformé du format traditionnel accélération-périodes (S_a-T) (Figure 4.4), au format accélération-déplacements (S_a-S_d) (Figure 4.5), en utilisant la relation suivante :

$$S_{de} = \left(\frac{T_n^2}{4 \cdot \pi^2} \right) \times S_{ae} \quad (4.1)$$

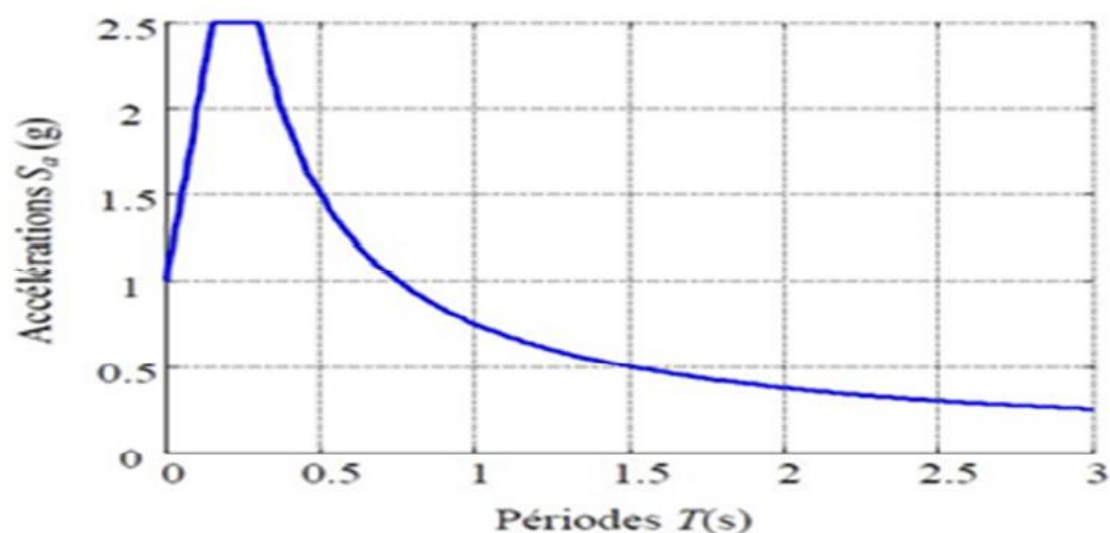


Figure 4.4 : Spectre de réponse élastique en format traditionnel accélérations-périodes (Belkheir 2012).

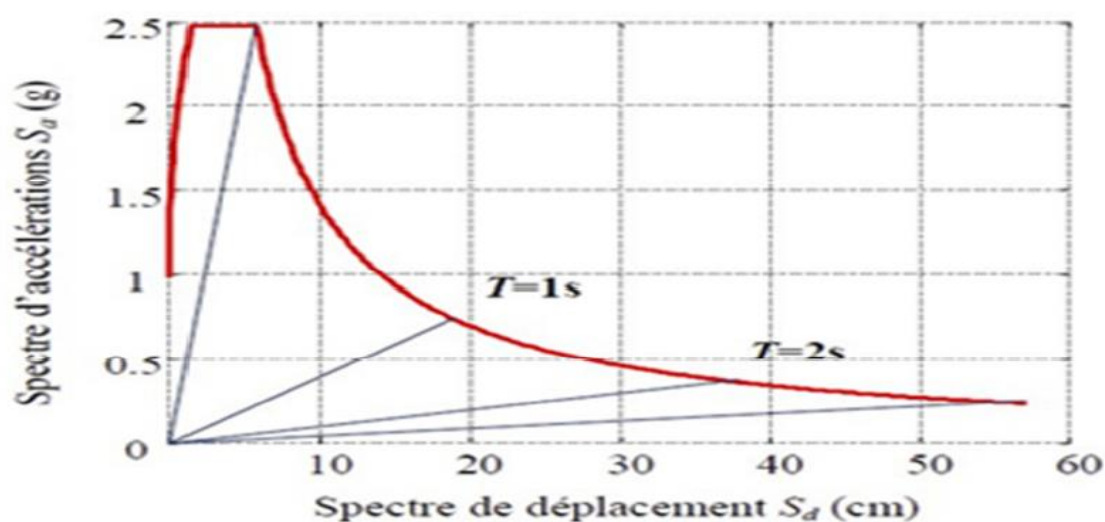


Figure 4.5 : Spectre de réponse élastique en format accélérations-déplacements (Belkheir 2012).

3. Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité

Une représentation bilinéaire de la courbe de capacité est nécessaire pour estimer l'amortissement effectif (β_{eff}), elle nécessite la définition du point (a_{pi} , d_{pi}), qui représente le point de la performance d'essai estimée par l'ingénieur pour développer la demande spectrale réduite, la première estimation du point (a_{pi} , d_{pi}) est généralement définie en utilisant le principe d'égalité du déplacement maximal

Pour construire la représentation bilinéaire de la courbe de capacité, le premier segment est tracé à partir de l'origine avec une pente correspondant à la rigidité initiale de la structure (segment élastique). Ensuite, Le deuxième segment est tracé en reliant le point (a_{pi} , d_{pi}) à un point (a_y , d_y) qui est définie de tel façon à avoir l'égalité de surfaces A_1 et A_2 (Figure 4.6).

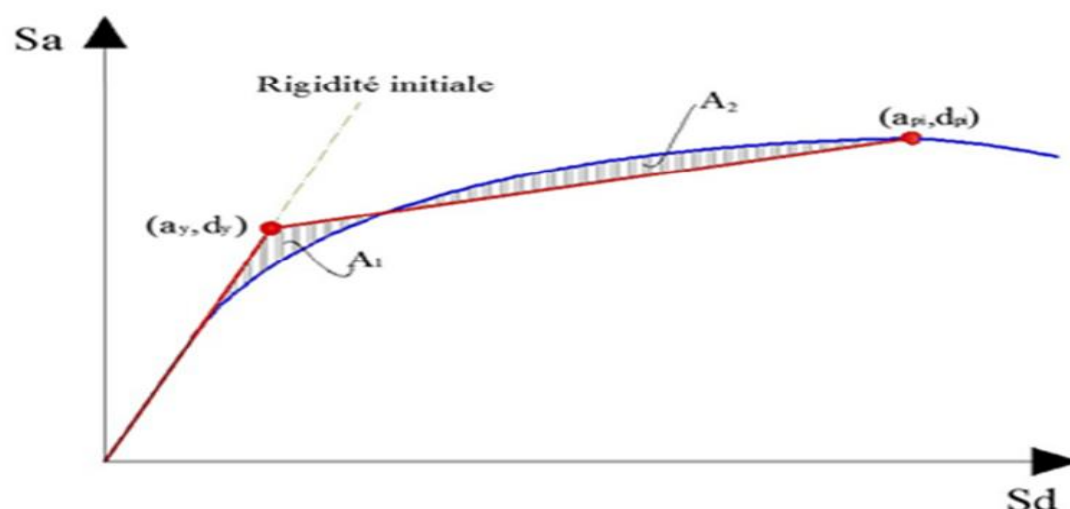


Figure 4.6 : Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité (Belkheir 2012).

En d'autres termes, cette méthode est basée sur le principe que si la demande en énergie à dissiper, représentée par l'amortissement (β_{eff}) est supérieure à la demande initiale qui correspond à un amortissement visqueux de ($\beta_{eff} = 5\%$), le comportement inélastique de la structure est approché par l'accroissement du coefficient d'amortissement visqueux.

L'intersection de ces deux courbes représente le **point de performance**, qui permet d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique (Figure 4.7).

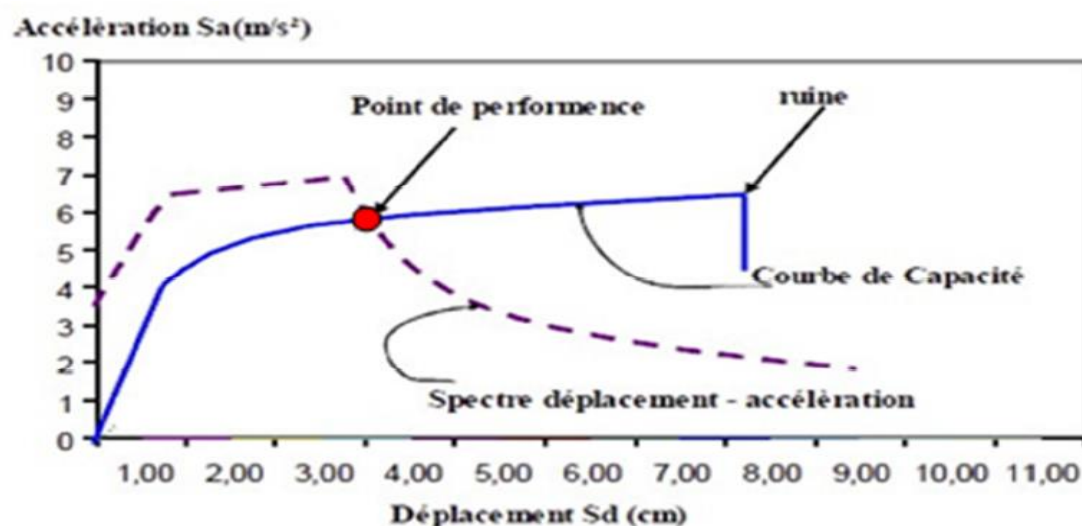


Figure 4.7 : Différents éléments de la méthode capacité spectrale (ATC40), (Ykhlef et Ghezli 2016).

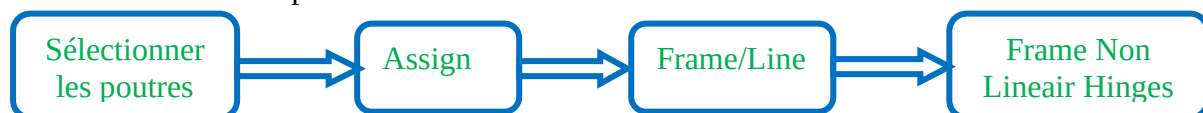
4.2.5. Définition du comportement non linéaire des poutres et poteaux

La structure étudiée est une structure auto-stable. En effet, les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires, le comportement non

linéaire des éléments est traduit par l'introduction de rotules plastiques "Plastic Hinge" aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier. Des rotules de type moment (M2 et M3), peuvent être définies le long des éléments linéaires, par ailleurs le logiciel offre aussi la possibilité de définir des rotules qui prennent en compte le couplage effort normal-moment (PMM). Pour nos modèles de calculs, nous allons introduire dans les poutres et les poteaux des rotules plastiques avec des lois de comportements définies par défaut par le logiciel comme suit :

- **Poteaux** : rotules de flexion (de type P-M2-M3).
- **Poutres** : rotules de flexion (de type M3).

Les propriétés des différents types de rotules plastiques définies par défaut par le logiciel sont extraites des règlements américains ATC40 1996 et FEMA 273 1997. Pour chaque type de rotule, le comportement non linéaire est défini par un modèle idéalisé, représenté par une courbe force- déformation. Les rotules de flexion "Default M3" sont introduites aux niveaux des zones nodales des poutres comme suit :



Dans la fenêtre qui apparaît (Figure 4.8), pour chaque type de rotule on choisit "**Hinge Property**", et on introduit dans la case "**Relative Distance**" les valeurs (0,2) et (0,8) qui correspondent respectivement aux nœuds origines et extrémités de chaque poutre.

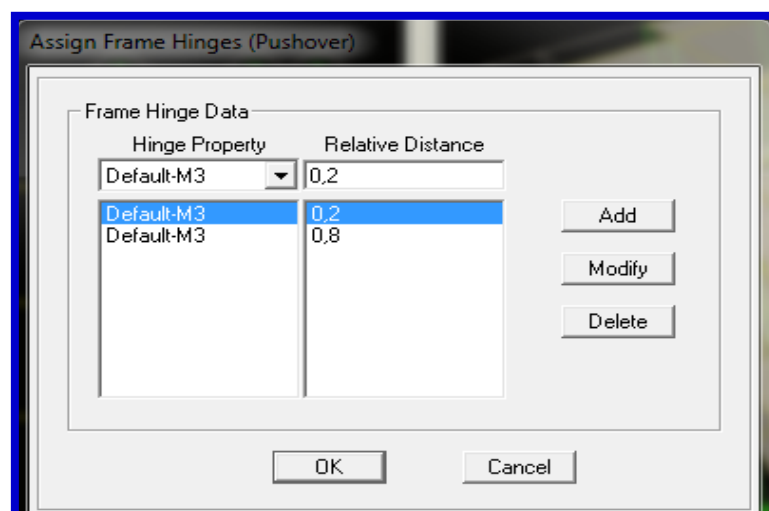
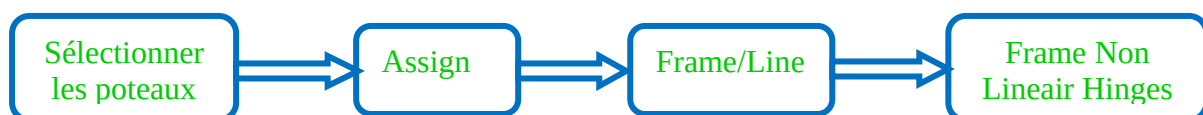


Figure 4.8 : Introduction des rotules plastiques des poutres.

Pour ce qui est des poteaux, on introduit des rotules de type "Default PMM" qui tiennent compte de l'interaction (effort normal-moment).



Dans la fenêtre qui apparait (Figure 4.9), pour chaque de type de rotule choisie “**Hinge Property**”, on introduit dans la case “**Relative Distance**” les valeurs des rapports (0,2) et (0,8) qui correspondent aux extrémités des poteaux.

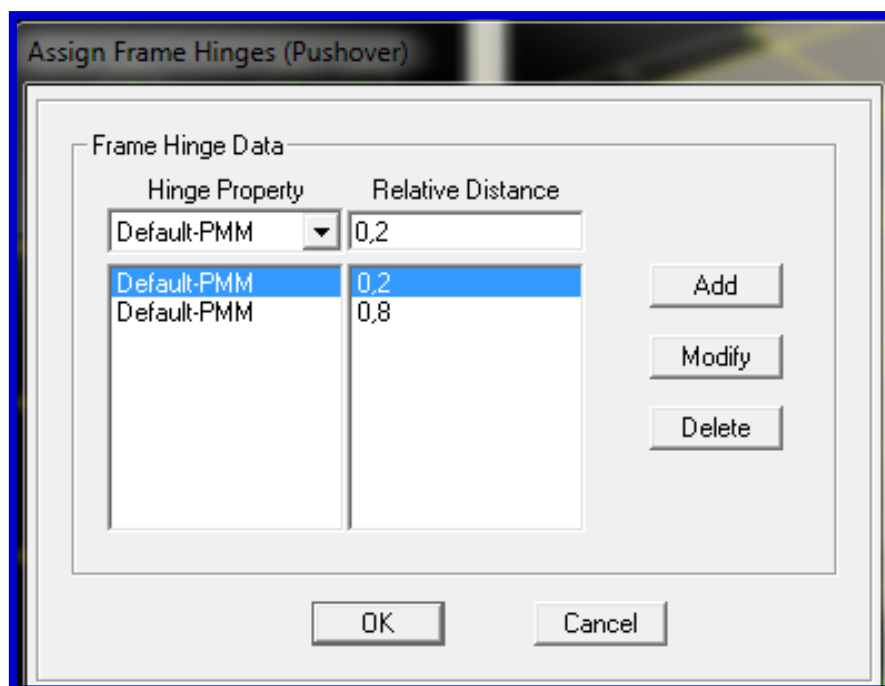


Figure 4.9 : Introduction des rotules plastiques des poteaux.

4.2.6. Calcul du chargement d'analyse Push-over

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir en compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$ ou T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur F_t ne dépassera pas en aucun cas $0,25V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes. La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} \dots\dots\dots (4.2)$$

Avec,

V : La force sismique totale ;

W_i : Le poids propre de l'étage considéré ;

h_i : La hauteur d'étage.

4.2.7. Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (Push Over)

Après avoir défini le comportement non linéaire (introduction des rotules plastique) des éléments de la structure (poteaux et poutres), on passe à la prochaine étape qui consiste à définir le chargement de l'analyse push-over.

Pour notre étude on adoptera une analyse en mode « déplacement contrôlé » c'est-à-dire la structure subira une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible

a. Définition de l'analyse sous charges gravitaires

Cette procédure consiste à définir les charges gravitaires dans le domaine non linéaire (voir la figure 4.10), pour cela on adopte les étapes suivantes :

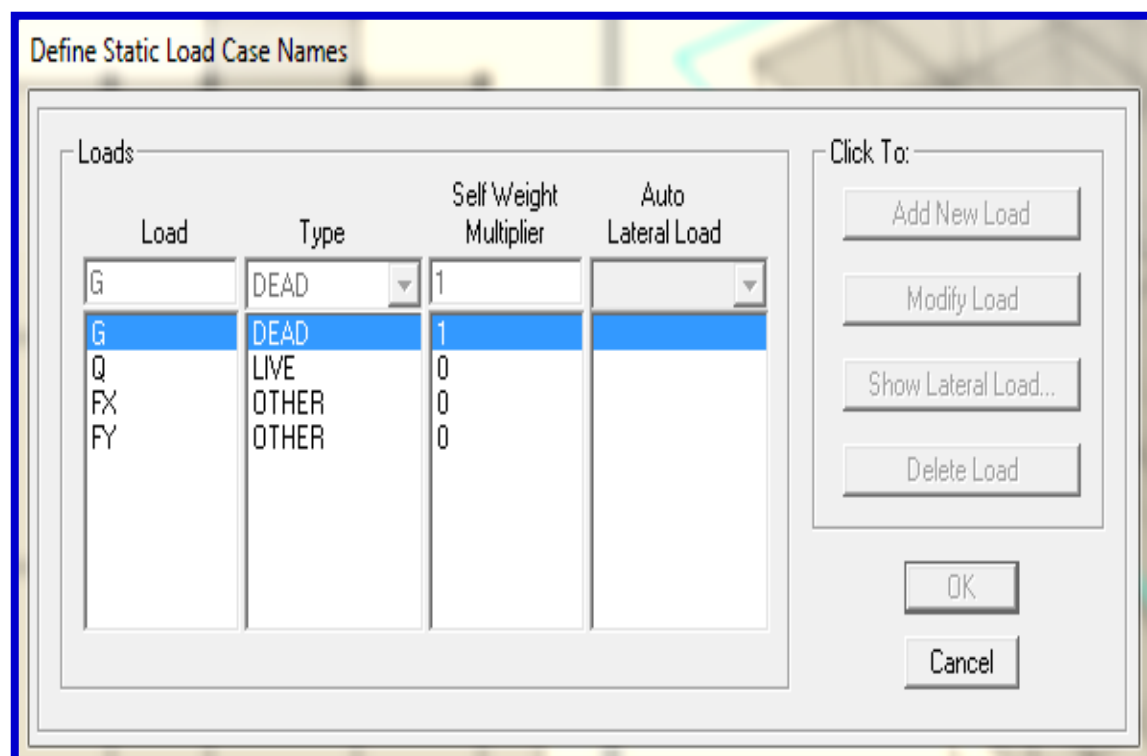
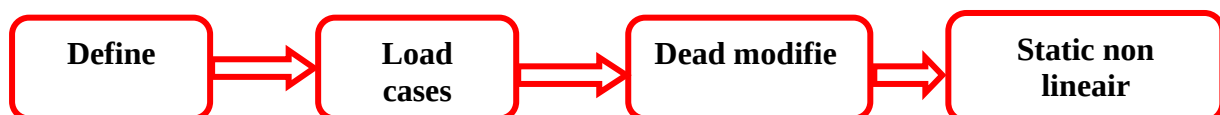


Figure 4.10 : Définition de l'analyse sous charges gravitaires verticale.

b. Définition de l'analyse push-over sous charges horizontales

A présent que l'analyse sous charges gravitaires est définie, la prochaine étape consiste à définir l'analyse push-over sous charges horizontales (voir la figure 4.11). Pour cela on clique sur :

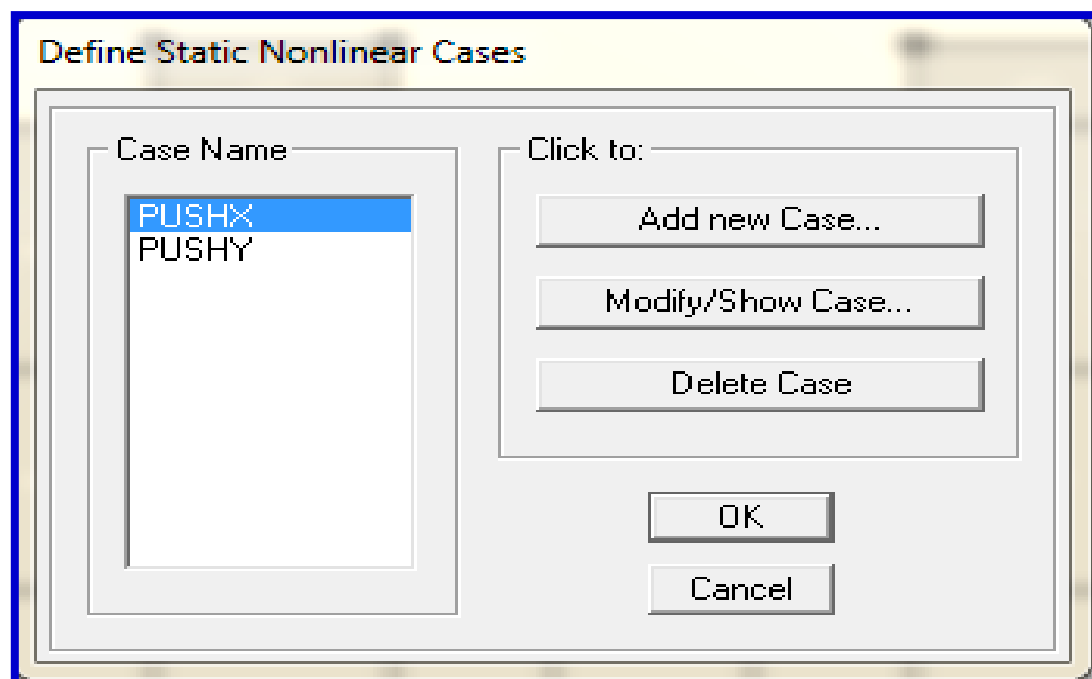
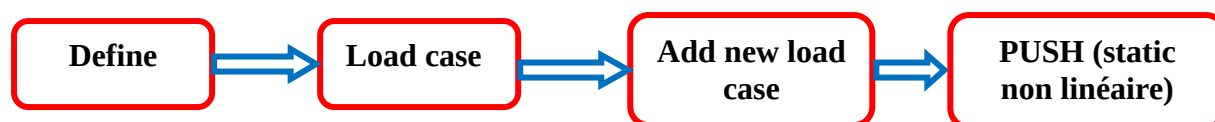


Figure 4.11 : Définition de l'analyse push-over sous charges horizontales.

4.3. ANALYSE DES RESULTATS

4.3.1. Effet de la hauteur totale sur la capacité portante

La figure (4.12) illustre l'évolution de l'effort tranchant à la base (en kN) en fonction du déplacement au sommet (en mm) pour quatre configurations structurelles différentes, désignées par (R+1), (R+2), (R+3) et (R+4). Ces courbes permettent d'analyser le comportement global d'une structure soumise à un chargement horizontal, en mettant en évidence à la fois sa résistance et sa ductilité.

De manière générale, la courbe (R+1), représentée en rouge, affiche la résistance maximale la plus élevée, atteignant environ 6900 kN, avec une bonne rigidité initiale et une dégradation progressive de la capacité portante après le pic. Ce comportement traduit une excellente performance en termes de résistance et une ductilité satisfaisante, ce qui en fait une configuration particulièrement efficace pour les structures nécessitant à la fois solidité et stabilité post-élasticité.

La courbe (R+2), en vert, montre également une rigidité initiale élevée, mais elle atteint un effort maximal inférieur, aux alentours de 6000 kN. Ce qui la distingue est la perte rapide et brutale de capacité après le pic, traduisant une faible ductilité et un comportement fragile. Cette configuration apparaît donc comme moins performante, surtout en situation de chargement sismique ou cyclique nécessitant une dissipation d'énergie.

La courbe (R+3), en bleu, présente une résistance comparable à celle de (R+2), mais avec une capacité à supporter des déplacements plus importants, ce qui révèle une ductilité améliorée. Cette configuration offre un bon compromis entre résistance et déformabilité, et s'avère plus stable que (R+2) après la charge maximale.

Enfin, la courbe (R+4), représentée en violet, atteint l'effort tranchant le plus élevé, proche de 7000 kN, tout en affichant une rigidité initiale plus faible. Toutefois, elle se démarque par sa capacité exceptionnelle à supporter de grands déplacements, allant jusqu'à 95 mm. Ce comportement très ductile indique une aptitude élevée à dissiper l'énergie, faisant de cette configuration le choix idéal pour des structures exposées à des sollicitations extrêmes, comme les séismes.

En résumé, (R+1) apparaît comme la meilleure solution pour maximiser la résistance tout en conservant une bonne stabilité, tandis que (R+4) est à privilégier lorsqu'une grande déformabilité est recherchée. Les configurations (R+2) et (R+3) offrent des performances intermédiaires, la première étant pénalisée par un comportement fragile post-pic, et la seconde se révélant plus stable et ductile. Ces résultats soulignent l'importance d'un choix judicieux des configurations en fonction des objectifs structuraux, qu'il s'agisse de résistance maximale ou de capacité de dissipation d'énergie.

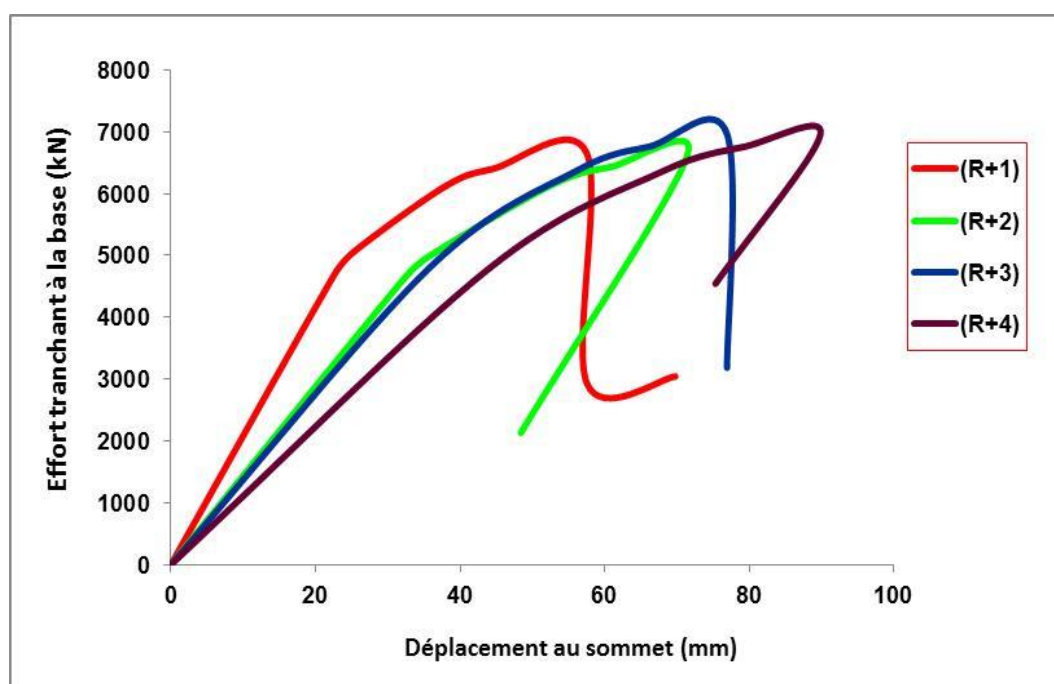


Figure 4.12 : Comparaison des courbes de capacité (effort tranchant-déplacement) sens XX.

4.3.2. Effet des dimensions des poteaux sur la capacité portante

La figure (4.13) présente les courbes de capacité illustrant la relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement horizontal au sommet pour des poteaux de différentes sections carrées : (30×30), (35×35), (40×40) et (45×45) cm². L'analyse comparative montre que l'augmentation des dimensions des poteaux entraîne une amélioration notable de la capacité portante latérale de la structure. Le poteau de section 30×30 cm² affiche la résistance la plus faible, avec un effort maximal d'environ 5 000 kN et un comportement post-pic relativement ductile. En augmentant la section à 35×35 cm², la résistance maximale s'élève à près de 6 500 kN, accompagnée d'un léger gain en déplacement ultime. La section 40×40 cm² offre une capacité plus élevée (environ 8 000 kN), mais présente une chute brutale de résistance après le pic, révélant un comportement plus fragile malgré sa rigidité. Enfin, la section 45×45 cm² atteint une résistance maximale proche de 10 000 kN tout en maintenant une stabilité appréciable après le pic, ce qui traduit un comportement à la fois résistant et ductile. En résumé, l'augmentation de la surface de section améliore significativement la résistance et la ductilité, avec une performance optimale observée pour la plus grande section, faisant de celle-ci la plus adaptée aux sollicitations latérales sévères.

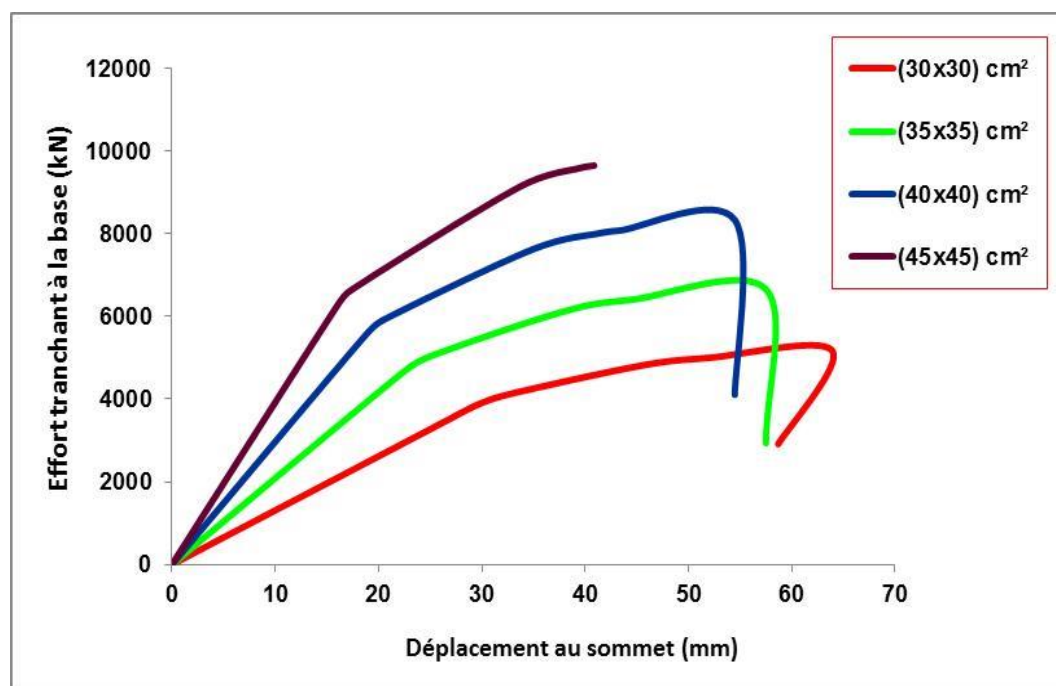


Figure 4.13 : Comparaison des courbes de capacité (effort tranchant-déplacement) sens XX.

4.3.3. Effet des dimensions des poutres sur la capacité portante

La figure (4.14) représente les courbes de capacité d'une structure en faisant varier les dimensions des poutres, exprimées en cm^2 . On y observe l'évolution de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet. Dans la phase initiale (jusqu'à environ 15 mm), toutes les courbes présentent une pente similaire, indiquant une raideur élastique comparable, ce qui suggère une configuration générale constante. À mesure que le déplacement augmente, les poutres de plus grande section (notamment $35 \times 55 \text{ cm}^2$) atteignent des efforts tranchants plus élevés, montrant une capacité portante supérieure. Le pic de résistance augmente ainsi progressivement de la section $30 \times 40 \text{ cm}^2$ (~6700 kN) jusqu'à $35 \times 55 \text{ cm}^2$ (~7250 kN). Après le pic, les courbes chutent plus ou moins brutalement selon la section : les petites sections présentent une rupture franche, traduisant un comportement fragile, tandis que les grandes sections montrent une descente plus progressive, signe de ductilité. La courbe rouge ($30 \times 40 \text{ cm}^2$) révèle une perte rapide de résistance après le pic, suivie d'un plateau résiduel autour de 2000 kN, alors que les autres sections ne montrent pas de phase post-pic prolongée. Globalement, on peut conclure que l'augmentation de la section des poutres améliore à la fois la résistance latérale et la ductilité de la structure, ce qui est particulièrement bénéfique dans des contextes soumis à des actions dynamiques telles que les séismes. Toutefois, un équilibre doit être trouvé entre performance structurelle et contraintes économiques ou de poids.

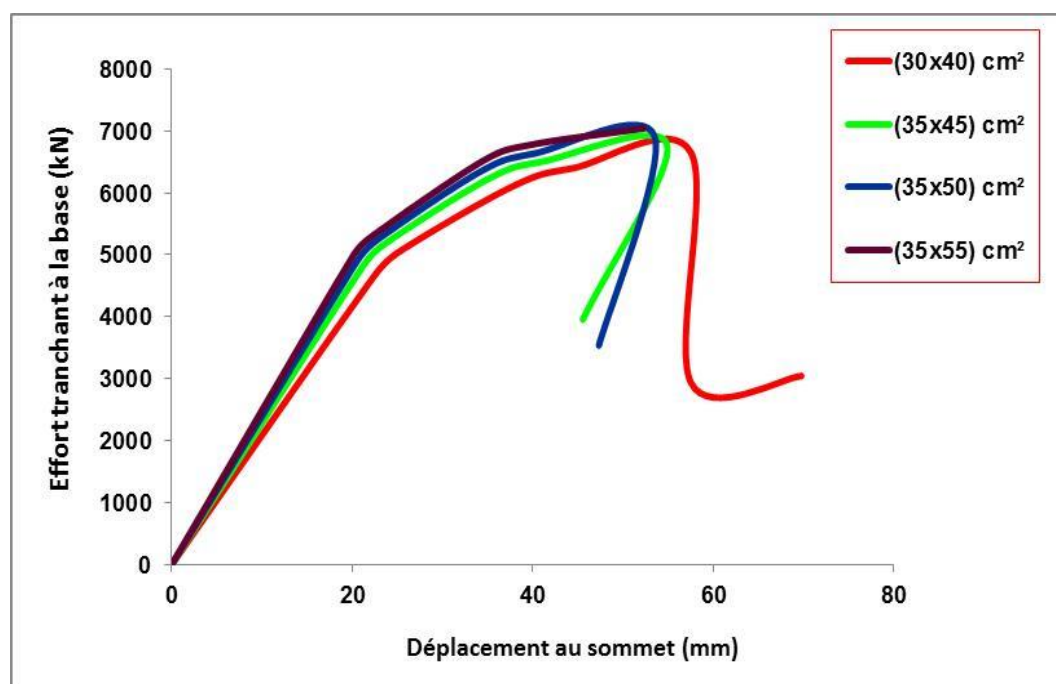


Figure 4.14 : Comparaison des courbes de capacité (effort tranchant-déplacement) sens XX.

4.4. CONCLUSIONS

Ce chapitre a mis en évidence l'apport essentiel de l'analyse pushover pour l'évaluation du comportement sismique des structures autostables en béton armé. À travers une série d'analyses non linéaires réalisées sur des modèles numériques, plusieurs paramètres structuraux ont été étudiés, notamment la hauteur de la structure, les dimensions des poteaux ainsi que celles des poutres. Les résultats obtenus ont permis de démontrer que l'augmentation de la hauteur du bâtiment influence significativement la ductilité et la capacité d'absorption d'énergie, bien que la rigidité initiale en soit réduite. Concernant les éléments porteurs, l'agrandissement des sections de poteaux conduit à une nette amélioration de la capacité portante, mais peut également engendrer une rupture plus brutale si la ductilité n'est pas maîtrisée. En ce qui concerne les poutres, les sections plus importantes permettent non seulement d'atteindre des niveaux de résistance plus élevés, mais aussi d'améliorer la ductilité, ce qui est crucial pour la résilience de la structure sous actions sismiques. L'ensemble des analyses confirme ainsi l'importance d'un dimensionnement équilibré des éléments structuraux pour optimiser à la fois la résistance, la ductilité et la stabilité post-élasticité. L'approche pushover s'avère donc être un outil précieux pour guider les choix de conception parasismique, en permettant une évaluation précise des performances réelles des structures face à des sollicitations extrêmes.

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Le contenu de ce mémoire s'inscrit dans le cadre de l'analyse du comportement sismique linéaire et non linéaire des structures auto-stables béton armé avec joint de dilatation. A cet effet, nous avons étudié l'effet de certains paramètres structuraux notamment la hauteur totale de la structure, les dimensions des poutres et des poteaux sur le comportement global des structures en portiques en béton armé implantées dans une zone III, en tenant compte l'effet. Pour se faire, nous avons appliqué la méthode d'analyse modale pour la première étude ensuite une analyse push-over pour la deuxième étude, en utilisant le logiciel ETABS V18. Enfin, nous avons fait une étude comparative des résultats obtenus pour chaque étude.

Une première étude nous permet de tirer les conclusions suivantes :

1. La hauteur totale de la structure joue un rôle déterminant dans l'ampleur des déplacements horizontaux, induisant ainsi une augmentation proportionnelle de la largeur minimale des joints de dilatation requise. Cette évolution, conforme aux prescriptions du RPA99/V2003, souligne la nécessité de renforcer la séparation entre bâtiments à mesure que la hauteur augmente, notamment au-delà de trois étages, où les valeurs réglementaires sont rapidement dépassées.
2. L'agrandissement des sections des poteaux s'est révélé efficace pour améliorer la rigidité latérale des structures, réduisant ainsi significativement les déplacements et, par conséquent, la largeur des joints. Toutefois, cette solution seule devient insuffisante pour les structures de grande hauteur (R+4), où les exigences réglementaires ne peuvent plus être respectées sans recourir à des dispositifs additionnels tels que les contreventements ou les noyaux rigides.
3. L'augmentation des dimensions des poutres, bien qu'elle contribue aussi à la réduction des déplacements et à l'amélioration du comportement dynamique (réduction des périodes propres), atteint ses limites dans les structures de grande hauteur. En effet, même les poutres les plus rigides ne permettent pas toujours de maintenir la largeur du joint en dessous du seuil réglementaire.
4. La largeur du joint de dilatation a un impact négligeable sur les périodes de vibration et les déplacements globaux dans le cas des structures basses (notamment R+1), indiquant un effet dynamique limité dans ces cas-là. De même, l'épaisseur du joint n'a pas d'influence notable sur les efforts de cisaillement à la base, suggérant qu'au-delà d'un certain seuil, son optimisation ne présente plus d'intérêt structurel.

En conclusion, cette analyse souligne l'importance d'une approche globale et cohérente dans la conception parasismique des structures avec joints. Il est essentiel d'adapter les dimensions des éléments porteurs en fonction de la hauteur de la structure, tout en prévoyant des dispositifs complémentaires pour les configurations les plus exigeantes. Le respect des normes ne peut être atteint que par une combinaison judicieuse de paramètres géométriques et de choix constructifs, garantissant à la fois sécurité, performance et rationalité économique.

Une deuxième étude nous permet de tirer les conclusions suivantes :

L'augmentation de la hauteur du bâtiment influence significativement la ductilité et la capacité d'absorption d'énergie, bien que la rigidité initiale en soit réduite. Concernant les éléments porteurs, l'agrandissement des sections de poteaux conduit à une nette amélioration de la capacité portante, mais peut également engendrer une rupture plus brutale si la ductilité n'est pas maîtrisée. En ce qui concerne les poutres, les sections plus importantes permettent non seulement d'atteindre des niveaux de résistance plus élevés, mais aussi d'améliorer la ductilité, ce qui est crucial pour la résilience de la structure sous actions sismiques. L'ensemble des analyses confirme ainsi l'importance d'un dimensionnement équilibré des éléments structuraux pour optimiser à la fois la résistance, la ductilité et la stabilité post-élasticité. L'approche pushover s'avère donc être un outil précieux pour guider les choix de conception parasismique, en permettant une évaluation précise des performances réelles des structures face à des sollicitations extrêmes.

En perspective, une évaluation de l'effet des modifications en plan dans les structures en béton armé sur leur comportement non linéaires pourrait faire l'objet d'une recherche future.

BIBLIOGRAPHIE

- ACI. American concrete institute building code requirements for structural concrete
- ALEM, T., (2009), « Influence des dimensions du bâtiment sur la valeur de la période (cas des structures auto-stable) ». Mémoire de magister, université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.
- André PLUMIER, CONSTRUCTIONS EN ZONE SISMIQUE, Chapitre 5. Conception parasismique des bâtiments, Université de liège, Belgique, Edition 2006, (ww.ArGEnCo.ULg.ac.be.)
- Applied Technology Council, ATC 40 : evaluation and retrofit of concrete buildings, California,1996.
- BALADIER. P, Le séisme et les bâtiments, document d'information à l'usage des constructeurs, Direction départementale de l'équipement de la Guadeloupe- Direction régionale de l'environnement de Guadeloupe, volume 3.
- Balendier, P. (2004), « Sismologie appliquée, A l'usage des architectes et ingénieurs ».
- Belazouz, L. (2016), « Influence de la disposition des voiles sur le comportement dynamique des structures », Thèse de magister, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 120p.
- Belkheir, M. (2012), « Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments », Thèse de Magister, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 105p
- Chaouche, Les Séismes en Algérie du Nord CRAAG Route de l'Observatoire B.P.63 Bouzareah Alger Algérie
- CHERTOUT Abla, 2010. « Evaluation Du Rapport Des Moments Aboutissants Aux Nœuds Poteaux-Poutres Des Portiques Autostables En Béton Armé ». Mémoire de Magister, Laboratoire des Matériaux et Durabilité des Constructions, Option : Mécanique des matériaux et des sols, Université Mentouri, Constantine.
- Chertout, A. (2010), « Evaluation du rapport des moments aboutissants aux nœuds poteaux-poutres des portiques autostables en béton armé », Thèse de Magister, Université Mentouri, Constantine. 136p.
- Choubane, S. (2013), « Influence de la maçonnerie sur le comportement sismique des structures en béton arme », These de Magister, Université M'hamed Bougara, Boumerdes, 129p.
- de l'Ecologie et du Développement Durable (MEDD/DPPR/SDPRM)
- EN 1998-1 :2004 E, Eurocode 8-1 : Design of structures for earthquake resistance Part 1 General rules, seismic actions and rules for buildings, European Committee For Standardization, Brussels.
- Guide de conception parasismique des bâtiments publié par le soutien du ministère
- Guy BESACIER, 2002. « La prise en compte du risque sismique dans les constructions». Risques Infos n°13.

- HEMAS Miloud, (2010) Modélisation par macro éléments du comportement non linéaire des ouvrages en béton armés sous action sismique, Thèse de doctorat, Université de Bordeaux 1, France, 2010.
- <http://w+1:29ww.structureparasismic.com/PdvRps2000.html>.
- <http://www.structureparasismic.com/MaMaisonParasismique.html>.
- Jean-Louis DOURY et Jacques BETBEDER-MATIBET, Constructions parasismiques.
- KACIMI N., 2013. « Analyse numérique d'une structure auto stable et d'une structure mixte (portiques + voiles) ». Mémoire de Magister Spécialité : Génie Civil, Option : Modélisation et Calcul Non Linéaire. Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou.
- M.N.Fardis : seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings bases on ENEUROCODE 8. Edition Springer, 2009.
- Mahboub, L. (2013), « Etude des systèmes de contreventements des structures en béton arme par matériaux composite », Thèse de Master, Université Abou Bakr Belkaid, 113p.
- Mansouri, S. (2015), « Analyse non linéaire d'un structure en voile », Thèse de Master, Université Mohamed Boudiaf –M'sila, 84p
- MILAN Zacek, Conception parasismique des bâtiments, Tome 4, Septembre 2010.
- N.Roy, P.Paulatre et J.Proulx : évaluation et réhabilitation sismique des poteaux en béton armé de viaduc. Centre de recherche en génie parasismique et en dynamique des structures (CRGP), Université de Sherbrooke
- NZS, concrete structures standard. New Zealand, Wellington
- Patricia BALANDIER, « Choix et conception du système porteur ». Conception parasismique des bâtiments 4° partie. Pour DDE Martinique – SECQUIP.
- PIERINO LESTUZZI (2008) «<Séisme et construction »
- PLUMIER A., et DEGREE H., 2010. Cours : « EUROCODE 8 : Calcule des structures pour leur résistance aux séismes ». Université de Liège.
- Règlement de construction parasismique, RPS 2002 applicables aux bâtiments. Maroc
- Règlement parasismique algérien
- RPA 99 modifier 2003, Joints de dilatation dans les structures en acier SS017a-FR-EU.
- RPA-99/ 2003.Règles parasismiques Algériennes1999 - Version2003. DTR-BC 248 - Centre National de Recherche Appliquée en Génie sismique (CGS), Alger, 2003.
- Saidi, A et Yahiaoui, N. (2018), « Influence de l'interaction ossature-murs de remplissage en maçonnerie sur la performance sismique des structures en béton armé », Thèse de Master, Université Hassiba Benbouali, Chlef.
- Sebai, K. (2012), « Quantification de la ductilité des constructions autos-tables en béton arme dimensionnés selon le règlement parasismique algérien RPA 99/v-2003 », Thèse de Magister, Université Hassiba Benbouali, Chlef.
- UBC 1997. Uniform building code. Structural eng

- Ykhlef, H. Ghezli, I. (2016), « Evaluation de la performance sismique d'une structure existante par la méthode Push-Over », Thèse de Master, Université Dr. MOULAY Tahar-Saida, 128 p
- ZACEK M., 1996. « Construire parasismique : risque sismique, conception parasismique des bâtiment, réglementation ». Édition Parenthèse, 72, cours Julien, 13006 Marseille, France. ISBN 2-86364-054-2.