

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلكايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen

Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**

En : Génie civil

Spécialité : Structures

Par: **BENALLAL BOCHRA**

HADJ MOHAMED IKRAM

Sujet

Étude du comportement dynamique des portiques soumis à l'entrechoc sismique

Soutenu publiquement, le 21 / 06 / 2026, devant le jury composé de :

Mme BENMANSOUR Nassima	MCA	Université de Tlemcen	Présidente
Mr MATALLAH Mohammed	PROFESSEUR	Université de Tlemcen	Examineur
Mme MEDJAHED Amina	MAA	Université de Tlemcen	Encadrant
Mme RETERI Khadîdja	MCB	Université de Tlemcen	Encadrant

Année universitaire : 2025 /2026

Résumé

Ce mémoire porte sur l'étude du comportement dynamique de structures adjacentes en béton armé soumises à l'entrechoquement sismique. Une modélisation numérique de deux structures voisines a été réalisée à l'aide du logiciel SAP2000 afin d'évaluer leur réponse sous excitation sismique. Deux configurations ont été étudiées : sans dispositif de protection et avec l'introduction d'éléments GAP simulant le contact entre les bâtiments.

L'analyse dynamique a été effectuée à partir de l'accéléro-gramme du séisme d'El Centro. Les résultats obtenus montrent que les déplacements latéraux augmentent progressivement avec la hauteur des structures et atteignent leurs valeurs maximales au niveau supérieur. En l'absence de dispositifs GAP, les déplacements relatifs entre les bâtiments sont plus importants, augmentant ainsi le risque d'entrechoquement et les dommages potentiels.

L'introduction des éléments GAP permet de limiter les déplacements relatifs, de réduire les forces d'impact et d'améliorer le comportement global des structures sous sollicitation sismique. Une étude paramétrique a également été menée afin d'évaluer l'influence de la position et du nombre de dispositifs GAP sur la réponse dynamique. Les résultats montrent qu'un positionnement judicieux ainsi qu'un nombre approprié de dispositifs contribuent significativement à la diminution des effets de l'entrechoquement et à l'amélioration de la sécurité sismique des bâtiments adjacents.

En conclusion, les éléments GAP constituent une solution efficace pour atténuer les phénomènes d'entrechoquement et renforcer la performance sismique des structures voisines.

Mots-clés : entrechoquement sismique, structures adjacentes, béton armé, éléments GAP, SAP2000, analyse dynamique, séisme d'El Centro, forces d'impact.

Abstract

This thesis investigates the dynamic behavior of adjacent reinforced concrete structures subjected to seismic pounding. A numerical model of two neighboring buildings was developed using SAP2000 software to evaluate their response under seismic excitation. Two configurations were considered: without any protection system and with the introduction of GAP elements simulating the contact between adjacent structures.

The dynamic analysis was performed using the El Centro earthquake accelerogram. The obtained results show that lateral displacements increase progressively with building height and reach their maximum values at the top level. In the absence of GAP elements, larger relative displacements occur between adjacent buildings, leading to a higher risk of pounding and potential structural damage.

The introduction of GAP elements significantly reduces relative displacements, limits impact forces, and improves the overall seismic performance of the structures. A parametric study was also carried out to evaluate the influence of the number and location of GAP devices on the dynamic response. The results indicate that an appropriate positioning and an adequate number of GAP elements considerably reduce pounding effects and enhance the seismic safety of adjacent buildings.

In conclusion, GAP elements represent an effective solution for mitigating seismic pounding and improving the seismic performance of neighboring structures.

Keywords: seismic pounding, adjacent structures, reinforced concrete, GAP elements, SAP2000, dynamic analysis, El Centro earthquake, impact forces.

الملخص

يتناول هذا البحث دراسة السلوك الديناميكي للمنشآت الخرسانية المسلحة المتجاورة المعرضة لظاهرة التصادم الزلزالي وقد تم إنجاز نمذجة عددية لمنشأتين متجاورتين باستعمال برنامج ساب 2000 بهدف تقييم استجابتهما تحت تأثير الحركات الزلزالية.

تمت دراسة حالتين مختلفتين: الحالة الأولى دون استعمال وسائل حماية، والحالة الثانية بإدراج عناصر قاب التي تحاكي التلامس بين المنشآت أثناء الاهتزازات الزلزالية

أجري التحليل الديناميكي اعتماداً على تسجيل التسارع الزلزالي لزلزال إل سننرو وأظهرت النتائج أن الإزاحات الجانبية للمنشآت تزداد تدريجياً مع الارتفاع، لتبلغ قيمها القصوى عند المستويات العليا. كما بينت الدراسة أنه في غياب عناصر قاب تكون الإزاحات النسبية بين.

المنشآت أكبر، مما يزيد من احتمال حدوث التصادم الزلزالي والأضرار الناتجة عنه

وأثبتت النتائج أن استخدام هذه العناصر يساهم في الحد من الإزاحات النسبية وتقليل قوى الصدم وتحسين السلوك العام للمنشآت تحت تأثير الأحمال الزلزالية. كما تم إجراء دراسة بارامترية لتقييم تأثير عدد عناصر.. ومواقع تثبيتها على الاستجابة الديناميكية للمنشآت. وقد أظهرت النتائج أن الاختيار الأمثل لعدد هذه العناصر ومواقعها يساهم بشكل ملحوظ في التقليل من آثار التصادم الزلزالي وتحسين مستوى السلامة الزلزالية للمنشآت المتجاورة

وفي الختام، يمكن اعتبار عناصر قاب حلاً فعالاً للتخفيف من ظاهرة التصادم الزلزالي وتعزيز الأداء الزلزالي للمنشآت المتجاورة..

الكلمات المفتاحية: التصادم الزلزالي، المنشآت المتجاورة، الخرسانة المسلحة، التحليل الديناميكي، زلزال إل سننرو، قوى الصدم

برنامج SAP2000 ،عناصر GAP

REMERICIMENTS

Louange à Allah, Seigneur des mondes, par la grâce de qui s'accomplissent les bonnes œuvres. Merci à Allah Puissant et Majestueux qui m'a accordé la force, la patience et la volonté pour achever ce humble travail.

*Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à **Mme MEDJAHED Amina** et **Mme RETERI Khadîdja**, mes directrices de mémoire, pour leur disponibilité, leurs conseils précieux et leur soutien constant tout au long de mes recherches.*

Je remercie également les membres du jury pour l'intérêt qu'ils portent à cette étude et pour le temps consacré à son évaluation

Je dédie ce travail à mes généreux parents, qu'Allah les préserve, qui ne m'ont épargné ni leurs prières ni leur soutien illimité durant tout mon parcours scolaire.

*Enfin, je remercie chaleureusement **mes amies**, pour leurs présences, leurs encouragements et tous les moments de complicité qui ont rendu ce parcours académique plus agréable.*

DEDICACES

Je rends grâce à Dieu Tout-Puissant pour la force, la patience et le courage qu'Il m'a accordés tout au long de ce parcours. Je dédie ce travail à mes chers parents pour leur amour, leurs sacrifices et leur soutien indéfectible, ainsi qu'à ma grand-mère, ma famille et mes amies pour leurs encouragements constants.

*Une pensée particulière à mon binôme et ma sœur, **HADJ MOHAMED Ikram**, avec qui j'ai partagé cette belle aventure universitaire.*

*J'exprime également ma profonde gratitude à mes encadrants, **Mme Medjahed Amina et Mme Reteri Khadidja**, pour leurs précieux conseils et leur accompagnement.*

Enfin, je dédie ce mémoire à toutes les personnes qui ont cru en moi et contribué à ma réussite.

BENALLAL BOCHRA

DEDICACES

Je dédie ce mémoire à la mémoire de mon cher père, رحمه الله, ainsi qu'à ma chère mère, dont l'amour, les sacrifices et le soutien indéfectible ont été la source de ma force et de ma réussite.

*Je l'adresse également à mon binôme **Bouchra**, pour son engagement, sa patience et sa précieuse collaboration tout au long de cette aventure académique.*

À mes frères, mes cousines, ma famille, mon amie Farah et tous mes proches, merci pour votre affection, vos encouragements et votre présence constante.

Enfin, je dédie ce travail à tous mes camarades de promotion et à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à l'aboutissement de ce mémoire.

HADJ MOHAMED IKRAM

Table des matières

Introduction générale.....	14
Chapitre I Effet de l'entrechoquement des bâtiments adjacents	16
1.1 Introduction	16
1.2 Causes de l'entrechoquement	18
1.3 Configurations structurelles possibles pour un entrechoquement	18
1.4 Revue de littérature des solutions proposées pour réduire l'entrechoquement	21
1.4.1 Solutions Classiques (Le Joint Sismique).....	21
1.5 Méthodes de calcul des épaisseurs des joints sismiques	26
1.5.1 Méthode de la différence spectrale.....	26
1.5.2 Solutions par Augmentation de la Rigidité (semi classique) :.....	26
1.5.3 Solutions non classiques.....	27
1.6 Conclusion.....	27
Chapitre II : COUPLAGE DES BATIMENTS	30
2.1 Introduction	30
2.2. Types de contrôle structurel	31
2.2.1 Contrôle passif	31
2.2.2 Système d'isolation sismique :.....	31
2.2.3 Système de dissipation d'énergie passif :	33
2.2.4 Système d'absorption d'énergie :	34
2.2.5 Contrôle actif.....	35
2.2.6 Contrôle semi-actif	36
2.2.7 Contrôle hybride.....	38
2.3 Revue de la littérature sur le couplage des bâtiments	39
2.3.1 Couplage par amortisseurs passifs	39
2.4 Conclusions.....	39
Chapitre III : Calcul du joint sismique et analyse des déplacements avec élément gap	42
3.1 Introduction :	42
3.2 Descriptions des consoles étudiées :	42
3.3 Modélisation dans SAP2000 :	44
3.3.1 Analyse et interprétation des résultats.....	45
3.3.2 Analyse dynamique non-linéaire par accélérogramme :	46
3.4 Effet de couplage	50
3.4.1 Détermination de la largeur du joint sismique entre structures adjacentes.....	50
3.5 Evaluation par l'élément « Gap »	51

✓ Analyse du déplacement des consoles (SP9–SP4) avec et sans gap :	54
3.6 Effet de position.....	56
3.7 Effet de nombre.....	58
3.8 Simulation de la force de contact entre les consoles :	60
3.8.1 Introduction :	60
3.9 Conclusions	61
4. Analyse du comportement du joint sismique pour des structures adjacentes.....	63
4.1 Introduction	63
4.2 Présentation de l'ouvrage	63
4.2.1 Dimensions en plan	63
4.2.2. Dimensions en élévation :	63
4.3 Etapes de modélisation :	65
4.3.1 Définir les poteaux et poutres :	65
4.3.2 Définir les charges et combinaisons :	66
4.3.3 Utilisation d'un accéléro-gramme :	66
4.4 Vérification de la période :	66
4.5 Analyse des déplacements sans GAP.....	68
4.5.1 Variation avec la hauteur	68
Tableau 4.6 : Tableau du déplacement des deux structures (SP9-SP7) SANS GAP.....	68
.....	68
4.5.2 Comparaison des déplacements des structures R+8 et R+6 sans GAP	68
4.6 Réponses sismiques des structures	69
4.6.1 Vérification du joint sismique selon le RPA.....	69
4.6.2 Modélisation de la structure.....	69
4.6.3 Période fondamentale des structures	70
4.6.4 Analyse des déplacements	70
4.7 Effet de la position	72
4.7.1 Déplacement.....	72
4.7.2 Force de contact :	74
4.8 Effet du nombre	74
4.9 Déformation du gap.....	77
4.9.1 Analyse de la déformation du GAP :	77
4.10 Conclusion.....	77
Conclusions générale et perspectives	79

LISTE DES FIGURE:

Figure 1.1: Exemples de dommages aux structures provoqués par l'entrechoquement [(a) [6], (b) [7], c) [3]].	16
Figure 1.2: Distribution des dommages dus à l'entrechoquement dans le quartier d'affaire de San Francisco [8].	17
Figure 1.3: Dommages des poteaux dus à l'entrechoquement (le séisme de Boumerdes 21 May 2003) [38]	19
Figure 1.4 : Ouverture entre deux bâtiments (Boumerdes, 2003) [57].	19
Figure 1.5 : Bâtiment commercial entre deux bâtiments adjacents rigides [58].	20
Figure 1.6 : Dommages entre un bâtiment de 10 étages et un autre de 5 étages [59].	20
Figure 1.7: Deux structures adjacentes séparées par un joint sismique	21
Figure 1.8: (a) Joints sismiques des bâtiments voisins situés sur la même ligne de propriété, (b) Joint sismique des bâtiments voisins non situés pas sur la même ligne de propriété [68].	23
Figure 1.9: Déplacement inélastique maximum du bâtiment [68].	24
Figure 1.10: Influence du joint sismique sur l'amortissement des oscillations et la protection des structures contiguës [37].	26
Figure 1.11: Connexion permanente entre étages alignés (a) et non alignés (b) [46].	27
Figure 2.1 : Exemples de martèlement sismique entre deux bâtiments lors du séisme de Mexico (1985).	30
Figure 2.2: Diagramme de contrôle passif. [14].	31
Figure 2.3 : Effets d'une secousse sismique sur un bâtiment avec et sans isolation [14].	32
Figure 2.4: Le Mausolée de Cyrus, la plus ancienne structure isolée sismiquement au monde. [49]	32
Figure 2.5: Isolateurs de bases à déformations [14].	32
Figure 2.6 : a) Amortisseurs visqueux et b) Amortisseurs hystérétique. [14].	33
Figure 2.7: Un exemple d'un amortisseur à friction [14].	33
Figure 2.8: Schéma du TMD sur la structure [14].	34
Figure 2.9: Schéma d'un amortisseur TLD [14].	35
Figure 2.10: Diagramme schématique d'un système de contrôle actif [14].	36
Figure 2.11: Diagramme schématique d'un système de contrôle semi-actif [14].	36
Figure 2.12: Schématisation inertielle du contrôle passif et actif [14].	37
Figure 2.13: Contrôle semi-actif inertiel [14].	37
Figure 2.14: Schéma d'un amortisseur à fluide MR adapté de Carlson en 2007 [14].	38
Figure 2.15: Schéma d'un amortisseur de masse hybride [14].	39
Figure 3.1 : Modélisation en masses concentrées des structures étudiées.	43
Figure 3.2 : Modélisation en masses concentrées SAP2000	45
Figure 3.3: Graphe d'accélération en fonction du temps du seisme.	47
Figure 3.4: Variation temporelle du déplacement des deux structures (SP9-SP4).	48
Figure 3.5: Variation temporelle du déplacement des deux structures (SP9-SP7).	48
Figure 3.6 : Variation temporelle du déplacement des deux structures (SP4-SP4)	49
Figure 3.7 : Modélisation SAP avec éléments GAP	51
Figure 3.8 : L'élément non linéaire Gap.	51
Figure 3.9 : Variation temporelle du déplacement des deux structures (SP9-SP7) avec et sans gap	52
Figure 3.10: Variation temporelle du déplacement des deux structures (SP9-SP4) avec et sans gap	53
Figure 3.11 : Influence de la position du GAP sur le déplacement des structures (SP9-SP7).	55
Figure 3.12 : Variation temporelle du déplacement des deux consoles (SP4-SP4) avec et sans gap.	57
Figure 3.13: influence du nombre de GAP sur le déplacement de la structure SP7-SP9.	59
Figure 3.14 : Évolution de la force de contact entre les consoles SP9 et SP7 en présence d'un gap sismique	60

<i>Figure 4.1 : Géométrie de l'ouvrage étudié.....</i>	<i>64. 65.</i>
<i>Figure 4.2: Graphe d'accélération en fonction du temps du séisme.....</i>	<i>66.</i>
<i>Figure 4.3: Variation temporelle du déplacement des deux structures (SP9-SP7).....</i>	<i>68</i>
<i>Figure4.4 Géométrie de l'ouvrage étudié avec gap.....</i>	<i>69,70</i>
<i>Figure 4.5 : Variation temporelle du déplacement des deux structures (SP9-SP7) avec et sans gap.....</i>	<i>71</i>
<i>Figure 4,6 : Influence de la position du GAP sur le déplacement des structures (SP9-SP7).....</i>	<i>73</i>
<i>Figure4.7 force exercée sur le gap en fonction du temps.....</i>	<i>74</i>
<i>Figure 4.8 : influence du nombre de GAP sur le déplacement de la structure SP7-SP9.....</i>	<i>76</i>
<i>Figure 4.9, Déformation de gap par niveau.....</i>	<i>77</i>

LISTE DES TABLEAUX:

➤ Tableau 3.1 : Dimensions des sections des éléments structuraux de la console (SP9).....	43
➤ Tableau 3.2 : Dimensions des sections des éléments structuraux de la console (SP7)	43
➤ Tableau 3.3 : Dimensions des sections des éléments structuraux de la console (SP4).....	44
➤ Tableau 3.4 : Caractéristiques du matériau de construction.....	44
➤ Tableau 3.5 ; Résultats de l'analyse modale du portique (SP9).....	45
➤ Tableau 3.6 : Résultats de l'analyse modale du portique (SP7).....	46
➤ Tableau 3.7:Résultats de l'analyse modale du portique (SP4).....	46
➤ Tableau 3.8 : Tableau du déplacement des deux structures (SP9-SP4) SANS GAP.....	47
➤ Tableau 3.9 : Tableau du déplacement des deux structures (SP9-SP7) SANS GAP.....	48
➤ Tableau 3.10 : Tableau du déplacement des deux structures (SP4-SP4) SANS GAP.....	49
➤ Tableau 3.11 : résultats de jointe sismique.....	50
➤ Tableau 3.12 : Tableau du déplacement des deux structures (SP9-SP7) AVEC GAP.....	52
➤ Tableau 3.13 : Tableau du déplacement des deux structures (SP9-SP4) AVEC GAP.	53
➤ Tableau 3.14 : Tableau du déplacement des deux structures (SP4-SP4) AVEC GAP.	54
➤ Tableau 3.15 : Tableau du déplacement (position bas).	56
➤ Tableau 3.16 : Tableau du déplacement (position milieu).....	56
➤ Tableau 3.17 : Tableau du déplacement (position haut).....	56
➤ Tableau 3.18 : Tableau du déplacement (N= 1).	58
➤ Tableau 3.19:Tableau du déplacement (N= 2).....	58
➤ Tableau 3.20Tableau du déplacement (N= 3).....	58
➤ Tableau 3.21 : Tableau du déplacement (N= 4).....	58
➤ <i>Tableau 4.1 : Caractéristiques du matériau de construction.....</i>	63
➤ Tableau 4.2 : Dimensions des sections des éléments structuraux de (SP9).....	65
➤ <i>Tableau 4.3 : Dimensions des sections des éléments structuraux de (SP7).....</i>	65
➤ Tableau 4.4.nombre des modes à retenir pour la structure R+6.....	67
➤ Tableau 4.5.nombre des modes a retenir pour la structure R+8.....	67
➤ Tableau 4.6 : Tableau du déplacement des deux structures (SP9-SP7) SANS GAP.....	68
➤ Tableau 4.7 : Tableau du déplacement des deux structures (SP9-SP7) SANS GAP.....	70
➤ Tableau 4.8 : Tableau du déplacement (position bas).....	72
➤ Tableau 4.9 : Tableau du déplacement (position milieu).....	72
➤ Tableau 4.10 : Tableau du déplacement (position haut).....	72
➤ Tableau 4.11 : Tableau du déplacement (N= 1).....	74
➤ Tableau 4.12 : Tableau du déplacement (N= 2).....	75
➤ Tableau 4.13 : Tableau du déplacement (N= 3).....	75
➤ Tableau 4.14 : Tableau du déplacement (N= 4).....	75
➤ Tableau 4.15 : Déformation du GAP (m) par niveau.....	77

Introduction générale

Lors d'un événement sismique, des structures adjacentes présentant des propriétés dynamiques distinctes (périodes propres, rigidités latérales et taux d'amortissement différents) peuvent répondre de manière non synchronisée, induisant des déplacements relatifs hors phase. Lorsque la distance de séparation disponible est insuffisante pour accommoder les déplacements latéraux maximaux, ce comportement peut conduire au phénomène d'entrechoquement (ou martèlement sismique). Ce phénomène se manifeste par des impacts structure-structure de nature hautement non linéaire, générant des forces impulsionnelles de contact transitoires, généralement non prises en compte dans les modèles de calcul linéaires ou faiblement non linéaires. Ces efforts d'impact se superposent aux efforts inertiels induits par l'action sismique et peuvent modifier de manière significative la réponse dynamique globale du système interactif.

D'un point de vue mécanique, les sollicitations d'impact entraînent des pics d'accélération et de forces locales pouvant provoquer des concentrations de contraintes, une dégradation progressive des éléments structuraux au voisinage des zones de contact, ainsi qu'une amplification des effets de torsion et de dérive inter-étage. En fonction de la proximité des périodes propres des structures adjacentes et de leurs caractéristiques d'amortissement, ces interactions peuvent conduire à des phénomènes de résonance partielle et à une amplification des déplacements relatifs, augmentant ainsi le risque de dommages structuraux sévères, voire de mécanismes d'instabilité globale dans les situations extrêmes.

Dans le cadre des approches réglementaires parasismiques (Eurocode 8, RPA), la prévention de ce phénomène repose principalement sur l'introduction d'un joint sismique assurant une séparation suffisante entre ouvrages. La largeur minimale de séparation $d_{\min}$ est généralement définie en fonction des déplacements latéraux maximaux au niveau des planchers critiques, selon l'expression générale :

$$d_{\min} = \Delta 1 + \Delta 2$$

où $\Delta 1$ et $\Delta 2$ représentent respectivement les déplacements horizontaux maximaux des structures adjacentes au niveau considéré. Dans certaines formulations réglementaires, un coefficient de sécurité ou un facteur amplificateur peut être introduit afin de tenir compte des effets inélastiques et des incertitudes liées à la réponse sismique.

Toutefois, l'augmentation excessive du joint sismique peut entraîner des contraintes architecturales et une perte d'exploitation de l'espace constructible. Cette limitation a motivé le développement de solutions alternatives basées sur le contrôle structural, notamment l'introduction de dispositifs dissipatifs ou de liaison entre structures adjacentes. Parmi ces approches, les dispositifs de type GAP constituent une solution passive permettant de contrôler les déplacements relatifs, de limiter les impacts directs et de redistribuer les efforts dynamiques. Ces systèmes offrent ainsi une alternative pertinente au surdimensionnement des joints sismiques, en améliorant la performance sismique globale des ensembles de bâtiments adjacents.

Dans le cadre de cette étude, l'analyse porte principalement sur des structures de type portique en béton armé modélisées sous le logiciel SAP2000. Les résultats obtenus permettront de mieux comprendre le comportement dynamique des structures adjacentes et pourront contribuer à l'amélioration des approches de conception parasismique adoptées dans les règlements actuels.

L'objectif principal de ce mémoire est d'évaluer l'efficacité des dispositifs de type GAP dans la réduction des effets du martèlement sismique et dans l'amélioration de la sécurité des bâtiments adjacents soumis aux actions sismiques.

Ce mémoire est organisé en quatre chapitres principaux :

- **Le premier chapitre** est consacré à l'étude du phénomène d'entrechoquement des bâtiments adjacents. Il présente les causes de ce phénomène, les différentes configurations susceptibles de générer des collisions sismiques, ainsi que les principales solutions proposées dans la littérature pour réduire leurs effets. Les prescriptions réglementaires relatives aux joints sismiques sont également abordées.
- **Le deuxième chapitre** traite du couplage des bâtiments et des techniques de contrôle structurel utilisées pour améliorer le comportement dynamique des structures soumises aux séismes. Les différents systèmes de contrôle passif, semi-actif et actif sont présentés, avec un intérêt particulier pour les dispositifs pouvant limiter les déplacements relatifs entre structures adjacentes.
- **Le troisième chapitre** est dédié au calcul du joint sismique et à l'analyse du comportement dynamique de modèles simplifiés (consoles) à l'aide du logiciel SAP2000. Une étude comparative des déplacements avec et sans éléments GAP est réalisée, suivie d'une analyse paramétrique portant sur l'effet de la position et du nombre de ces dispositifs, ainsi que l'évaluation des forces de contact.
- **Le quatrième chapitre** présente une application aux structures réelles en béton armé. Il traite de la modélisation de bâtiments adjacents, de l'analyse des déplacements en absence et en présence d'éléments GAP, ainsi que de la vérification du joint sismique selon les règlements en vigueur. Une étude approfondie de l'effet de la position et du nombre des GAP est également menée, en mettant en évidence leur influence sur la réduction des déplacements, des forces d'impact et des déformations.

CHAPITRE 01 :

Effet de l'entrechoquement des bâtiments adjacents

Chapitre I Effet de l'entrechoquement des bâtiments adjacents

1.1 Introduction

L'entrechoquement de bâtiments adjacents au cours d'un séisme est une problématique qui interpelle la communauté scientifique depuis plusieurs décennies [1]. Les rapports de missions post-sismiques [2–3] font état de dommages susceptibles d'avoir été causés par ce phénomène. Ces dommages peuvent être plus ou moins sévères, d'un endommagement local à proximité des zones d'impact jusqu'à un endommagement plus global des structures. Néanmoins, dans de nombreux cas il est difficile de déterminer dans quelle mesure les dommages observés ont été provoqués uniquement par l'entrechoquement. Des exemples de dommages causés vraisemblablement par l'entrechoquement sont illustrés sur la Figure 1.1.

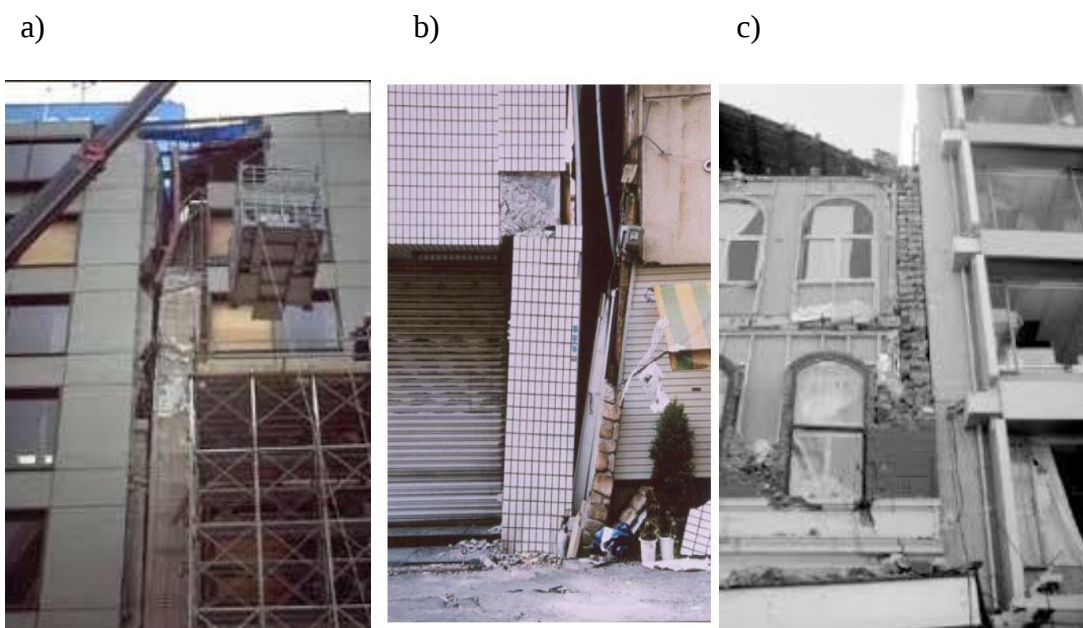


Figure 1.1: Exemples de dommages aux structures provoqués par l'entrechoquement [(a) [6], (b) [7], (c) [3]].

Les raisons du non-respect de l'espace minimal nécessaire pour accommoder le déplacement relatif entre deux structures adjacentes sont multiples [4]. Tout d'abord, l'évaluation de cet espace minimal est complexe [4–5]. Il est donc difficile de trouver un compromis satisfaisant entre le conservatisme et le risque mesuré, entre facilité de construction ou exploitation maximale d'un terrain et sécurité. Par ailleurs, dans certains cas, l'espace entre deux bâtiments est inférieur à celui requis en raison d'évolutions des réglementations parasismiques (par exemple, du fait d'une augmentation du niveau de la sollicitation sismique à considérer). Bien évidemment, il en est de même, si l'intensité de l'excitation sismique réelle est supérieure à celle prise en compte lors de la conception. Outre les dommages provoqués sur les bâtiments, l'entrechoquement influence également considérablement leurs accélérations. Dans le cas d'installations industrielles, notamment nucléaires, ceci peut être un facteur déterminant pour la réponse des équipements de ces installations. La possibilité d'entrechoquement entre deux bâtiments adjacents est un élément à prendre en compte dans les études de réévaluation de la sûreté des bâtiments de centrales nucléaires au risque sismique. En effet, de par l'augmentation des niveaux d'accélération sismique de référence mis en application par l'autorité de sûreté nucléaire suite à l'incident de Fukushima, certains

bâtiments du parc nucléaire français pourraient être sujets l'entrechoquement dans le cas d'un évènement sismique d'une intensité exceptionnelle. Une bonne connaissance des effets potentiels de l'entrechoquement est donc nécessaire pour évaluer les conséquences de ce phénomène sur le comportement des structures. Toutefois, seul peu de résultats d'expériences ou d'observations in-situ sont présents dans la littérature. En raison de la diversité des configurations de bâtiments adjacents pour lesquelles l'entrechoquement peut survenir, les conséquences des chocs peuvent être variées. La géométrie des bâtiments ou des zones d'impact peut notamment influencer fortement les effets de l'entrechoquement. Par exemple, il est vraisemblable que les conséquences de l'impact entre les planchers d'un bâtiment et les poteaux ou les voiles du bâtiment adjacent seront très différentes de celles de l'impact entre deux planchers. Dans le premier de ces deux cas, l'impact est susceptible de causer des dommages structurels plus importants que dans le second. Similairement, une structure sujette à un impact excentré présentera une réponse significative en torsion absente dans le cas d'un impact non excentré. Ce travail n'a pas pour objectif d'aborder l'ensemble des configurations pour lesquelles l'entrechoquement est susceptible d'avoir lieu. Par conséquent, nous nous intéressons principalement aux cas de structures symétriques sujettes à des impacts dont l'excentrement est faible et survenant entre les planchers adjacents. De plus, l'entrechoquement d'autres types de structures tel l'impact entre deux travées adjacentes d'un pont ou encore l'impact entre la base d'une structure sismiquement isolée et le mur de soutènement adjacent ne sont pas traités dans ce manuscrit.

Par la suite, l'entrechoquement a été observé dans la majorité des séismes de forte intensité qui ont frappé des zones de grande densité urbaine particulièrement le séisme de Loma Prieta 1989 ; suite à ce dernier une enquête a été menée par Kasai et al [8] qui ont révélé la présence de plus de 200 cas d'entrechoquement impliquant plus de 500 bâtiments adjacents à travers les villes de San Francisco, Santa Cruz, Oakland et Watson-ville. Le rapport d'enquête s'est basé sur les données compilées fournies par les ingénieurs, le gouvernement américain, les propriétaires des bâtiments et l'inspection faite par Kasai et al [8]. Par conséquent, une carte a été établie avec les blocs où a eu lieu un entrechoquement (Figure 1.3).

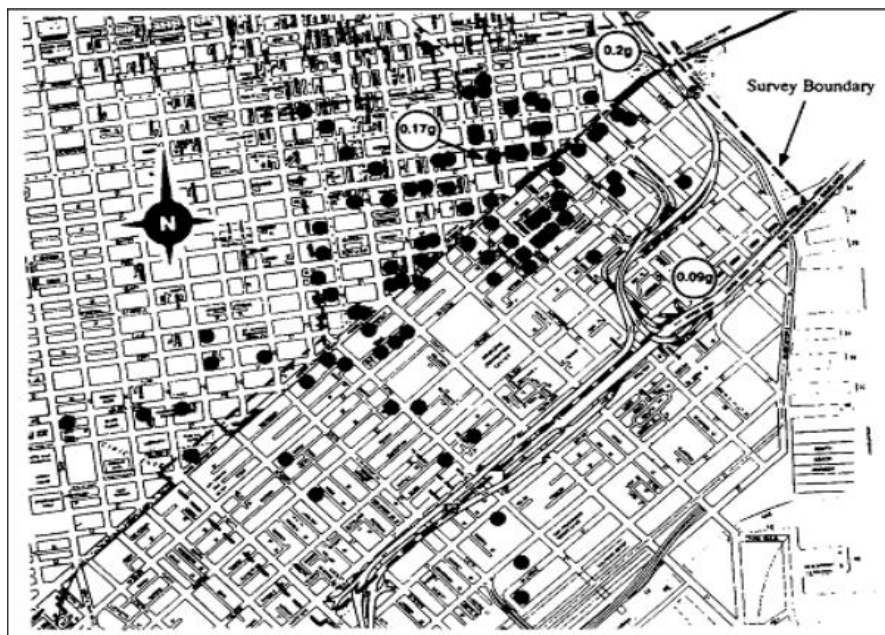


Figure 1.2: Distribution des dommages dus à l'entrechoquement dans le quartier d'affaire de San Francisco [8].

Aussi une classification des dommages subis suite à un entrechoquement en 4 catégories suivant la gravité des dégâts causés a été mise en place [9], tel que :

- Dégâts de première catégorie : dans lesquels l'entrechoquement a contribué à des dommages structuraux majeurs, l'un ou les deux bâtiments qui se sont entrechoqués sont inutilisables voir même effondrés.
- Dégâts de deuxième catégorie : l'entrechoquement a mené l'endommagement et la chute des éléments de constructions des bâtiments ce qui présente des risques pour les personnes encore coincées à l'intérieur des bâtiments ; la perte des éléments de construction est due à l'impact direct entre les deux structures impliquées.
- Dégâts de troisième catégorie : l'entrechoquement a causé la perte des fonctionnalités des bâtiments, panne d'électricité, fuite de gaz, coupure des lignes de communication ce qui rend le bâtiment inutilisable mais ne présente pas de risque pour les habitants comme les dégâts de première catégorie.
- Dégâts de quatrième catégorie : dans cette catégorie, les dégâts sont mineurs et le bâtiment reste toujours utilisable.

1.2 Causes de l'entrechoquement

Bien que le phénomène de l'entrechoquement ou martellement des bâtiments reste facilement identifiable grâce à la reconnaissance visuelle, les conditions de son avènement ainsi que ses causes restent difficiles à déterminer en raison de l'interférence de plusieurs paramètres dynamiques, géométriques et matériels.

L'entrechoquement des bâtiments se produit à cause du mouvement des bâtiments adjacents ayant différents modes de vibration et différentes périodes dynamiques sous charge sismique, ce qu'on appelle un mouvement « hors phase ». Lors de ce mouvement, le joint séparant les bâtiments adjacents devient insuffisant et ne répond plus aux besoins de déplacement des deux structures ; ainsi l'un se déplace vers l'autre et entre en collision « entrechoquement » [8]. Par conséquent, la vibration « hors phase » des bâtiments adjacents est la cause directe de l'entrechoquement. A quoi sont liées les caractéristiques dynamiques de chaque bâtiment ? Lorsqu'un bâtiment vibre sous sollicitations dynamiques, deux paramètres influent sur son comportement ; sa masse et sa rigidité [8, 10, 11, 12-33]. Ainsi, lors d'un entrechoquement la masse et la rigidité ont une grande influence sur le mouvement des deux bâtiments adjacents, donc si on se retrouve avec deux bâtiments adjacents de différentes conceptions et de différents matériaux et donc différentes masses et rigidités, une vibration hors phase et très probable, ce qui implique un risque d'entrechoquement en cas de séisme de forte intensité

Cela n'exclut pas les bâtiments identiques adjacents, car même avec la même conception et les mêmes matériaux il est quasiment impossible que les deux bâtiments aient le même comportement dynamique. L'entrechoquement est donc principalement dû à des vibrations hors phase des bâtiments adjacents en raison de la différence des caractéristiques dynamiques des deux bâtiments qui sont directement liées à la masse et à la rigidité de chaque édifice, lesquelles dépendent des matériaux utilisés et de la conception adoptée.

1.3 Configurations structurelles possibles pour un entrechoquement

Le phénomène de collision sismique résulte de plusieurs configurations géométriques de bâtiments adjacents, notamment :

- 1) Entrechoquement entre bâtiments de **hauteurs différentes** c'est la configuration la plus critique. Le bâtiment le plus court agit comme un pivot rigide, tandis que le bâtiment plus grand subit une modification brutale de sa dynamique au point d'impact. Le choc se produit généralement au

niveau du toit du bâtiment le plus bas, créant un effet de cisaillement important dans les étages supérieurs du bâtiment adjacent. [34].

Lors du séisme de Boumerdes qui a frappé le nord de l'Algérie le 21 mai 2003, l'insuffisance de l'épaisseur des joints sismiques a causé de dommages dans les poteaux. Comme le montre la (fig.1.3) par bechtoula et ousalem [2005], le niveau des dommages était moindre pour les structures à portiques auto-stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide que pour les structures en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide [38].



Figure 1.3: Dommages des poteaux dus à l'entrechoquement (le séisme de Boumerdes 21May 2003) [38]

Dans ce cas, les planchers d'un bâtiment peuvent entrer en collision avec les poteaux de l'autre bâtiment, provoquant la rupture des poteaux à cause de l'effort tranchant important. C'est probablement le cas le plus critique de l'interaction entre les bâtiments adjacents.

- 2) Entrechoquement entre bâtiments adjacents avec **même hauteur et même niveau d'étage**
Davidovici [2003] a rapporté des effets dus au martèlement entre les structures observées pendant le séisme de Boumerdes en 2003, où la (fig.1.4) montre une ouverture observée entre deux bâtiments due au martèlement [57].

ce cas est compris entre deux bâtiments de mêmes hauteurs et avec même hauteur d'étage. La collision peut se produire par le mécanisme de la conservation de la quantité de mouvement dans les points de contact entre les diaphragmes, à cause de l'insuffisance de l'épaisseur du joint sismique.



Figure 1.4 : Ouverture entre deux bâtiments (Boumerdes, 2003) [57].

Dans ce cas, le degré de dommages est faible par rapport aux autres configurations, par ce que les chocs locaux ont lieu entre les diaphragmes horizontaux.

- 3) Entrechoquement dû au décalage des dalles (**Dalles en quinconce**), Cette configuration se produit lorsque les niveaux des planchers de deux bâtiments adjacents ne sont pas alignés. Lors d'un séisme, la dalle (élément le plus rigide) d'un bâtiment vient percuter le milieu des poteaux du bâtiment voisin. Cela génère l'effet de "poteau court", entraînant une rupture fragile par cisaillement des éléments porteurs verticaux. [35].
- 4) Entrechoquement en série (**Bâtiments en rangée**), Cette configuration concerne les centres villes denses où plusieurs bâtiments sont collés les uns aux autres. Le bâtiment situé au milieu de la rangée est frappé des deux côtés, subissant des ondes de choc successives qui s'accumulent. Les bâtiments d'extrémité tendent à être projetés vers l'extérieur. [36].

Quand plusieurs bâtiments sont construits en série, formant une rangée, ils peuvent être endommagés en raison du mouvement apporté par les bâtiments adjacents, par exemple, un immeuble commercial a été endommagé pendant le tremblement de terre de Mexico septembre 1985 (fig.1.5) [58]. Dans cet immeuble, les forces de contact ont causé de L'effondrement de la partie supérieure.

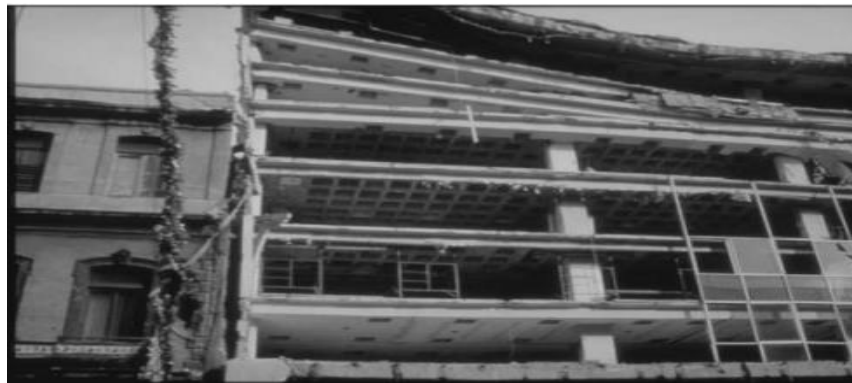


Figure 1.5 : Bâtiment commercial entre deux bâtiments adjacents rigides [58].

- 5) Bâtiments adjacents avec **différente hauteur et même niveau d'étage** Dans ce cas, l'entrechoquement est produit entre deux bâtiments adjacents, ayant de hauteurs différentes, avec même niveau d'étage. Des dommages entre un bâtiment de 10 étages et un autre de 05 étages sont montrés à la (fig.1.6), puisque seulement 1 à 3,81 centimètres de séparation est présente [59].



Figure 1.6 : Dommages entre un bâtiment de 10 étages et un autre de 5 étages [59].

Le bâtiment de 10 étages construit en 1904 avec des murs en maçonnerie épais (33 cm d'épaisseur) combinés avec 9 poutres en acier. Le bâtiment de 5 étages est en béton armé ayant un mur très rigide au 2ème niveau, et il a été renforcé en ajoutant des anneaux en acier en 1980. Cette observation montre que le dommage a été situé au niveau de la toiture du bâtiment de 5 étages avec de grandes fissures diagonales dans les murs en maçonnerie du bâtiment de 10 étages [59]

1.4 Revue de littérature des solutions proposées pour réduire l'entrechoquement

Face à la fréquence alarmante des phénomènes d'entrechoquement entre bâtiments adjacents lors des séismes, de nombreux chercheurs ont proposé différentes stratégies pour limiter ce risque. Ces solutions peuvent être classées en deux grandes catégories : les solutions traditionnelles et les solutions non conventionnelles.

1.4.1 Solutions Classiques (Le Joint Sismique)

La solution la plus simple et la plus couramment adoptée par les règlements parasismiques consiste à prévoir un espace libre suffisant entre les bâtiments adjacents. Cet espace, appelé **joint sismique**, permet aux structures de vibrer librement sans entrer en collision lors d'un séisme.

Dans le cadre du **RPA 2024**, la largeur minimale du joint sismique est déterminée en fonction des déplacements maximaux des structures adjacentes, en tenant compte du déphasage de leurs réponses dynamiques. [40].

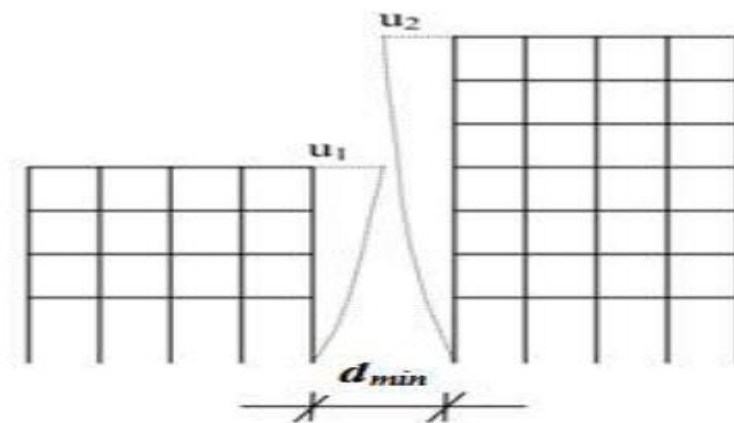


Figure 1.7: Deux structures adjacentes séparées par un joint sismique

1.4.1.1 Evaluation des épaisseurs des joints sismiques selon les règlements parasismiques (RPA2024) :

Compte des déplacements maximaux des structures, tout en considérant l'effet de la corrélation entre leurs réponses dynamiques.

La largeur minimale du joint sismique est donnée par :

$$d_{min} = \max (\delta_1^2 + \delta_2^2, 40mm) \quad (1.1)$$

δ_1 δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, évalués au sommet du bloc le moins élevé

- ces déplacements incluent l'effet de torsion et éventuellement la rotation des fondations

Cette approche repose sur la combinaison quadratique des déplacements (méthode SRSS), permettant de

❖ **calcul du déplacement selon la (clause 4.43) :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est donné par :

$$\delta_K = \delta_{eK} \cdot R \quad (1.2)$$

δ_{eK} : déplacement élastique obtenu à partir de l'analyse sismique

R : coefficient de comportement de la structure.

1.4.1.2 Euro-code 8 :

L'Euro-code 8 préconise des joints de séparation entre blocs ou bâtiments voisins pour que les bâtiments soient protégés contre l'entrechoquement avec les bâtiments adjacents ou entre des unités structurellement indépendantes du même bâtiment. Pour cela, il faut :

- Pour les bâtiments, ou unités structurellement indépendantes, qui n'appartenant pas à la même propriété, la distance entre la ligne de séparation théorique entre blocs et les points d'impact potentiels ne doit pas inférieure au déplacement horizontal maximal du bâtiment au niveau correspondant, calculé par l'expression (1.4), selon la (clause 4.3.4).
- Pour les bâtiments, ou unités structurellement indépendantes, qui appartenant à la même propriété, la distance entre eux ne doit pas inférieure à la racine carrée de la somme des carrées (SRSS) des déplacements horizontaux maximaux des deux bâtiments ou unités au niveau correspondant, calculé par l'expression (1.4), selon la (clause 4.3.4). Une spécification est faite : Si les niveaux des planchers d'un bâtiment en cours d'étude sont les mêmes que ceux du bâtiment adjacent, la distance citée ci-dessus peut être réduite par un coefficient (0,7) [47].

L'Eurocode 8 précise que « Les bâtiments doivent être protégés du martèlement induit par le tremblement de terre de structures adjacentes ou entre les unités structurellement indépendantes du même bâtiment ». L'Eurocode 8 exige une largeur de joint au moins égale à la somme quadratique des déplacements (racine carrée de la somme des carrés des déplacements) des planchers hauts du niveau. Si les planchers des blocs adjacents sont à la même hauteur, la largeur minimale du joint peut être réduite par un coefficient de 0,7. La formule donnée par l'Eurocode 8 pour calcul du joint sismique est la suivante :

$$d = \sqrt{x_1^2 + x_2^2} \quad (1.3)$$

Où :

- d : Distance de séparation entre deux bâtiments adjacents
- X1 : Déplacement maximal absolu du bâtiment (1)
- X2 : Déplacement maximal absolu du bâtiment (2)

• **Calcul du déplacement selon la (clause 4.3.4)**

Les déplacements produits par l'action sismique doivent être calculés sur la base de la déformation élastique du système structural, à l'aide de la relation simplifiée suivante :

$$d_s = q_d \times d_e \quad (1.4)$$

d_s : Déplacement d'un point du système structural dû à l'action sismique de calcul.

q_d : coefficient de comportement.

d_e : Déplacement du même point du système structural, déterminé par une analyse linéaire

Basée sur le spectre de réponse de calcul

1.4.1.3 Code du bâtiment uniforme (UBC 1997) :

Les normes parasismiques internationales ont identifié les conséquences dévastatrices potentielles que la collision est à même de provoquer dans le bâtiment. La méthode généralement utilisée par ces règlements consiste à éviter les interactions physiques entre les structures en veillant à maintenir une distance adéquate entre elles. Ces règlements recommandent une distance de séparation minimale entre les édifices voisins. Dans certaines situations, cette distance est déterminée uniquement par le déplacement maximal de chaque bâtiment, voire simplement par l'addition des déplacements de chaque bâtiment (**règlement Canadien**). Sinon, une valeur modeste qui pourrait représenter un pourcentage de la totalisation des mouvements des édifices voisins ou une conjonction.

Formule quadratique pour le déplacement maximal (**règlement français**). Selon la **réglementation taïwanaise**, les distances de séparation sont déterminées en fonction de la hauteur du bâtiment. Dans quelques réglementations, une distance minimale du joint de séparation est requise, variant de 2,5 cm pour le Règlement à 1,5 cm pour l'**Argentin**, et Taiwan à 1,5 cm. Dans d'autres règlements, cela varie selon la nature du sol et l'activité sismique.

• Calcul du déplacement selon la (clause 1630.9.2) :

Le déplacement inélastique maximal de chaque bloc, doit être calculé au niveau du

Sommet de chaque bloc (fig. 1.10), selon l'expression suivante :

$$\Delta_M = 0.7 \cdot \Delta_s \cdot R \quad (1.5)$$

Avec:

R : Coefficient de comportement de la structure.

Δ_s : Déplacement maximum dû aux forces sismiques de calcul

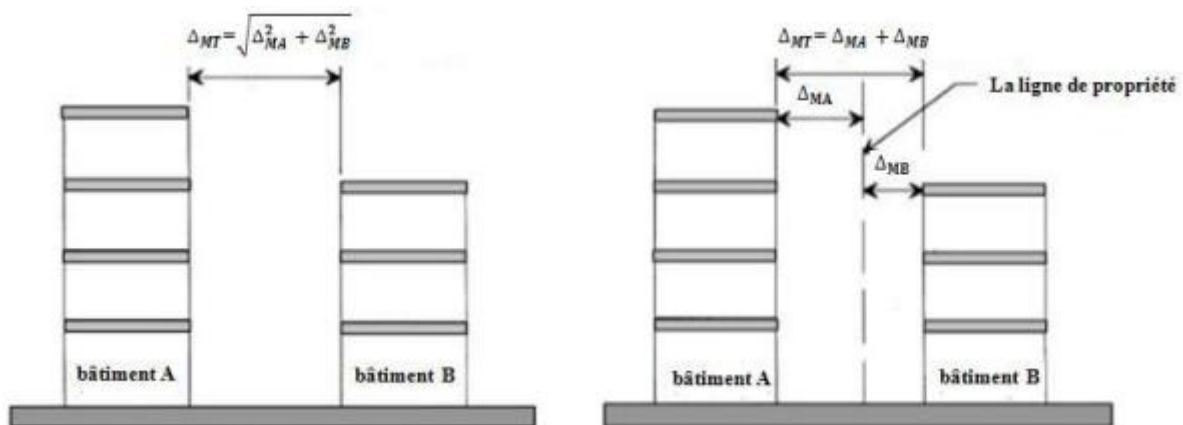


Figure 1.8:(a) Joints sismiques des bâtiments voisins situés sur la même ligne de propriété, (b) Joint sismique des bâtiments voisins non situés pas sur la même ligne de propriété [68].

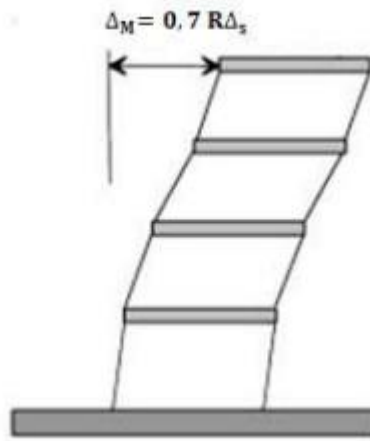


Figure 1.9: Déplacement inélastique maximum du bâtiment [68]

1.4.1.4 Code international du bâtiment (IBC 2000)

Selon le code **IBC-2003 (International Building code)** « toutes les structures doivent être Séparées des autres structures qui les avoisinent. Si les bâtiments adjacents sont sur la même ligne de propriété, la distance minimale de séparation suit simplement la règle de la racine carrée de la somme des carrés (SRSS) et si les bâtiments adjacents ne se trouvent pas sur la même ligne de propriété la règle de la somme des déplacements maximums de chaque bâtiment est appliquée », le code UBC-2007 (Uniform Building Code) prévoit la même procédure que celle du code IBC-2003 [39]. La formule suivante donne la distance de séparation minimum à introduire entre deux bâtiments adjacents.[69]

$$\delta_M = \sqrt{\delta_{M1}^2 + \delta_{M2}^2} \quad (1.6)$$

Ou :

- δ_M : Distance de séparation entre deux bâtiments adjacents
- δ_{M1} : Déplacement maximal absolu du bâtiment (1)
- δ_{M2} : Déplacement maximal absolu du bâtiment (2)

●Calcul du déplacement selon la(Clause 1622.3.3) :

Le National Building Code du Pérou (NBC PERU) dans la section E.03 stipule que « chaque structure doit être séparée des autres structures voisines par une distance minimum afin d'empêcher tout contact durant un séisme ». Cette distance minimale ne doit pas être inférieure à 2/3 de la somme des déplacements maximums des bâtiments adjacents. L'ASCE 7-05 (American Society of Civil Engineers) précise que « toute les portions d'une même structure doivent être conçues et construites de telle sorte qu'elles résistent comme une seule unité intégrale lors des séismes, à moins que les structures soient séparées par une distance suffisante afin d'empêcher tout dommage dû à un contact sous une totale déflexion comme le précise la section 12.8.6 » la distance de séparation dans ce cas-là dépend directement du facteur d'amplification de la déflexion et du facteur d'importance [41]. La formule (1.7) donne la distance minimale de séparation.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{max}}{I} \quad (1.7)$$

Ou :

- δ_x : Distance de séparation entre deux bâtiments adjacents
- C_d : le facteur d'amplification de la déflexion totale

- δ_{max} : le déplacement élastique maximal qui peut se produire à n'importe quel étage due à l'application de l'effort tranchant de conception à la base.

- I : facteur d'importance du chargement sismique

1.4.1.5 Agence Fédérale de gestion des catastrophes (FEMA 273-1997)

Selon le **règlement Américain FEMA : 273 – 1997** (Fédéral Emergency Management Agency) « L'entrechoquement est supposé ne pas arriver si les bâtiments sont séparés à chaque Niveau (i) par une distance (S_i). La valeur de (S_i) ne doit pas dépasser 0.04 fois la hauteur des bâtiments au-dessus du sol, dans la zone potentielle d'impact ». La formule (1.8) définit la distance minimale de séparation préconisée par le FEMA-273.

$$S_i = \sqrt{\Delta_{i1}^2 + \Delta_{i2}^2} \quad (1,8)$$

Où :

- S_i : Distance de séparation entre deux bâtiments adjacents

- Δ_{i1} : Déplacement maximal absolu du bâtiment (1)

- Δ_{i2} : Déplacement maximal absolu du bâtiment (2)

➤ D'après ce qu'on vient de voir et sur la majorité des codes de calcul et de conception Parasismique, la règle de la racine carrée de la somme des carrés est adoptée pour calculer la distance de séparation minimale (joint sismique) entre deux structures. Dans certains cas cette distance ne dépend pas uniquement de la réponse des structures adjacents mais aussi des facteurs d'importance et d'amplification sismique.

Rajaram and Ramancharla [42] ont passé en revue les recommandations de plusieurs codes de calcul concernant la distance de séparation minimale requise pour éviter l'entrechoquement, ensuite ils ont procédé à la vérification de l'efficacité de ces recommandations en utilisant le logiciel SAP2000. Sous l'effet de dix excitations sismiques

Avec différents pics d'accélération, plusieurs configurations de bâtiments adjacents ont été testées. Les résultats obtenus montrent que la majorité des recommandations ne suffisent pas à réduire l'entrechoquement. La distance minimum de séparation requise par les codes de conception parasismique peut paraître habituellement adéquate pour éviter des dommages sévères dus à l'entrechoquement pour des structures adjacentes bien conçues, bien construites et bien maintenues, au dépend d'une « grande » distance de séparation, qui d'un autre côté reste questionnable sur sa rationalité et sa fiabilité en cas de séisme de forte intensité touchant des structures adjacentes ayant des irrégularités significatives en plan ou en élévation. On doit aussi rappeler que pour les bâtiments adjacents construits dans des zones urbaines situées dans des régions à forte sismicité, la séparation requise pour empêcher l'entrechoquement des bâtiments adjacents de moyenne et grande hauteur peut emmener à de sérieux problèmes socio-économiques particulièrement dans les grandes métropoles où la valeur du terrain est très élevée, ainsi les issues techniques (grand joint de séparation – réalisation difficile). L'installation d'un joint de séparation sismique devient plus compliquée surtout si les bâtiments adjacents ont différents propriétaires. Face à tout cela la nécessité d'une solution alternative à celle proposée par les divers codes parasismique s'impose. Plusieurs solutions non classiques ont été envisagées parmi lesquelles l'installation de dispositifs de connexion. Dans ce sens-là, plusieurs recherches ont été menées afin de proposer des solutions pratiques et économiques.

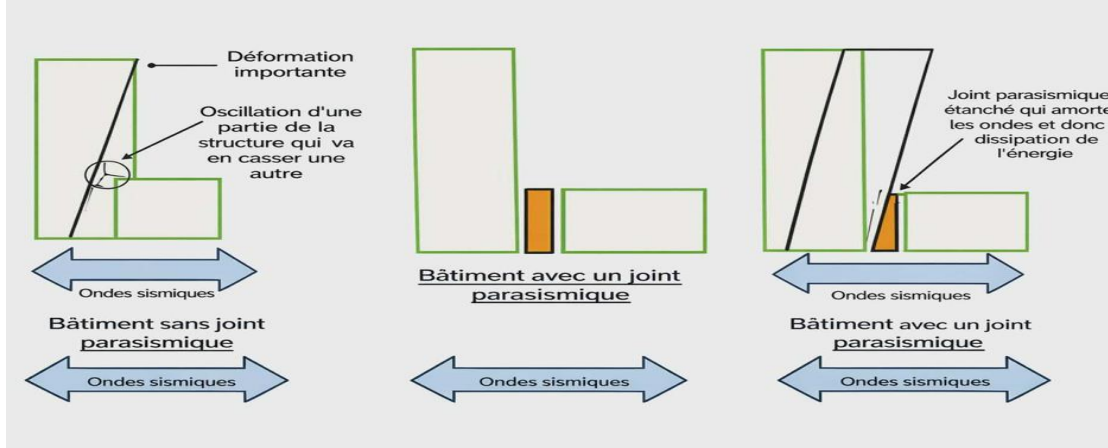


Figure 1.10: Influence du joint sismique sur l'amortissement des oscillations et la protection des structures contiguës [37].

1.5 Méthodes de calcul des épaisseurs des joints sismiques

Depuis quelques années, plusieurs auteurs ont étudié différentes méthodes pour déterminer une séparation sismique adéquate. On cite principalement la méthode de la différence spectrale

1.5.1 Méthode de la différence spectrale

Jeng, Kasai et Maison [1992] ont proposé la méthode de la différence spectrale (SPD) ou bien la règle de la double différence (DDC). Cette méthode basée sur la théorie de la vibration aléatoire considère l'approximation du premier mode de vibration pour déterminer les déplacements des bâtiments à plusieurs étages. Il a été constaté que le déplacement relatif maximum ne dépend pas seulement des déplacements maximaux des structures, mais aussi sur la prise en compte de la phase liée à la vibration des structures adjacentes [66].

$$S = \sqrt{x_A^2 + x_B^2 - 2\rho_{AB}X_A X_B} \quad (1.9)$$

Avec, X_A X_B = les valeurs des pics des déplacements $X_A(t)$, $X_B(t)$, respectivement. : ρ_{AB} est le coefficient de corrélation qui détermine l'importance du mouvement en phase entre différents modes de vibration qui dépend du rapport de période (T_A / T_B), ainsi que ξ_A ξ_B et [16.] La valeur d'est ρ_{AB} donnée par l'expression suivante :

$$\rho_{AB} = \frac{8\sqrt{\xi_A \xi_B} \left(\xi_A + \xi_B \frac{T_A}{T_B} \right) \left(\frac{T_A}{T_B} \right)}{\left[1 - \left(\frac{T_A}{T_B} \right)^2 \right] + 4\xi_A \xi_B \left[1 + \left(\frac{T_A}{T_B} \right)^2 \right] \left(\frac{T_A}{T_B} \right)^2 + 4(\xi_A^2 + \xi_B^2) \left(\frac{T_A}{T_B} \right)^2} \quad (1.10)$$

Où, T_A , ξ_A et T_B , ξ_B sont les périodes propres et les coefficients d'amortissement des systèmes "A" et "B", respectivement. Malgré les différentes hypothèses de simplifications sous lesquelles repose, la règle DDC, elle demeure beaucoup plus précise que les règles ABS et SRSS [67].

1.5.2 Solutions par Augmentation de la Rigidité (semi classique) :

Pour réduire l'amplitude des déplacements latéraux et éviter le contact, on renforce la structure interne des bâtiments.

-Techniques : Ajout de **voiles en béton armé** ou de **systèmes de contreventement** (croix de Saint-André).

-Objectif : Harmoniser les périodes fondamentales des deux bâtiments pour qu'ils vibrent "en phase".[43].

1.5.3 Solutions non classiques

Comme il a été noté précédemment, la mesure typique pour prévenir contre les risques de l'entrechoquement et qui est spécifiée dans plusieurs code consiste à prévoir une distance de séparation suffisante entre les structures adjacentes. Néanmoins, cette mesure ne peut pas être appliquée pour des bâtiments construits avant l'introduction de ces règlements, en outre et même pour des bâtiments récemment construits, une « grande » distance de séparation entrainerait une large bande de

Séparation entre bâtiments adjacents et ainsi une perte d'un espace utilisable. Cela peut être intolérable d'un point de

Vue économique surtout dans des zones métropolitaines ou le prix des terrains est très élevé. C'est dans ce sens-là, que les recherches ont été orientées vers d'autres solutions alternatives à la distance de séparation. Pour cela plusieurs méthodes furent proposées :

- Anagnostopoulos [45] a proposé le remplissage du joint de séparation par une matière spéciale pouvant absorber les chocs qui résultent de l'entrechoquement, une approche qui nécessite des matériaux adéquats et un entretien permanent. - Des murs de refend placés entre les deux structures adjacentes et qui agissent comme des pare-chocs ont été proposés, Spiliopoulos and Anagnostopoulos [11]. Cette solution reste très pratique surtout pour les bâtiments récemment construits à proximité de bâtiments existant.

- Une connexion permanente entre les structures adjacentes a été proposée par Westerlo [46], cette dernière semble augmenter la réponse de la structure la plus rigide et réduit celle de la structure la plus flexible, une solution qui n'arrange pas le propriétaire du bâtiment rigide.

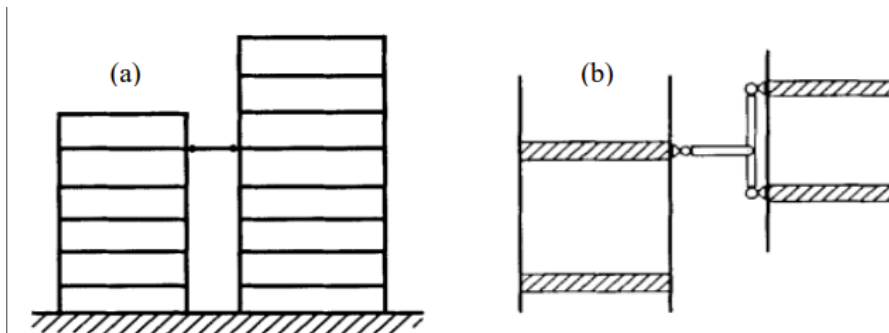


Figure 1.11: Connexion permanente entre étages alignés (a) et non alignés (b) [46]

-Solutions par Couplage (Systèmes de Liaison) : Cette approche consiste à relier les deux bâtiments pour qu'ils se soutiennent mutuellement ou dissipent l'énergie du choc.

- **Poutres de couplage (Link beams)** : Relier les bâtiments à des niveaux stratégiques pour forcer une vibration synchronisée.
- **Amortisseurs (Dumpers)** : Installation de dispositifs entre les bâtiments (amortisseurs visqueux, hystérétiques ou magnéto-rhéologiques) pour absorber l'énergie cinétique avant le choc. [44].

1.6 Conclusion

Le phénomène d'entrechoquement des bâtiments constitue une problématique majeure en génie parasismique, notamment dans les zones urbaines à forte densité où les structures sont souvent construites

à proximité immédiate. Ce phénomène résulte principalement des déplacements latéraux différenciés entre bâtiments aux caractéristiques dynamiques distinctes, ce qui peut entraîner des dommages structuraux sévères et des risques d'effondrement partiel [45].

Les solutions classiques, fondées sur la mise en place de joints sismiques suffisamment larges, demeurent la première ligne de défense contre ce risque. Cependant, ces solutions se heurtent à des limitations techniques et urbanistiques importantes qui restreignent leur applicabilité dans de nombreux contextes réels [47]. Par conséquent, il devient indispensable d'explorer des approches alternatives et innovantes.

Les dispositifs de couplage entre structures, qu'ils soient passifs ou actifs, apparaissent comme des solutions prometteuses permettant de réduire les déplacements relatifs et d'améliorer la dissipation d'énergie, limitant ainsi le risque d'entrechoquement [48]. Leur intégration dans la conception parasismique représente un progrès significatif vers une meilleure résilience des ouvrages.

En résumé, la prévention efficace de l'entrechoquement nécessite une stratégie combinée alliant une séparation physique adéquate, un renforcement structurel ciblé et le contrôle dynamique des mouvements, afin d'assurer la sécurité et la pérennité des bâtiments en zone sismique

Chapitre II :
COUPLAGE DES BATIMENTS

Chapitre II : COUPLAGE DES BATIMENTS

2.1 Introduction

L'urbanisation rapide et l'expansion démographique ont conduit à une densification importante des zones urbaines, entraînant la construction de bâtiments à proximité immédiate les uns des autres. Dans les régions sismiques, cette configuration augmente considérablement le risque d'interaction dynamique entre structures adjacentes. Lors d'un tremblement de terre, les différences de périodes propres, de hauteurs ou de rigidités entre bâtiments voisins peuvent provoquer un phénomène connu sous le nom de **martèlement sismique (séismique pounding)**. Ce phénomène résulte des chocs répétés entre structures en raison de déplacements latéraux excessifs.

L'effet de martèlement a été responsable de nombreux dommages structuraux observés lors de séismes majeurs, tels que le tremblement de terre d'Alaska (1964), de San Fernando (1971) et de Mexico (1985). Ces événements ont mis en évidence les limites des conceptions traditionnelles basées uniquement sur la séparation sismique.

Afin de réduire les risques associés au martèlement, les chercheurs ont développé une approche alternative basée sur le **couplage structurel des bâtiments adjacents**. Cette technique consiste à relier deux structures voisines à l'aide de dispositifs de contrôle (amortisseurs visqueux, amortisseurs à masse accordée, dispositifs semi-actifs ou actifs). Contrairement à la simple séparation, le couplage permet un transfert contrôlé des forces entre les bâtiments, améliorant ainsi la dissipation d'énergie et réduisant les déplacements relatifs.

Les systèmes de couplage s'inscrivent dans le cadre plus large du **contrôle structural**, qui vise à améliorer la performance sismique des structures en modifiant leur réponse dynamique. Selon le type de dispositif utilisé, ces systèmes peuvent être classés en contrôle passif, semi-actif, actif ou hybride.

Dans ce contexte, ce travail de Master vise à étudier le comportement dynamique de bâtiments adjacents couplés soumis à une excitation sismique. L'objectif principal est d'évaluer l'efficacité des dispositifs de couplage dans la réduction des déplacements, des efforts internes et du risque de martèlement. Une modélisation numérique sera réalisée afin de comparer la réponse de bâtiments couplés et non couplés, en analysant différents paramètres tels que la rigidité, l'amortissement et la hauteur des structures.

Ce travail contribuera à une meilleure compréhension des mécanismes d'interaction dynamique entre bâtiments voisins et à l'optimisation des stratégies de contrôle structural adaptées aux zones sismiques. [13] [45] [52] [54] [55].



Figure 2.1 : Exemples de martèlement sismique entre deux bâtiments lors du séisme de Mexico (1985).

2.2. Types de contrôle structurel

En parasismique le contrôle structurel est défini comme un nouveau mode de protection, qui cette fois-ci ne se propose plus d'absorber l'énergie d'un séisme par un renforcement de la structure elle-même, afin de la rendre résistante, mais par l'adjonction de dispositifs spéciaux visant à contenir ou contrôler la réponse de la structure lors de l'arrivée d'une onde sismique par le sol. Notons également que certains de ces systèmes de contrôle de la réponse, sont utilisés pour protéger des structures contre d'autres risques autres que le risque sismique, tels que le vent, des risques dus à des équipements spéciaux (machinerie lourde transmettant de fortes vibrations à travers la structure...), des impacts externes réguliers ou non (vagues, avalanches, mouvements de fluides, ondes de choc...), etc. [14]

2.2.1 Contrôle passif

Un système de contrôle passif est un système dans lequel les vibrations structurelles sont réduites par un dispositif, qui donne une force sur la structure en réponse à son mouvement. Le contrôle passif présente certains avantages. D'abord, il ne nécessite pas une source d'énergie externe pour son fonctionnement ce qui le rend plus économique que les autres systèmes. De plus, il est de taille plus petite nécessitant un espace réduit pour son installation. Enfin, dû à sa simplicité, ce type de contrôle a connu beaucoup d'attention de la part des chercheurs le rendant plus fiable à utiliser. Le principe de ce système est l'intégration des matériaux ou des systèmes, possédant des propriétés amortissantes, donc la vibration structurelle sera amortie passivement [14]. Ce système consiste à changer la période de la réponse structurelle par oscillation. D'autre part, un contrôle passif est un système d'amortissement placé soit au sein de la structure, soit à sa base, soit en toiture (figure 2.2) [14].

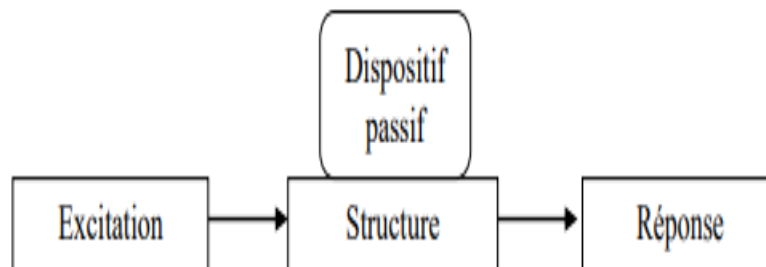


Figure 2.2: Diagramme de contrôle passif. [14].

Selon leur méthode de fonctionnement, ils peuvent être regroupés en trois catégories : le système d'isolation à la base, le système passif de dissipation d'énergie et le système d'absorption d'énergie.

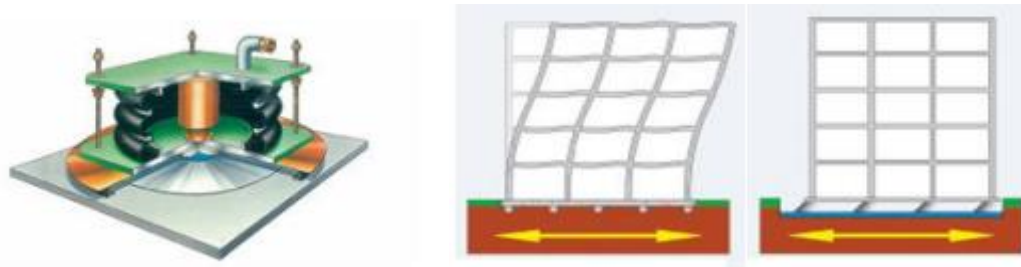
2.2.2 Système d'isolation sismique :

L'isolation sismique vise à protéger les structures, les bâtiments et leur contenu des dommages causés par les tremblements de terre.

Une catégorie de système d'isolation sismique utilise la charge Tampons porteurs, également appelés isolateurs. Ils sont positionnés de manière stratégique entre les fondations et la structure du bâtiment et visent à réduire l'intensité et la fréquence des secousses sismiques autorisées à pénétrer dans le bâtiment. Ils offrent à la fois des caractéristiques de ressort et d'absorption d'énergie.

La Figure 2.3.b montre la variation du comportement de la structure en l'absence d'isolateur et avec l'ajout d'un isolateur.

Dr. Johannes Calantaridis, un médecin anglais, a été le premier à proposer un système d'isolation sismique en 1909. Ses schémas illustrent un édifice distinct de sa fondation par une couche de talc qui servirait d'isolant contre les secousses sismiques. Figure 2.3 présente la plus ancienne structure isolée de base au monde, le Mausolée de Cyrus. [49]



a) Un isolateur sismique

b) Un bâtiment avec et sans isolation

Figure 2.3 : Effets d'une secousse sismique sur un bâtiment avec et sans isolation [14].



Figure 2.4: Le Mausolée de Cyrus, la plus ancienne structure isolée sismiquement au monde.[49]

L'appui élastomère est le type d'isolation le plus fréquemment utilisé, car il offre une flexibilité horizontale et donc un mouvement de la superstructure en masse dans la direction opposée au mouvement du sol. Cela signifie une diminution significative du mouvement structurel.

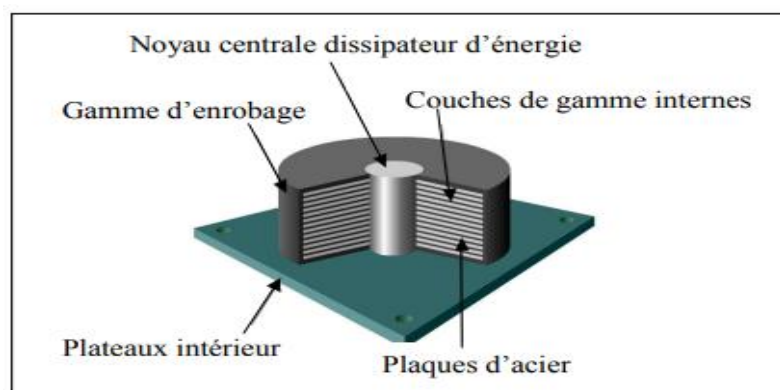
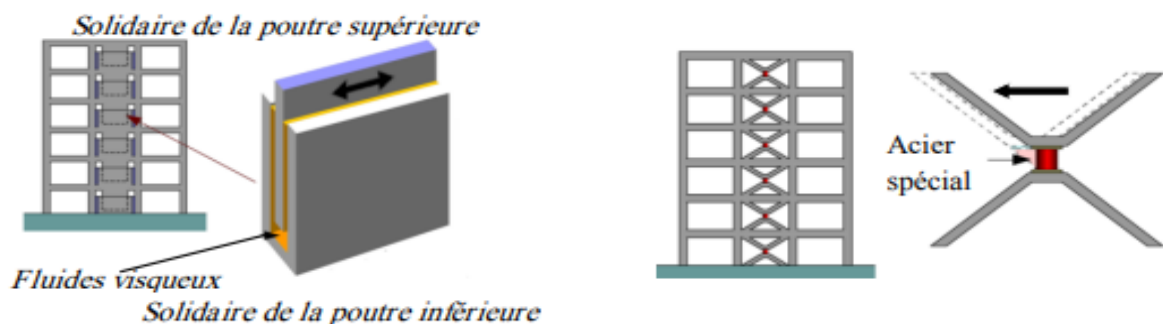


Figure 2.5: Isolateurs de bases à déformations [14].

2.2.3 Système de dissipation d'énergie passif :

Cette méthode est particulièrement efficace pour diminuer les vibrations et accroître l'amortissement de la structure. Ce dispositif est conçu pour évacuer l'énergie en transformant l'énergie cinétique en énergie thermique, ou en convertissant l'énergie en une autre forme de vibration. Voici quelques exemples de dispositifs de dissipation d'énergie.

- **Un contrôle par amortisseurs visqueux ou hystérétiques**, où les amortisseurs sont disposés à divers niveaux de la structure. Les **amortisseurs visqueux** sont généralement de forme cylindrique, ou parfois rectangulaire (Figure 2.6.a). Les **amortisseurs hystérétiques** se caractérisent par des aciers ayant des propriétés plastiques spécifiques (Figure 2.6.b).



a) Amortisseurs visqueux.

b) Amortisseurs hystérétique.

Figure 2.6 : a) Amortisseurs visqueux et b) Amortisseurs hystérétique. [14].

- **Un contrôle par amortisseurs à friction**, sous l'action d'un séisme, les éléments constitutifs de ce genre de système vont se déplacer les uns par rapport aux autres, générant des forces de friction qui s'opposent à la direction du mouvement. On distingue plusieurs variétés d'amortisseurs à friction. L'exemple d'un amortisseur à friction est illustré par la figure (2.7).

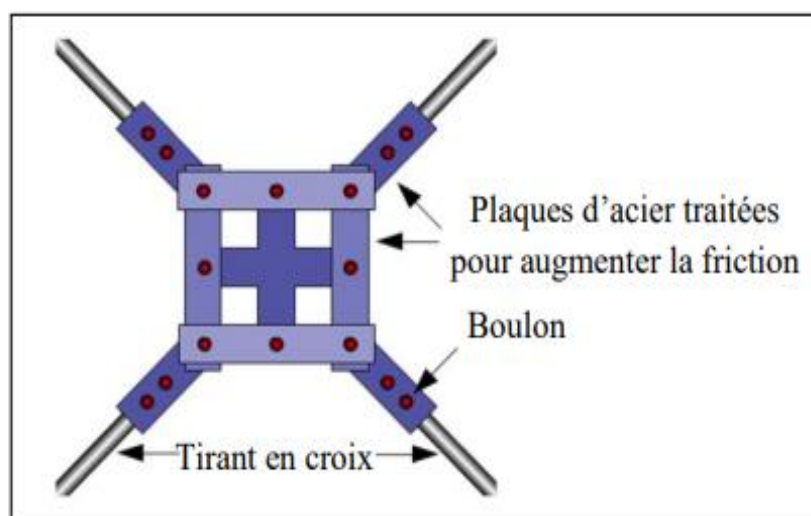


Figure 2.7: Un exemple d'un amortisseur à friction [14].

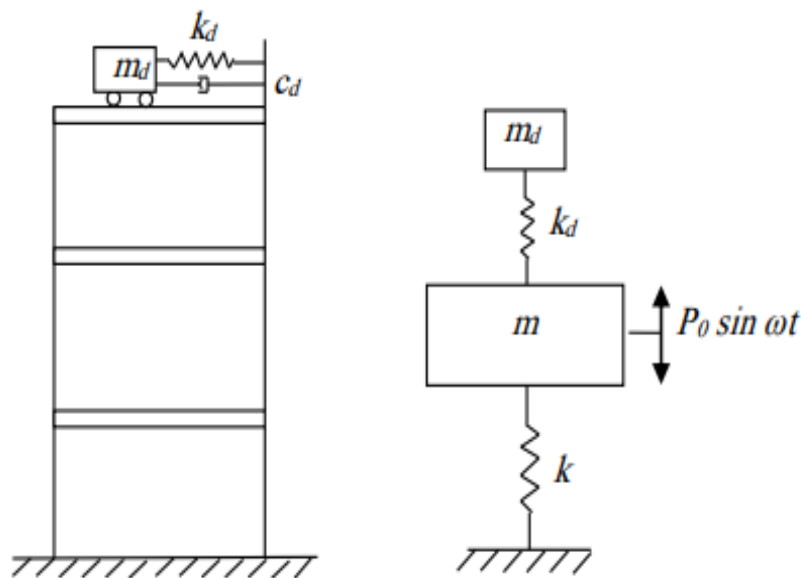
2.2.4 Système d'absorption d'énergie :

Les systèmes d'absorption d'énergie ont connu une évolution significative depuis les premières applications dans les années 1960. Initialement développés pour améliorer la sécurité dans des domaines tels que l'aéronautique, notamment pour les sièges d'hélicoptères résistants aux chocs, ces systèmes ont progressivement été adaptés à d'autres domaines d'ingénierie, y compris le génie civil.

L'évolution de ces dispositifs repose sur une amélioration continue des mécanismes de dissipation d'énergie, permettant de mieux protéger les structures et les occupants contre les effets des charges dynamiques. Plusieurs concepts ont été proposés et développés, allant des systèmes passifs aux systèmes semi-actifs et actifs.

Aujourd'hui, ces technologies sont largement utilisées pour répondre aux exigences de sécurité, aussi bien dans les structures civiles que dans les applications militaires. Les recherches actuelles se concentrent sur le développement de systèmes plus performants afin d'assurer une meilleure protection contre les sollicitations extrêmes, notamment sismiques.[50]

- **Contrôle passif par masse libre TMD :** Un amortisseur à masse accordée (Tuned Mass Damper, TMD) est un dispositif constitué d'une masse, d'un ressort et d'un amortisseur, fixé à une structure afin de réduire sa réponse dynamique sous l'effet des excitations telles que les séismes ou le vent. Le principe de base du TMD est celui d'un absorbeur dynamique de vibrations, dans lequel la masse secondaire oscille en opposition de phase avec la structure principale, ce qui permet de dissiper une partie de l'énergie vibratoire. L'avantage principal de ce dispositif est qu'il permet de réduire efficacement les déplacements, les accélérations et les vibrations de la structure, améliorant ainsi sa stabilité et sa performance dynamique [18], [19] comme indiqué dans la Figure (2.8.b).



a) Installation du TMD sur une structure

b) Le mécanisme de TMD.

Figure 2.8: Schéma du TMD sur la structure [14].

- **Contrôle passif par liquide libre TLD**, ce système utilise le mouvement d'un liquide peu profond dans un conteneur partiellement rempli pour dissiper l'énergie de vibration (figure 2.9). La fréquence de ce système est proche de la fréquence fondamentale des structures [14].

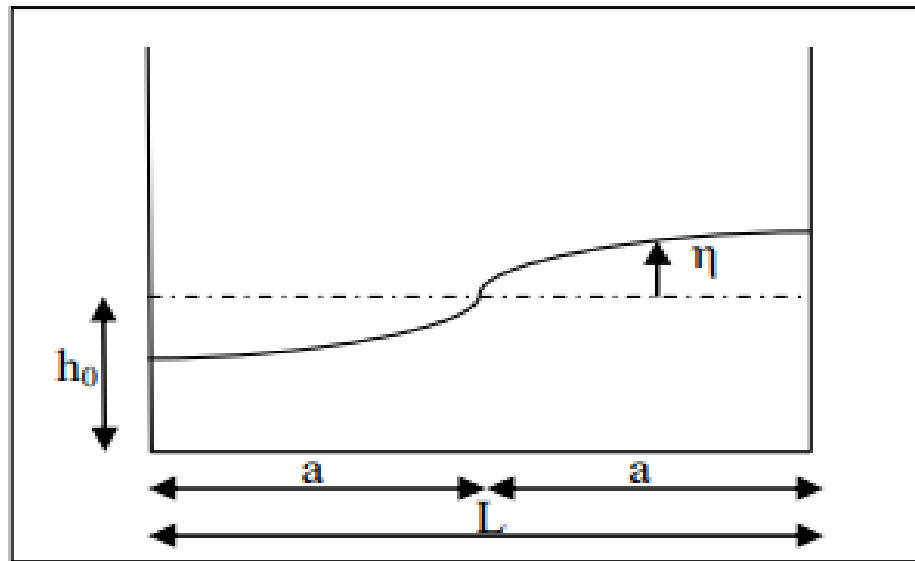


Figure 2.9: Schéma d'un amortisseur TLD [14].

2.2.5 Contrôle actif

Le contrôle actif des structures constitue une approche avancée et moderne visant à réduire de manière significative la réponse dynamique des structures soumises aux excitations externes telles que les séismes, le vent ou les vibrations mécaniques. Grâce à l'utilisation de capteurs capables de mesurer en temps réel les déplacements, les vitesses ou les accélérations, et d'actionneurs qui appliquent des forces de contrôle en opposition aux perturbations, ainsi qu'à l'emploi de lois de commande sophistiquées telles que le retour d'état et le contrôle optimal, il devient possible d'améliorer de façon notable les performances sismiques et vibratoires des structures. Cette approche permet non seulement de limiter les déplacements et les efforts internes, mais aussi d'augmenter la sécurité et le confort des occupants tout en prolongeant la durée de vie des structures. Toutefois, l'efficacité du contrôle actif reste limitée par plusieurs contraintes pratiques, notamment le coût élevé de conception et de mise en œuvre, la consommation importante d'énergie, ainsi que la complexité du système nécessitant une modélisation précise et une mise en œuvre fiable. En outre, ce type de contrôle est sensible aux incertitudes du modèle et aux retards de réponse du système, ce qui peut affecter sa stabilité. Ainsi, dans la pratique, le contrôle actif est souvent combiné avec des systèmes semi-actifs ou passifs afin d'obtenir un compromis optimal entre performance, robustesse et sécurité, comme cela est largement discuté dans la littérature spécialisée, notamment dans les travaux de Preumont et Seto (2008)..[25][51][52][53]. La figure 2.10 présente l'illustration de la configuration d'un système actif.

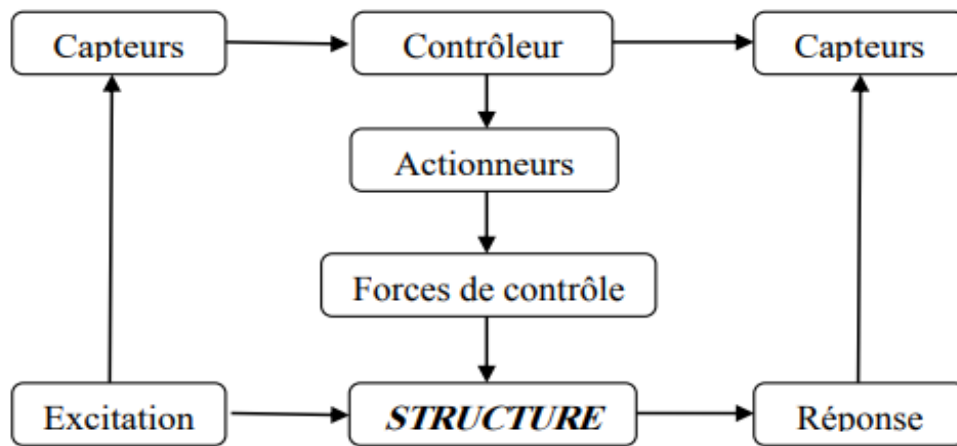


Figure 2.10: Diagramme schématique d'un système de contrôle actif [14].

Les actionneurs génèrent une force pour disperser l'énergie des secousses sismiques ou pour faire face à des mouvements imposés sous les charges dynamiques. On se sert des capteurs pour analyser la réaction structurelle et déterminer l'intensité de la force à appliquer à la structure. On trouve divers genres de systèmes de contrôle actif, comme les amortisseurs à masse active (AMD), l'isolation à la base active, les amortisseurs à câbles actifs, etc.

2.2.6 Contrôle semi-actif

Dans un système de contrôle semi-actif, des mécanismes sont utilisés pour commander ou assister un dispositif de contrôle passif. L'avantage principal de ce type de système est qu'il ne nécessite qu'une faible alimentation externe. De nombreux dispositifs semi-actifs peuvent fonctionner à partir de batteries, ce qui les rend résistants aux pertes soudaines de puissance lors des tremblements de terre.

Comparés aux systèmes actifs, les dispositifs semi-actifs sont moins complexes mécaniquement et plus faciles à maintenir. En même temps, ils sont plus performants que les systèmes passifs, et leur efficacité de contrôle se rapproche souvent de celle des systèmes actifs [20], [22]. La figure 2.11 illustre la configuration de base d'un système de contrôle semi-actif.

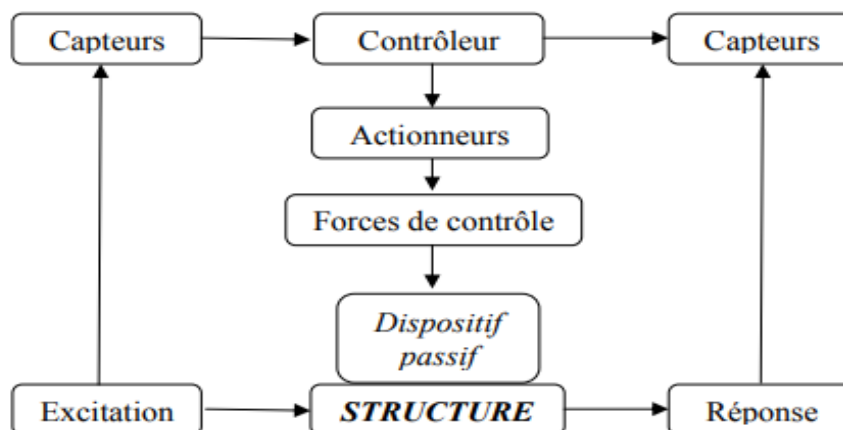


Figure 2.11: Diagramme schématique d'un système de contrôle semi-actif [14].

La stratégie de contrôle semi-actif constitue une alternative efficace entre le contrôle passif et le contrôle actif, car elle permet d'adapter en temps réel les propriétés dynamiques de la structure sans injecter directement de l'énergie mécanique dans le système. Contrairement aux systèmes actifs, les dispositifs semi-actifs, tels que les amortisseurs à fluide magnéto rhéologique, nécessitent une puissance très faible, généralement fournie par des batteries autonomes, ce qui garantit leur fonctionnement même en cas de défaillance de l'alimentation principale lors d'un séisme. De plus, ces systèmes présentent une meilleure robustesse et stabilité, car ils ne risquent pas de provoquer d'instabilité structurelle en cas de panne du contrôleur ou des capteurs. Ainsi, le contrôle semi-actif combine la fiabilité des systèmes passifs et l'adaptabilité des systèmes actifs, ce qui le rend particulièrement adapté à la protection sismique des structures civiles modernes (Brian F. Spencer Jr. et S. Nagarajaiah, 2003 ; J. N. Yang et al., 1996).[25],[26] [27] [28]. La figure 2.12 ci-après illustre la représentation schématique du système actif et passif.

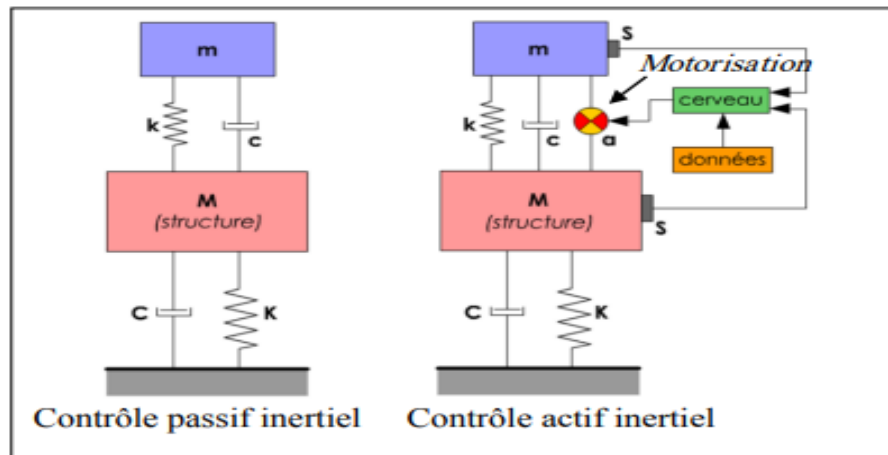


Figure 2.12: Schématisation inertielle du contrôle passif et actif [14].

La représentation du système semi-actif serait donc réalisée comme indiqué dans la figure (2.13) :

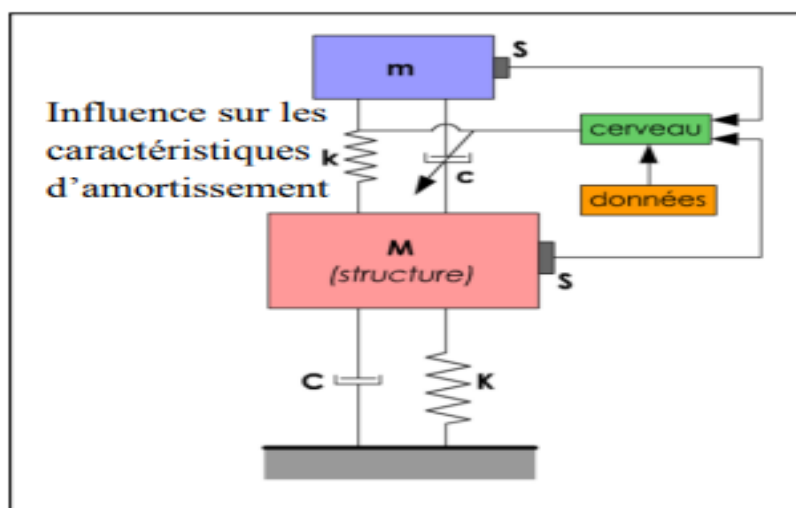


Figure 2.13: Contrôle semi-actif inertielle [14].

Les systèmes semi-actifs sont multiples et peuvent équiper des structures de tout type. Ils sont également utilisés pour répondre à d'autres besoins que celui du contrôle de la réponse dans le domaine de l'architecture parasismique [29].

Dans les systèmes semi-actifs, les amortisseurs à fluide magnéto rhéologique sont parmi les plus fréquemment utilisés. Il s'agit de composants dissipatifs non linéaires, employés dans la gestion de la suspension semi-active, où le coefficient d'amortissement change en fonction du courant électrique. La rigidité de ces amortisseurs est déterminée par la viscosité du liquide, qui est régulée par le champ magnétique. Ce dispositif renferme un fluide magnéto rhéologique, qui est une huile de silicone intégrant des particules ferromagnétiques de taille micro-métrique qui génèrent des structures agrégées sous l'effet d'un champ magnétique. La figure (2.14) illustre ce système.

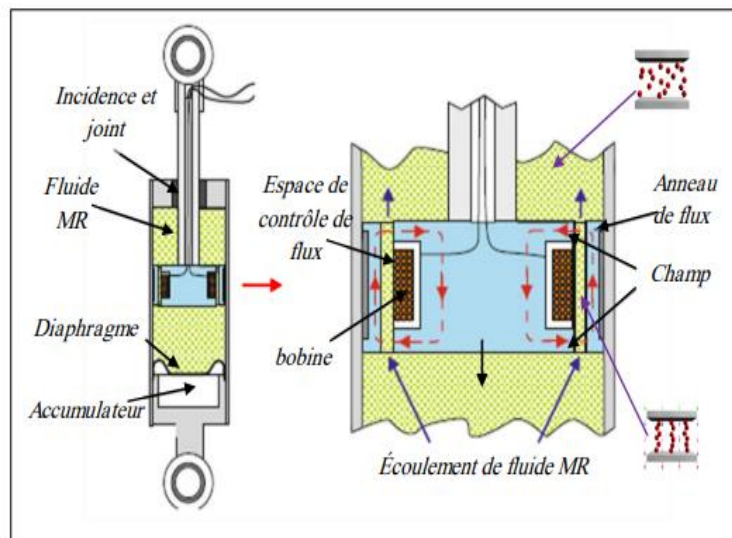


Figure 2.14: Schéma d'un amortisseur à fluide MR adapté de Carlson en 2007 [14].

2.2.7 Contrôle hybride

Le contrôle hybride des structures combine des dispositifs passifs et actifs afin de tirer parti des avantages des deux approches tout en réduisant leurs inconvénients. Dans ce système, le dispositif passif assure un niveau de protection de base, garantissant la stabilité et la sécurité même en cas de défaillance du système actif, tandis que le système actif améliore les performances en adaptant la force de contrôle en temps réel selon la réponse structurelle. Cette combinaison permet d'obtenir une réduction plus significative des déplacements, des accélérations et des efforts internes par rapport aux systèmes passifs ou actifs utilisés séparément. Les systèmes hybrides sont particulièrement efficaces pour les structures de grande hauteur soumises aux charges dynamiques telles que le vent et les séismes, car ils améliorent à la fois la sécurité structurale et le confort des occupants. Des études expérimentales et analytiques ont montré que les amortisseurs hybrides, tels que les amortisseurs de masse hybrides, peuvent offrir une meilleure robustesse et une plus grande efficacité énergétique que les systèmes actifs conventionnels [23] [24] [25].

Comme illustré dans la figure 2.15. Un AMD est associé à un site de TMD dans une configuration où sa masse représente entre 10 et 15% de celle du TMD. L'actionneur produit une force de commande qui ajuste le TMD, améliorant ainsi l'efficacité de l'appareil pour modifier les propriétés dynamiques de la structure.

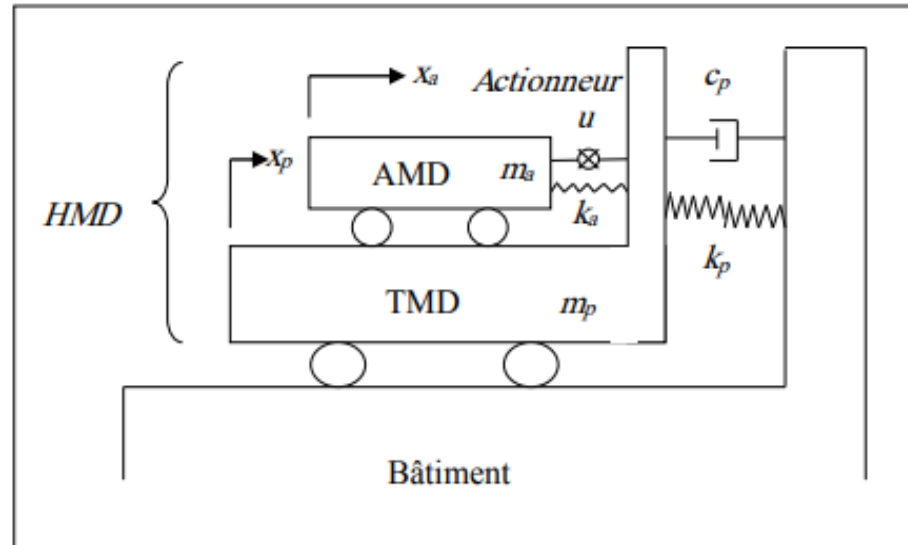


Figure 2.15: Schéma d'un amortisseur de masse hybride [14]

2.3 Revue de la littérature sur le couplage des bâtiments

2.3.1 Couplage par amortisseurs passifs

Le couplage des bâtiments adjacents est reconnu comme une stratégie efficace de contrôle des vibrations visant à réduire la réponse sismique et à limiter le risque de martèlement. Ce principe consiste à relier deux structures ou plus à l'aide de dispositifs de dissipation d'énergie afin de modifier leurs caractéristiques dynamiques et d'augmenter l'amortissement global du système. Les travaux pionniers de Akira Nishitani et Ikuo Seto (1998) ont démontré que l'utilisation d'amortisseurs visqueux entre bâtiments adjacents permet de réduire significativement les déplacements relatifs et les accélérations, améliorant ainsi la stabilité globale du système couplé. Par la suite, Brian F. Spencer Jr. et S. Nagarajaiah (2003) ont confirmé que les systèmes de contrôle structurel, notamment les dispositifs passifs et semi-actifs, améliorent considérablement la performance dynamique des structures adjacentes en augmentant la dissipation d'énergie et en réduisant la réponse sismique. Plus récemment, Francesco Ricciardelli et Alessandro Occhiuzzi (2013) ont montré que l'efficacité du couplage dépend fortement des propriétés mécaniques et de l'emplacement des amortisseurs, et que le couplage constitue une solution fiable pour améliorer la sécurité et la performance sismique des bâtiments adjacents. Ces études confirment que le couplage structurel représente une technique efficace et prometteuse pour le contrôle des vibrations et la protection sismique des structures. [25][30] [31].

2.4 Conclusions

Le couplage des bâtiments adjacents s'impose aujourd'hui comme une stratégie innovante et efficace dans le domaine du contrôle structurel, visant à atténuer les effets des excitations sismiques sur les structures. Contrairement aux approches traditionnelles reposant uniquement sur la séparation sismique, le concept de couplage exploite l'interaction dynamique entre bâtiments voisins afin de redistribuer les efforts et d'améliorer la dissipation de l'énergie sismique.

D'après la revue de la littérature, le système de couplage des bâtiments adjacents est largement reconnu comme une solution performante pour réduire la réponse dynamique des structures soumises aux séismes. Le principe de couplage permet d'augmenter la dissipation d'énergie du système global, ce qui contribue efficacement à la diminution des déplacements, des accélérations et des efforts internes dans les structures connectées.

Les travaux de Richard E. Christenson et al. (2006) démontrent que l'intégration de dispositifs de liaison, tels que des amortisseurs visqueux, viscoélastiques ou des systèmes de contrôle actif et semi-actif, permet de réduire de manière significative les réponses dynamiques des bâtiments. Cette amélioration est rendue possible grâce à un transfert contrôlé de l'énergie entre les structures, limitant ainsi les concentrations locales de contraintes et améliorant le comportement global du système. De plus, plusieurs études ont confirmé que l'utilisation de ces dispositifs contribue également à réduire le risque de martèlement sismique entre bâtiments adjacents.

Cependant, l'efficacité du couplage dépend fortement de plusieurs paramètres essentiels. Parmi ceux-ci, la compatibilité dynamique des bâtiments (différences de périodes propres, de masses et de rigidités) joue un rôle déterminant. De même, le type d'amortisseur utilisé, sa position, ainsi que ses caractéristiques mécaniques influencent directement les performances du système. Une configuration inadéquate peut non seulement limiter les bénéfices attendus, mais également amplifier certaines réponses dynamiques, ce qui met en évidence l'importance d'une conception et d'une optimisation rigoureuses.

Par ailleurs, les systèmes de couplage peuvent être intégrés dans différentes stratégies de contrôle structural, notamment passif, semi-actif, actif ou hybride. Les systèmes passifs se distinguent par leur simplicité et leur fiabilité, tandis que les systèmes actifs et semi-actifs offrent une meilleure adaptabilité face aux excitations sismiques variables, bien qu'ils nécessitent une alimentation énergétique et une conception plus complexe.

Un autre aspect important concerne la faisabilité pratique de cette approche. Des applications réelles, en particulier dans des pays à forte activité sismique comme le Japon, ont démontré l'efficacité et la pertinence du couplage des bâtiments comme solution d'ingénierie viable. Ces réalisations confirment le potentiel de cette technique pour améliorer la résilience et la sécurité des infrastructures urbaines modernes, notamment dans les zones fortement densifiées.

En conclusion, le système de couplage des bâtiments adjacents constitue une solution fiable, efficace et prometteuse pour la réduction des effets sismiques et la limitation du phénomène de martèlement. Néanmoins, son efficacité repose sur une compréhension approfondie des mécanismes d'interaction dynamique et sur une optimisation adéquate des paramètres de conception. Les progrès récents en modélisation numérique et en contrôle structural ouvrent ainsi des perspectives importantes pour le développement de systèmes de couplage encore plus performants, capables de répondre aux exigences croissantes en matière de sécurité et de durabilité des structures en zones sismiques.[32] [36] [45] [56].

Chapitre III :

*Calcul du joint sismique et
analyse des déplacements avec
élément gap*

Chapitre 3 : Calcul du joint sismique et analyse des déplacements avec élément gap

3.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous étudions le comportement dynamique de structures adjacentes soumises à une excitation sismique, ainsi que la détermination du joint sismique nécessaire pour éviter le phénomène d'entrechoquement. En effet, lors d'un séisme, les déplacements relatifs entre structures voisines peuvent engendrer des chocs, provoquant des dommages structuraux parfois importants.

Afin de limiter ce risque, nous cherchons à déterminer une distance de séparation suffisante entre les structures adjacentes. Dans ce cadre, une analyse numérique est réalisée à l'aide du logiciel SAP2000, permettant de simuler le comportement dynamique de structures en béton armé de différentes hauteurs.

Le présent chapitre est organisé en plusieurs parties. Dans un premier temps, une analyse modale est effectuée afin de déterminer les caractéristiques dynamiques des structures, notamment les modes propres et les périodes de vibration. Ensuite, une analyse dynamique non linéaire par accélérogramme est menée pour évaluer les déplacements relatifs et identifier les conditions d'entrechoquement.

Par la suite, différentes méthodes de calcul du joint sismique (ABS, SRSS et DDC) sont appliquées et comparées aux résultats analytiques. Enfin, l'introduction d'éléments de contact de type GAP permet d'étudier l'influence du couplage, de leur position ainsi que de leur nombre sur la réponse dynamique des structures.

L'objectif de ce travail est d'analyser les déplacements relatifs entre structures adjacentes et d'optimiser le dimensionnement du joint sismique afin d'améliorer la sécurité et la performance globale des structures face aux sollicitations sismiques.

3.2 Descriptions des consoles étudiées :

Dans cette étude, nous considérons des structures en béton armé constituées de consoles comportant respectivement 4, 7 et 9 niveaux, notées SP4, SP7 et SP9. Ces modèles sont développés à l'aide du logiciel SAP2000 afin d'analyser leur comportement sous l'action sismique.

La console représente un élément structural en porte-à-faux, particulièrement adapté à l'analyse des déplacements et de la rigidité des structures élancées. À travers cette modélisation, nous cherchons à mettre en évidence l'influence de la hauteur sur la réponse dynamique, notamment en termes d'amplification des déplacements.

Nous adoptons une modélisation simplifiée en concentrant les masses au niveau des planchers, ce qui permet de représenter de manière efficace le comportement dynamique tout en réduisant la complexité du modèle. Les structures sont supposées encastrees à la base, en négligeant les effets d'interaction sol-structure.

Les dimensions des éléments structuraux varient selon les niveaux, avec une diminution progressive des sections des poteaux vers les étages supérieurs. Cette variation permet de représenter de manière réaliste la distribution de la rigidité le long de la hauteur de la structure.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux, notamment celles du béton et de l'acier, sont définies à partir de valeurs usuelles en génie civil. Elles incluent la masse volumique, le module d'élasticité ainsi que les résistances mécaniques, qui influencent directement la réponse dynamique des structures.

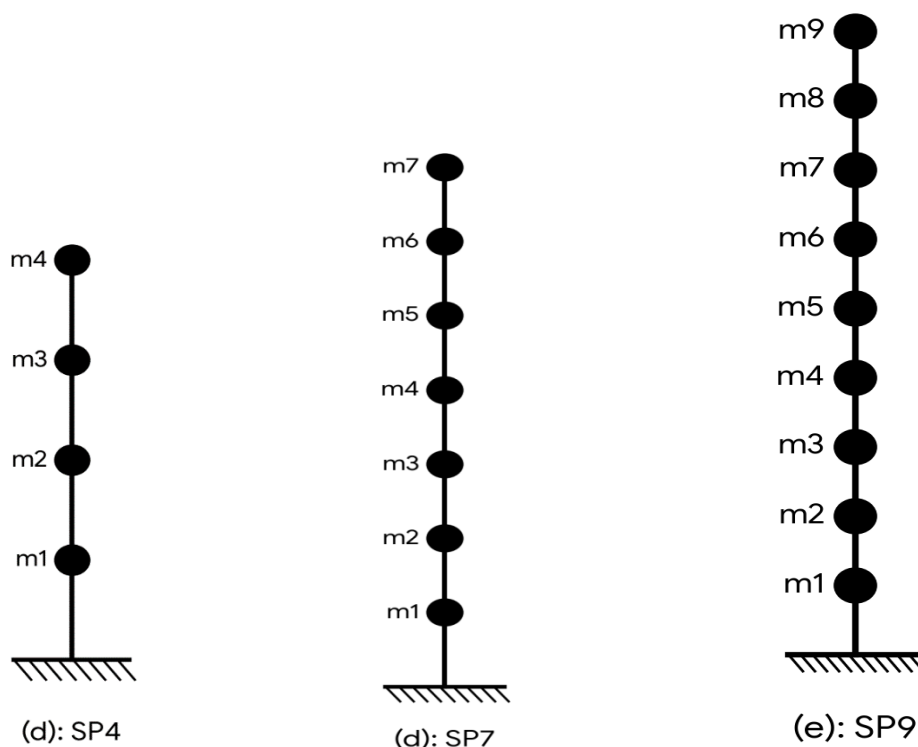


Figure 3.1 : Modélisation en masses concentrées des consoles étudiées.

La modélisation de la console est réalisée dans le but d'étudier son comportement dynamique et d'analyser les déplacements sous l'effet des charges sismiques. L'analyse modale est effectuée pour déterminer les modes propres et les périodes de vibration, suivie d'une analyse sismique afin d'évaluer les déplacements.

L'objectif principal de cette étude est d'analyser les déplacements de la console et d'étudier l'influence des éléments GAP dans la réduction des mouvements et l'amélioration de la rigidité du système

Tableau 3.1 : Dimensions des sections des éléments structuraux de la console (SP9)

Eléments	Niveaux	Section
Poteaux	1, 2 et 3	(60×60)
	4, 5 et 6	(50×50)
	7et 8,9	(40×40)

Tableau 3.2 : Dimensions des sections des éléments structuraux de la console (SP7)

Eléments	Niveaux	Section
Poteaux	1, 2 et 3	(60×60)
	4, 5 et 6,7	(50×50)

Tableau 3.3 : Dimensions des sections des éléments structuraux de la console (SP4)

Éléments	Niveaux	Section
Poteaux	1, 2 et 3,4	(35×35)

Les caractéristiques du matériau des consoles sont présentées dans le tableau (3.4) :

Tableau 3.4 : Caractéristiques du matériau de construction

Masse volumique du béton	2.5 (KN/m ³)
Module de Young du béton	3.2x 10 ⁷ (KN/m ²)
Résistance à la compression	25x 10 ³ (KN/m ²)
Résistance de l'acier	400x 10 ³ (KN/m ²)

3.3 Modélisation dans SAP2000 :

Les structures sont modélisées en utilisant le logiciel SAP2000. Dans cette modélisation, on fera l'hypothèse que la masse peut être concentrée aux niveaux des étages (fig.3.2). Le modèle est supposé être encastré à la base négligeant tout effet d'interaction avec le sol.

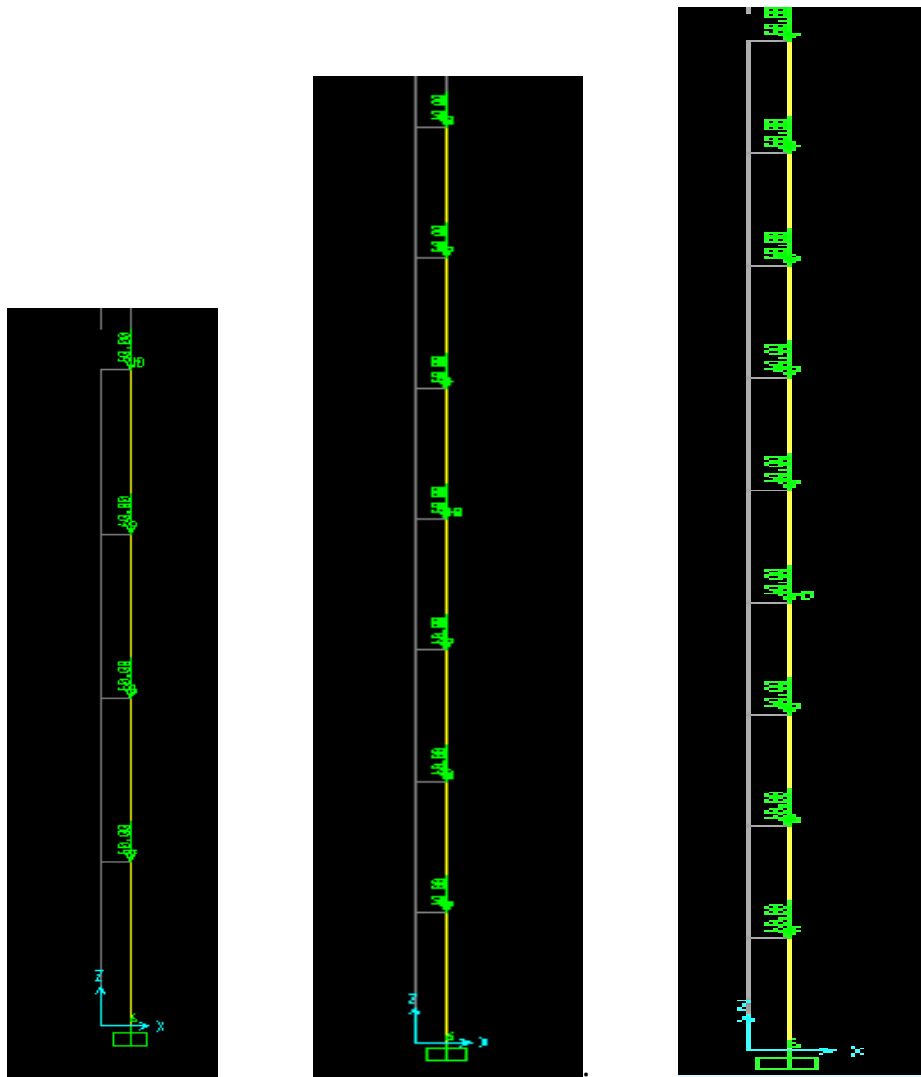


Figure 3.2 : Modélisation en masses concentrées SAP2000

3.3.1 Analyse et interprétation des résultats

3.3.1.1 Analyse modale

Les résultats de l'analyse modale des consoles sont montrés dans les tableaux (3.5), (3.6) et (3.7).

Tableau 3.5 ; Résultats de l'analyse modale du consoles (SP9).

Mode	f_n (HZ)	T_n (sec)	Γ_n	α_1 (%)
1	0,2524	3,9616	5,9911	57,72
2	1,1812	0,8466	-3,59555	20,79
3	3,0119	0,332	2,3538	8,91
4	6,2271	0,1605	-1,6207	4,225
5	9,9005	0,101	1,3941	3,12
6	14,6	0,06849	-1,0951	1,92
7	19,469	0,0513	0,8767	1,23
8	26,088	0,03832	-0,7915	1
9	35,184	0,0284	0,8054	1,04

Tableau 3.6 : Résultats de l'analyse modale du consoles(SP7)

Mode	f_n (HZ)	$T_n(sec)$	Γ_n	$\alpha_1(\%)$
1	0,4237	2,3597	5,5055	61,201
2	2,1392	0,4674	-3,2464	21,278
3	5,806	0,1722	1,9005	7,293
4	10,768	0,0928	-1,5323	4,74
5	17,441	0,0573	1,1585	2,71
6	25,648	0,0389	-0,8498	1,458
7	35,167	0,0284	0,8084	1,32

Tableau 3.7:Résultats de l'analyse modale du consoles (SP4).

Mode	f_n (HZ)	$T_n(sec)$	Γ_n	$\alpha_1(\%)$
1	0.4493	2,2255	4,0522	69,36
2	2.8431	0,3517	-2,2415	21,22
3	7,9293	0,1261	1,2886	07,01
4	14,128	0,0707	-0,7533	02,39

Les tableaux (3.5), (3.6) et (3.7) présentent les résultats de l'analyse modale des trois consoles étudiées. On observe que les premiers modes de vibration correspondent principalement à des modes de translation, ce qui est normal pour ce type de structure élancée. Les périodes fondamentales obtenues sont respectivement de 3,96 s pour la console SP9, 2,35 s pour la console SP7 et 2,22 s pour la console SP4, montrant que la rigidité augmente d'un modèle à l'autre.

Les facteurs de participation massique indiquent que le premier mode participe majoritairement à la réponse dynamique de la structure, avec des valeurs dépassant 57 % pour SP9, 61 % pour SP6 et 69 %

Pour SP4. En cumulant les premiers modes, la participation massique atteint plus de 70 %, ce qui signifie que les modes principaux contrôlent le comportement dynamique.

Ces résultats confirment que la réponse dynamique des consoles est dominée par le premier mode de vibration, et que l'analyse modale est suffisante pour représenter correctement le comportement dynamique avant de passer à l'analyse dynamique non linéaire par accélérogramme.

3.3.2 Analyse dynamique non-linéaire par accélérogramme :

Une analyse dynamique non-linéaire est réalisée en imposant directement le mouvement sismique à la base de la structure. Pour cela, on choisit le modèle élasto-plastique pour modéliser le comportement hystérétique des matériaux.

Le chargement est introduit sous forme d'une accélération appliquée à la base. La composante (N-S) de l'accélérogramme enregistré lors du séisme d'El-Centro (1940) a été utilisée (Fig. 3.3)

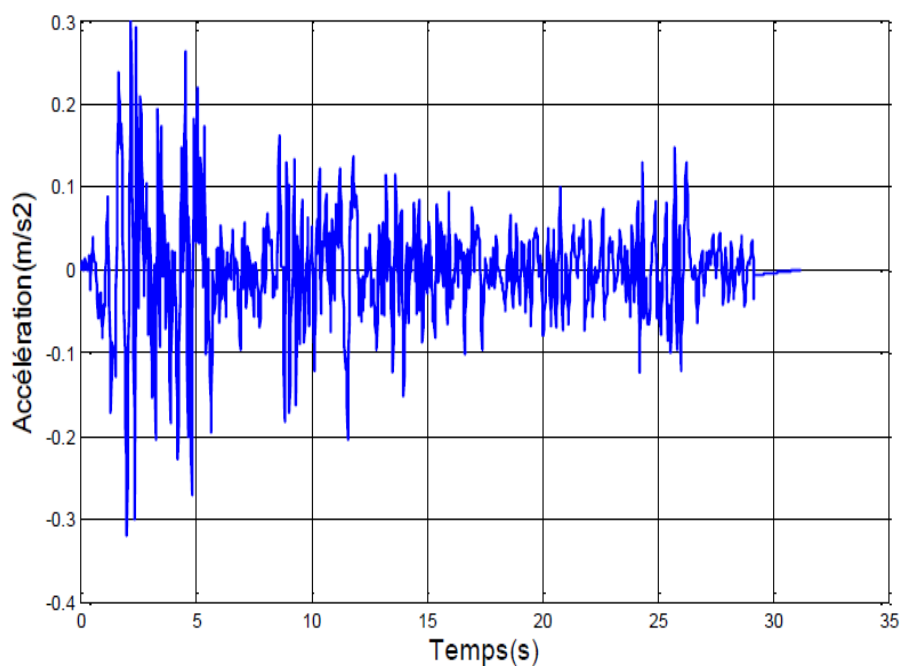


Figure 3.3: Graphe d'accélération en fonction du temps du séisme.

L'entrechoquement entre les structures adjacentes se produit lorsque la largeur du joint est insuffisante. Les courbes qui montrent la variation temporelle du déplacement au niveau du point de contact sont représentées sur les figures (3.4), (3.5) et (3.6)

Tableau 3.8 : Tableau du déplacement des deux consoles (SP9-SP4) SANS GAP.

LA HAUTEUR		0	3	6	9	12	15	18	21	24	27
DEPLACEMENT	SP9	0	0,00114	0,0037	0,00697	0,01080	0,014655	0,01833	0,0224	0,0248	0,0345
	SP4	0	0,003112	0,0094	0,01670	0,02432					

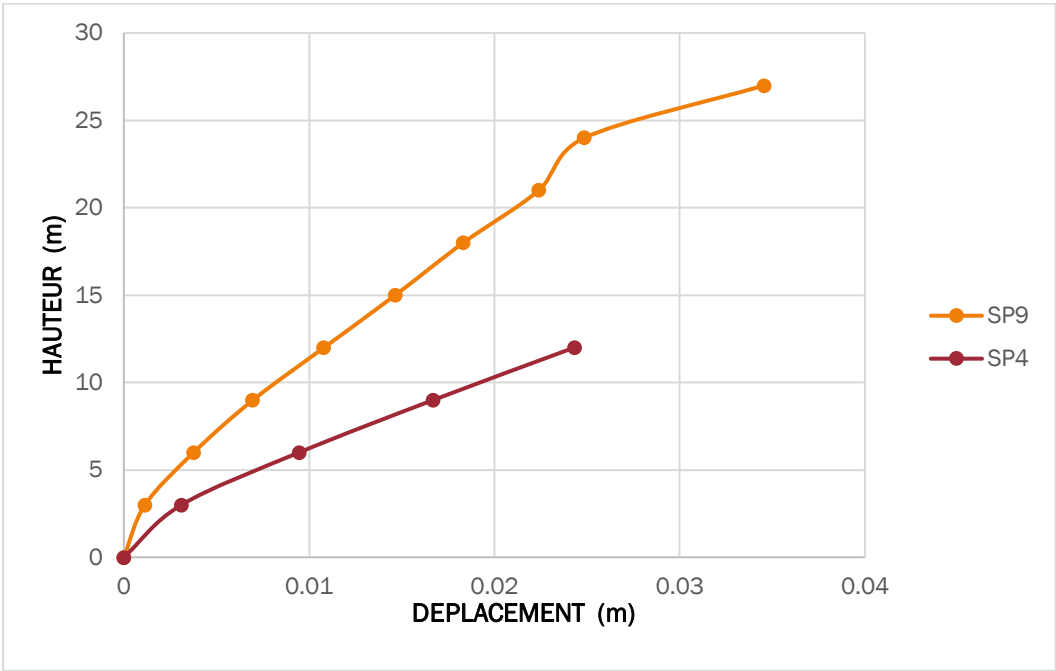


Figure 3.4: Variation temporelle du déplacement des deux consoles (SP9-SP4).

Tableau 3.9 : Tableau du déplacement des deux consoles (SP9-SP7) SANS GAP.

LA HAUTEUR		0	3	6	9	12	15	18	21	24	27
DEPLACEMENT	SP9	0	0,00114	0,0037	0,00697	0,01080	0,01465	0,01833	0,0224	0,0248	0,0345
	SP7	0	0,00142	0,00434	0,00732	0,0121	0,0178	0,0237	0,0303		

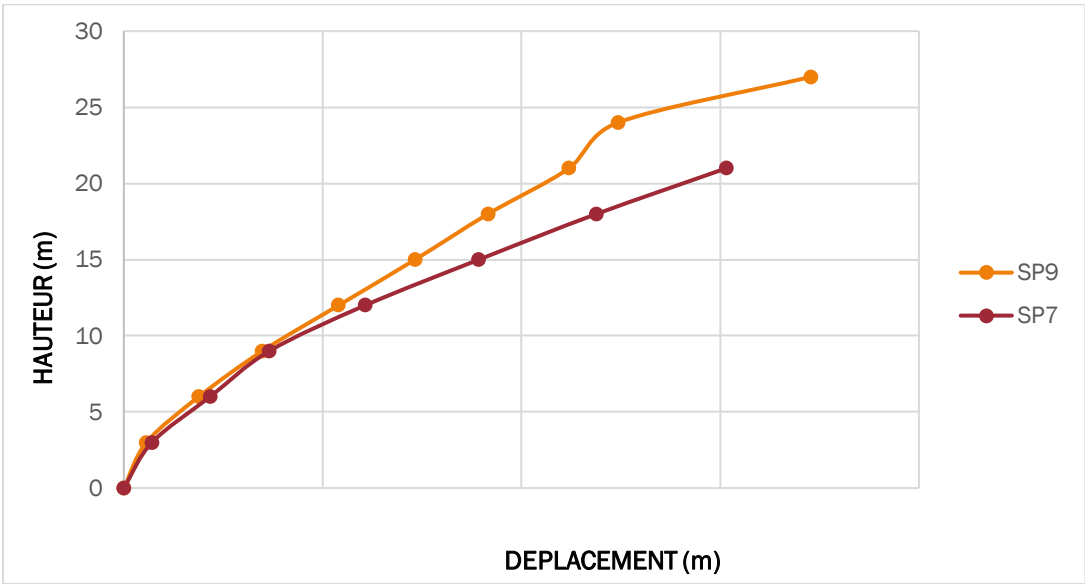


Figure 3.5: Variation temporelle du déplacement des deux consoles (SP9-SP7).

Tableau 3.10 : Tableau du déplacement des deux consoles (SP4-SP4) SANS GAP.

LA HAUTEUR		0	3	6	9	12
DEPLACEMENT	SP9	0	0,003112	0,0094	0,01670	0,02432
	SP4	0	0,003112	0,0094	0,01670	0,02432

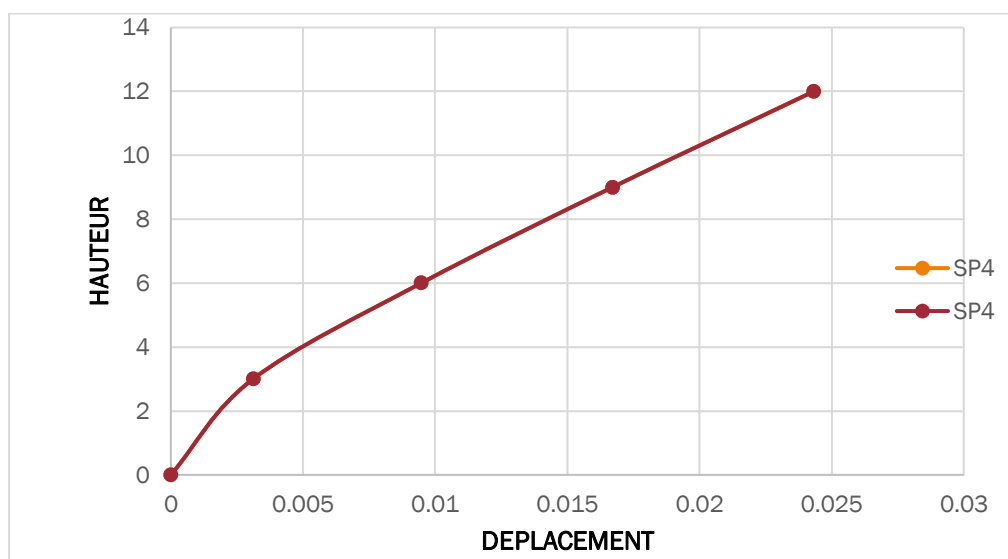


Figure 3.6 : Variation temporelle du déplacement des deux consoles (SP4-SP4)

❖ (Sp9-Sp4) :

L'analyse des résultats présentés dans le tableau 3.8 et le graphe associé met en évidence l'évolution des déplacements latéraux des consoles SP9 et SP4 en fonction de la hauteur, en absence de joint sismique (sans gap). On constate que les déplacements augmentent progressivement avec l'élévation pour les deux consoles, avec une évolution non linéaire plus marquée pour SP9, notamment aux niveaux supérieurs, ce qui traduit une plus grande flexibilité. En comparaison, la console SP4 présente des déplacements plus faibles et une évolution limitée à une hauteur plus réduite, ce qui peut s'expliquer par une rigidité plus importante ou une hauteur totale inférieure. Par ailleurs, l'absence de séparation entre les deux consoles engendre une différence de déplacements susceptible de provoquer un risque d'entrechoquement lors d'une excitation sismique. Cette interaction dynamique potentielle souligne l'importance de prévoir un joint sismique adéquat afin de limiter les effets de choc et d'assurer la sécurité structurale.

❖ (Sp9-Sp7) :

L'analyse du tableau 3.9 et du graphe associé met en évidence l'évolution des déplacements latéraux des consoles SP9 et SP7 en fonction de la hauteur, en absence de joint sismique (sans gap). On observe que les déplacements augmentent progressivement avec l'élévation pour les deux consoles, suivant une tendance globalement non linéaire. La console SP7 présente des déplacements légèrement supérieurs à ceux de SP9 aux niveaux intermédiaires, ce qui indique une réponse plus flexible ou une rigidité plus faible dans cette plage de hauteur. Cependant, la console SP9 atteint des valeurs plus élevées aux niveaux

supérieurs, traduisant une amplification plus importante des déplacements en tête. Cette différence de comportement entre les deux consoles met en évidence une réponse dynamique distincte. En l'absence de joint sismique, cet écart de déplacement peut engendrer un risque d'entrechoquement lors d'une sollicitation sismique, notamment aux niveaux où les différences sont les plus marquées. Ainsi, la prise en compte d'un joint sismique adéquat apparaît indispensable afin de limiter les effets d'impact et d'assurer la sécurité des structures.

❖ (Sp4-Sp4) :

Le tableau 3.10 et la figure 3.6 présentent la variation du déplacement en fonction de la hauteur pour deux consoles identiques (SP4–SP4) dans le cas sans élément GAP. On constate que les déplacements des deux structures sont rigoureusement identiques à tous les niveaux, ce qui s'explique par leurs caractéristiques mécaniques similaires (masse et rigidité) ainsi que par leur soumission à la même excitation sismique. En l'absence d'interaction entre les consoles, celles-ci vibrent en phase, ce qui conduit à une superposition parfaite de leurs réponses dynamiques. Par ailleurs, les déplacements augmentent progressivement avec la hauteur, atteignant leur valeur maximale au sommet, ce qui traduit un comportement typique dominé par le premier mode de vibration. Ainsi, le déplacement relatif entre les deux consoles est nul, ce qui exclut tout risque d'entrechoquement dans cette configuration. Toutefois, ce cas reste théorique, car en pratique, de légères différences entre bâtiments peuvent engendrer un déphasage et conduire à l'apparition du phénomène d'entrechoquement.

3.4 Effet de couplage

L'effet de couplage est un mécanisme favorable qui permet d'optimiser la performance structurelle en assurant une meilleure collaboration entre les différents éléments porteurs.

3.4.1 Détermination de la largeur du joint sismique entre structures adjacentes

Dans l'étude de l'entrechoquement entre bâtiments, la détermination de la **largeur du joint sismique** est une étape essentielle pour éviter le contact entre structures lors d'un séisme.

Le tableau ci-dessus présente les valeurs des déplacements pour différents couples de modèles (SP9–SP4, SP9–SP7, SP4–SP4), ainsi que le jointe résultant d , calculé à partir de la relation suivante :

$$D = (\sqrt{U_1^2 + U_2^2}, 40\text{mm})$$

Tableau 3.11 : résultats de jointe sismique

Modèle	(x_1) (m)	(x_2) (cm)	($d = \sqrt{U_1^2 + U_2^2}$) (m)
SP9 – SP4	0.01081	0.02432	0.02663
SP9 – SP7	0.03032	0.02241	0.03771
SP4 – SP4	0.02432	0.02432	0.03440

- Donc dans tous les cas quand on a étudié **D = 40mm**

3.5 Evaluation par l'élément « Gap »

L'élément de collision peut être défini comme un lien entre les deux masses qui est activé lorsque l'écart entre les deux masses devient très petit. Tous les types d'éléments de collision ont au moins deux propriétés : une fente ou une ouverture qui est la distance entre les surfaces des masses entrant en collision, et une valeur de rigidité (k) qui est la constante de ressort d'un ressort linéaire.

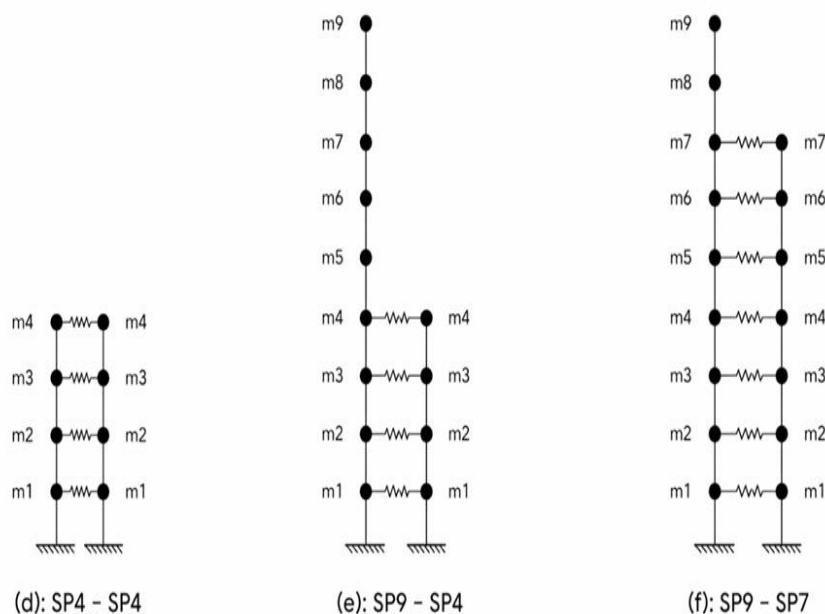


Figure 3.7: Modélisation SAP avec éléments GAP

Pour évaluer le niveau d'entrechoquement de la structure initiale, nous introduisons l'élément de contact « Gap » qui relie les deux niveaux adjacents situés aux joints (en plan et en élévation) entre les consoles

La commande « Link/ Support properties » doit être utilisée pour définir le gap ; logiciel Sap2000 En sélectionnant la direction U1, on peut déterminer le comportement non linéaire ainsi que les propriétés du gap (rigidité et ouverture).

➤ Gap élément :

L'élément "gap" est un élément de contact permet d'évaluer l'ampleur de l'entrechoquement. Il travaille uniquement en compression et offre la possibilité de définir indépendamment les propriétés pour chaque degré de liberté. L'ouverture ou la fermeture du "gap" pour une déformation donnée n'affecte pas le comportement des autres déformations.

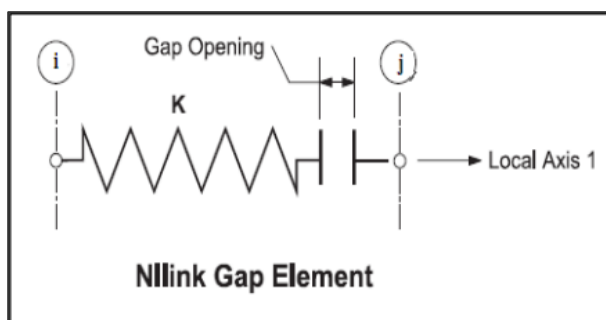


Figure 3.8 : L'élément non linéaire Gap.

- **Propriétés de l'élément Gap :** les propriétés non linéaires sont :

$$K=10^2 \times \frac{EA}{L}$$

Avec :

E=module de Young (E=210 000 MPA).

A: La section

L: distance de joint (40mm).

Open=0.02 m (l'ouverture du joint).

➤ *Tableau 3.12 : Tableau du déplacement des deux consoles (SP9-SP7) AVEC GAP.*

LA HAUTEUR		0	3	6	9	12	15	18	21	24	27
DEPLACEMENT	SP9	0	0,00115	0,0037	0,00697	0,01080	0,014655	0,01833	0,0223	0,0289	0,0374
	SP7	0	0,00141	0,00434	0,00712	0,0085	0,01006	0,0126	0,0167		

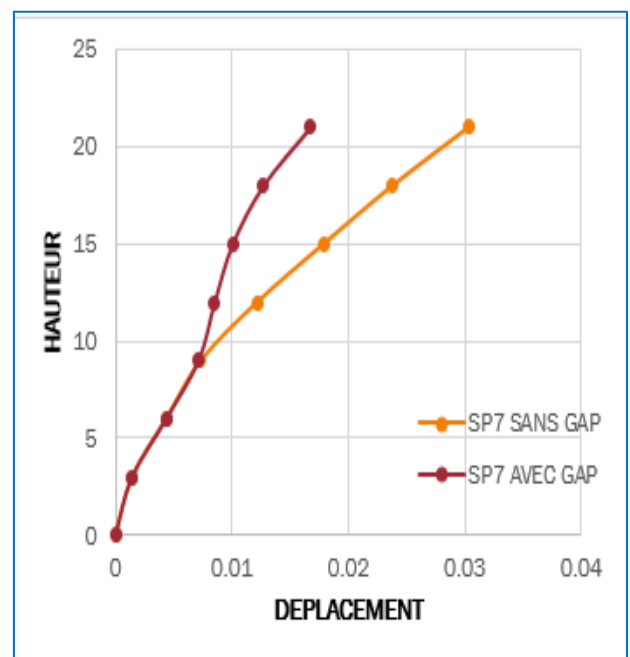
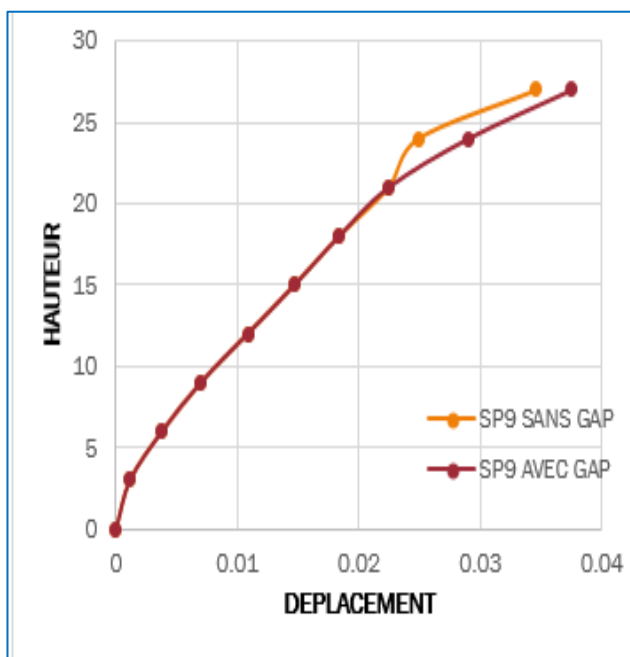


Figure 3.9: Variation temporelle du déplacement des deux consoles (SP9-SP7) avec et sans gap

Les tableaux et les graphes présentés montrent l'évolution du déplacement horizontal des deux consoles SP9 et SP7 en fonction de la hauteur, dans les deux cas : avec gap et sans gap. Globalement, on observe une augmentation progressive des déplacements du bas vers le sommet des consoles, ce qui traduit le comportement dynamique normal des structures soumis aux effets sismiques.

Pour la console SP9, les résultats indiquent que les déplacements obtenus avec gap restent très proches de ceux enregistrés sans gap aux niveaux inférieurs et intermédiaires. Cependant, une légère augmentation apparaît aux étages supérieurs. Le déplacement maximal atteint environ 0,0374 m avec gap contre 0,0345 m sans gap au sommet. Cette différence montre que la présence du joint sismique permet à la console de vibrer plus librement, sans interaction importante avec la console voisine.

Concernant la console SP7, la différence entre les deux cas est plus significative. Sans gap, les déplacements augmentent fortement pour atteindre environ 0,0303 m au dernier niveau considéré, tandis qu'avec gap le déplacement maximal diminue à environ 0,0167 m. Cette réduction importante traduit l'efficacité du gap dans la limitation de l'effet d'entrechoquement entre les deux consoles. En effet, l'espace de séparation absorbe les interactions dynamiques et réduit les efforts transmis d'une structure à l'autre.

Les courbes montrent également que l'absence de gap provoque une amplification des déplacements, particulièrement dans les étages supérieurs où les effets dynamiques deviennent plus importants. À l'inverse, la présence du gap améliore le comportement global du système structural en diminuant les interactions parasites et en assurant une meilleure indépendance vibratoire des deux bâtiments.

Ainsi, l'introduction d'un joint sismique entre SP9 et SP7 constitue une solution efficace pour réduire les risques d'entrechoquement et améliorer la sécurité sismique des consoles, notamment pour la console la plus sensible aux déplacements, SP7.

➤ *Tableau 3.13 : Tableau du déplacement des deux consoles (SP9-SP4) AVEC GAP.*

LA HAUTEUR		0	3	6	9	12	15	18	21	24	27
DEPLACEMENT	SP9	0	0,00114	0,0037	0,00697	0,01080	0,014655	0,01833	0,0224	0,0248	0,0345
	SP4	0	0,003112	0,0094	0,01670	0,02432					

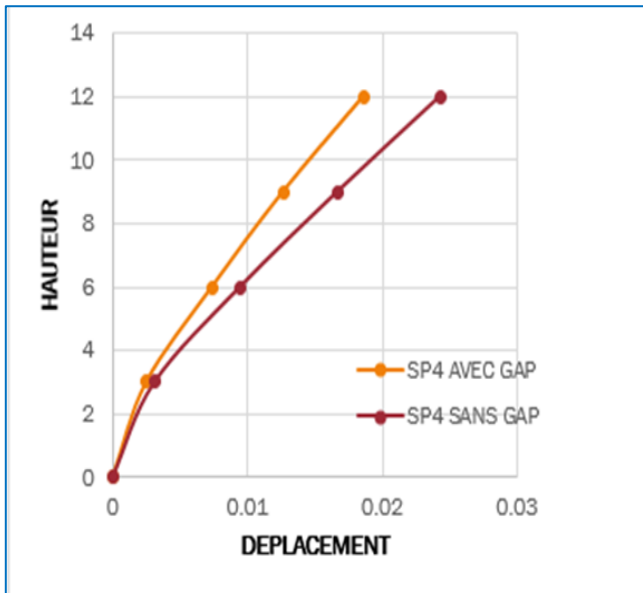
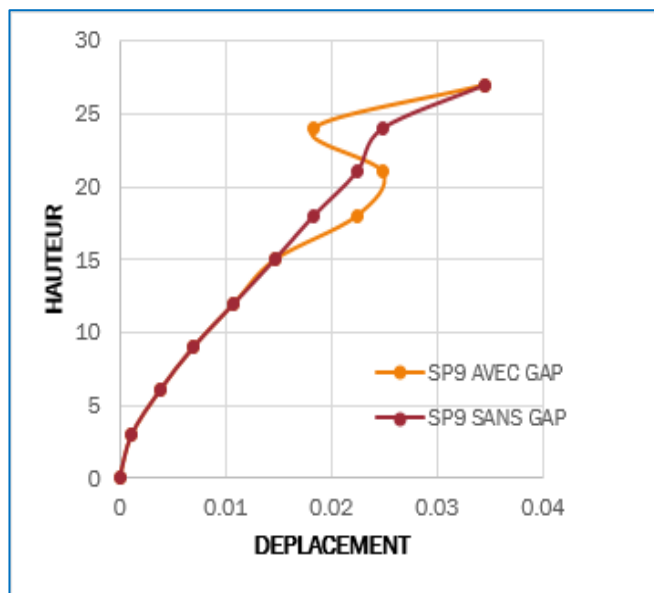


Figure 3.10: La variation du déplacement en fonction de la hauteur pour les deux consoles (SP9-SP4) avec et sans gap

✓ **Analyse du déplacement des consoles (SP9–SP4) avec et sans gap :**

Les tableaux et les graphes présentés montrent l'évolution du déplacement horizontal des deux consoles SP9 et SP4 en fonction de la hauteur, dans les deux cas : avec gap et sans gap. D'une manière générale, les déplacements augmentent progressivement du bas vers le sommet des consoles, ce qui représente le comportement dynamique normal des structures soumis à une action sismique.

Pour la console SP9, les résultats montrent que les déplacements obtenus avec et sans gap restent relativement proches aux niveaux inférieurs. Cependant, des différences apparaissent aux étages supérieurs, notamment entre les niveaux 18 m et 24 m. En présence du gap, la console présente une variation plus importante des déplacements, traduisant une plus grande liberté vibratoire. Le déplacement maximal atteint environ 0,0345 m au sommet. Cela indique que le joint sismique réduit l'influence directe de la console voisine SP4 sur le comportement dynamique de SP9.

Concernant la console SP4, l'effet du gap est plus visible. Les déplacements augmentent progressivement jusqu'à atteindre environ 0,02432 m au niveau de 12 m avec gap. Sans gap, les déplacements restent plus faibles en raison de l'interaction avec la console SP9, plus haute et plus rigide. Cette différence montre que l'absence de joint sismique limite le mouvement propre de SP4 à cause des effets de couplage entre les deux consoles

Les courbes obtenues mettent également en évidence que l'absence de gap peut provoquer des perturbations dans l'évolution des déplacements et favoriser les phénomènes d'entrechoquement entre les deux consoles. À l'inverse, l'introduction du gap assure une meilleure indépendance vibratoire et permet à chaque console de se déformer selon ses caractéristiques propres, sans transmission excessive des efforts dynamiques.

Ainsi, l'utilisation d'un joint sismique entre SP9 et SP4 améliore le comportement global des consoles face aux sollicitations sismiques. Cette solution permet de réduire les interactions parasites, de limiter les risques de martèlement et d'assurer une meilleure sécurité structurale lors d'un séisme.

➤ *Tableau 3.14 : Tableau du déplacement des deux consoles (SP4-SP4) AVEC GAP.*

LA HAUTEUR		0	3	6	9	12
DEPLACEMENT	SP9	0	0,002935	0,00896	0,0159	0,02304
	SP4	0	0,002935	0,00896	0,0159	0,02304

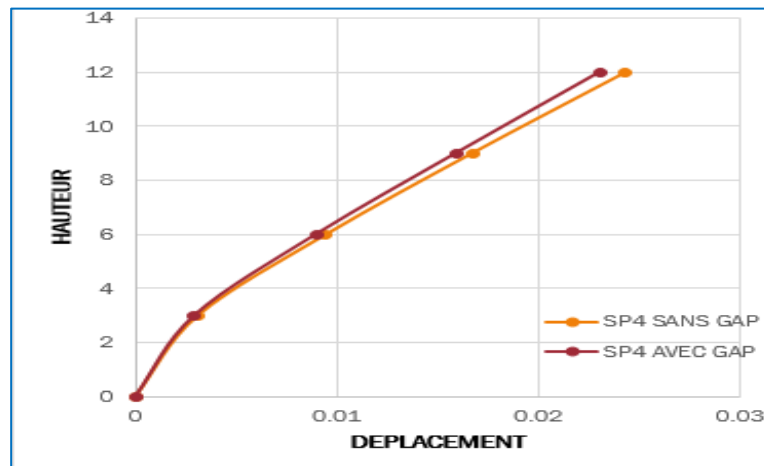


figure 3.11 : La variation du déplacement en fonction de la hauteur pour les deux consoles (SP4-SP4) avec et sans gap

✓ Analyse du déplacement des consoles (SP4-SP4) avec et sans gap :

Les tableaux et les graphes présentés montrent l'évolution du déplacement horizontal des deux consoles SP4-SP4 en fonction de la hauteur, dans les deux cas : avec gap et sans gap. De manière générale, les déplacements augmentent progressivement du bas vers le sommet des consoles, ce qui représente le comportement dynamique normal des consoles soumises aux sollicitations sismiques. Les niveaux supérieurs présentent des déplacements plus importants en raison de l'accumulation des effets inertiels avec la hauteur.

Dans le cas sans gap, les résultats indiquent que les déplacements augmentent régulièrement pour atteindre une valeur maximale d'environ 0,02432 m au sommet des deux consoles. Les deux consoles présentent pratiquement les mêmes valeurs de déplacement à tous les niveaux, ce qui s'explique par leurs caractéristiques géométriques et mécaniques identiques. L'absence de joint sismique entraîne une interaction directe entre les consoles adjacentes, ce qui peut favoriser le phénomène d'entrechoquement sous l'effet des vibrations sismiques.

En présence du gap, les déplacements restent également progressifs avec la hauteur, mais les valeurs obtenues sont légèrement inférieures à celles enregistrées sans gap. Le déplacement maximal au sommet diminue à environ 0,02304 m. Cette réduction montre que l'introduction du joint sismique améliore le comportement dynamique des consoles en limitant les interactions parasites entre elles et en permettant une meilleure dissipation des effets vibratoires.

Les courbes comparatives montrent que la présence du gap réduit légèrement les déplacements horizontaux sur l'ensemble des niveaux, particulièrement aux étages supérieurs où les effets dynamiques sont les plus importants. Le joint sismique agit donc comme un espace de séparation permettant de diminuer les risques de contact entre les consoles et d'assurer une meilleure indépendance vibratoire.

Ainsi, l'introduction d'un élément GAP entre les deux consoles SP4-SP4 constitue une solution efficace pour améliorer la sécurité sismique et limiter le risque d'entrechoquement. Même si la réduction des déplacements reste modérée dans ce cas précis en raison de la similarité des deux consoles, l'effet bénéfique du gap demeure visible sur le comportement global du système structure

3.6 Effet de position

Pour cette étude, nous avons choisi le modèles SP7-SP9

➤ **Position en 1^{er} étage**

➤ *Tableau 3.15 : Tableau du déplacement (position bas).*

LA HAUTEUR		0	3	6	9	12	15	18	21	24	27
DEPLACEMENT	SP9	0	0,00115	0,0037	0,00696	0,01080	0,0146	0,01750	0,0184	0,0242	0,031
	SP7	0	0,001325	0,004208	0,00732	0,0121	0,0168	0,0237	0,0303		

➤ **Position en 4^{eme} étage**

➤ *Tableau 3.16 : Tableau du déplacement (position milieu).*

LA HAUTEUR		0	3	6	9	12	15	18	21	24	27
DEPLACEMENT	SP9	0	0,00113	0,0037	0,00683	0,01070	0,01459	0,01763	0,0214	0,0284	0,0345
	SP7	0	0,0013 2	0,0034	0,0066	0,0105	0,0155	0,0218	0,0287		

➤ **Position en 7^{eme} étage**

➤ *Tableau 3.17 : Tableau du déplacement (position haut).*

LA HAUTEUR		0	3	6	9	12	15	18	21	24	27
DEPLACEMENT	SP9	0	0,0014	0,00342	0,0072	0,0110	0,0146	0,0169	0,020	0,0281	0,036
	SP7	0	0,0012 8	0,0037	0,0062	0,0093	0,0124	0,0161	0,0207		

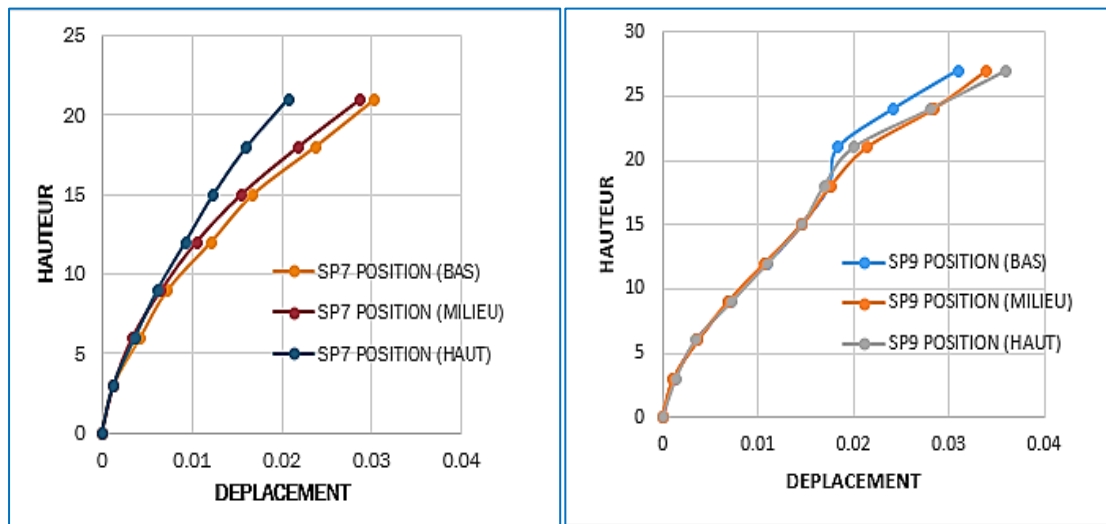


Figure 3.12 : Influence de la position du GAP sur le déplacement des consoles (SP9–SP7)

✓ **Analyse de l'effet de la position du GAP sur le déplacement des consoles (SP9–SP7) :**

Les tableaux et les graphes présentés illustrent l'évolution du déplacement horizontal des consoles adjacentes SP9 et SP7 en fonction de la hauteur pour différentes positions du joint GAP : bas, milieu et haut. D'une manière générale, les résultats montrent que les déplacements augmentent progressivement du bas vers le sommet, conformément au comportement dynamique des consoles soumises aux actions sismiques, les niveaux supérieurs étant les plus sollicités.

Pour la console SP9, on observe que le déplacement maximal augmente légèrement lorsque le GAP est positionné plus haut, passant d'environ 0,031 m (position bas) à près de 0,036 m (position haut). Cette évolution traduit une plus grande liberté de mouvement de la console, due à la réduction des interactions avec la console voisine.

Concernant la console SP7, les différences entre les positions restent faibles aux niveaux inférieurs, mais deviennent plus marquées en hauteur. La position haute permet notamment de rapprocher les déplacements des deux consoles, indiquant une meilleure compatibilité dynamique.

Les courbes comparatives montrent ainsi que la position du GAP influence directement l'interaction entre les deux consoles : plus il est placé en hauteur, plus les réponses deviennent synchronisées, ce qui réduit les déplacements relatifs et le risque d'entrechoquement.

Ainsi, le positionnement du GAP en partie supérieure apparaît comme la solution la plus efficace pour améliorer le comportement sismique global des consoles adjacentes SP9–SP7.

3.7 Effet de nombre

Pour cette étude, nous avons même modèles SP7-SP9

➤ **N=1 (1^{er} étage) :**

➤ *Tableau 3.18: Tableau du déplacement (N= 1).*

LA HAUTEUR		0	3	6	9	12	15	18	21	24	27
DEPLACEMENT	SP9	0	0,00115	0,0037	0,00696	0,01080	0,0146	0,01750	0,0184	0,0242	0,031
	SP7	0	0,001325	0,004208	0,00732	0,0121	0,0168	0,0237	0,0303		

➤ **N= 2 (1^{er} étage et 3^{eme} étage) :**

➤ *Tableau 3.19:Tableau du déplacement (N= 2).*

LA HAUTEUR		0	3	6	9	12	15	18	21	24	27
DEPLACEMENT	SP9	0	0,00115	0,0037	0,00694	0,01080	0,0146	0,01750	0,0202	0,0248	0,0330
	SP7	0	0,001325	0,00397	0,00712	0,01158	0,01564	0,02164	0,0292		

➤ **N=3 (1^{er} étage et 3^{eme} étage et 5^{eme} étage) :**

➤ *Tableau 3.20 : Tableau du déplacement (N= 3).*

LA HAUTEUR		0	3	6	9	12	15	18	21	24	27
DEPLACEMENT	SP9	0	0,00115	0,0037	0,00696	0,01080	0,0146	0,01831	0,0223	0,030	0,0393
	SP7	0	0,001325	0,00373	0,0053	0,0085	0,0116	0,01678	0,0228		

➤ **N=4 (1^{er} étage et 3^{eme} étage et 5^{eme} étage et 7^{eme} étage) :**

➤ *Tableau 3.21 : Tableau du déplacement (N= 4).*

LA HAUTEUR		0	3	6	9	12	15	18	21	24	27
DEPLACEMENT	SP9	0	0,00148	0,00423	0,00728	0,01103	0,0146	0,0169	0,0200	0,0281	0,0360
	SP7	0	0,001283	0,003701	0,00620	0,0093	0,01245	0,0161	0,0207		

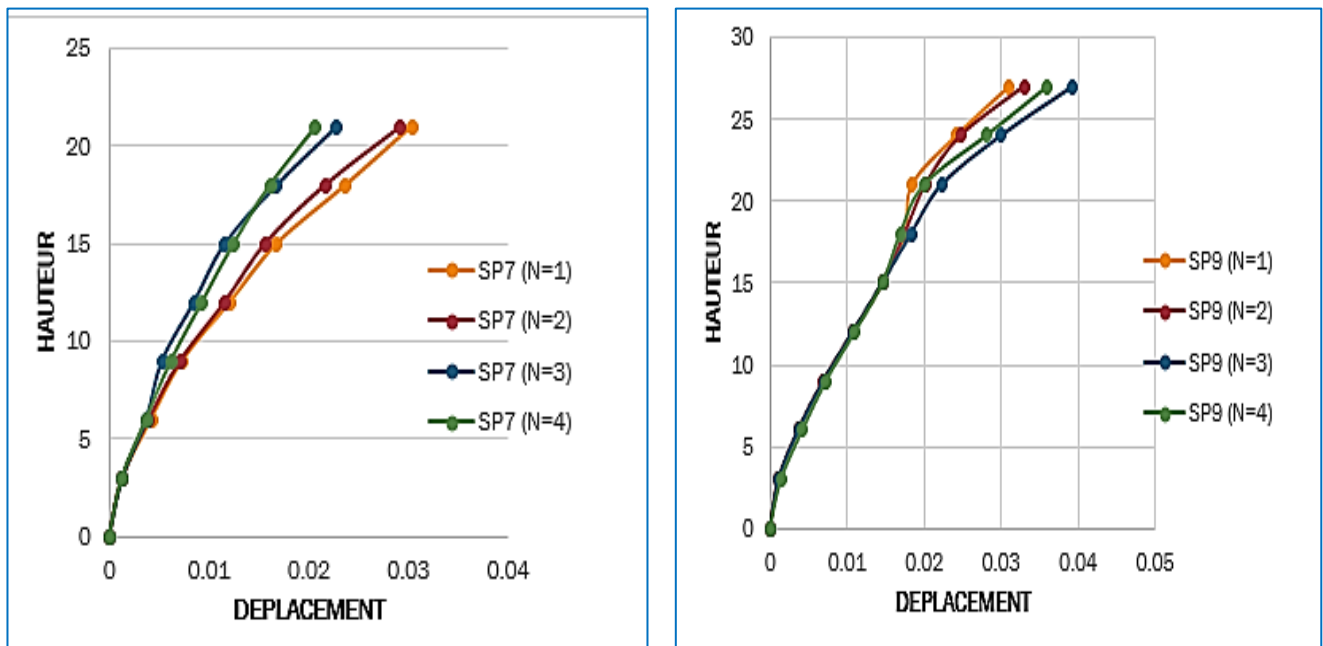


Figure 3.13 : influence du nombre de GAP sur le déplacement de la structure SP7-SP9

✓ **Analyse de l'effet du nombre de niveaux équipés de GAP sur le déplacement des consoles (SP9-SP7) :**

Les tableaux et les graphes présentés illustrent l'évolution du déplacement horizontal des **consoles adjacentes SP9 et SP7** en fonction de la hauteur, pour différentes positions du joint GAP : en partie basse, intermédiaire et supérieure. D'une manière générale, les résultats montrent une augmentation progressive des déplacements du bas vers le sommet, ce qui correspond au comportement dynamique attendu des consoles soumises aux actions sismiques, les niveaux supérieurs étant les plus sollicités.

Pour la console SP9, on observe que le déplacement maximal augmente légèrement lorsque le GAP est positionné plus haut, passant d'environ 0,031 m pour une position basse à près de 0,036 m pour une position haute. Cette évolution traduit une plus grande liberté de mouvement de la console, résultant d'une diminution des interactions dynamiques avec la console voisine.

Concernant la console SP7, les différences entre les différentes positions du GAP restent faibles aux niveaux inférieurs, mais deviennent plus marquées aux niveaux supérieurs. Le positionnement du GAP en partie haute permet notamment de rapprocher les amplitudes de déplacement des deux consoles, traduisant une meilleure compatibilité dynamique entre elles.

Les courbes comparatives mettent ainsi en évidence l'influence directe de la position du GAP sur l'interaction entre les deux consoles : plus le joint est placé en hauteur, plus les réponses dynamiques deviennent synchronisées, ce qui contribue à la réduction des déplacements relatifs et, par conséquent, du risque d'entrechoquement.

Ainsi, le positionnement du GAP en partie supérieure apparaît comme la solution la plus efficace pour améliorer le comportement sismique global des consoles adjacentes SP9-SP7.

3.8 Simulation de la force de contact entre les consoles :

3.8.1 Introduction :

Dans le cadre de l'étude de l'effet de l'entrechoquement entre structures adjacentes, l'analyse des forces de contact permet d'évaluer l'efficacité du joint sismique (gap) dans la réduction des interactions dynamiques. La figure ci-dessous présente l'évolution temporelle des forces de contact enregistrées entre les consoles SP9 et SP7 lors de l'analyse sismique. Cette représentation met en évidence les instants de collision ainsi que l'intensité des efforts transmis entre les deux structures.

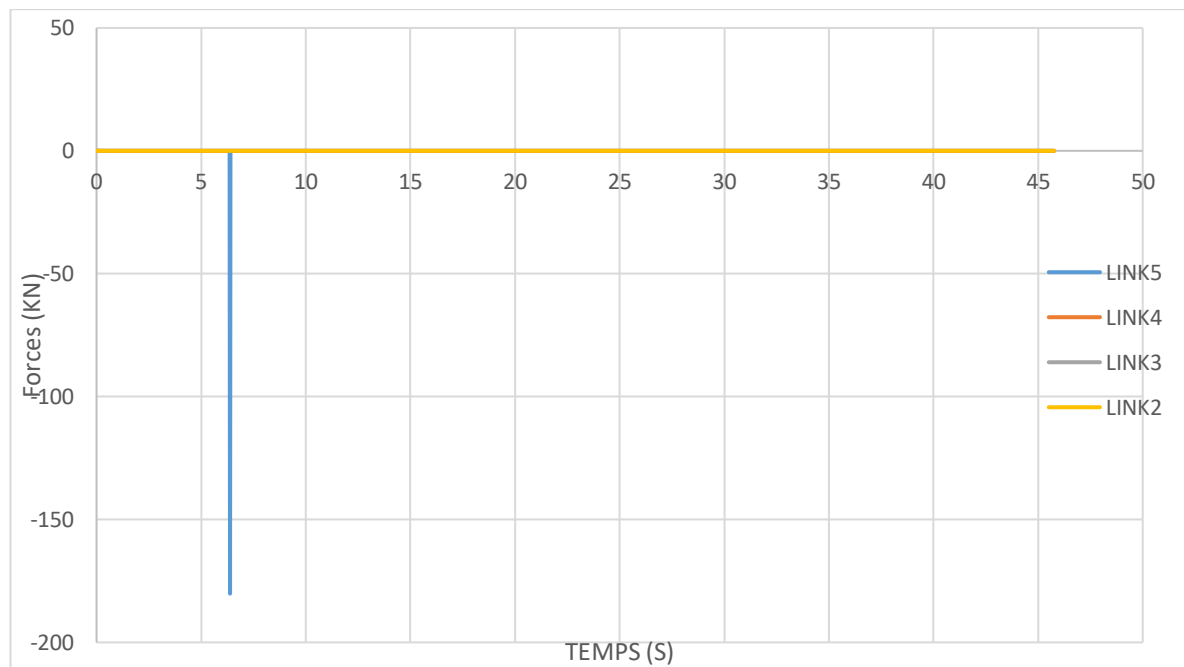


Figure 3.14: Évolution de la force de contact entre les consoles SP9 et SP7 en présence d'un gap sismique

- L'analyse de la figure montre que les forces de contact entre les consoles SP9 et SP7 restent pratiquement nulles durant la majeure partie du temps d'analyse, ce qui indique que le gap sismique assure globalement une séparation efficace entre les deux structures. Cependant, un pic important de force négative apparaît autour de $t \approx 6$ s, atteignant une valeur d'environ -180 kN. Cette variation brusque traduit un phénomène d'impact ponctuel entre les deux consoles, provoqué par le rapprochement excessif des déplacements relatifs sous l'effet de l'excitation sismique. Après cet instant, les forces reviennent rapidement vers des valeurs proches de zéro, ce qui signifie que le contact n'est pas permanent mais limité à une courte durée.

Les résultats montrent également que les autres liaisons (LINK2, LINK3 et LINK4) présentent des forces très faibles ou quasi nulles, indiquant une faible interaction mécanique comparativement à LINK5, qui représente la zone critique de contact. Ainsi, cette configuration révèle que le système de gap réduit considérablement l'entrechoquement, mais qu'un impact localisé peut néanmoins apparaître lorsque les déplacements dynamiques deviennent importants.

En conclusion, la présence du gap entre SP9 et SP7 contribue efficacement à la limitation des forces d'impact, bien qu'un ajustement de la largeur du joint sismique puisse être envisagé afin de diminuer davantage les pics de contact observés.

3.9 Conclusions

Dans ce chapitre, une étude dynamique des consoles adjacentes soumises à une excitation sismique a été réalisée afin d'évaluer les déplacements latéraux ainsi que le risque d'entrechoquement entre les consoles voisines. La modélisation numérique effectuée à l'aide du logiciel SAP2000 a permis d'analyser le comportement dynamique des consoles et de déterminer l'influence du joint sismique sur leur réponse vibratoire.

L'analyse modale a permis de déterminer les caractéristiques dynamiques des consoles, notamment les périodes propres et les modes de vibration. Les résultats obtenus montrent que les déplacements augmentent progressivement avec la hauteur, les niveaux supérieurs présentant les amplitudes les plus importantes sous l'effet de l'excitation sismique.

L'étude des déplacements relatifs entre les consoles adjacentes a également mis en évidence que l'insuffisance du joint sismique peut entraîner des contacts entre les consoles lors d'un séisme. L'utilisation de l'élément GAP dans la modélisation a permis de représenter le phénomène de contact entre les consoles et d'identifier les zones les plus sensibles à l'entrechoquement.

Les résultats numériques obtenus montrent l'importance du choix de la distance de séparation dans la réduction du risque de collision et dans l'amélioration du comportement dynamique global des consoles adjacentes. De plus, l'augmentation du nombre d'étages entraîne une augmentation des déplacements horizontaux, ce qui accentue les effets dynamiques induits par le séisme.

L'analyse comparative des différentes configurations étudiées a également montré que la position du GAP influence directement la réponse dynamique des consoles. Un positionnement adéquat du joint permet de réduire les déplacements relatifs et d'améliorer la compatibilité vibratoire entre les consoles adjacentes.

En conclusion, ce chapitre a permis de mieux comprendre le comportement dynamique des consoles adjacentes face aux sollicitations sismiques et de mettre en évidence l'importance de la modélisation numérique dans l'évaluation du phénomène d'entrechoquement. Les résultats obtenus constituent une base importante pour l'étude et l'optimisation des solutions de protection parasismique des consoles adjacentes.

CHAPITRE IV

*Analyse du comportement du joint
sismique pour des structures adjacentes*

Chapitre 4 : Analyse du comportement du joint sismique pour des structures adjacentes

4.1 Introduction

Après l'étude simplifiée des consoles réalisée dans le chapitre précédent, cette partie est consacrée à l'analyse dynamique des structures tridimensionnelles adjacentes. L'objectif est d'évaluer le comportement réel des bâtiments sous excitation sismique et d'étudier l'influence de l'élément GAP sur la réduction de l'entrechoquement.

4.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage étudié dans ce chapitre est constitué de deux bâtiments adjacents en béton armé, de hauteurs différentes un bâtiment de type **R+6** (rez-de-chaussée + 6 étages) et un bâtiment de type **R+8** (rez-de-chaussée + 8 étages). Ces deux structures sont implantées côte à côte, **sans joint sismique (sans GAP)**, formant ainsi un ensemble structurel proche mais non séparé.

4.2.1 Dimensions en plan

Pour les structures (R+9),(R+6) :

- La largeur totale du bâtiment est de : 14,10m
- La longueur totale du bâtiment est de : 19,70 m

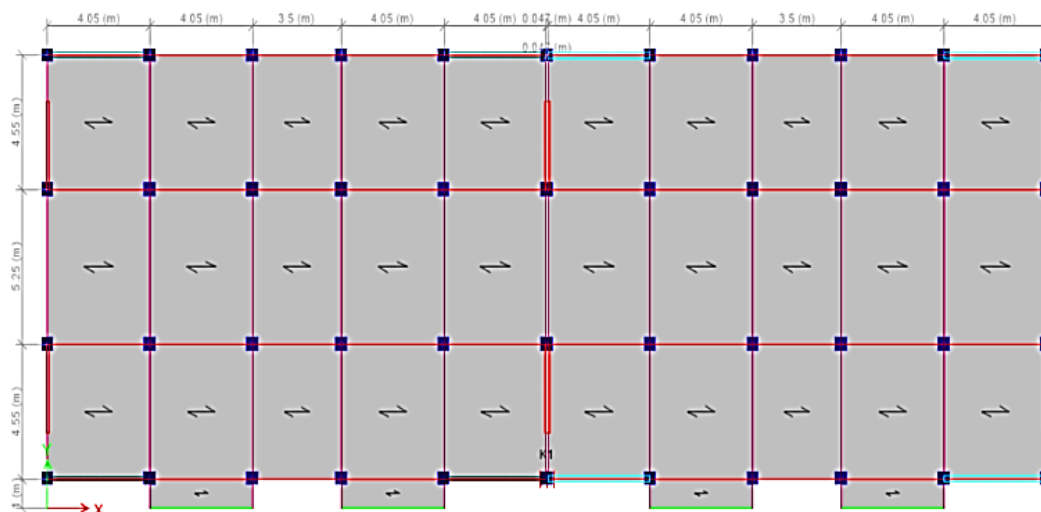
4.2.2. Dimensions en élévation :

- Hauteur du RDC et première étage : 3,06 m
- Hauteur de l'étage : 3,06 m
- Hauteur totale du bâtiment :
- (R+9) => 27,54m
- (R+6) => 21,42 m

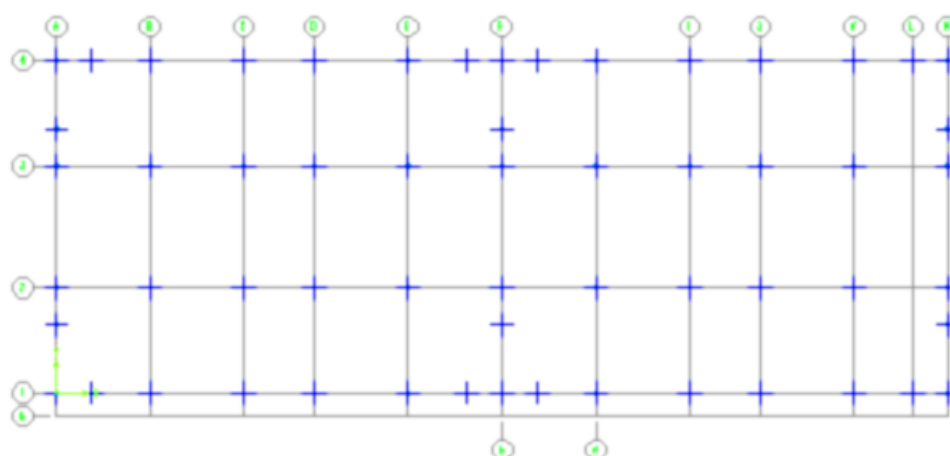
Les caractéristiques du matériau des structures sont présentées dans le tableau (4.1) :

➤ *Tableau 4.1 : Caractéristiques du matériau de construction*

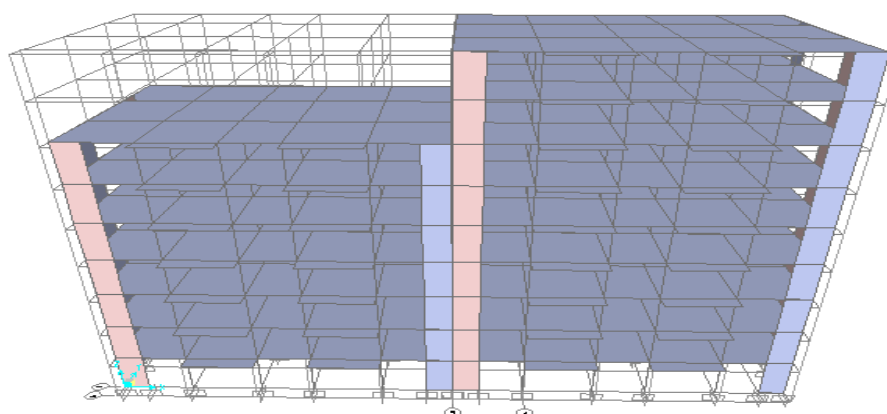
Masse volumique du béton	2.5 (KN/m ³)
Module de Young du béton	3.2x 10 ⁷ (KN/m ²)
Résistance à la compression	25x 10 ³ (KN/m ²)
Résistance de l'acier	400x 10 ³ (KN/m ²)



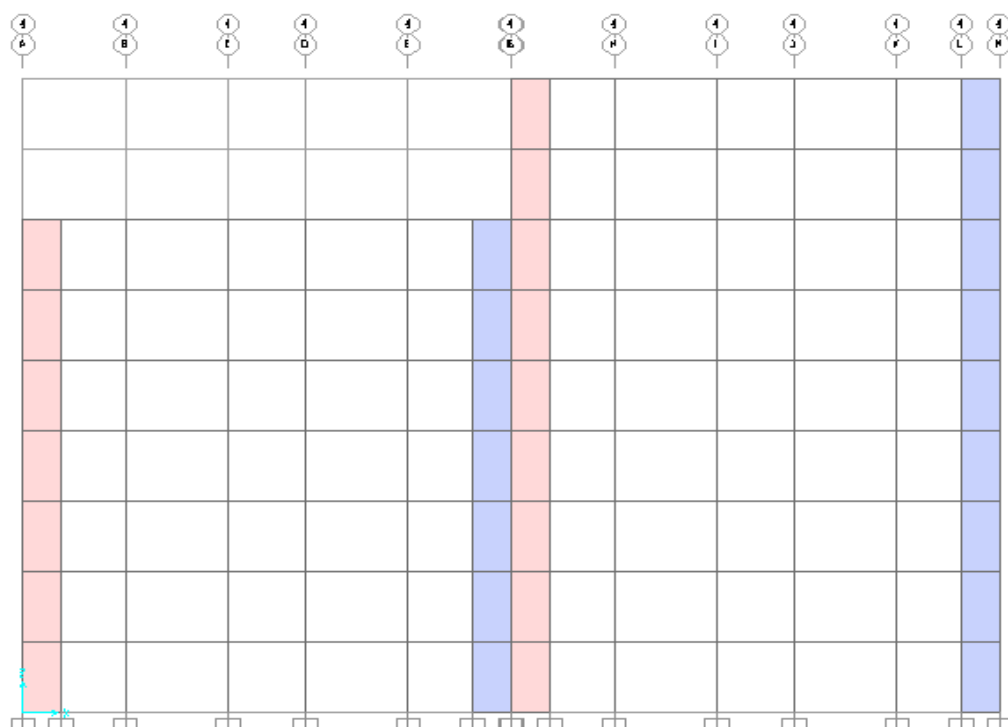
a- vue en plan



b-Vue en plan des appuis.



c-Vue en 3D



d- Vue en élévation

Figure 4.1 : Géométrie de l'ouvrage étudié.

4.3 Etapes de modélisation :

4.3.1 Définir les poteaux et poutres :

➤ Tableau 4.2 : Dimensions des sections des éléments structuraux de (SP9)

Eléments	Niveaux	Section
Poteaux	1, 2 et 3	(50×50)
	4, 5 et 6	(45×45)
	7 et 8,9	(40×40)
Poutre	Tous les niveaux	PP (40×30) PS (30×30)

➤ Tableau 4.3 : Dimensions des sections des éléments structuraux de (SP7)

Eléments	Niveaux	Section
Poteaux		(40×40)
Poutre	Tous les niveaux	PP (40×30) PS (30×30)

4.3.2 Définir les charges et combinaisons :

Pour EC : $G = 5.4 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

Pour terrasse : $G = 6,4 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 1,2 \text{ KN/m}^2$

4.3.3 Utilisation d'un accéléro-gramme :

Le chargement est introduit sous forme d'une accélération appliquée à la base. La composante (N-S) de l'accélérogramme enregistré lors du séisme d'El-Centro (1940) a été utilisée (Fig. 4.2). L'accélération max (PGA) est de $0.318g$ avec une durée de 31.18 secondes.

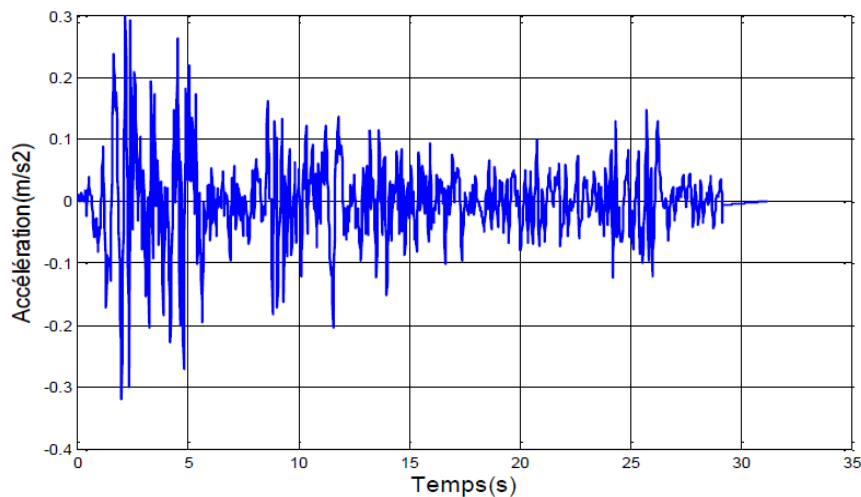


figure 4.2: Accélérogramme du séisme d'El-Centro 1940 composante (N-S).

4.4 Vérification de la période :

Selon le RPA2024 on a obtenu les résultats suivants :

$$T1 = Ct \times h_n^{3/4} = 0,05 \times (3,06 \times 7) = 0.602(s)$$

$T1$ (POUR SP7)

$$T2 = Ct \times h_n^{3/4} = 0,05 \times (3,06 \times 9) = 0,5 (s)$$

$T2$ (POUR SP9)

$T_{RPA} = \min$

$$T1x = 0,09 \times h_n / \sqrt{DX} = 0,434 (s)$$

$$T1y = 0,09 \times h_n / \sqrt{DY} = 0.508(s)$$

$$T2x = 0,09 \times h_n / \sqrt{DX} = 0,558 (s)$$

$$T2y = 0,09 \times h_n / \sqrt{DY} = 0.654(s)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T1x = \min (0,602 ; 0,434) = 0,434s \\ T2x = \min (0,602 ; 0,558) = 0,558s \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T1y = \min (0,602 ; 0,508) = 0,508s \\ T2y = \min (0,602 ; 0,654) = 0,602s \end{array} \right.$$

CHAPITRE IV : Analyse du comportement du joint sismique pour des structures adjacentes

Bien que l'utilisation des méthodes numériques plus précises soit bénéfique, le règlement Exige que la valeur obtenue par de telles méthodes ne doive pas excéder 1,3 fois la valeur de la Période déterminée par les formules empiriques, c.-à-d. :

$$T_{SAP} \leq 1.3 \times T_{RPA}$$

$$T_{1X} \leq 1.3 \times 0,434 = 0.5642 \text{ s}$$

$$T_{1Y} \leq 1.3 \times 0,508 = 0.6604 \text{ s}$$

$$T_{2X} \leq 1.3 \times 0,558 = 0.7254 \text{ s}$$

$$T_{2Y} \leq 1.3 \times 0,602 = 0.7826 \text{ s}$$

En effet,

$T_{1SAP} = 0,99\text{s} > T_{RPA}$ Condition non vérifiée donc on prend **T_{RPA}**

$T_{2SAP} = 1,24\text{s} > T_{RPA}$ Condition non vérifiée donc on prend **T_{RPA}**

➤ *Tableau 4.4. nombre des modes à retenir pour la structure R+6*

Mode	Période (s)	% Masse effective X	% Masse effective Y	Cumul X (%)	Cumul Y (%)
1	0,991	0,757	0	75,7	0
2	0,938	0	0,78	75,7	78,06
3	0,726	0,0002	0	75,7	78,06
4	0,386	0	0,003	75,7	78,45
5	0,351	0,080	0	83,8	78,45
6	0,337	0,025	0	86,4	78,45
7	0,335	0	0,091	86,4	87,65
8	0,211	0,044	0	90,8	87,65
9	0,205	0	0,039	90,8	91,55

Tableau 4.5. nombre des modes à retenir pour la structure R+8

Mode	Période (s)	% Masse effective X	% Masse effective Y	Cumul X (%)	Cumul Y (%)
1	1,244	0,738	0	73,8	0
2	1,145	0	0,758	73,8	75,88
3	0,921	0,0001	0	73,9	75,88
4	0,420	0,113	0	85,3	75,88
5	0,408	0	0,005	85,3	76,39
6	0,400	0	0,095	85,3	85,99
7	0,262	0,030	0	88,37	85,99
8	0,241	0	0,046	88,37	90,68
9	0,196	0,037	0	92,08	90,68

On a la somme des participations (% Masse effective X) et (% Masse effective Y) est supérieur à 90 % dans les 5 premier modes sont suffisants.

4.5 Analyse des déplacements sans GAP

4.5.1 Variation avec la hauteur

Tableau 4.6 : Tableau du déplacement des deux structures (SP9-SP7) SANS GAP.

LA HAUTEUR		0	3,06	6,12	9,18	12,24	15,3	18,36	21,4 2	24,4 8	27,54
DEPLACEMENT	SP9	0	0,00128	0,00346	0,00555	0,00677	0,0077	0,00942	0,0112	0,0141	0,0168
	SP7	0	0,0015	0,0034 5	0,0057 4	0,009 2	0,0119	0,013 9	0,0166		

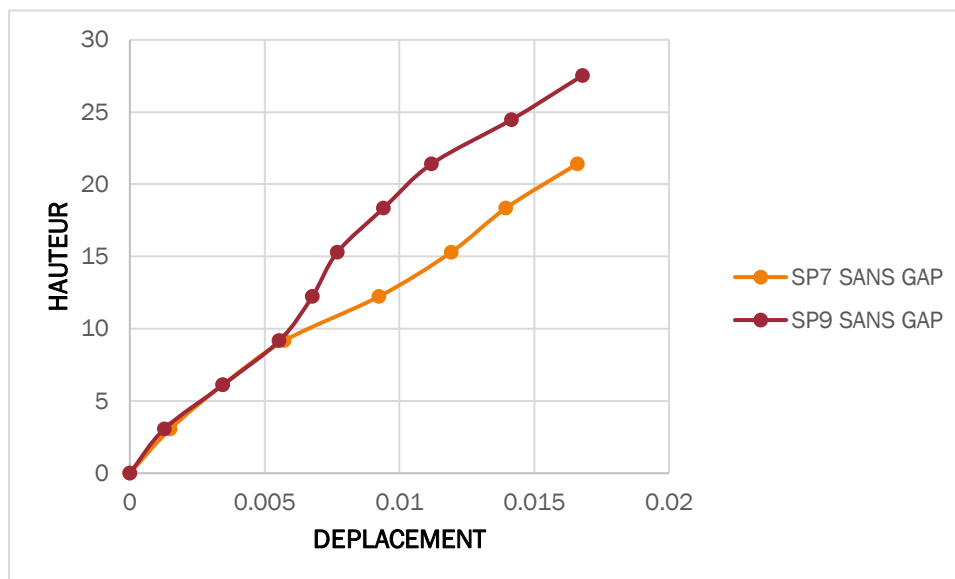


Figure 4.3: Variation temporelle du déplacement des deux structures (SP9-SP7)

4.5.2 Comparaison des déplacements des structures R+8 et R+6 sans GAP

Le tableau 3.9 présente l'évolution des déplacements horizontaux des deux structures adjacentes R+8 (SP9) et R+6 (SP7) en fonction de la hauteur, dans le cas sans élément GAP. D'après les résultats obtenus sous SAP2000, les déplacements augmentent progressivement du bas vers le sommet des structures, ce qui traduit le comportement dynamique normal des bâtiments soumis aux actions sismiques.

On observe que la structure R+8 (SP9), plus élevée, atteint un déplacement maximal de 0,0168 m au sommet situé à 27,54 m de hauteur. En revanche, la structure R+6 (SP7) présente un déplacement maximal de 0,0166 m à une hauteur de 21,42 m. Malgré sa hauteur plus faible, la structure R+6 développe des déplacements relativement importants aux niveaux supérieurs, ce qui indique une différence de rigidité et de comportement dynamique entre les deux structures.

La comparaison montre également que les déplacements des deux structures deviennent de plus en plus proches avec l'augmentation de la hauteur. Cette proximité des réponses dynamiques peut provoquer un

CHAPITRE IV : Analyse du comportement du joint sismique pour des structures adjacentes

risque de martèlement sismique au niveau du joint entre les bâtiments, particulièrement en absence d'un dispositif de séparation ou d'interaction tel que l'élément GAP.

Ainsi, l'analyse sans GAP met en évidence la nécessité d'introduire un élément de contact afin de limiter les déplacements relatifs et de réduire les risques de collision entre les deux structures adjacentes.

4.6 Réponses sismiques des structures

4.6.1 Vérification du joint sismique selon le RPA

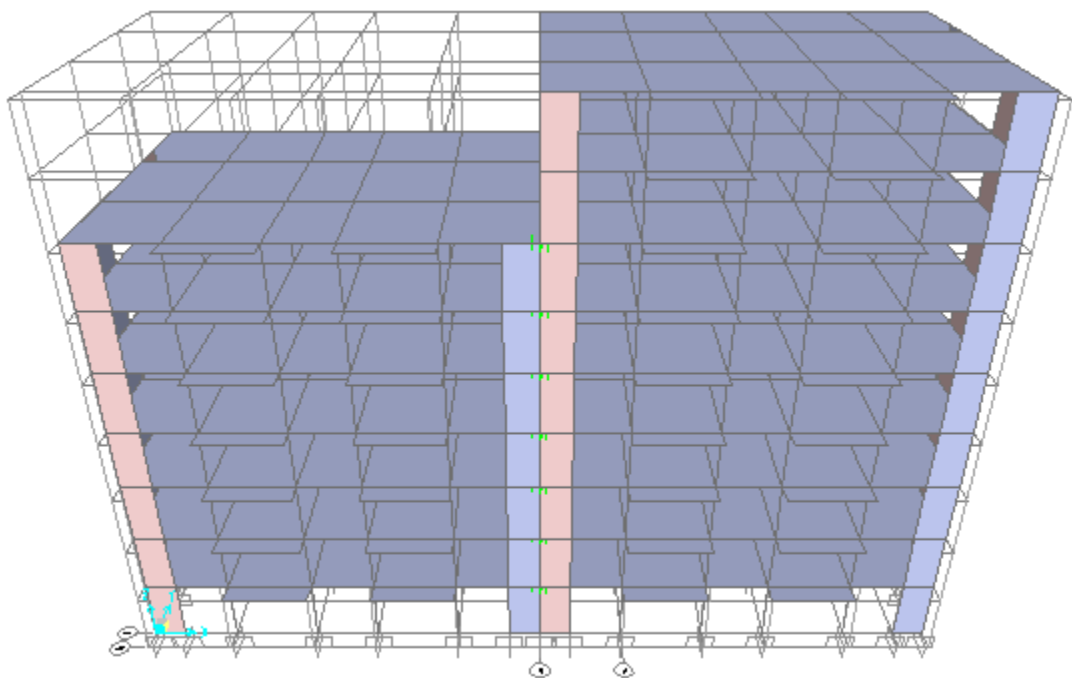
$$D = (\sqrt{U_1^2 + U_2^2}, 40\text{mm})$$

$$D = (\sqrt{0,00112^2 + 0,00166^2}, 40\text{mm})$$

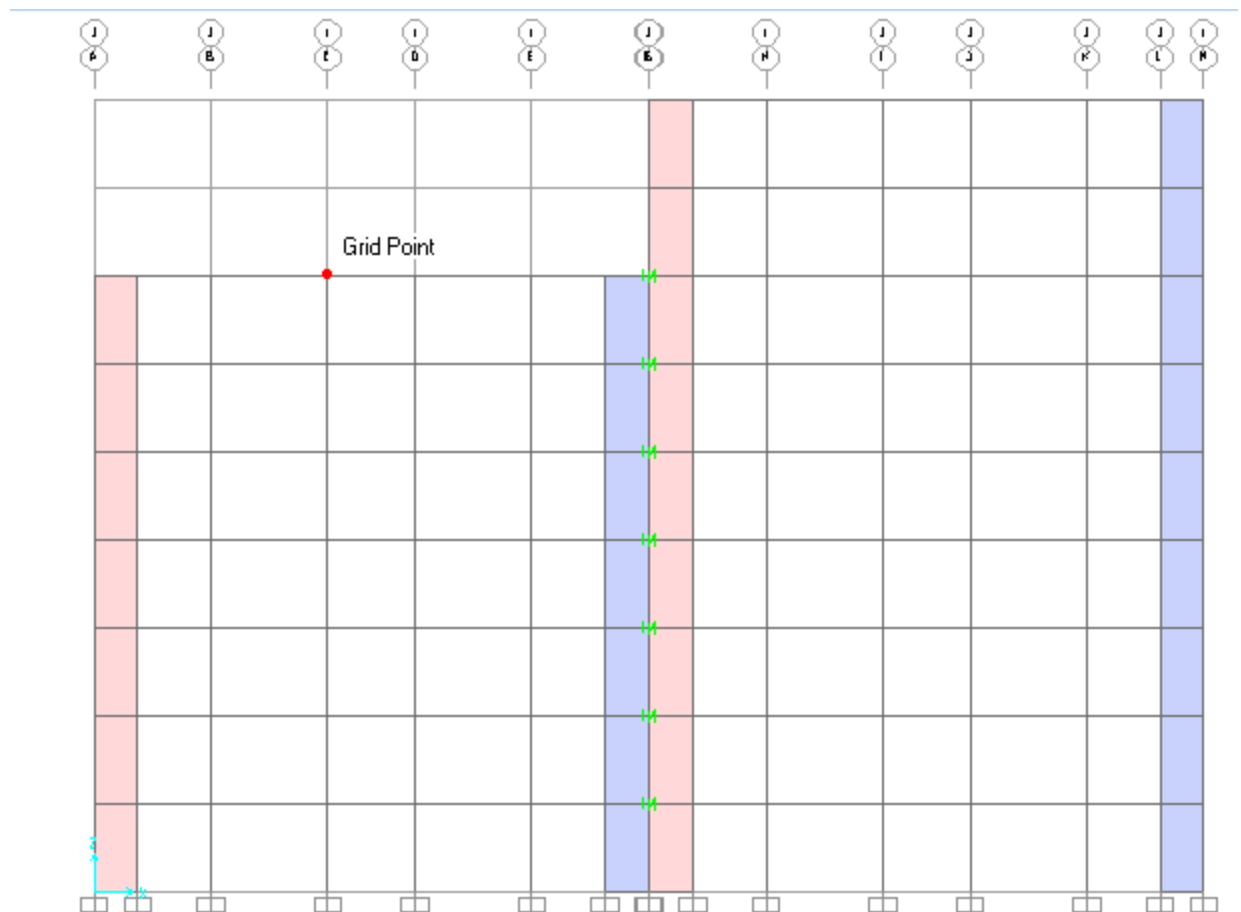
$$D = (11,45\text{mm}, 40\text{mm})$$

Donc D= 40mm

4.6.2 Modélisation de la structure



a-Vue en 3D avec gap



b-vue en élévation

fig4.4 Géométrie de l'ouvrage étudié avec gap.

4.6.3 Période fondamentale des structures

La période fondamentale donnée par SAP2000 après gap est : $T = 1,19$ (s)

4.6.4 Analyse des déplacements

➤ Tableau 4.7 : Tableau du déplacement des deux structures (SP9-SP7) SANS GAP.

LA HAUTEUR		0	3,06	6,12	9,18	12,24	15,3	18,36	21,4 2	24,4 8	27,54
DEPLACEMENT	SP9	0	0,00105	0,00305	0,00500	0,00600	0,0084	0,0097	0,0110	0,0122	0,013
	SP7	0	0,0013 9	0,0037	0,0050 7	0,008 9	0,0109	0,012 6	0,0136		

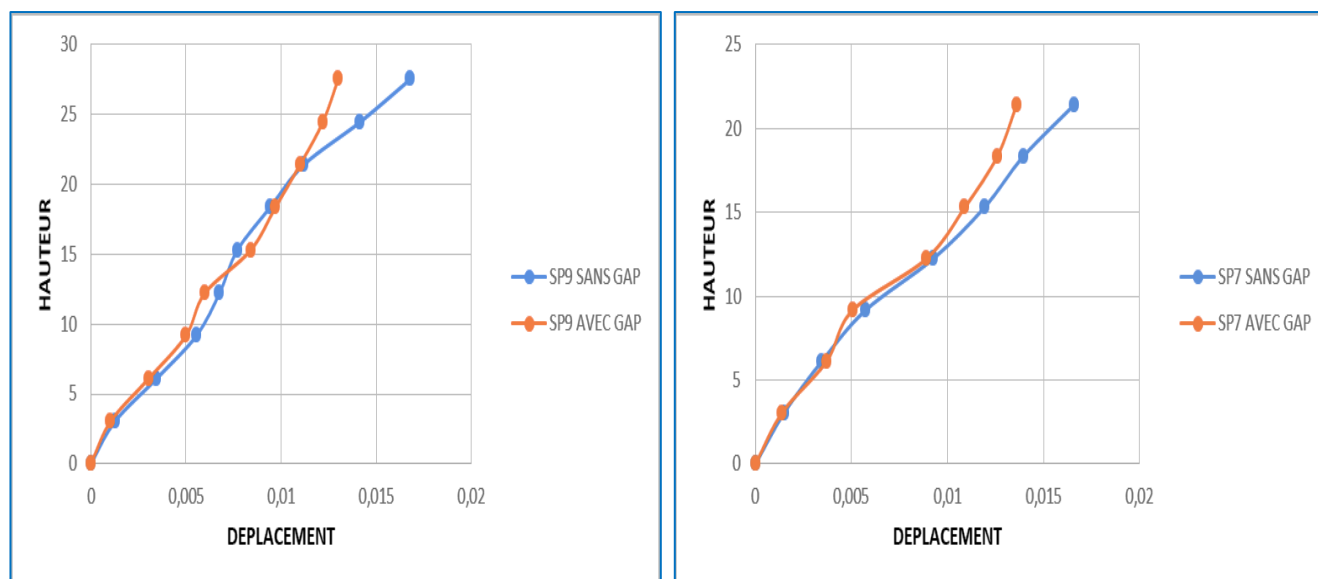


Figure 4.5 : Variation temporelle du déplacement des deux structures (SP9-SP7) avec et sans gap

✓ **Analyse du déplacement des structures (SP9–SP7) avec et sans gap :**

Les tableaux et les graphes présentent l'évolution des déplacements horizontaux des structures SP9 et SP7 en fonction de la hauteur, dans deux cas : avec gap et sans gap. On remarque globalement que les déplacements augmentent progressivement avec l'élévation des niveaux, ce qui est normal sous l'effet des sollicitations sismiques, puisque les étages supérieurs subissent des déplacements plus importants.

Pour la structure SP9, les résultats montrent que le déplacement maximal sans gap atteint environ 0,0168 m au dernier niveau, alors qu'avec gap il diminue à environ 0,013 m. Cette réduction traduit l'effet positif du joint (gap), qui permet de limiter l'interaction directe entre les deux structures et d'améliorer leur comportement dynamique.

Concernant la structure SP7, le même comportement est observé. Les déplacements avec gap restent légèrement inférieurs à ceux obtenus sans gap, particulièrement aux niveaux supérieurs où l'effet sismique devient plus important. Cela indique que la présence du gap contribue à réduire les effets d'entrechoquement et à mieux répartir les efforts entre les structures.

L'analyse des courbes montre également que l'écart entre les cas avec et sans gap devient plus visible à partir des étages intermédiaires et supérieurs. Ceci confirme que le système de séparation joue un rôle important dans la diminution des déplacements relatifs et dans l'amélioration de la stabilité globale des structures couplées.

En conclusion, l'introduction d'un gap entre les structures SP9 et SP7 permet de réduire les déplacements horizontaux et de limiter les risques d'interaction sismique, ce qui améliore la sécurité et le comportement structural de l'ensemble pendant un séisme.

CHAPITRE IV : Analyse du comportement du joint sismique pour des structures adjacentes

4.7 Effet de la position

4.7.1 Déplacement

➤ **POSITION BAS (1^{er} étage):**

➤ *Tableau 4.8 : Tableau du déplacement (position bas).*

LA HAUTEUR		0	3	6	9	12	15	18	21	24	27
DEPLACEMENT	SP9	0	0,00115	0,0037	0,00696	0,01080	0,0146	0,01750	0,0184	0,0242	0,031
	SP7	0	0,001325	0,004208	0,00732	0,0121	0,0168	0,0237	0,0303		

➤ **POSITION milieu (4^{eme} étage):**

➤ *Tableau 4.9 : Tableau du déplacement (position milieu).*

LA HAUTEUR		0	3	6	9	12	15	18	21	24	27
DEPLACEMENT	SP9	0	0,00113	0,0037	0,00683	0,01070	0,01459	0,01763	0,0214	0,0284	0,0345
	SP7	0	0,0013 2	0,0034	0,0066	0,0105	0,0155	0,0218	0,0287		

➤ **POSITION haut (7^{eme} étage) :**

➤ *Tableau 4.10 : Tableau du déplacement (position haut).*

LA HAUTEUR		0	3	6	9	12	15	18	21	24	27
DEPLACEMENT	SP9	0	0,0014	0,00342	0,0072	0,0110	0,0146	0,0169	0,020	0,0281	0,036
	SP7	0	0,0012 8	0,0037	0,0062	0,0093	0,0124	0,0161	0,0207		

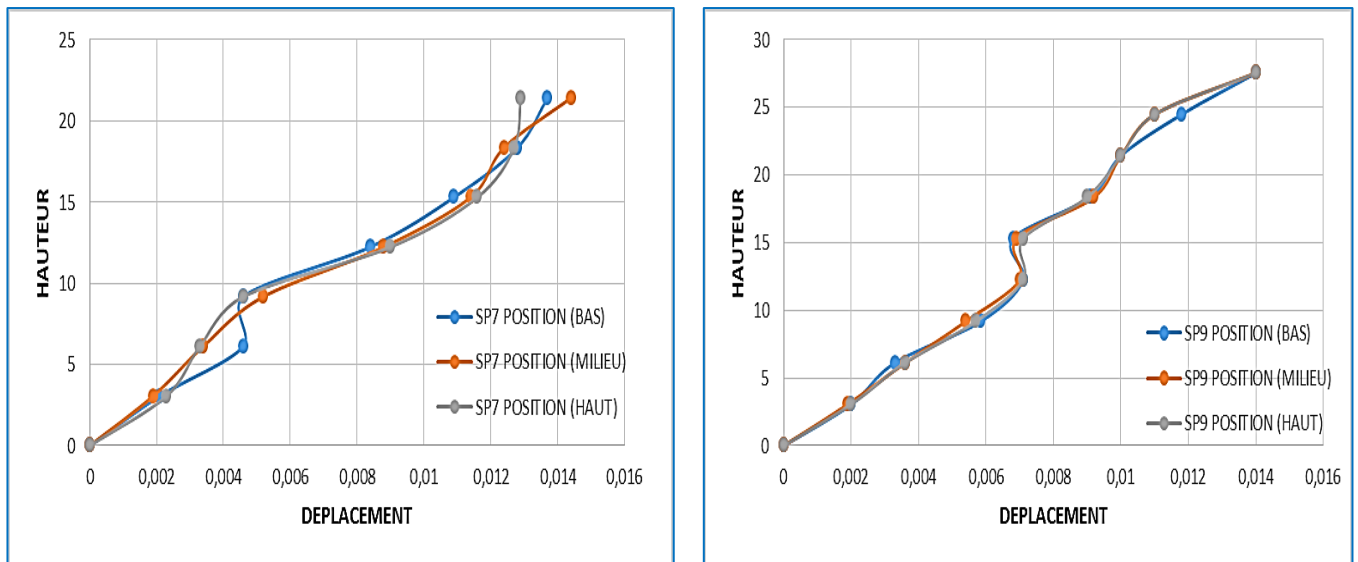


Figure 4.6 : Influence de la position du GAP sur le déplacement des structures (SP9–SP7)

✓ **Analyse de l'effet du position de niveaux équipés de GAP sur le déplacement des structures (SP9–SP7) :**

Les tableaux et les graphes précédents présentent l'évolution des déplacements horizontaux des structures SP9 et SP7 pour trois positions différentes du système de couplage : position basse (1er étage), position milieu (4ème étage) et position haute (7ème étage). L'objectif est d'évaluer l'influence de la position du couplage sur le comportement dynamique des structures sous l'action sismique.

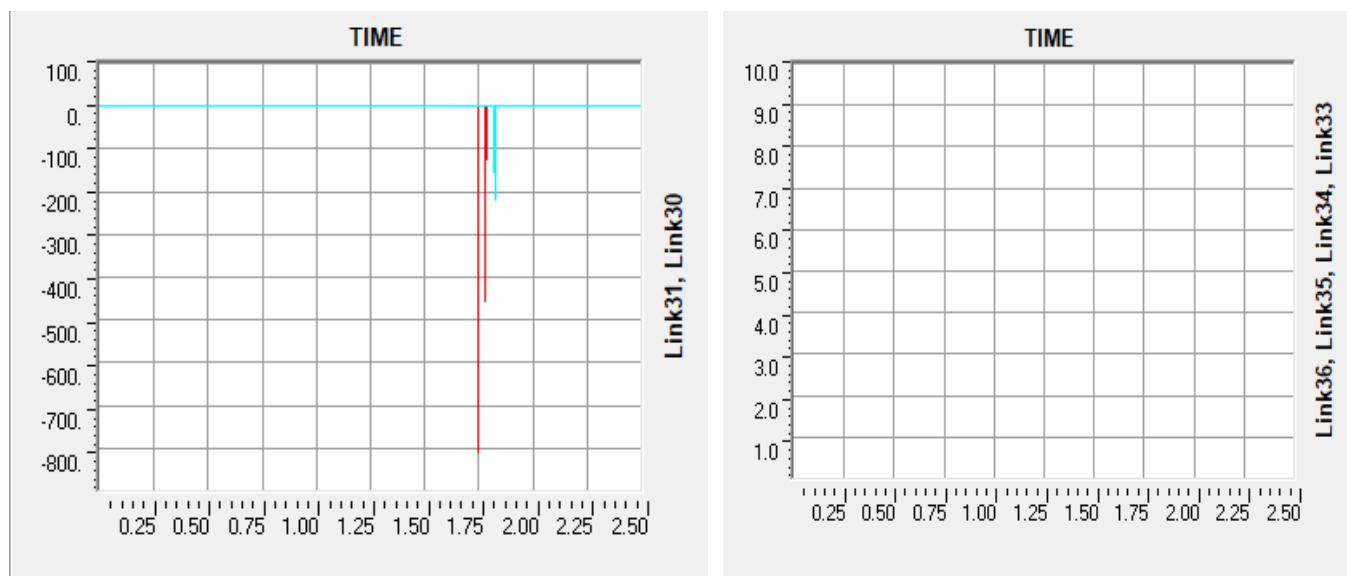
Pour la position basse, les déplacements augmentent progressivement avec la hauteur et atteignent des valeurs maximales de l'ordre de 0,031 m pour SP9 et 0,0303 m pour SP7. Cette configuration montre une réduction relativement importante des déplacements dans les étages inférieurs grâce à la proximité du couplage avec la base, ce qui améliore la rigidité globale du système.

Dans le cas de la position milieu, les déplacements deviennent légèrement plus élevés aux niveaux supérieurs. Le déplacement maximal de SP9 atteint environ 0,0345 m, tandis que celui de SP7 atteint 0,0287 m. Cette augmentation indique que le couplage situé au milieu de la structure assure une répartition intermédiaire des efforts sismiques, mais avec une efficacité moins importante dans la limitation des déplacements au sommet.

Concernant la position haute, les déplacements maximaux observés sont les plus importants, atteignant environ 0,036 m pour SP9. Cela montre que lorsque le système de couplage est placé à un niveau élevé, son influence sur la rigidité globale de la structure devient moins efficace, notamment dans les étages inférieurs et intermédiaires. Les déplacements augmentent alors davantage sous l'effet des forces sismiques.

La comparaison des trois configurations montre donc que la position du système de couplage influence fortement la réponse dynamique des structures. La position basse apparaît comme la solution la plus efficace pour réduire les déplacements horizontaux et améliorer la stabilité globale des deux structures. À l'inverse, la position haute engendre des déplacements plus importants, ce qui peut augmenter le risque d'endommagement structural ou d'entrechoquement pendant un séisme.

4.7.2 Force de contact :



a position haut

b-position bas et milieu

Fig4.7 force exercée sur le gap en fonction du temps

- Pour la position haute, une force de contact apparaît entre les deux structures durant l'excitation sismique, comme le montre la figure ci-dessus. Cette force se manifeste par des pics importants à un instant précis, ce qui indique un phénomène d'entrechoquement au niveau supérieur des bâtiments. L'augmentation de la force de contact en partie haute s'explique par l'amplification des déplacements latéraux avec la hauteur, due aux effets dynamiques du séisme. Cela montre que le joint sismique devient insuffisant au sommet des structures, provoquant ainsi des impacts entre les bâtiments adjacents.
- Pour la position bas et la position intermédiaire, la force de contact est nulle, ce qui indique l'absence d'entrechoquement entre les deux structures à ces niveaux. Cela signifie que le joint sismique prévu est suffisant pour permettre aux bâtiments de vibrer librement sans interaction dynamique. L'absence de force de contact montre également que les déplacements relatifs restent inférieurs à l'ouverture du gap dans ces positions

4.8 Effet du nombre

➤ **N=1 (1^{er} étage) :**

➤ *Tableau 4.11 : Tableau du déplacement (N= 1).*

LA HAUTEUR		0	3.06	6.12	9.18	12.24	15.3	18.36	21.42	24.48	27.54
DEPLACEMENT	SP9	0	0,0020	0,0033	0,00584	0,0071	0,0068	0,0091	0,010	0,0118	0,014
	SP7	0	0.0021	0,0046	0,0046	0,0084	0,0109	0,0128	0,0137		

CHAPITRE IV : Analyse du comportement du joint sismique pour des structures adjacentes

➤ N= 2 (1^{er} étage et 3^{eme} étage)

➤ Tableau 4.12:Tableau du déplacement (N= 2).

LA HAUTEUR		0	3.06	6.12	9.18	12.24	15.3	18.36	21.42	24.48	27.54
DEPLACEMENT	SP9	0	0,0023	0,0041	0,0058	0,0062	0,0095	0.010	0.0117	0,0122	0,0139
	SP7	0	0.002	0,0046	0,0053	0,0090	0,011	0,012	0,014		

➤ N=3 (1^{er} étage et 3^{eme} étage et 5^{eme} étage) :

➤ Tableau 4.13 : Tableau du déplacement (N= 3).

LA HAUTEUR		0	3.06	6.12	9.18	12.24	15.3	18.36	21.42	24.48	27.54
DEPLACEMENT	SP9	0	0,0016	0,0035	0,0046	0,0055	0,0078	0.0097	0.0107	0,0113	0,0119
	SP7	0	0.0023	0,0053	0,0046	0,0088	0,0103	0,012	0,013		

➤ N=4 (1^{er} étage et 3^{eme} étage et 5^{eme} étage et 7^{eme} étage) :

➤ Tableau 4.14 : Tableau du déplacement (N= 4).

LA HAUTEUR		0	3.06	6.12	9.18	12.24	15.3	18.36	21.42	24.48	27.54
DEPLACEMENT	SP9	0	0,0016	0,0041	0,0056	0,0062	0,0077	0.0096	0.0115	0,0113	0,012
	SP7	0	0.0018	0,0044	0,0041	0,0089	0,010	0,0133	0,014		

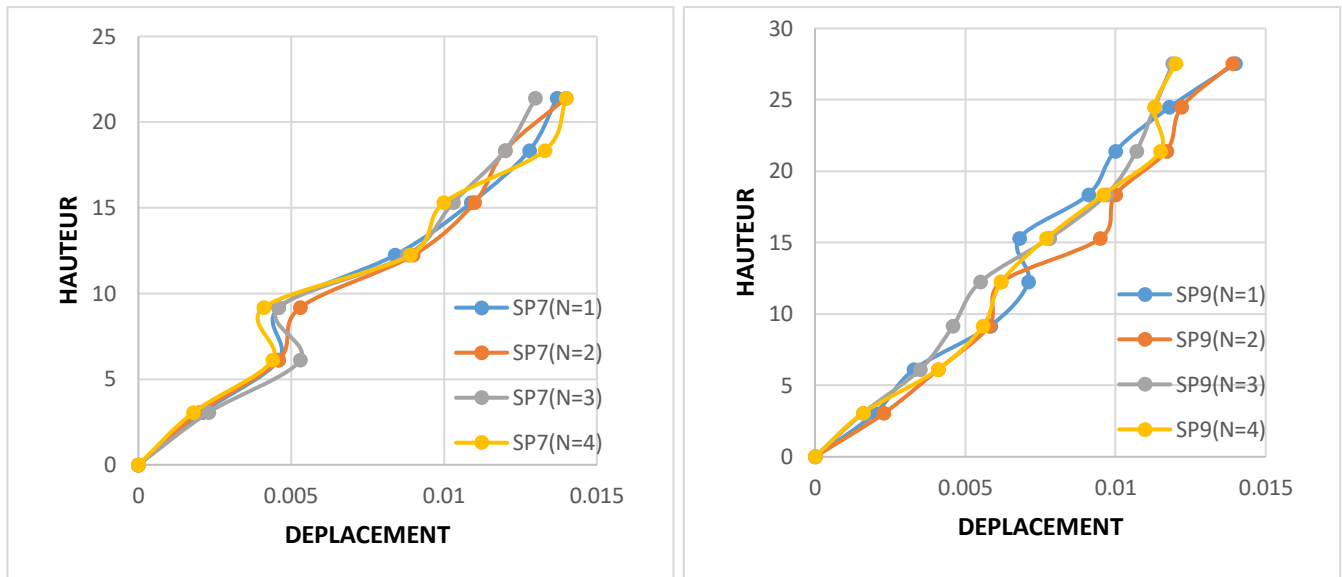


Figure 4.8 : influence du nombre de GAP sur le déplacement de la structure SP7-SP9

✓ **Analyse de l'effet du nombre de niveaux équipés de GAP sur le déplacement des structures (SP9-SP7) :**

L'étude des déplacements des structures SP9 et SP7 pour les différentes configurations N=1, N=2, N=3 et N=4 montre que les déplacements horizontaux augmentent progressivement avec la hauteur des bâtiments. Les valeurs maximales sont observées aux étages supérieurs sous l'effet des sollicitations sismiques.

Les résultats indiquent également que l'augmentation du nombre de niveaux équipés de GAP améliore progressivement le comportement dynamique global des deux structures. En effet, les déplacements deviennent plus réguliers et mieux répartis sur la hauteur, tandis que les interactions dynamiques entre les bâtiments adjacents diminuent.

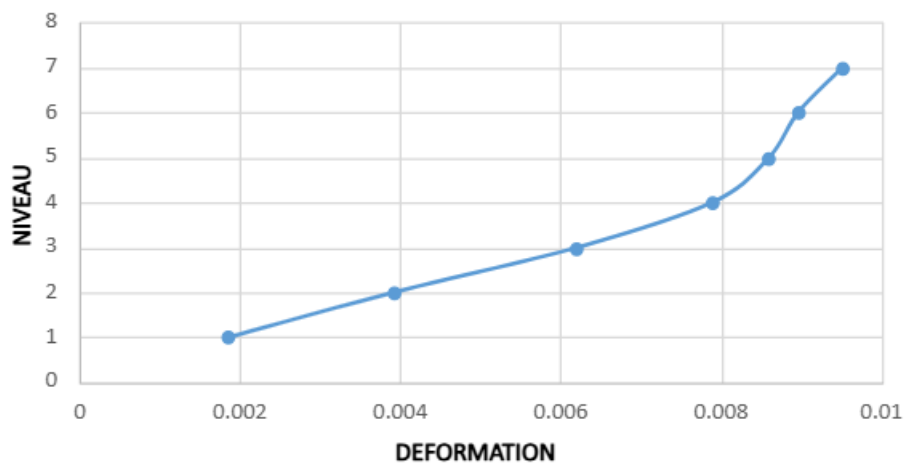
Pour les configurations comportant plusieurs niveaux équipés, notamment N=3 et N=4, les effets d'entrechoquement sont davantage limités et la stabilité des structures devient plus importante. Les éléments GAP contribuent ainsi à améliorer l'indépendance vibratoire des bâtiments et à réduire la transmission des efforts dynamiques entre SP9 et SP7.

Ainsi, l'utilisation d'un nombre plus élevé de niveaux équipés de GAP permet d'obtenir une meilleure réponse sismique globale et d'assurer un comportement structural plus stable et plus sécurisé face aux actions dynamiques.

4.9 Déformation du gap

Tableau 4.15 : Déformation du GAP (m) par niveau

N° De niveaux	Déformation gap (m)
1	0,00186
2	0,00392
3	0,00621
4	0,00789
5	0,00860
6	0,00896
7	0,00951

*Figure 4.9, Déformation de gap par niveau*

4.9.1 Analyse de la déformation du GAP :

Les résultats montrent que la déformation du GAP augmente progressivement avec le niveau de la structure, passant de 0,00186 m au premier étage à 0,00951 m au septième étage. Cette évolution indique que les déplacements relatifs entre les structures deviennent plus importants en hauteur.

La courbe met en évidence une croissance quasi régulière de la déformation, avec une augmentation plus notable aux derniers niveaux. Cela signifie que les étages supérieurs sont plus sensibles aux effets sismiques et présentent un risque plus élevé de contact entre structures adjacentes.

Ainsi, le GAP joue un rôle important dans la reprise des déplacements relatifs, en particulier aux niveaux supérieurs où les sollicitations sont les plus importantes.

4.10 Conclusion :

À travers cette étude numérique réalisée sous le logiciel **SAP2000**, il a été possible d'analyser le comportement dynamique de structures adjacentes soumises au phénomène d'entrechoquement sismique. Les résultats obtenus ont montré que les déplacements augmentent progressivement avec la hauteur des

CHAPITRE IV : Analyse du comportement du joint sismique pour des structures adjacentes

structures et que les différences de rigidité et de hauteur entre les portiques influencent fortement leur réponse dynamique.

L'analyse comparative entre les cas avec et sans élément GAP a mis en évidence l'efficacité de ce dispositif dans la réduction des déplacements relatifs entre les structures adjacentes. En absence de GAP, les structures présentent des déplacements plus importants, ce qui augmente considérablement le risque de collision et de dommages structuraux. En revanche, l'introduction de l'élément GAP permet de limiter les effets de l'entrechoquement et d'améliorer le comportement global des structures face aux sollicitations sismiques.

L'étude paramétrique réalisée sur la position du GAP a également montré que l'emplacement du dispositif joue un rôle essentiel dans l'efficacité du système. Certaines positions permettent une meilleure dissipation des effets dynamiques et réduisent davantage les déplacements. De plus, l'analyse de l'influence du nombre de GAP a démontré qu'une augmentation du nombre de dispositifs améliore progressivement la réponse sismique des structures et contribue à une meilleure stabilité dynamique.

Enfin, la simulation des forces de contact a confirmé que l'utilisation des éléments GAP réduit les efforts d'impact entre les structures et diminue ainsi le risque de dommages locaux au niveau des zones de collision. Cette étude confirme donc que les dispositifs de type GAP représentent une solution efficace et pratique pour limiter les effets du martèlement sismique et renforcer la sécurité des bâtiments adjacents en zones sismiques.

Conclusions générale et perspectives :

Ce travail a porté sur l'étude du phénomène d'entrechoquement sismique entre bâtiments adjacents et sur l'évaluation de l'efficacité des éléments GAP dans la réduction des effets engendrés par les collisions sous sollicitations sismiques.

L'étude bibliographique a permis de mettre en évidence que l'entrechoquement constitue l'une des principales causes de dommages observés lors des séismes dans les zones urbaines à forte densité. Ce phénomène est principalement dû aux différences de comportement dynamique entre structures voisines, entraînant des déplacements relatifs importants susceptibles de provoquer des chocs et des dégradations parfois sévères.

Afin d'analyser ce phénomène, une modélisation numérique a été réalisée à l'aide du logiciel SAP2000. Les analyses effectuées ont permis d'étudier la réponse dynamique de bâtiments adjacents soumis à une excitation sismique et d'évaluer l'influence des éléments GAP sur leur comportement. Les résultats obtenus montrent que les déplacements augmentent progressivement avec la hauteur des structures et atteignent leurs valeurs maximales aux étages supérieurs. En l'absence d'éléments GAP, les déplacements relatifs entre les bâtiments deviennent plus importants, ce qui favorise l'apparition des impacts.

L'introduction des éléments GAP a permis de réduire les déplacements relatifs entre les structures et de limiter les forces de contact générées lors des collisions. L'étude paramétrique réalisée a également montré que l'efficacité du système dépend directement du nombre et de la position des éléments GAP. Les configurations optimisées ont permis d'améliorer significativement le comportement dynamique global des structures et de diminuer les effets du martèlement sismique.

L'application de cette méthode à des bâtiments réels en béton armé a confirmé les tendances observées sur les modèles étudiés. Les résultats ont mis en évidence une réduction notable des déplacements, des déformations et des forces de contact grâce à l'utilisation des éléments GAP, démontrant ainsi leur contribution à l'amélioration de la sécurité sismique des structures adjacentes.

En conclusion, cette étude a permis de confirmer que les éléments GAP constituent une solution efficace pour atténuer les effets de l'entrechoquement sismique et améliorer la performance des bâtiments adjacents soumis aux actions sismiques. Leur utilisation représente une alternative intéressante aux solutions traditionnelles basées uniquement sur l'augmentation de la largeur du joint sismique, particulièrement dans les zones urbaines où l'espace disponible est limité.

- Perspectives :

Dans le prolongement de ce travail, plusieurs perspectives peuvent être envisagées :

L'intégration de modèles non linéaires plus avancés pour mieux représenter le comportement réel des matériaux et des contacts lors des impacts.

L'étude de l'interaction structure-sol-structure afin de prendre en compte l'effet du sol dans la réponse globale des bâtiments.

L'utilisation d'autres dispositifs de dissipation d'énergie (amortisseurs visqueux, systèmes de couplage) pour comparer leur efficacité avec les éléments GAP.

L'optimisation des paramètres des systèmes de liaison (position, rigidité, amortissement) pour améliorer la performance sismique.

La validation expérimentale des résultats numériques à travers des essais en laboratoire ou des données réelles.

En somme, ce travail constitue une contribution à la compréhension du phénomène d'entrechoquement sismique et ouvre la voie à des approches plus innovantes et réalistes pour améliorer la sécurité et la durabilité des structures adjacentes en zones sismiques

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques

- [1]. ANAGNOSTOPOULOS SA. BUILDING POUNDING RE-EXAMINED: HOW SERIOUS A PROBLEM IS IT ? PROCEEDINGS OF THE 11TH WORLD CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING, ACAPULCO, MEXICO, JUNE 23-28, 1996.
- [2]. BERTERO VV, BRESLER B, SELNA LG, CHOPRA AK, KORETSKY AV. DESIGN IMPLICATIONS OF DAMAGE OBSERVED IN THE OLIVE VIEW MEDICAL CENTER BUILDINGS. PROCEEDINGS OF THE 5TH WORLD CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING, ROME, ITALY, JUNE 25-29, 1973
- [3]. CHOUW N, HAO H. POUNDING DAMAGE TO BUILDINGS AND BRIDGES IN THE 22 FEBRUARY 2011 CHRISTCHURCH EARTHQUAKE. INTERNATIONAL JOURNAL OF PROTECTIVE STRUCTURES 2012; 3(2): 123– 139.
- [4]. WAGNER P. ETUDE EXPERIMENTALE SUR LE COGNEMENT SEISMIQUE DES BATIMENTS. PhD DISSERTATION. ECOLE POLYTECHNIQUE DE MONTREAL, MONTREAL, CANADA, 1994.
- [5]. PENZIEN J. EVALUATION OF BUILDING SEPARATION DISTANCE REQUIRED TO PREVENT POUNDING DURING STRONG EARTHQUAKES. EARTHQUAKE ENGINEERING & STRUCTURAL DYNAMICS 1997; 26(8): 849– 858.
- [6]. CHUNG R ET AL. THE JANUARY 17, 1995 HYOGOKEN-NANBU (KOBE) EARTHQUAKE. NATIONAL INSTITUTE OF STANDARDS AND TECHNOLOGY; 1996.
- [7]. EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE (EERI). (1999). THE KOCAELI, TURKEY EARTHQUAKE OF AUGUST 17, 1999 – RECONNAISSANCE REPORT. OAKLAND, CALIFORNIA.
- [8]. KASAI, K., ET AL. SEISMIC POUNDING EFFECTS-SURVEY AND ANALYSIS. IN PROC. EARTHQUAKE ENGRG. 10TH WORLD CONF. 1992.
- [9]. KASAI, K., ET AL. SEISMIC POUNDING EFFECTS-SURVEY AND ANALYSIS. IN PROC. EARTHQUAKE ENGRG. 10TH WORLD CONF. 1992.
- [10]. MAISON, B.F. AND K. KASAI, ANALYSIS FOR A TYPE OF STRUCTURAL POUNDING. JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING, 1990. 116(4): p. 957-977.
- [11]. SPILIOPOULOS, K. AND S. ANAGNOSTOPOULOS, EARTHQUAKE INDUCED POUNDING IN ADJACENT BUILDINGS. EARTHQUAKE ENGINEER 10TH WORLD, 1992. 7: p. 3887.
- [12]. DOGAN, M. AND A. GUNAYDIN, POUNDING OF ADJACENT RC BUILDINGS DURING SEISMIC LOADS. JOURNAL OF ENGINEERING AND ARCHITECTURE FACULTY OF ESKİŞEHİR OSMANGAZI UNIVERSITY, 2009. 22(1).
- [13] : R. DOROUDI ET S. HOSSEINI LAVASANI (2021) – CONNECTION OF COUPLED BUILDINGS: A STATE-OF-THE-ART REVIEW. STRUCTURES, 33:1299–1326.
- [14] : RETRI K. (2022) EFFET DU CONTROL VIBRATOIRE SUR LE COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES [15] SOONG, T.T., PASSIVE ENERGY DISSIPATION SYSTEMS IN STRUCTURAL ENGINEERING, 1997.

- [16] CONSTANTINOU, M.C., PASSIVE FLUID VISCOUS DAMPING SYSTEMS, 1993.
- [17] CHOPRA, A.K., DYNAMICS OF STRUCTURES, 2012.
- [18] T. T. SOONG AND G. F. DARGUSH, PASSIVE ENERGY DISSIPATION SYSTEMS IN STRUCTURAL ENGINEERING, JOHN WILEY & SONS, 1997.
- [19] A. K. CHOPRA, DYNAMICS OF STRUCTURES: THEORY AND APPLICATIONS TO EARTHQUAKE ENGINEERING, 4TH ED., PRENTICE HALL, 2012.
- [20] K. CRAIG AND A. KURDILA, FUNDAMENTALS OF STRUCTURAL DYNAMICS: ACTIVE AND PASSIVE CONTROL, WILEY, 2006.
- [21] A. PREUMONT, VIBRATION CONTROL OF ACTIVE STRUCTURES: AN INTRODUCTION, 3RD ED., SPRINGER, 2011.
- [22] Y. FUJINO, SEMI-ACTIVE VIBRATION CONTROL OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURES, SPRINGER, 1998.
- [23] KOBORI, T. (1993). PAST, PRESENT AND FUTURE IN SEISMIC RESPONSE CONTROL IN CIVIL ENGINEERING STRUCTURES. PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL WORKSHOP ON STRUCTURAL CONTROL
- [24] STRUCTURAL CONTROL AND HEALTH MONITORING, WILEY, 2004.
- [25] B. F. SPENCER JR. & NAGARAJAIAH, S. (2003). STATE OF THE ART OF STRUCTURAL CONTROL. JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING, 129(7), 845–856.
- [26] YANG, J. N., WU, J. C., REINHORN, A. M., & RILEY, M. (1996). CONTROL OF SLIDING-ISOLATED BUILDINGS USING MR DAMPERS. JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING, ASCE.
- [27]STRUCTURAL CONTROL AND HEALTH MONITORING, WILEY, 2004.
- [28] SEMIACTIVE CONTROL OF STRUCTURES, SPRINGER, 2002.
- [29] [HTTP://MAPAGE.NOOS.FR/BORIS.W/EN_CONSTRUC/FILM_DESIGN_PARA.SWF](http://MAPAGE.NOOS.FR/BORIS.W/EN_CONSTRUC/FILM_DESIGN_PARA.SWF);
- [30] NISHITANI, A., & SETO, K. (1998). VIBRATION CONTROL OF ADJACENT BUILDINGS CONNECTED WITH DAMPERS. JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING, ASCE, 124(5), 501-509.
- [31] RICCIARDELLI, F., & OCCHIUZZI, A. (2013). PASSIVE AND ACTIVE CONTROL OF ADJACENT BUILDINGS CONNECTED WITH DAMPERS. ENGINEERING STRUCTURES, 49, 188-199.
- [32] POLYCARPOS C. POLYCARPOU & PETROS KOMODROMOS (2010). EARTHQUAKE-INDUCED POUNDING OF BUILDINGS: A REVIEW.
- [33]. JANKOWSKI, R. ASSESSMENT OF DAMAGE DUE TO EARTHQUAKE-INDUCED POUNDING BETWEEN THE MAIN BUILDING AND THE STAIRWAY TOWER. IN KEY ENGINEERING MATERIALS. 2007. TRANS TECH PUBL.

- [34]. KARAYANNIS, C. G., & FAVVATA, M. J. (2005). INTER-STORY POUNDING BETWEEN ADJACENT BUILDINGS IN SEISMIC REGIONS. ENGINEERING STRUCTURES, 27(10), 1532-1544. SCIENCE DIRECT.
- [35]. MAISON, B. F., & KASAI, K. (1992). DYNAMICS OF POUNDING BUILDINGS. EARTHQUAKE ENGINEERING & STRUCTURAL DYNAMICS, 21(11), 933-950. WILEY ONLINE LIBRARY.
- [36]. ANAGNOSTOPOULOS, S. A., & SPILIOPOULOS, K. V. (1992). AN INVESTIGATION OF EARTHQUAKE INDUCED POUNDING BETWEEN ADJACENT BUILDINGS. EARTHQUAKE ENGINEERING & STRUCTURAL DYNAMICS, 21(4), 289-302.
- [37]. UNIVERSITE DR YAHIA FARES DE MEDEA. TECHNIQUES ET REGLES DE CONSTRUCTION. SUPPORT PEDAGOGIQUE DISPONIBLE SUR LA PLATEFORME MOODLE DE L'UNIVERSITE.
- [38]. BECHTOULA H., OUSALEM H. [2005] „THE 21 MAY 2003 ZEMMOURI (ALGERIA) EARTHQUAKE: DAMAGES AND DISASTER RESPONSES, JOURNAL OF ADVANCED CONCRETE TECHNOLOGY, VOL.3, NO. 1.
- [39]. COUNCIL, I.C. AND R. MENSINK, 2003 INTERNATIONAL BUILDING CODE STUDY COMPANION. 2004: INTERNATIONAL CODE COUNCIL.
- [40]. RPA 2024. DTR BC 2-48 : REGLES PARASISMQUES ALGERIENNES. ALGER : CGS
- [41]. CHARNEY, F.A., SEISMIC LOADS: GUIDE TO THE SEISMIC LOAD PROVISIONS OF ASCE 7-05. 2010: AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE).
- [42]. RAJARAM, C. AND P.K. RAMANCHARLA, CALCULATION OF SEPARATION DISTANCE BETWEEN ADJACENT BUILDINGS: A REVIEW ON CODAL PROVISIONS. JOURNAL OF SEISMOLOGY AND EARTHQUAKE ENGINEERING, 2015. 17(1): p. 31.
- [43]. LAOUICHI, F. Z. (2015). REDUCTION DE L'EFFET D'ENTRECHOQUEMENT ENTRE LES BATIMENTS ADJACENTS EXISTANTS. MÉMOIRE DE MASTER, ENSTP, ALGER.
- [44]. JANKOWSKI, R., & MAHMOUD, S. (2015). EARTHQUAKE-INDUCED STRUCTURAL POUNDING. SPRINGER INTERNATIONAL PUBLISHING
- [45]. ANAGNOSTOPOULOS, S.A., POUNDING OF BUILDINGS IN SERIES DURING EARTHQUAKES. EARTHQUAKE ENGINEERING & STRUCTURAL DYNAMICS, 1988. 16(3): p. 443-456.
- [46]. WESTERMO, B.D., THE DYNAMICS OF INTERSTRUCTURAL CONNECTION TO PREVENT POUNDING. EARTHQUAKE ENGINEERING & STRUCTURAL DYNAMICS, 1989. 18(5): p. 687-699.
- [47]. EUROCODE 8 (2004). EN 1998-1: DESIGN OF STRUCTURES FOR EARTHQUAKE RESISTANCE – PART 1: GENERAL RULES, SEISMIC ACTIONS AND RULES FOR BUILDINGS.
- [48] ZHANG, W. S., XU, Y. L., & GUO, X. (2009). DYNAMIC CHARACTERISTICS AND SEISMIC RESPONSE OF ADJACENT BUILDINGS LINKED BY DISCRETE DAMPERS. ENGINEERING STRUCTURES, 31(3), 692–703.
- [49]. A. B. M. SAIFUL ISLAM*, MOHAMMED JAMEEL AND MOHD ZAMIN JUMAAT ‘SEISMIC ISOLATION IN BUILDINGS TO BE A PRACTICAL REALITY: BEHAVIOR OF STRUCTURE AND INSTALLATION

TECHNIQUE ‘, JOURNAL OF ENGINEERING AND TECHNOLOGY RESEARCH VOL. 3(4), PP. 99-117, APRIL 2011

[50]. THE EVOLUTION OF ENERGY ABSORPTION SYSTEMS FOR CRASHWORTHY HELICOPTER SEATS JOURNAL OF THE AMERICAN HELICOPTER SOCIETY, VOLUME 51, NUMBER 2, 1 APRIL 2006, PP. 150-163(14)

[51]. PREUMONT, A., & SETO, K. (2008).

[52] HOUSNER, G. W., BERGMAN, L. A., CAUGHEY, T. K., ET AL. (1997). STRUCTURAL CONTROL: PAST, PRESENT, AND FUTURE.

[53]. SNG, T. T. (1990).

[54] JANKOWSKI, R. (2005). NON-LINEAR VISCOELASTIC MODELLING OF EARTHQUAKE-INDUCED POUNDING. EARTHQUAKE ENGINEERING & STRUCTURAL DYNAMICS.

[55] KASAI, K., & MAISON, B. F. (1997). BUILDING POUNDING DAMAGE DURING EARTHQUAKES. ENGINEERING STRUCTURES.

[56] CHRISTENSON, R. E., SPENCER, B. F., JOHNSON, E. A., & SETO, K. (2006). COUPLED BUILDING CONTROL CONSIDERING THE EFFECTS OF BUILDING/CONNECTOR CONFIGURATION.

[57] DAVIDOVICI, V. [2003]“SEISME DE BOUMERDES, 21 MAI 2003,” RAPPORT PRELIMINAIRE, PP.154.

[58] ROSENBLUETH, M., MELI, R. [1986], „THE 1985 EARTHQUAKES: CAUSES AND EFFECTS IN MEXICO CITY”, CONCRETE INTERNATIONAL 8, AMERICAN CONCRETE INSTITUTE,

[59] LI XIN, WANG. (2007),“SEISMIC VULNERABILITY AND POUNDING HAZARD OF ASYMMETRIC BUILDING WITH TRANSFER SYSTEM: EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL MODELING”, A THESIS SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT OF THE REQUIREMENTS FOR THE DEGREE OF DOCTOR OF PHILOSOPHY, THE HONG KONG POLYTECHNIC UNIVERSITY.

[66] LOPEZ GARCIA, D., "SEPARATION BETWEEN ADJACENT NONLINEAR STRUCTURES FOR PREVENTION OF SEISMIC POUNDING", PROCEEDING OF THE 13TH WORLD CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING, VANCOUVER, B.C., CANADA, 2004, PAPER NO. 478.

[67] SHEHATA E ABDEL RAHEEM (2006) “SEISMIC POUNDING BETWEEN ADJACENT BUILDING STRUCTURES”, ELECTRONIC JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING, 6 (2006)

[68] UBC (1997) „UNIFORM BUILDING CODE”.

[69] IBC (2000) „THE INTERNATIONAL BUILDING CODE”

STRUCTURES ADJACENTES CONNECTEES.

