



المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

National School of Built and Ground Works Engineering

# Mémoire

*Pour l'Obtention du Diplôme de MASTER*

*Filière : TRAVAUX PUBLICS*

*Spécialité : INFRASTRUCTURES DE BASE*

## Thème

Réduction de l'effet d'entrechoquement  
entre les bâtiments adjacents existants

*Proposé par :*

*Melle KAHLOUCHE Farah*

*Présenté par :*

*LAOUICHI Fatima Zohra*

*Promotion 2015*

*Ecole Nationale des Travaux Publics. Garidi. Kouba.*

## *Remerciements*

*Je tiens tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux qui  
ma a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.*

*En second lieu, mon encadreur*

*Madame KAHLOUCHE FARAH pour ses appréciations compétentes, ses  
précieus conseils et son aide durant toute la période du travail.*

*Mes plus sincères remerciements à ma famille pour son  
Amour et son encouragement.*

*Je remercie aussi madame HADJ BRAHIM Mounia, attachée de recherche  
au CNERIB*

*Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt  
qu'ils ont porté à notre travail. Et de l'enrichir par leurs propositions.*

*Enfin, je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de  
près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.*

# *Dédicaces*

*Au nom d'ALLAH*

*Je remercie ALLAH le tout Puissant de m'avoir motivé à réaliser ce modeste travail.*

*Je dédie ce modeste travail à **ma chère mère et mon père** qui ont sacrifié leurs vies afin de me voir grandir et réussir*

*A **ma chère tante AMEL** qui m'a accompagné durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation.*

*A mon petit frère **ALI WASSIM**, A mes petites sœurs **ASMA** et **ZINEB***

*A mes oncles **SAOULI ABD EL RAHMEN**, **SAOULI MOHAMED** et leurs familles*

*A ma grande mère **FARIDA**, et mes tantes **LINDA** et **MOUNIRA***

*A toute les familles **SAOULI**, **LAOUICHI**, **HERMEZ**, **DRISS** sans exception*

*A tous mes amis : **Driss Med Amine**, **Hermez Imen**, **Boudoumi Nesrine**, **Ben Chaib Faiza**, **Belamine Besma**, **Bouaziz Abir***

*A tous mes cousins et cousines sans exception.*

*A mes confrères de **la promotion 2015***

*A mon **encadreur** madame **KAHLOUCHE FARAH**, attachée de recherche au **CNERIB** et enseignante à l'**ENSTP***

*Tous les chercheurs et employeurs du **CNERIB***

*Tous les enseignants et personnel administratif de l'**ENSTP***

*A tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.*

*Et à tous ceux qui portent l'Algérie dans leurs cœurs et veulent la construire.*

## Résumé

Les études de vulnérabilité sismique révèlent généralement des carences en termes de résistance, rigidité, ductilité ou des anomalies conceptuelles. Parmi les cas récurrents, l'insuffisance des joints sismiques entre les bâtiments adjacents. Cette étude consiste à trouver des solutions pour réduire l'effet d'entrechoquement. Pour cela, on a pris un ouvrage existant constitué de trois blocs (2 bâtiments de R+9 et un bâtiment de R+6) adjacents séparés deux à deux par des joints sismiques dont la largeur est inférieure à celle prescrite par le code sismique (RPA99v2003). Les résultats de l'analyse par la méthode de la poussée progressive "Pushover" révèlent que la résistance développée par les trois bâtiments à leur état initial est largement insuffisante par rapport à la demande sismique. Une étude de l'effet d'entrechoquement des trois blocs est effectuée en utilisant la méthode dynamique non linéaire pour le cas des structures sans renforcement (état initial) ensuite pour le cas où une seule structure est renforcée. Ce dernier cas est plus défavorable. De ce fait, deux solutions ont été proposées et étudiées dans le but de limiter les forces d'impacts. La première consiste à renforcer par un noyau central les bâtiments en R+9 et par ajout de voiles pour le bâtiment en R+6 de telle manière qu'ils aient des périodes fondamentales presque identiques. La deuxième technique est basée sur la mise des dissipateurs d'énergie hystérétique à travers le joint au niveau des planchers sur toute la hauteur de la structure.

## Abstract :

Seismic vulnerability studies generally, deficiencies in terms of strength, stiffness, ductility or conceptual anomalies. Among the recurrent cases, inadequate seismic joints between adjacent buildings.

This study is to find solutions for pounding effect. We have choose an existing construction of three adjacent buildings (2 buildings for R+9 and one building for R+6) separated in pairs by seismic joint whose width is lower than that prescribed by the seismic code (RPA99v2003). The results of the analysis by the method of Pushover reveal that the resistance developed by the three buildings to their original state is grossly inadequate compared to the seismic demand.

A study of the effect of clashing of the three blocks is performed using nonlinear dynamics method for the case of without reinforcement structures (initial state) then for the case where a single structure is reinforced. The latter case is worst. Therefore, two solutions have been proposed and studied in order to reduce the impact forces. The first is to build a core buildings in R + 9 and by adding sails for buildings in R + 6 so that they have fundamental periods almost identical. The second technique is based on the setting of the dissipating of hysteretic energy through the seal at the floor over the entire height of the structure.

## ملخص

بينت الدراسات الزلزالية ضعف المنازل من حيث الصلابة والليونة. من بين الحالات المتكررة، عدم كفاية الفصل الموجود بين المباني المتجاورة. تتضمن هذه الدراسة تشخيص ثلاثة مباني متجاورة (مكونة من بنائتين ذات 9 طوابق وبنائية ذات 6 طوابق) حيث الفصل بينها أقل من الذي يكون محددًا حسب الرمز الزلزالي.

نتائج تحليل المباني تكشف أن مقاومتها غير كافية إجمالاً مقارنة بالطلب الزلزالي. كما أجريت دراسة لروية تأثير التصادم على هذه المباني في الحالة الأولية وفي حالة تعزيز بنائية واحدة وهذه تمثل الحالة الأسوأ

تم اقتراح حلين لتقليص حدة المشكل. يتمثل الحل الأول في تعزيز المباني الثلاثة حيث نتمكن من جعل توقيت الترددات الزمنية متقاربة؛ أما الحل الثاني فيستند على توصيل (ربط) الطوابق باستخدام ألواح فولاذية مصممة لتحمل جميع أنواع القوى الناجمة عن الزلازل

## Mots-Clés

Entrechoquement, Bâtiments adjacents, Joints sismiques, Amortisseurs hystérésis, Renforcement. Synchronisation.

## Keywords

Pounding, Adjacent buildings, Joints separation, Hysteresis dampers, Strengthening.

## الكلمات الدالة

التقوية، المفاصل الزلزالية، الاصطدام، المبانى المتجاورة.

# Sommaire

<b>Résumé</b>	<b>i</b>
<b>Abstract</b>	<b>i</b>
<b>ملخص</b>	<b>ii</b>
<b>Mots-Clés</b>	<b>ii</b>
<b>Keywords</b>	<b>ii</b>
<b>الكلمات الدالة</b>	<b>ii</b>
<b>Sommaire</b>	<b>iii</b>
<b>Liste des figures</b>	<b>v</b>
<b>Liste des tableaux</b>	<b>ix</b>
<b>Symboles</b>	<b>x</b>
<b>Abréviation</b>	<b>xi</b>
<b>Introduction Générale</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre I : Etude bibliographique</b>	
<b>1. Introduction</b>	<b>2</b>
<b>2. Histoires et pathologie de l'effet d'entrechoquement</b>	<b>2</b>
<b>3. Travaux de recherche antérieurs l'entrechoquement des bâtiments adjacents</b>	<b>9</b>
<b>4. Définition de l'entrechoquement</b>	<b>10</b>
<b>5. Règlement Parasismique Algérien (RPA)</b>	<b>14</b>

## **Chapitre II : Modélisation et Evaluation de l'ouvrage**

<b>1.</b>	<b>Présentation de l'ouvrage</b>	<b>15</b>
<b>2.</b>	<b>Etapas de modélisation</b>	<b>18</b>
<b>3.</b>	<b>Vérification de l'état de la structure :</b>	
	<b>3.1. Vérification par Pushover</b>	<b>20</b>
	<b>3.2. Evaluation par l'élément « Link »</b>	<b>27</b>
	➤ <b>Gap élément</b>	
	➤ <b>Entrechoquement entre A et B</b>	<b>27</b>
	➤ <b>Entrechoquement entre B et C</b>	<b>30</b>
	➤ <b>Interprétation des résultats</b>	<b>32</b>
	➤ <b>Analyse modale des blocs</b>	<b>32</b>
<b>4.</b>	<b>Conclusion</b>	<b>35</b>

## **Chapitre III : Solutions de réduction d'entrechoquement :**

<b>1.</b>	<b>Introduction</b>	<b>36</b>
<b>2.</b>	<b>La méthode de synchronisation des périodes fondamentales</b>	<b>36</b>
	<b>2.1. Renforcement de A et B</b>	<b>36</b>
	<b>2.2. Renforcement de B et C</b>	<b>40</b>
	➤ <b>Interprétation des résultats</b>	<b>44</b>
	<b>2.3. Cas de renforcement du bloc B seulement</b>	<b>45</b>
	➤ <b>Interprétation des résultats</b>	<b>46</b>
<b>3.</b>	<b>La méthode d'incorporation de dissipateur d'énergie</b>	<b>47</b>
	➤ <b>Dimensionnement des plaques</b>	<b>47</b>
	➤ <b>Le modèle Plastique Wen</b>	<b>50</b>
	➤ <b>Résultats du plastique Wen Pour les deux modèles</b>	<b>51</b>
<b>4.</b>	<b>Conclusion</b>	<b>54</b>

	<b>Conclusion Générale</b>	<b>55</b>
--	----------------------------	-----------

	<b>Références</b>	<b>56</b>
--	-------------------	-----------

# Liste des figures

<b>Figure 1.1</b> : a) l'entrechoquement de deux bâtiments similaire avec des planchers de même niveau a causé des dégâts aux façades et aussi bien que l'éclatement, pour la structure (Mexico 1985) ; b) un effondrement total du bâtiment (Mexico 1985) : le bâtiment moderne renforcé à gauche s'est effondré suite aux chocs avec le bâtiment ancien très rigide vers la droite.	3
<b>Figure 1.2</b> : Entrechoquement entre des bâtiments adjacents lors du séisme d'Izmit 1999.	3
<b>Figure 1.3</b> : Photos de trois blocs adjacents avant et après le séisme de Christchurch 2011.	4
<b>Figure 1.4</b> : Hôtel Anchorage-Westward, séisme Prince William Sound, en Alaska, le 27 Mars, 1964.	4
<b>Figure 1.5</b> : Séisme d'Izmit en Turquie, le 17 Août 1999.	5
<b>Figure 1.6</b> : Séisme d'Izmit, Turquie 1999.	5
<b>Figure 1.7</b> : Séisme de Kobé 1995.	5
<b>Figure 1.8</b> : Séisme de Mexico 1985.	6
<b>Figure 1.9</b> : Séisme de Kocaeli 1999.	6
<b>Figure 1.10</b> : Séisme de ChiChi 1999.	6
<b>Figure 1.11</b> : Séisme de Christchurch 2011 Nouvelle Zélande.	7
<b>Figure 1.12</b> : Séisme de Christchurch 2011 Nouvelle Zélande.	7
<b>Figure 1.13</b> : Séisme de Christchurch 2011 Nouvelle Zélande.	7
<b>Figure 1.14</b> : Collision de deux bâtiments de hauteurs considérablement différentes. En Haut: image avant le séisme (bâtiment de gauche est principalement à l'extérieur du champ de vision). En bas: les détails des dommages après le séisme de Christchurch 2011.	8
<b>Figure 1.15</b> : Photos de deux bâtiments adjacents avant et après le séisme de Christchurch 2011.	8
<b>Figure 1.16</b> : Deux portiques en acier de 21 étages sur table vibrante.	9
<b>Figure 1.17</b> : Comportement des bâtiments adjacents lors du séisme.	10
<b>Figure 1.18</b> : Représentation de différentes situations d'entrechoquement.	10
<b>Figure 1.19</b> : Ouverture entre deux bâtiments (Boumerdes, 2003).	11
<b>Figure 1.20</b> : Séparation des deux bords des bâtiments adjacents.	11

<b><u>Figure 1.21</u></b> : Effondrement des planchers du milieu (Mexique, 1985).	12
<b><u>Figure 1.22</u></b> : Entrechoquement pour bâtiments adjacents réguliers et irréguliers.	12
<b><u>Figure 1.23</u></b> : Comportement modal du premier et deuxième degré de liberté.	13
<b><u>Figure 1.24</u></b> : Entrechoquement entre différents étages.	13
<b><u>Figure 1.25</u></b> : Largeur minimum du joint sismique selon RPA99 v2003.	14
<b><u>Figure 2.1</u></b> : Vus en général de l'ouvrage.	15
<b><u>Figure 2.2</u></b> : Vue en 3D des 3 blocs	16
<b><u>Figure 2.3</u></b> : Vue en plan du RDC.	17
<b><u>Figure 2.4</u></b> : Vue en plan du EC.	17
<b><u>Figure 2.5</u></b> : Vue en plan du dernier étage.	17
<b><u>Figure 2.6</u></b> : Vue des poteaux et poutres du bloc A.	18
<b><u>Figure 2.7</u></b> : Vue des poteaux et poutres du bloc B.	19
<b><u>Figure 2.8</u></b> : Vue des poteaux et poutres du bloc C.	19
<b><u>Figure 2.9</u></b> : Vue en plan des appuis.	20
<b><u>Figure 2.10</u></b> : Vue en plan des planchers.	20
<b><u>Figure 2.11</u></b> : Graphe d'accélération du séisme.	21
<b><u>Figure 2.12</u></b> : Force-Déformation de la rotule plastique dans l'analyse Pushover.	22
<b><u>Figure 2.13</u></b> : Formation des rotules plastiques à l'étape 5 pour bloc A.	23
<b><u>Figure 2.14</u></b> : Rapport de ductilité de la trame selon la FEMA-440 pour bloc A.	23
<b><u>Figure 2.15</u></b> : Formation des rotules plastiques en plusieurs étapes pour bloc B.	24
<b><u>Figure 2.16</u></b> : Rapport de ductilité de la trame selon la FEMA-440 pour bloc B.	24
<b><u>Figure 2.17</u></b> : Formation des rotules plastiques en plusieurs étapes pour bloc C.	25
<b><u>Figure 2.18</u></b> : Rapport de ductilité de la trame selon la FEMA-440 pour bloc C.	26
<b><u>Figure 2.19</u></b> : Modèle masse concentrée avec un écart et un ressort élastique en série.	27
<b><u>Figure 2.20</u></b> : L'élément non linéaire Gap.	27
<b><u>Figure 2.21</u></b> : Dessin des gaps.	28
<b><u>Figure 2.22</u></b> : Photos d'un Gap entre bloc A et Bloc B.	29
<b><u>Figure 2.23</u></b> : Entrechoquement entre A et B au niveau 35.6m.	29
<b><u>Figure 2.24</u></b> : Entrechoquement entre A et B au niveau 32.2 m.	30
<b><u>Figure 2.25</u></b> : Entrechoquement entre B et C au niveau 25.4 m.	30
<b><u>Figure 2.26</u></b> : Entrechoquement entre B et C au niveau 22 m.	31
<b><u>Figure 2.27</u></b> : Entrechoquement entre B et C au niveau 32.2 m.	31
<b><u>Figure 2.28</u></b> : Déplacement du bloc A suivant l'axe X, $T_x = 1.04s$ .	32

<b><u>Figure 2.29</u></b> : Déplacement suivant l'axe Y du bloc A, $T_y= 0,99s$ .	<b>33</b>
<b><u>Figure 2.30</u></b> : Déplacement suivant l'axe X du bloc B, $T_x= 1,02s$ .	<b>33</b>
<b><u>Figure 2.31</u></b> : Déplacement suivant l'axe Y du bloc B, $T_y= 0,98s$ .	<b>34</b>
<b><u>Figure 2.32</u></b> : Déplacement suivant l'axe Y du bloc C, $T_y= 1,174s$ .	<b>34</b>
<b><u>Figure 2.33</u></b> : Déplacement suivant l'axe X du bloc C, $T_x= 0,95s$ .	<b>35</b>
<b><u>Figure 3.1</u></b> : Voile de 35cm en RDC plan y-z.	<b>36</b>
<b><u>Figure 3.2</u></b> : Deux noyaux de 30cm pour les 2 bâtiments plan x-z.	<b>36</b>
<b><u>Figure 3.3</u></b> : Renforcement du A et B en 3D.	<b>37</b>
<b><u>Figure 3.4</u></b> : Mouvement harmonique des blocs A et B selon THX.	<b>37</b>
<b><u>Figure 3.5</u></b> : Mouvement de A et B sans entrechoquement.	<b>38</b>
<b><u>Figure 3.6</u></b> : Déformation modale du bloc A ; $T_y= 0,8091s$ .	<b>38</b>
<b><u>Figure 3.7</u></b> : Déformation modale du bloc B ; $T_y= 0,8085s$ .	<b>38</b>
<b><u>Figure 3.8</u></b> : Déformation modale du bloc A ; $T_x= 0,7114s$ .	<b>39</b>
<b><u>Figure 3.9</u></b> : Déformation modale du bloc B ; $T_x= 0,69601s$ .	<b>39</b>
<b><u>Figure 3.10</u></b> : Entrechoquement nul pour links supérieurs.	<b>39</b>
<b><u>Figure 3.11</u></b> : Renforcement du B et C en 3D.	<b>40</b>
<b><u>Figure 3.12</u></b> : Mouvement Harmonique des blocs pour THY.	<b>40</b>
<b><u>Figure 3.13</u></b> : Mouvement de B et C sans entrechoquement remarquable.	<b>41</b>
<b><u>Figure 3.18</u></b> : Entrechoquement pour links supérieurs.	<b>41</b>
<b><u>Figure 3.19</u></b> : Entrechoquement nul.	<b>42</b>
<b><u>Figure 3.14</u></b> : Déformation modale du bloc B ; $T_y= 0,80973$ .	<b>42</b>
<b><u>Figure 3.15</u></b> : Déformation modale du bloc C ; $T_y= 0,60677s$ .	<b>42</b>
<b><u>Figure 3.16</u></b> : Déformation modale du bloc B ; $T_x= 0,69601s$ .	<b>43</b>
<b><u>Figure 3.17</u></b> : Déformation modale du bloc C ; $T_x= 0.71384s$	<b>43</b>
<b><u>Figure 3.20</u></b> : Les trois blocs en 3D avec bloc B renforcé.	<b>45</b>
<b><u>Figure 3.21</u></b> : Entrechoquement pour links 3 et 4, 7 et 10 entre A et B.	<b>45</b>
<b><u>Figure 3.22</u></b> : Entrechoquement entre B et C.	<b>46</b>
<b><u>Figure 3.23</u></b> : Dissipateur d'énergie d'hystérésis (élasto-plastique).	<b>47</b>
<b><u>Figure 3.24</u></b> : Caractéristique d'une plaque.	<b>47</b>
<b><u>Figure 3.25</u></b> : Type de propriétés « Wen plasticity » pour la déformation uniaxiale.	<b>50</b>
<b><u>Figure 3.26</u></b> : Définition des paramètres pour la propriété du Plastique Wen.	<b>51</b>
<b><u>Figure 3.27</u></b> : Courbes représentative du dissipateur du niveau 35.6m entre A et B.	<b>52</b>
<b><u>Figure 3.28</u></b> : Entrechoquement pour links supérieurs entre A et B.	<b>52</b>

**Figure 3.29** : Courbes représentative du dissipateur du niveau 25.4m entre B et C. **53**

**Figure 3.30** : Entrechoquement pour links supérieurs entre B et C. **53**

# Liste des Tableaux

<b><u>Tableau 1.1</u></b> : Résultat d'une étude en Turquie.	<b>3</b>
<b><u>Tableau 2.1</u></b> : Dimensions de la structure.	<b>15</b>
<b><u>Tableau 2.2</u></b> : Sections des poteaux et des poutres existants du bloc A.	<b>18</b>
<b><u>Tableau 2.3</u></b> : Sections des poteaux et des poutres existants du bloc B.	<b>18</b>
<b><u>Tableau 2.4</u></b> : Sections des poteaux et des poutres existants du bloc C.	<b>19</b>
<b><u>Tableau 3.1</u></b> : Les résultats d'analyse dynamique des 3 blocs.	<b>44</b>
<b><u>Tableau 3.2</u></b> : Caractéristiques des dissipateurs des bâtiments A et B.	<b>49</b>
<b><u>Tableau 3.3</u></b> : Caractéristiques des dissipateurs des bâtiments B et C.	<b>49</b>

# Liste des symboles

<b>T</b>	période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté
<b>d<sub>min</sub></b>	largeur minimale des joints sismiques
<b>δ<sub>k</sub></b>	déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure
<b>δ<sub>ek</sub></b>	déplacement dû aux forces sismiques F <sub>i</sub> (y compris l'effet de torsion)
<b>δ<sub>adm</sub></b>	Le déplacement admissible
<b>H</b>	la hauteur d'étage
<b>R</b>	coefficient de comportement
<b>K</b>	la constante du ressort (rigidité)
<b>Open</b>	l'ouverture du gap initiale
<b>d</b>	la somme des déformations du ressort et de l'amortisseur de la déformation interne totale
<b>E</b>	module de Young
<b>A</b>	section de la poutre
<b>L</b>	longueur de la poutre
<b>Yield</b>	force élastique
<b>ratio</b>	taux spécifique de la rigidité post-élastique par rapport à la rigidité élastique (K)
<b>Z</b>	variable caractérisant la courbure de la boucle d'hystérésis
<b>V</b>	Effort tranchant
<b>M</b>	Moment
<b>U1</b>	sens du martèlement
<b>U2</b>	sens du cisaillement
<b>F<sub>Plaque</sub></b>	Force de la plaque
<b>K<sub>Plaque</sub></b>	Rigidité de la plaque
<b>I</b>	Inertie de la plaque
<b>E<sub>p</sub></b>	épaisseur de la plaque
<b>H<sub>p</sub></b>	hauteur de la plaque
<b>L<sub>p</sub></b>	Largeur de la plaque
<b>Δ<sub>el</sub></b>	déplacement élastique
<b>Δ<sub>pl</sub></b>	déplacement plastique

# Abréviations

<b>RPA</b>	Règlements parasismiques Algériens
<b>SAP2000</b>	Structural Analysis Program
<b>1DDL</b>	Un seul degré de liberté
<b>PDDL</b>	Plusieurs degrés de liberté
<b>IO</b>	immédiate occupancy
<b>LS</b>	life safety
<b>CP</b>	collapse prévention
<b>RDC</b>	Rez de chaussée
<b>EC</b>	Etage courant
<b>UBC</b>	Uniform Building Codes
<b>ATC40</b>	Applied Technology Council
<b>CSM</b>	Capacite Spectral Method

## Introduction Générale :

Généralement, la plupart des bâtiments existants sont construits sans dispositions codifiées. En cas des séismes, l'effet d'entrechoquement entre les structures adjacents est couramment observés ; phénomène qui peut causer des dommages architecturales et structurelles.

Ce problème a attiré l'attention des chercheurs depuis plusieurs années, du fait qu'un nombre croissant de preuves peut être trouvé dans les rapports après les séismes indiquant que l'entrechoquement peut causer des dégâts considérables ou même conduire à l'effondrement.

Ça été reconnu que les raisons principales conduisant à la collision des bâtiments adjacents sont l'insuffisance d'espacement de séparation entre eux, ainsi que leurs vibrations hors de phases.

Le moyen le plus naturel pour prévenir l'entrechoquement est de fournir un espace suffisant entre les structures adjacents. Pour les bâtiments déjà construits, plusieurs recherches ont été faites pour réduire l'entrechoquement.

Dans cette thèse de Master, une étude est faite sur l'entrechoquement et les solutions de le réduire sur trois blocs adjacents insuffisamment séparés. Et cela dans le but de mise en évidence de ses effets sur les structures par une illustration des différents dommages rapportés suite aux séismes passés.

Dans ce mémoire, nous avons choisi un modèle de trois blocs adjacents qui ne sont pas séparés correctement, dont le comportement modal est simple (collision étage par étage), pour évaluer l'entrechoquement lors un séisme et dans le but de le réduire.

Pour atteindre notre objectif, nous avons divisé ce travail en une introduction générale, trois chapitres et une conclusion générale.

Le premier chapitre comprend une étude bibliographique sur l'entrechoquement et les effets de ce phénomène durant les séismes passés.

Le deuxième chapitre présente l'ouvrage étudié et quelques étapes de modélisation dans SAP2000. Nous entamons l'évaluation de l'ouvrage par suite, cette évaluation est composée de deux procédures dont la première est l'analyse Pushover c'est-à-dire les rotules plastiques et le point de performance, et la deuxième est l'évaluation de l'entrechoquement entre les blocs c'est-à-dire les points de contacts. Pour finir ce chapitre une analyse modale est faite.

Le quatrième chapitre comprend les solutions de réduction de l'entrechoquement ; la première solution est la synchronisation des périodes en ajoutant des noyaux centraux pour structures de R+9 et des voiles pour structure de R+6 ; la deuxième solution est l'assemblage par des dissipateurs d'énergie.

## **1. Introduction :**

Le séisme constitue un risque naturel majeur potentiellement très meurtrier et peut causer des dégâts importants sur les bâtiments et les équipements. Parmi ces dégâts, l'entrechoquement.

Les dommages dus à l'entrechoquement peuvent se produire lorsque deux bâtiments sont construits près de l'autre et, comme ils basculent de va-et-vient pendant le tremblement de terre, ils se heurtent entre eux.

Pour des bâtiments adjacents séparés par un joint, il y a risque d'entrechoquement si l'ouverture du joint est inférieure aux déplacements sous séisme de ces bâtiments.

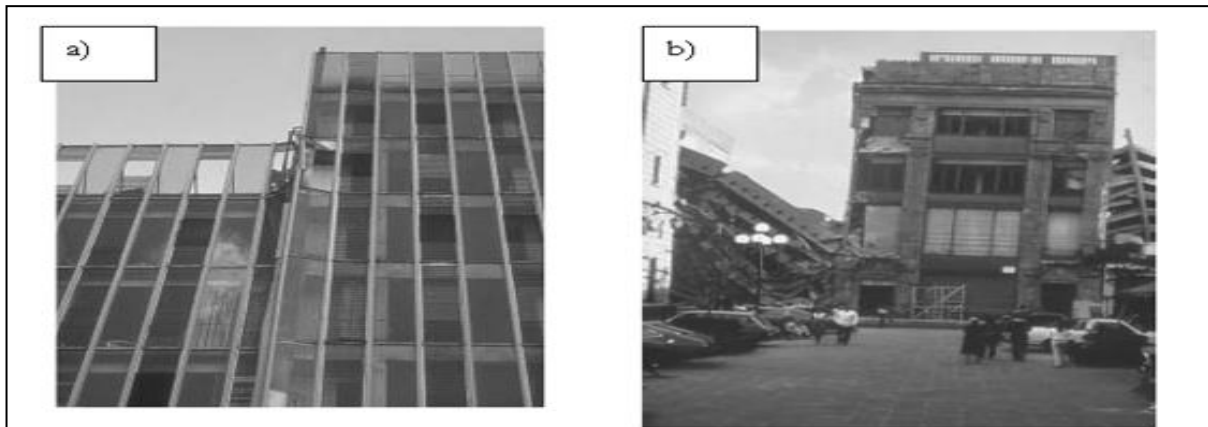
Les effets de contigüité dus aux mouvements de terrain ont été notés parce qu'ils ont causé la détresse de bâtiment dans la plupart des séismes significatifs passés qui ont secoué des zones urbaines, et l'existence du problème créé par ces effets, particulièrement dus à l'entrechoquement a été portée à la connaissance de la communauté des ingénieurs par les codes du bâtiment pendant les années 1950 (UBC 1955 et SEAOC 1959).

En 1961, Blume et autres ont écrit : "la question de quelle largeur de séparation est suffisante doit être considérée principalement une question de jugement d'ingénieur. Les règles arbitraires ont pu causer des difficultés énormes dans certains cas, et ils seraient insuffisants dans d'autres". Cependant, peut être en raison du manque d'effondrement dramatique et/ou d'énormes dommages, que les professionnels et les chercheurs n'ont pas prêté l'attention nécessaire à l'importance de ce problème jusqu'au séisme de San Fernando 1971, où un dommage structurel sérieux est arrivé au sous-sol d'un bâtiment principal à un joint de séparation insuffisant et aussi un effondrement d'une tour d'escalier de l'hôpital Olive View récemment construit (Bertero 1973 et Mahin et autres 1976).

## **2. Histoires et pathologie de l'effet d'entrechoquement :**

Les affreux dégâts des séismes dans les 35 dernières années ont porté à l'attention des ingénieurs et chercheurs le problème de collision entre bâtiment adjacents insuffisamment séparés.

Les dégâts d'entrechoquement les plus importants ont été signalés à Mexico lors du séisme de 1985 où Rosembueth et Mali (1986) ont déclarés que 40% des cas de grave dommage est dû à l'entrechoquement entre les bâtiments adjacents insuffisamment séparés et dont 15% de ces cas a conduit à l'effondrement. Cette publication a été citée comme le point de l'accélération de la recherche en tournant l'entrechoquement des bâtiments adjacents



**Figure 1.1 :** a) l'entrechoquement de deux bâtiments similaire avec des planchers de même niveau a causé des dégâts aux façades et aussi bien que l'éclatement, pour la structure (Mexico 1985) ; b) un effondrement total du bâtiment (Mexico 1985) : le bâtiment moderne renforcé à gauche s'est effondré suite aux chocs avec le bâtiment ancien très rigide vers la droite.

Une étude en Turquie a donné les résultats suivants :

Séisme	Nbr de pertes de vie	Nbr des bâtiments endommagés
Izmit 1999	17 480	73 342
Duzce 1999	763	35 519
Erzincan 1939	32 968	116 720

**Tableau 1.1 :** Résultat d'une étude en Turquie.

Les données du tableau sont justifiées par une erreur de conception et de construction des bâtiments existants. Pour cela une autre étude a été faite à Eskisehir (Turquie) sur les cas de construction dans une rue principale qui est construite de 64 % des bâtiments adjacents de très faible espace entre eux et 36 % d'entre elles sont séparées l'une de l'autre. Cela signifie que 64 % de bâtiments à Eskisehir est sous le risque d'entrechoquement. Cas de construction adjacents dans ces rues principales d'Eskisehir (Turquie) peut être considéré comme un modèle général de la Turquie.



**Figure 1.2 :** Entrechoquement entre des bâtiments adjacents lors du séisme d'Izmit 1999.

Une autre étude a été effectuée lors du séisme de 2011 en Nouvelle-Zélande (appelé aussi séisme de Christchurch de 2011), dans la région de Canterbury sur l'île du sud en Nouvelle-Zélande. Cette étude a montré que dans la rue principale du bourg, 60 % des bâtiments sont détruits à cause d'entrechoquement et plus précisément dans un business quartier 6% de 376 des bâtiments examinées subi d'importants dégâts qui pourraient être attribuée à l'entrechoquement.



Figure 1.3 : Photos de trois blocs adjacents avant et après le séisme de Christchurch 2011.

Figure 1.4 montre un exemple d'entrechoquement entre un hôtel de 14 étages et une salle de bal. Les dommages se sont produits à la jonction des deux structures.

La fissuration principale émane du coin supérieur gauche de la porte au niveau de la rue. La porte est un point faible structurel.



Figure 1.4 : Hôtel Anchorage-Westward, séisme Prince William Sound, en Alaska, le 27 Mars, 1964.



Figure 1.5 : Séisme d'Izmit en Turquie, le 17 Août 1999.

Comme le montre la figure 1.5, les dommages d'entrechoquement ont été accompagnés par l'effondrement des deux bâtiments.

Les Figure 1.6 et 1.7 montrent un entrechoquement de bâtiments à cause du joint parasismique trop étroit au regard des déplacements réels.



Figure 1.6 : Séisme d'Izmit, Turquie 1999.



Figure 1.7 : Séisme de Kobé 1995.

Joint de faible ouverture et entrechoquement entre deux bâtiments.



Figure 1.8 : Séisme de Mexico 1985.



Figure 1.9 : Séisme de Kocaeli 1999.

Joint de faible ouverture au droit de deux blocs de la même structure



Figure 1.10 : Séisme de ChiChi 1999.



Figure 1.11 : Séisme de Christchurch 2011  
Nouvelle Zélande.



Figure 1.12 : Séisme de Christchurch 2011  
Nouvelle Zélande.



Figure 1.13 : Séisme de Christchurch 2011 Nouvelle Zélande.



Figure 1.14 : Collision de deux bâtiments de hauteurs considérablement différentes. Haut: image avant le séisme (bâtiment de gauche est principalement à l'extérieur du champ de vision). En bas: les détails des dommages après le séisme de Christchurch 2011.



Figure 1.15 : Photos de deux bâtiments adjacents avant et après le séisme de Christchurch 2011.

### 3. Travaux de recherche antérieurs l'entrechoquement des bâtiments adjacents :

L'entrechoquement structurel pendant le séisme a été intensivement étudié en appliquant de divers modèles structurels et en employant différents modèles de collision.

Plusieurs travaux de recherches ont été rapportés sur le problème d'entrechoquement entre les structures adjacentes tels que :

- les analyses du type d'entrechoquement structurel (Maison et Kasai, 1990) ;
- les méthodes de calcul sur le dimensionnement des joints sismiques (Jeng, Kasai, Penzien et Lin, 1992, 1996, 1997,...) ;
- les simulations 3D d'entrechoquement sismique (Papadrakakis et al, 1996) ;
- la dissipation de l'énergie par l'introduction des amortisseurs (Luco et Barros, 1998) ;
- le martèlement de torsion (Chau et all 2006).

L'entrechoquement sismique sur la table vibrante a fait l'objet de peu d'expérience, à cause de la complexité et du coût très élevé des études. On citera : Papadrakakis et Faliatrault (1995) ainsi que Chau et all (2003, 2006) qui ont basés leurs recherches sur les tests de la table vibrante.

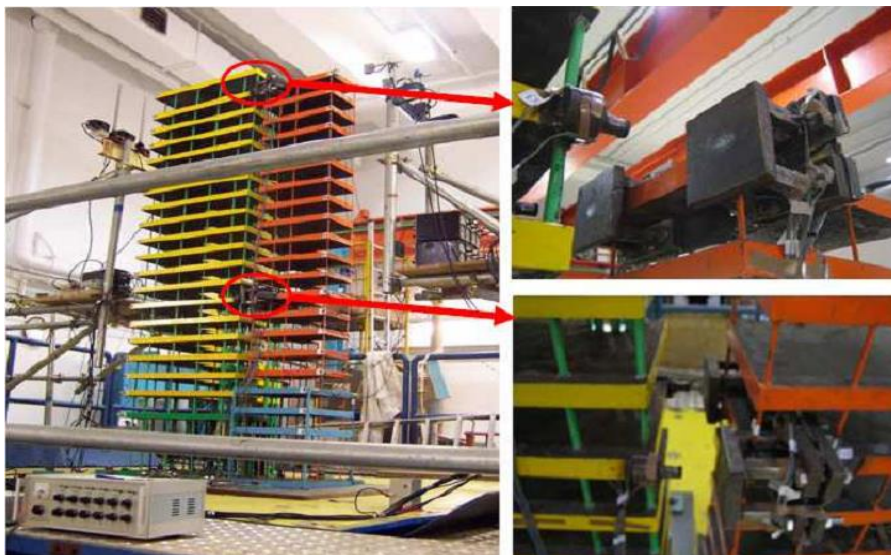
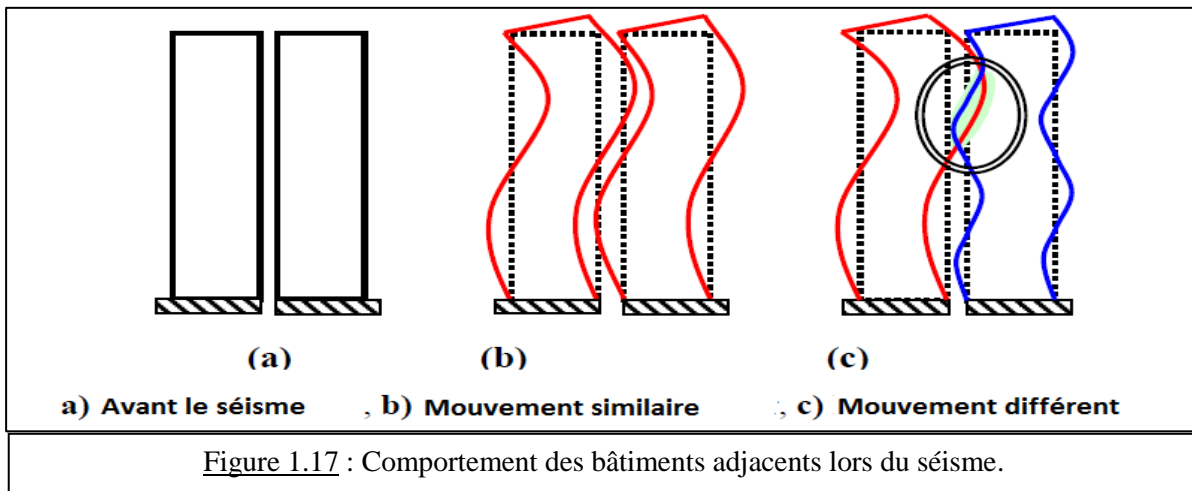


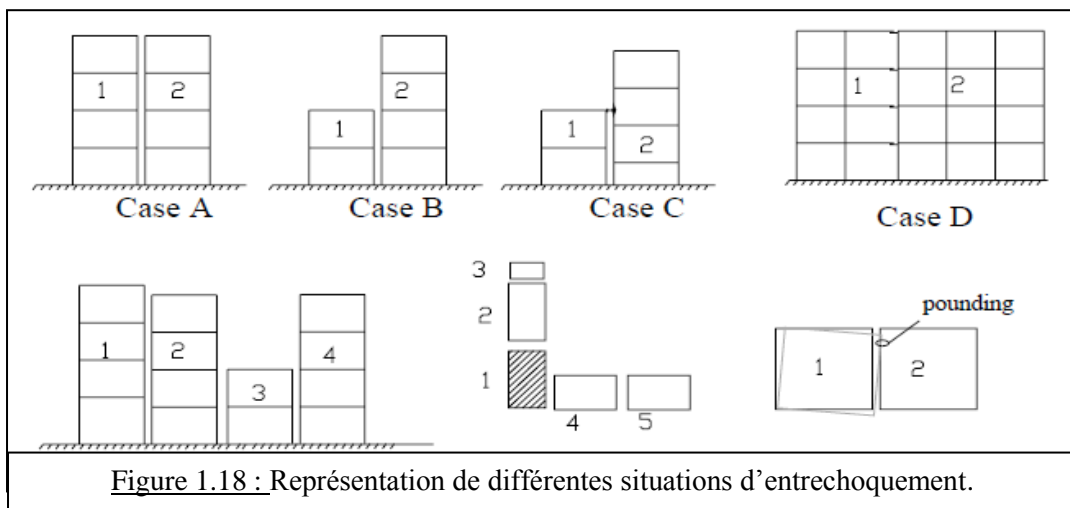
Figure 1.16 : Deux portiques en acier de 21 étages sur table vibrante.

#### 4. Définition de l'entrechoquement :

L'entrechoquement se produit en raison du balancement des bâtiments adjacents non séparés convenablement avec un mode et des périodes différentes sous les charges sismiques. Au cours de tremblements de terre, la masse et la rigidité de la structure affectent le comportement sismique.



Une classification des différents cas d'entrechoquement qui peuvent apparaître est présentée au-dessous.



- **Cas A** : Bâtiments adjacents avec même hauteur et même niveau d'étage.

C'est le cas où probablement les structures sont moins endommagées car les collisions se produisent entre les diaphragmes d'étages c'est-à-dire entre les plans horizontaux. Par contre, durant les séismes passés, plusieurs dégradations ont été observées dues à

l'entrechoquement entre les bâtiments de ce cas dont la figure 1.19 est un exemple du séisme de Boumerdes en 2003.



Figure 1.19 : Ouverture entre deux bâtiments (Boumerdes, 2003).

- **Cas B** : Bâtiments adjacents avec différentes hauteur et même niveau d'étage.

Les dommages pour ce cas sont typiquement concentrés au niveau du dernier étage du bâtiment le plus court. La figure 1.20 montre quelques exemples où le coin d'une structure de 2 étages s'est endommagé.



Figure 1.20 : Séparation des deux bords des bâtiments adjacents.

- **Cas C** : Bâtiments adjacents avec des hauteurs différentes ou similaire, avec différents hauteur d'étage.

C'est le cas le plus critique d'entrechoquement entre les bâtiments adjacents car les planchers peuvent se heurter aux poteaux de l'autre bâtiment adjacent causant leur rupture.



Figure 1.21 : Effondrement des planchers du milieu (Mexique, 1985).

- **Cas D** : bâtiments avec une petite largeur de seating (unseating of beams).

Pour les bâtiments en série, l'effet de pendule cause un large mouvement et un endommagement aux bâtiments d'extrémité qui sont pénalisés par l'entrechoquement.

- **Cas E** : bâtiments dans une rangée.
- **Cas F** : bâtiments dans une cité de blocs.
- **Cas G** : bâtiments avec une structure antisymétrique (martellement de torsion).

L'entrechoquement peut se produire aussi en raison d'irrégularités structurelles. Par exemple excentricité entre les centres de masse et la rigidité de torsion provoquent dans la structure

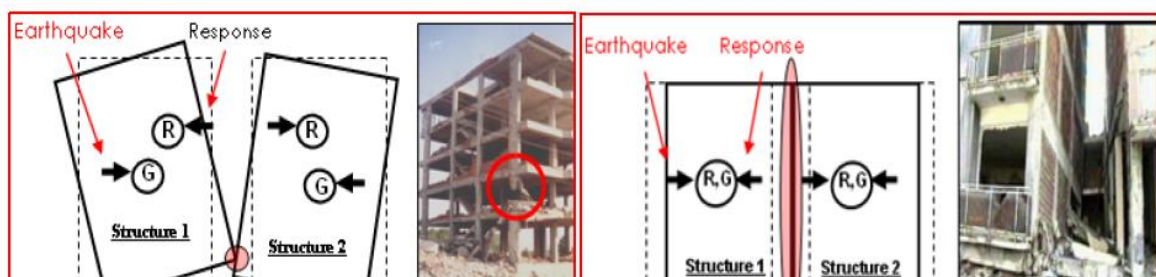


Figure 1.22 : Entrechoquement pour bâtiments adjacents réguliers et irréguliers

➤ Modélisation des bâtiments :

Dans l'analyse dynamique des structures, les bâtiments sont modélisés en formant des masses localisées au niveau du plancher. Deux types d'entrechoquement sont trouvés selon le comportement modal. Le premier cas est la collision des étages l'un à l'autre simultanément (Figure 1.23).

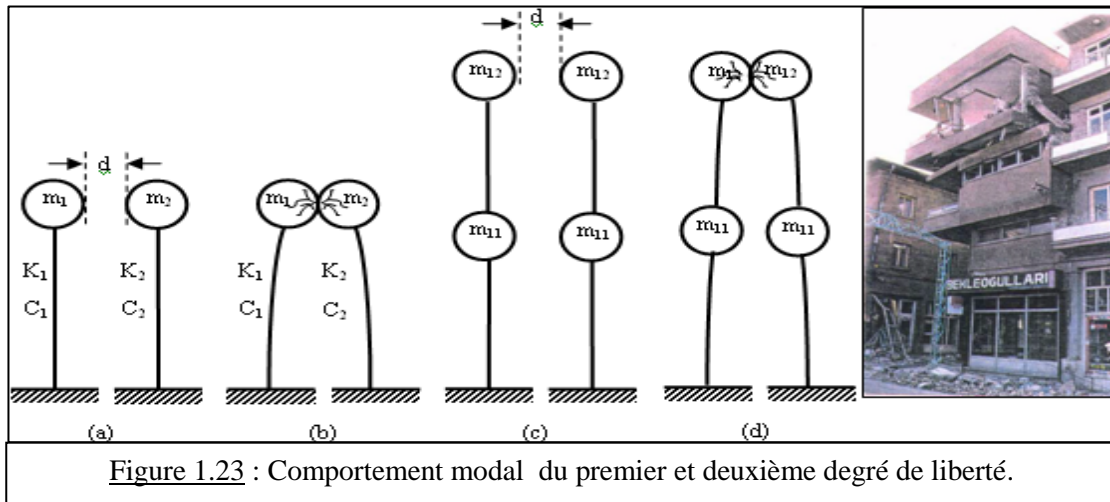


Figure 1.23 : Comportement modal du premier et deuxième degré de liberté.

Le deuxième cas est le comportement modal différent qui est plus complexe.

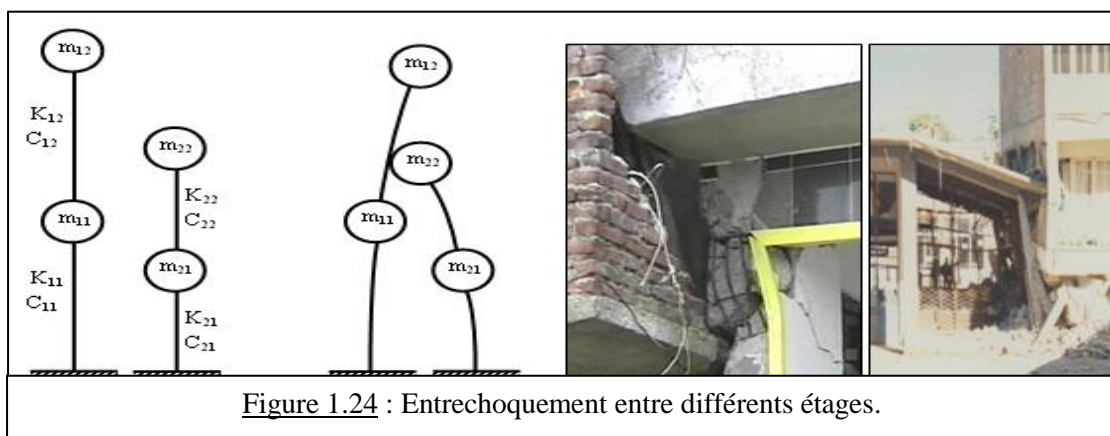


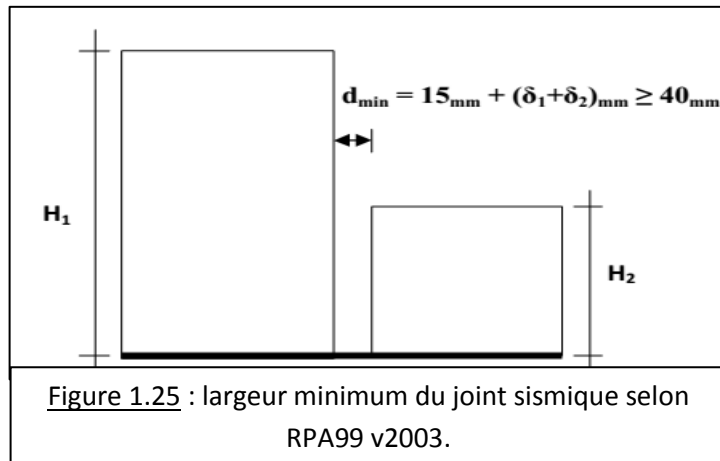
Figure 1.24 : Entrechoquement entre différents étages.

### 5. Règlement Parasismique Algérien (RPA) :

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

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

$\delta_1$  et  $\delta_2$  : déplacements maximaux des deux blocs au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et, éventuellement, celles dues à la rotation des fondations.



- Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $k$  de la structure est calculé comme suit

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

avec :  $\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

$R$  : coefficient de comportement

## 1. Présentation de l'ouvrage :

L'exemple d'étude est une construction en béton armé datant de 1959 implantée au niveau du Boulevard du 1er Novembre, place des Martyrs, Wilaya d'Alger, classée en zone sismique III selon les règles parasismiques Algériennes "RPA99.v2003" (CGS, 2004). La structure est irrégulière en plan et en élévation, elle est en "forme de L", à usage de bureaux, composée de trois blocs (les blocs A et B en R+9 et le bloc C en R+6) avec un sous-sol ceinturé par un voile périphérique séparés par deux joints secs de 2 cm d'épaisseur (figure 2.1).

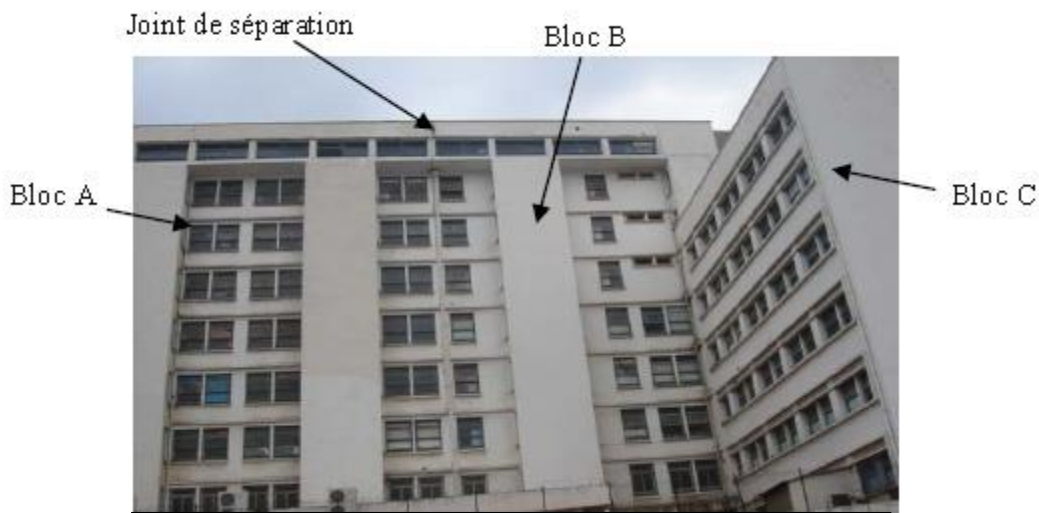


Figure 2.1 : Vue en général de l'ouvrage.

Le tableau ci-dessous résume les dimensions des trois blocs :

Bloc	Nombre D'étages	Nombre de Travées		Dimensions en Plan		Hauteur d'étages (m)	Hauteur Total (m)
		X-X	Y-Y	X-X (m)	Y-Y (m)		
A	R+9	6	<ul style="list-style-type: none"> <li>• RDC : 2</li> <li>• EC : 3</li> </ul>	22,8	11,75	<ul style="list-style-type: none"> <li>• RDC : 5</li> <li>• EC : 3,4</li> </ul>	35,6
B	R+9	7	<ul style="list-style-type: none"> <li>• RDC : 2</li> <li>• EC : 3</li> </ul>	28	11,75	<ul style="list-style-type: none"> <li>• RDC : 5</li> <li>• EC : 3,4</li> </ul>	35,6
C	R+6	3	5	11,1	17,51	<ul style="list-style-type: none"> <li>• RDC : 5</li> <li>• EC : 3,4</li> </ul>	25,4

Tableau 2.1 : Dimensions de la structure.

La structure portante est en poutres et poteaux en béton armé. Les planchers des trois bâtiments sont réalisés en corps creux avec une table de compression (16+4 cm) reposant sur des poutrelles préfabriquées.

Le béton utilisé est un béton de classe de 25 Mpa ce qui fait que sa résistance à la compression à 28 jours est de 25 Mpa et à la traction est de 2,1 Mpa. Les aciers utilisés pour le ferrailage sont des barres à haute adhérence de nuance FeE40 type 1 ( $f_e=400$  Mpa) et des ronds lisses FeE235 ( $f_e=235$  Mpa).

Dans le cadre de cette étude, l'ouvrage a été modélisé en utilisant le logiciel de calcul d'élément finis « SAP 2000 (v14) ». Par ailleurs, il est évident que de tels modèles ne garantissent de bons résultats de calcul que si la structure est adéquatement discrétisée ; nature des éléments, finesse du maillage, répartition des masses, supports et charges. L'ouvrage est constitué de trois blocs séparés par des joints. De ce fait, un modèle est établi pour chaque bloc de telle sorte qu'ils peuvent être utilisés séparément ou simultanément.

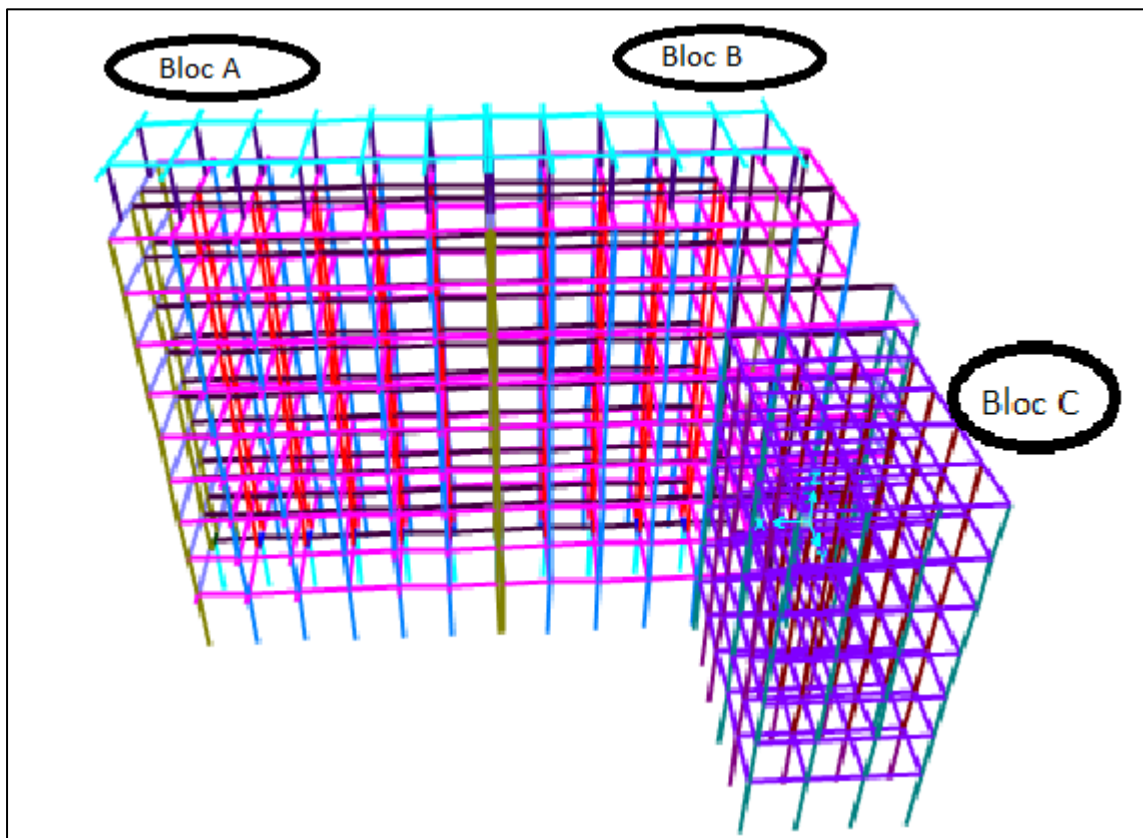


Figure 2.2 : Vue en 3D des 3 blocs.

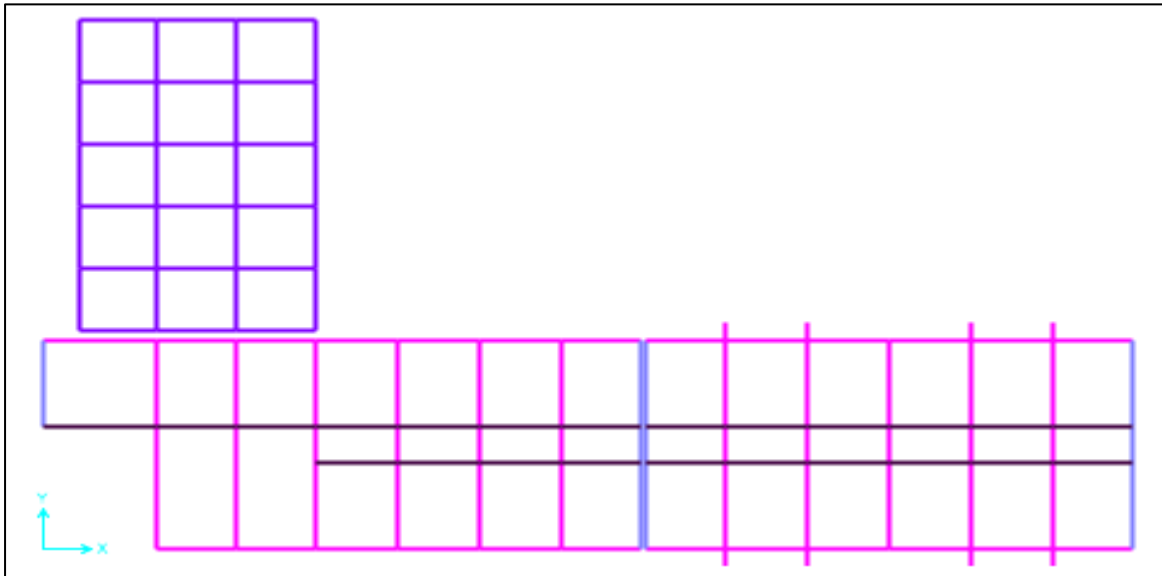


Figure 2.3 : Vue en plan du RDC.

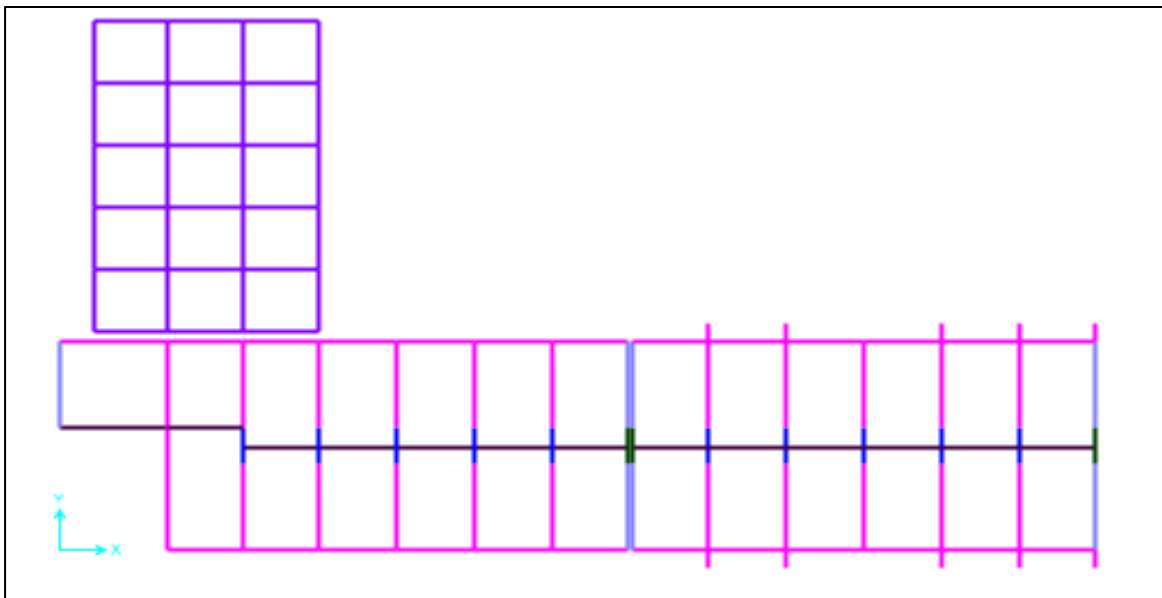


Figure 2.4 : Vue en plan du EC.

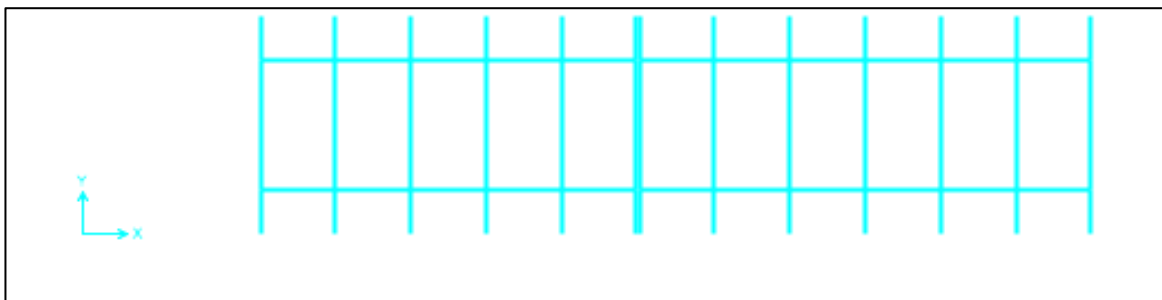


Figure 2.5 : Vue en plan du dernier étage.

**2. Etapes de modélisation :**

- i. Définir les poteaux et poutres :

Bloc A	
Sections des Poteaux	Sections des Poutres
25x60	25x20 (poutre noyée)
25x80	25x60
55x80	30x60
55x55	35x60
D60	25x100
D30	40x100

Tableau 2.2 : Sections des poteaux et des poutres existants du bloc A.

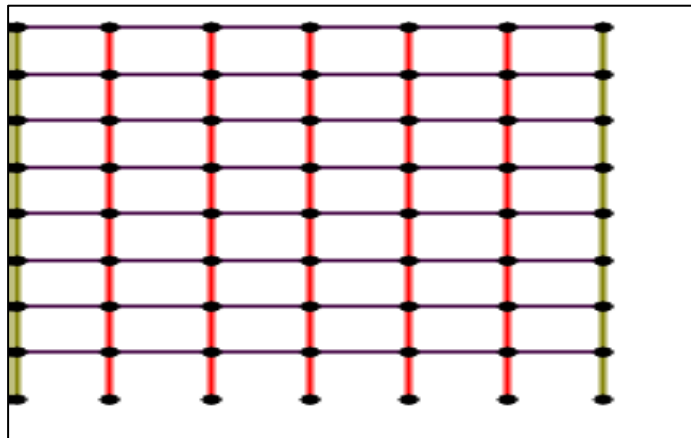


Figure 2.6 : Vue des poteaux et poutres du bloc A.

Bloc B	
Sections des Poteaux	Sections des Poutres
25x60	25x20 (poutre noyée)
25x80	25x60
55x80	30x60
40x60	35x60
55x55	25x100
40x40	40x100
D50	
D60	
D30	

Tableau 2.3 : Sections des poteaux et des poutres existants du bloc B.

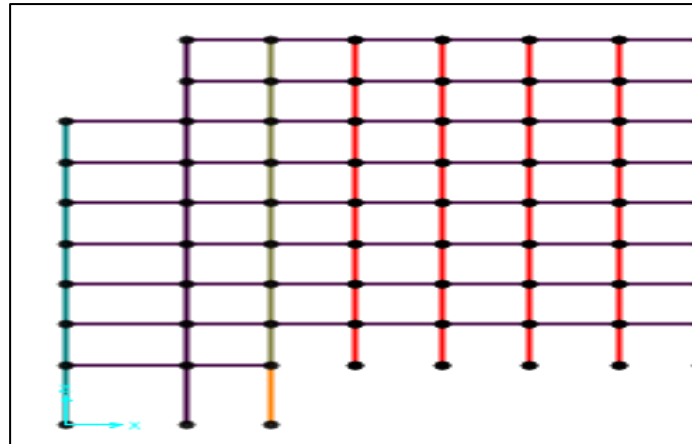


Figure 2.7 : Vue des poteaux et poutres du bloc B.

Bloc C	
Sections des Poteaux	Sections des Poutres
25x40	25x20 (poutre noyée)
40x40	25x40
D50	

Tableau 2.4 : Sections des poteaux et des poutres existants du bloc C.

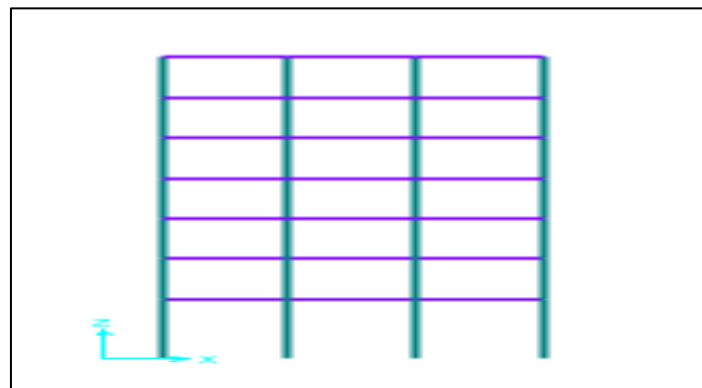


Figure 2.8 : Vue des poteaux et poutres du bloc C.

ii. Les appuis :

Les appuis choisis sont des encastremements

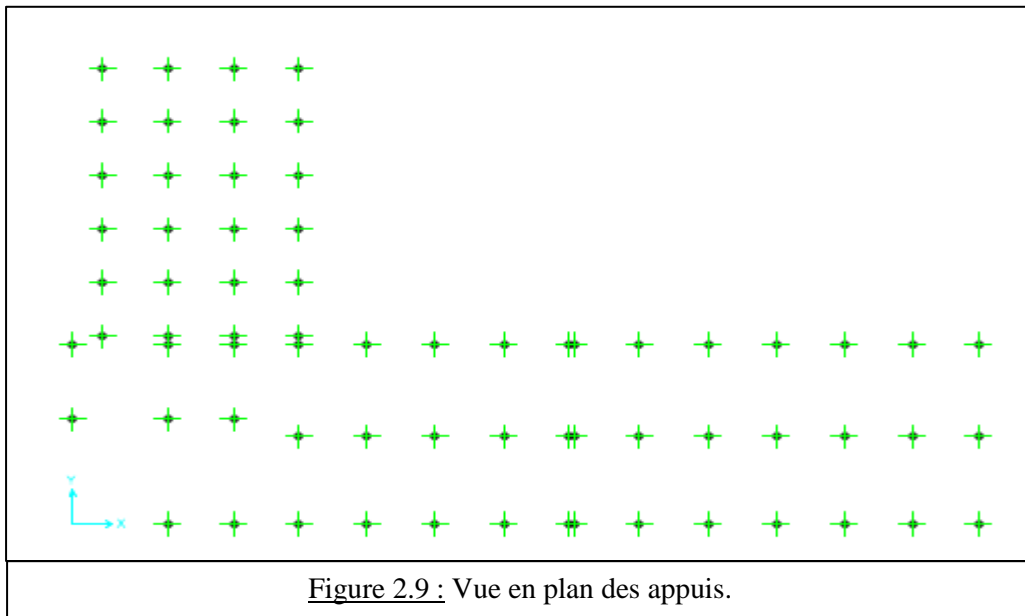


Figure 2.9 : Vue en plan des appuis.

iii. Diaphragme :

On suppose que les planchers sont rigides

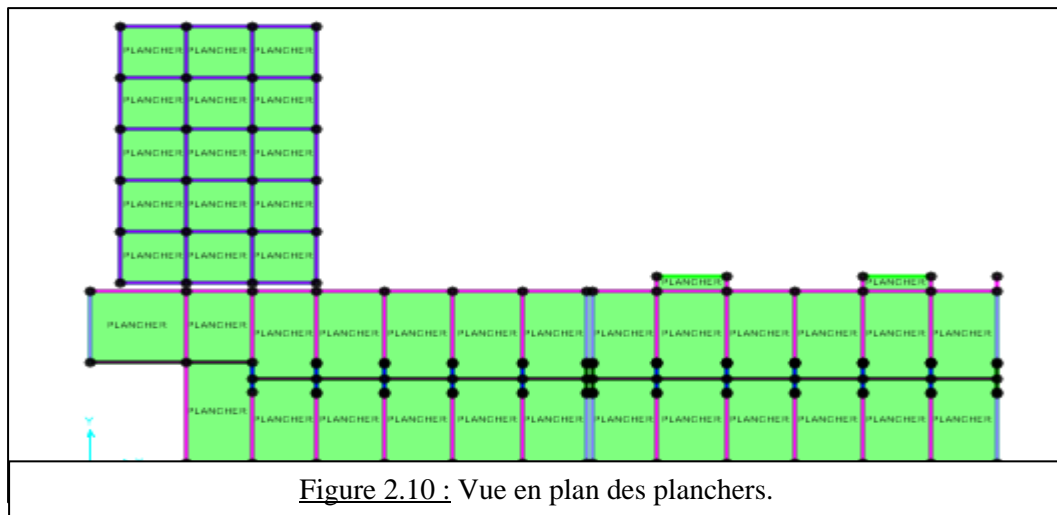


Figure 2.10 : Vue en plan des planchers.

iv. Définir les charges et combinaisons :

Pour EC :  $G = 5.5 \text{ KN/m}^2$  et  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Pour terrasse :  $G = 5.5 \text{ KN/m}^2$  et  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

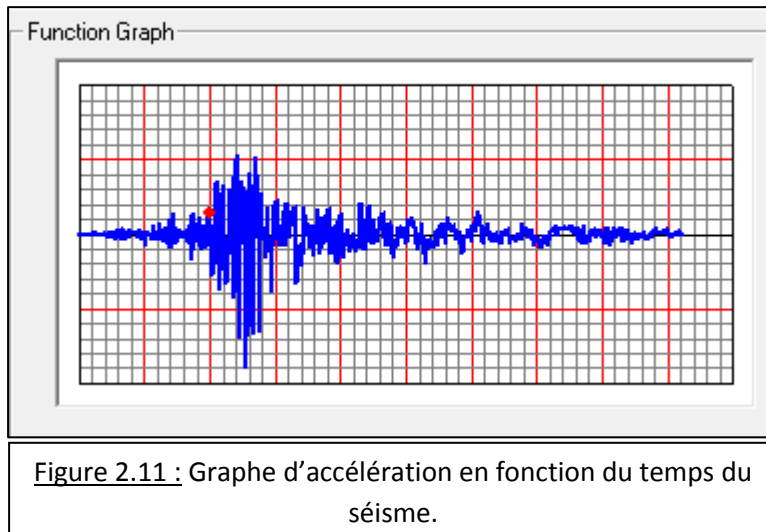
Les combinaisons :

$G+Q+1.2E$        $0.8G^{\pm} E$

$1.35G+1.5Q$        $G+Q+E$

## v. Utilisation d'un accélérogramme :

L'accélérogramme utilisé est celui du séisme du 21 Mai 2003 ; Dar El Beida E-W (comme il est montré sur la figure ci-joint) :



### 3. Vérification de l'état de la structure :

Pour évaluer l'état initial structural des trois blocs, une analyse par la méthode de la poussée progressive (Pushover) a été effectuée en introduisant un spectre élastique défini par le RPA99 v2003 conformément aux conditions du site et des caractéristiques du bâtiment. Par la suite on évalue l'état d'entrechoquement en utilisant l'élément « link ».

#### 3.1. Vérification par Pushover :

L'analyse non linéaire Push over a été menée par le logiciel Sap2000 version 14 qui est basée sur la méthode du spectre de capacité (CSM ; ATC40).

La méthode d'analyse statique non linéaire pushover est une méthode approximative dont laquelle la structure est assujettie à une charge latérale croissante jusqu'à atteindre un déplacement cible.

L'analyse pushover consiste en une série d'analyses élastiques, superposées pour approximer une courbe de capacité ou courbe effort tranchant à la base – déplacement au sommet.

Le but de cette analyse est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure.

Les rotules plastiques sont des zones d'un élément de structure (poutres, poteaux, voiles) subissant des déformations irréversibles et capables de dissiper l'énergie sous sollicitations alternées. Au-delà d'un seuil de sollicitation, elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément.

Les propriétés de la rotule pour chacun des six (06) degrés de liberté sont non-couplées les uns aux autres ; cependant le logiciel SAP 2000 prend en charge la rotule P-M-M (rotule couplée). Les degrés de liberté non spécifiées se comportent élastiquement.

Dans notre cas, pour la structure initiale et pour la structure finale confortée, on a introduit des rotules P-M-M aux extrémités des poteaux, et des rotules M3 aux extrémités des poutres.

Comme le montre la Figure 2.12 ci-dessous, cinq points étiquetés A, B, C, D, et E sont utilisés pour définir le comportement force de déformation de la charnière en plastique, et trois points marqués IO (Immediate Occupancy), LS (Life Safety) et CP (Collapse Prevention) sont utilisés pour définir les critères d'acceptation pour la charnière.

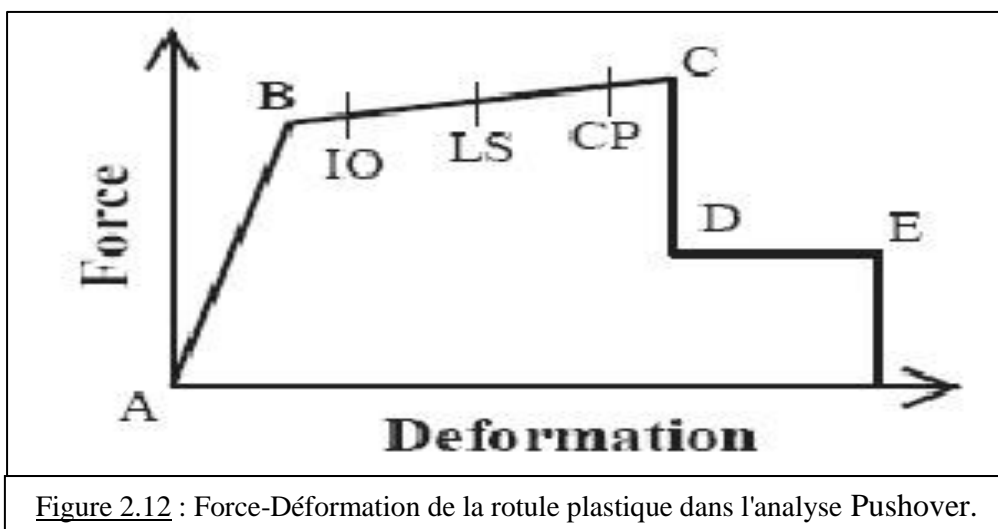


Figure 2.12 : Force-Déformation de la rotule plastique dans l'analyse Pushover.

A : Le point d'origine

B : Représente la plastification, aucune déformation au niveau des rotules, toutes les déformations élastiques sont ignorées.

C : Représente la capacité ultime d'analyse pushover.

D : Représente la résistance résiduelle d'analyse.

E : Représente la rupture totale des éléments.

IO : Occupation immédiate.

LS : durée de service.

CP : prévention d'effondrement.

**Pour bloc A :**

Les figures 2.13 montrent les diagrammes de charnière en plastique à deux étapes de chargement. Aussi les figures montrent leurs états illustrés par des couleurs appropriées. Toutes les charnières en plastique sont positionnés dans le côté sécuritaire de la gamme élastique (de A à B) des critères d'acceptation du comportement de la charnière en plastique, tandis que quelques-uns des charnières en plastique sont positionnés dans l'état de dommages de risque.

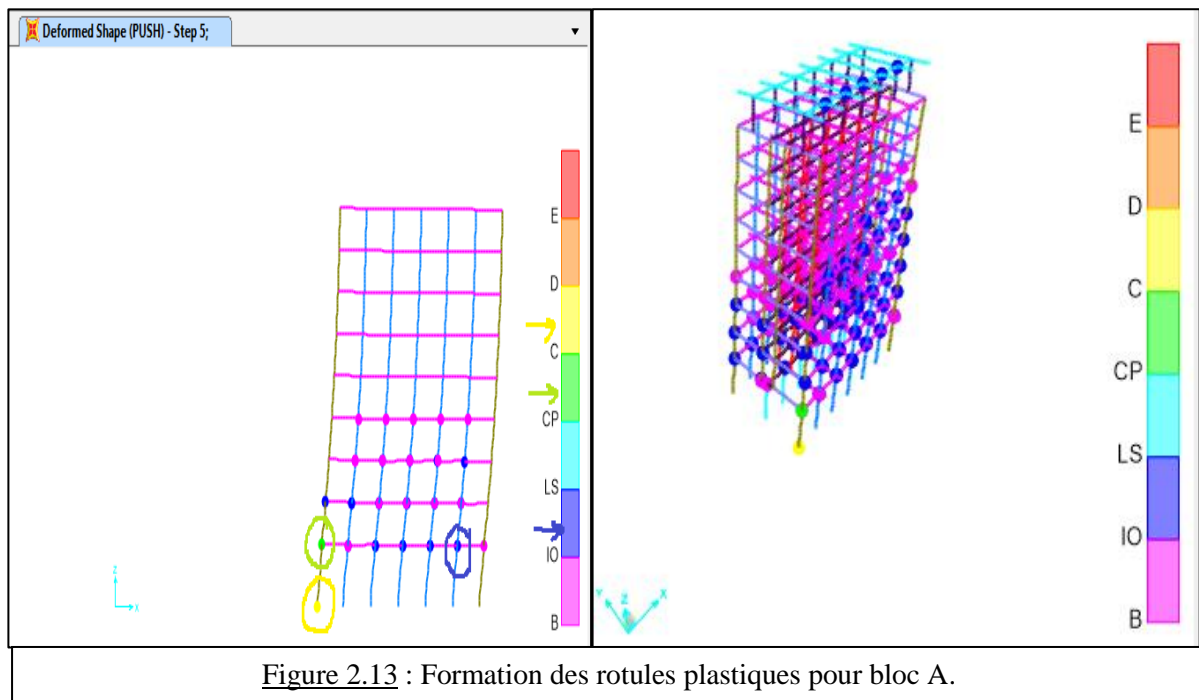


Figure 2.13 : Formation des rotules plastiques pour bloc A.

Figure 2.14 montre le ratio de ductilité de la structure de trame selon FEMA-440. La ductilité de déplacement donne une indication quantitative simple de l'intensité du déplacement de la pointe par rapport au déplacement nécessaire pour initier le rendement. Le ratio de ductilité affecte directement le comportement hystérétique dans les structures en béton armé.

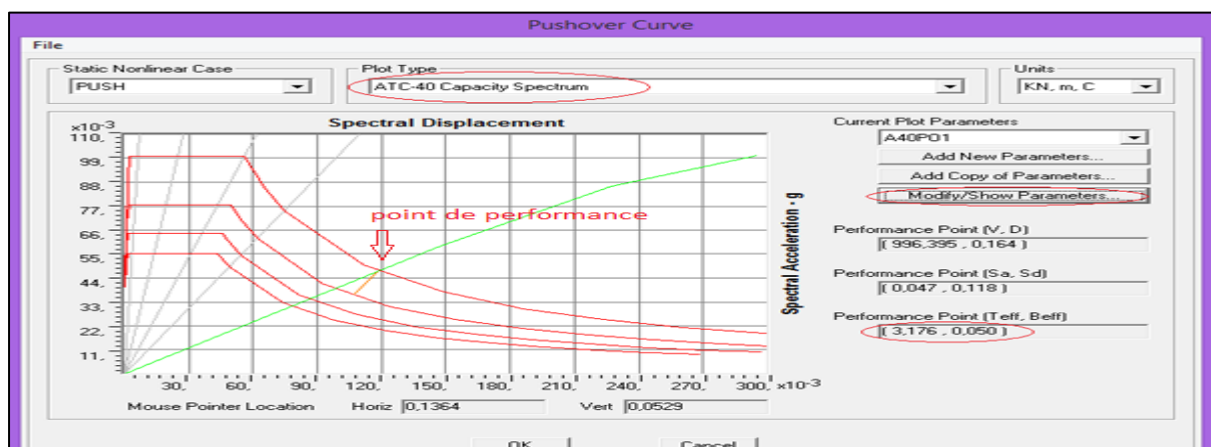


Figure 2.14 : Rapport de ductilité de la trame selon la FEMA-440 pour bloc A.

**Constatations :**

- On constate qu'il existe un poteau qui développe une rotule de plasticité très importante (domaine C-D), et un poteau qui développe une rotule dans le domaine CP (prévention à l'effondrement), cet état est proche de la ruine de l'élément.

**Bloc B:**

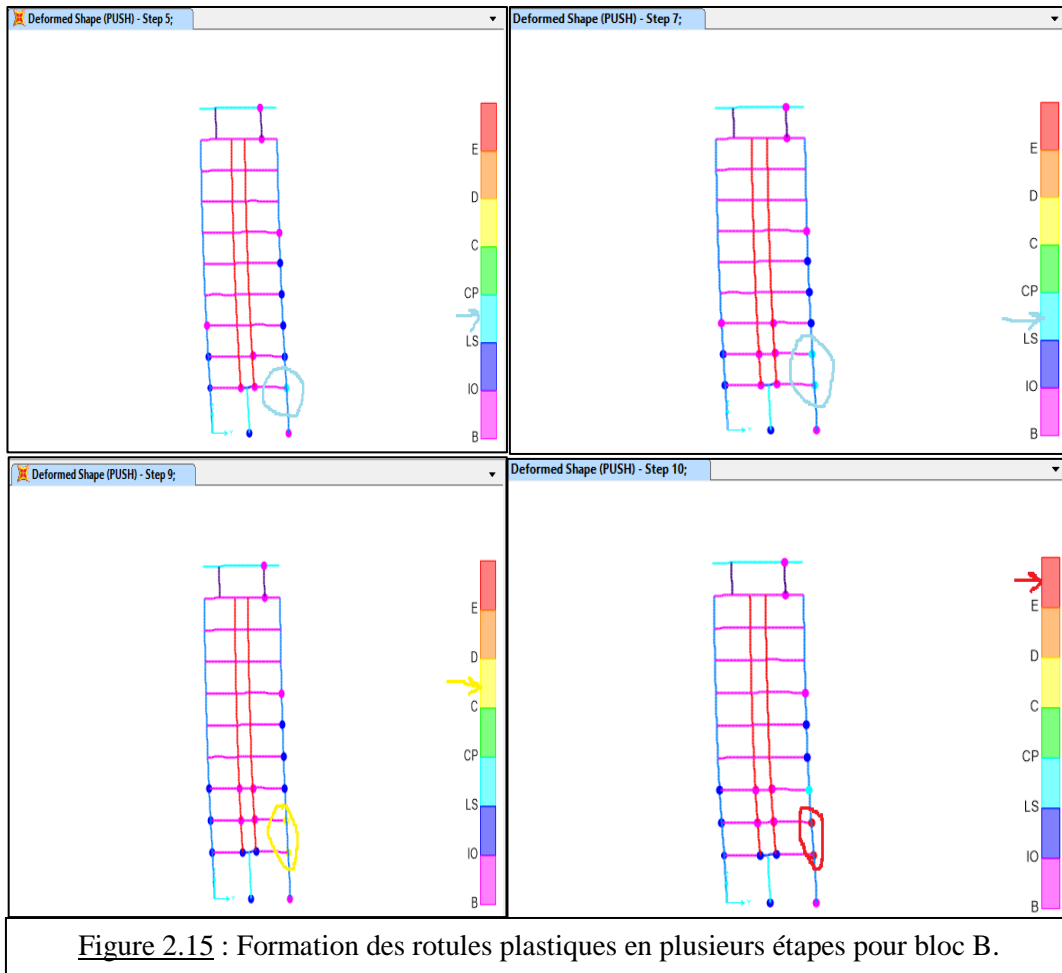


Figure 2.15 : Formation des rotules plastiques en plusieurs étapes pour bloc B.

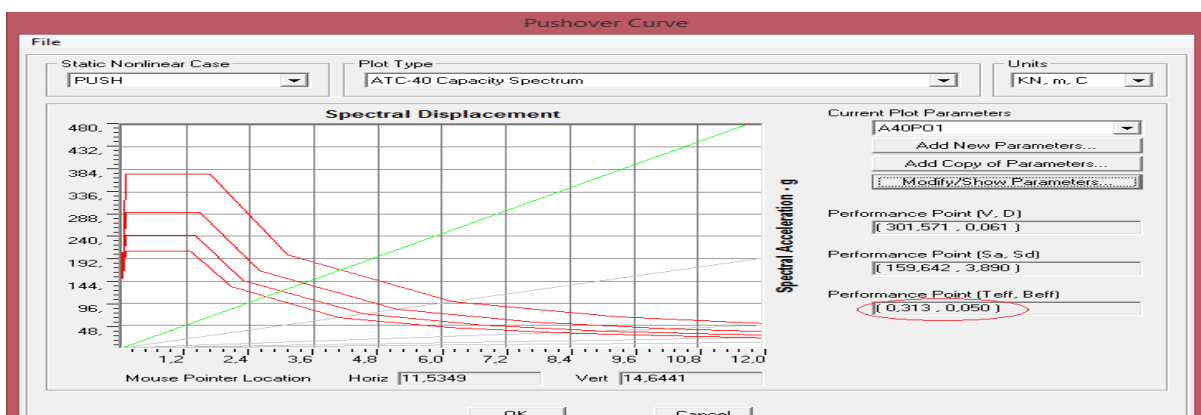
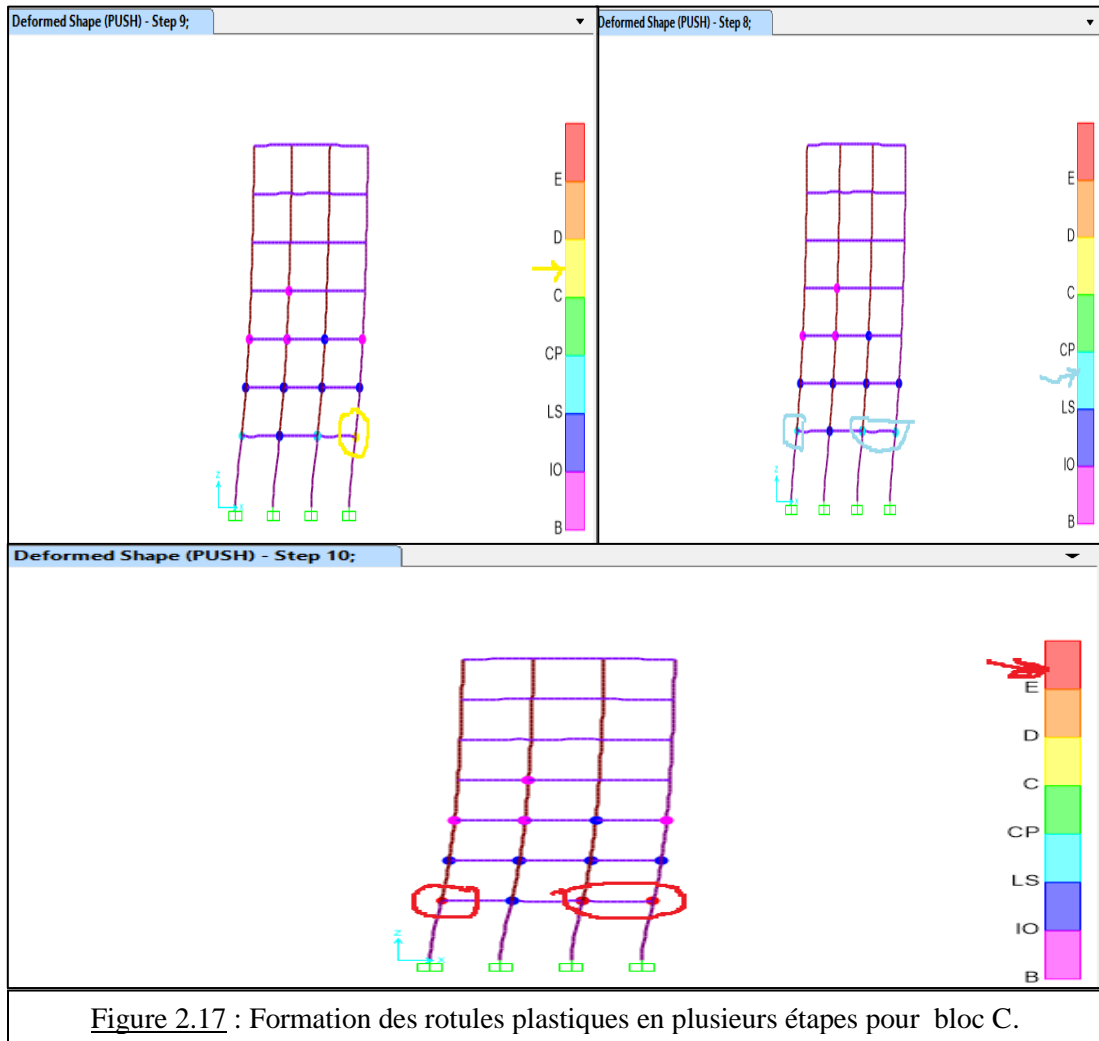


Figure 2.16 : Rapport de ductilité de la trame selon la FEMA-440 pour bloc B.

**Constatations :**

- Deux (02) poteaux développent deux rotules de plasticité très importante (domaine D-E). Ces deux états sont proches de la ruine de l'élément.
- La demande sismique dérivée de l'RPA est plus importante que la capacité de la structure, d'où l'inexistence d'un point de performance

**Bloc C :**



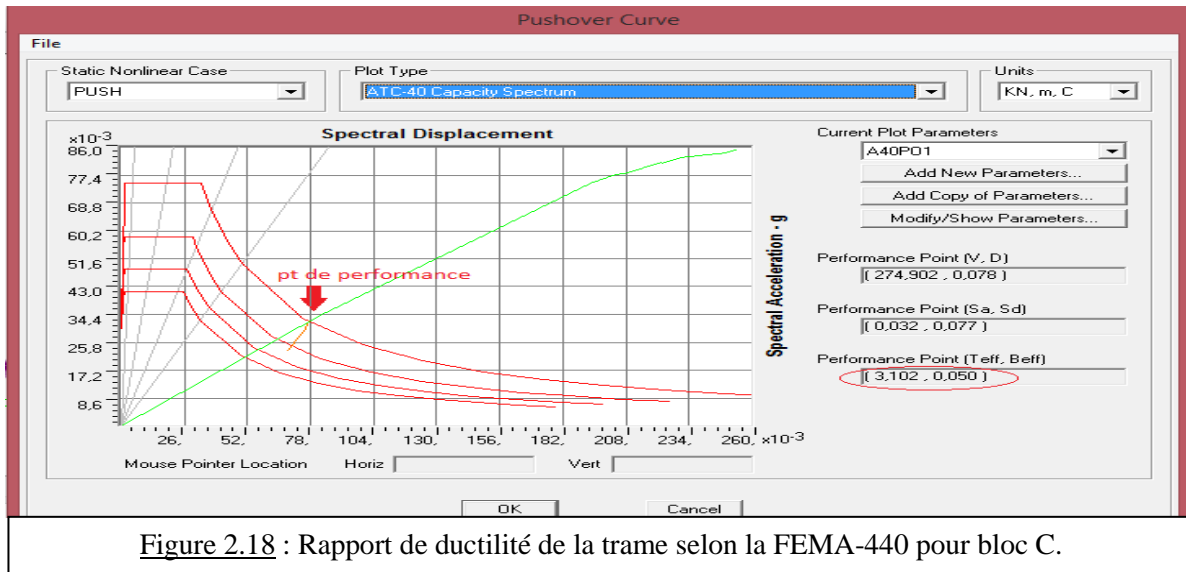


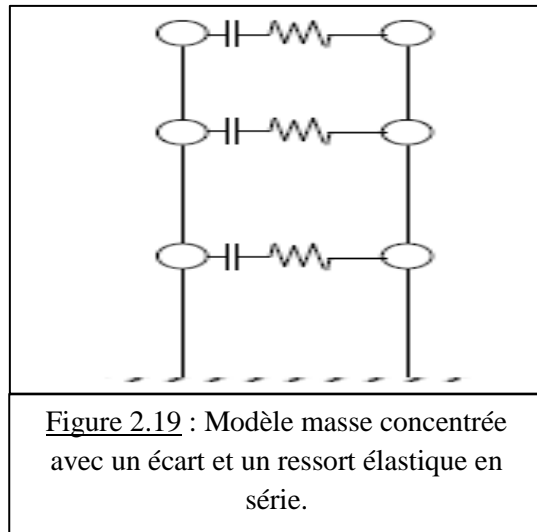
Figure 2.18 : Rapport de ductilité de la trame selon la FEMA-440 pour bloc C.

### Constatations :

- Trois (03) poteaux développent des rotules de plasticité très importante (domaine D-E). Ces deux états sont proches de la ruine de l'élément.

### 3.2. Evaluation par l'élément « Gap » :

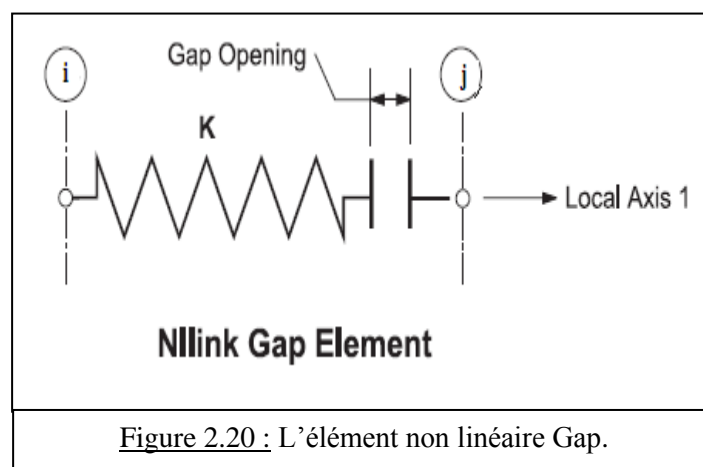
L'élément de collision peut être défini comme un lien entre les deux masses qui est activé lorsque l'écart entre les deux masses devient très petit. Tous les types d'éléments de collision ont au moins deux propriétés: une fente ou une ouverture qui est la distance entre les surfaces des masses entrant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



Afin d'estimer l'état d'entrechoquement de la structure initial, pour chaque niveau d'étage, on introduit l'élément de contact « gap » reliant les deux planchers adjacents placé aux nœuds (en plan et en élévation) entre les blocs A et B, et entre les blocs B et C, l'élément gap doit être définie à l'aide de la commande "Link/ Support properties" ; logiciel Sap2000 v14 ; en choisissant la direction U1 ou U2 , le comportement non linéaire et les propriétés du gap (la rigidité et l'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.



Les relations non linéaires de force-déformation de l'élément gap ont été données par :

$$f = \begin{cases} k(d + \text{open}) & \text{si } d + \text{open} < 0 \\ 0 & \text{sinon} \end{cases}$$

Où  $k$  est la constante du ressort et Open est l'ouverture du gap initiale qui doit être zéro ou positive.

Et  $d$  est la somme des déformations du ressort et de l'amortisseur de la déformation interne total,  $d = d_k + d_c$ .

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

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

Avec :

$E$  = module de young ( $E = 32164$  MPa).

$A$  : section de la poutre ( $350 \times 600$  mm<sup>2</sup>).  $\implies K = 675444000$  KN/m

$L$  : longueur de la poutre (1000 mm).

- $\text{open} = 0.02$  m (l'ouverture du joint).

On dessine les gaps entre chaque 2 élément pour tous les étages.

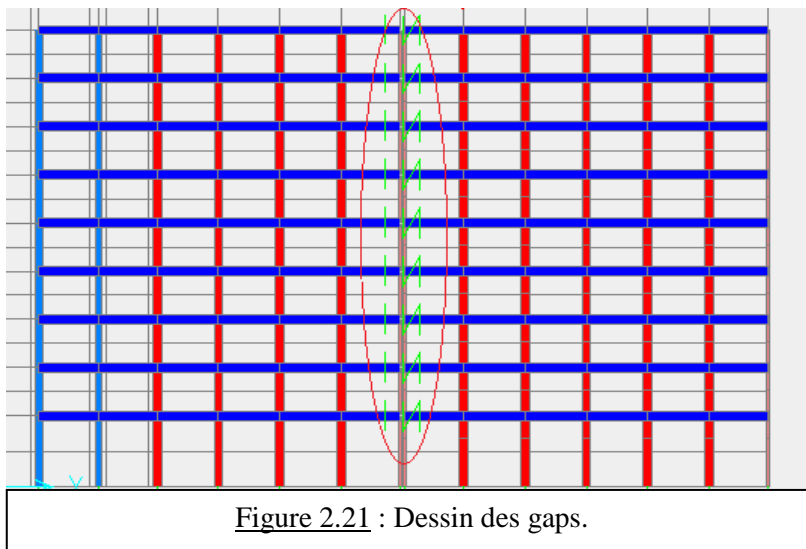


Figure 2.21 : Dessin des gaps.

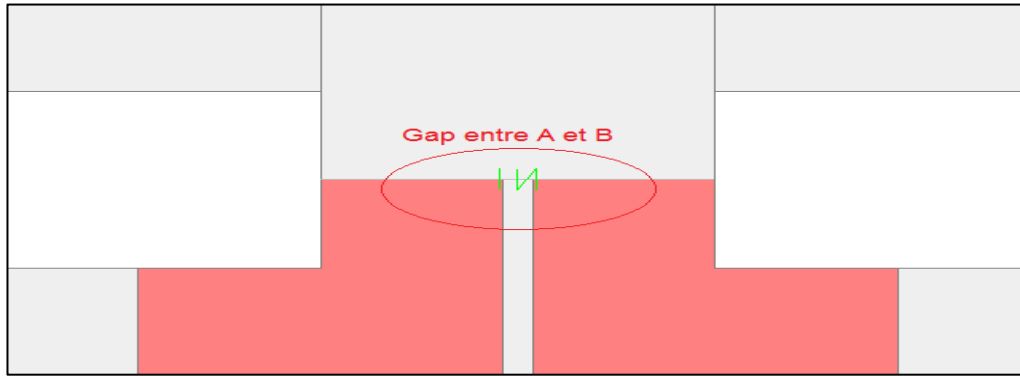


Figure 2.22 : Photos d'un Gap entre bloc A et Bloc B.

Après l'exécution de l'analyse, on vérifie l'entrechoquement entre les blocs A et B, ainsi que les blocs B et C.

➤ **Entrechoquement entre A et B :**

Les points de contacts d'entrechoquement entre A et B ne sont pas très dangereux à cause de la ressemblance dans la conception des deux blocs. Il y'a que deux points avec une valeur maximale de  $7,63 \times 10^3$  KN.

**Niveau 35.6 m :**

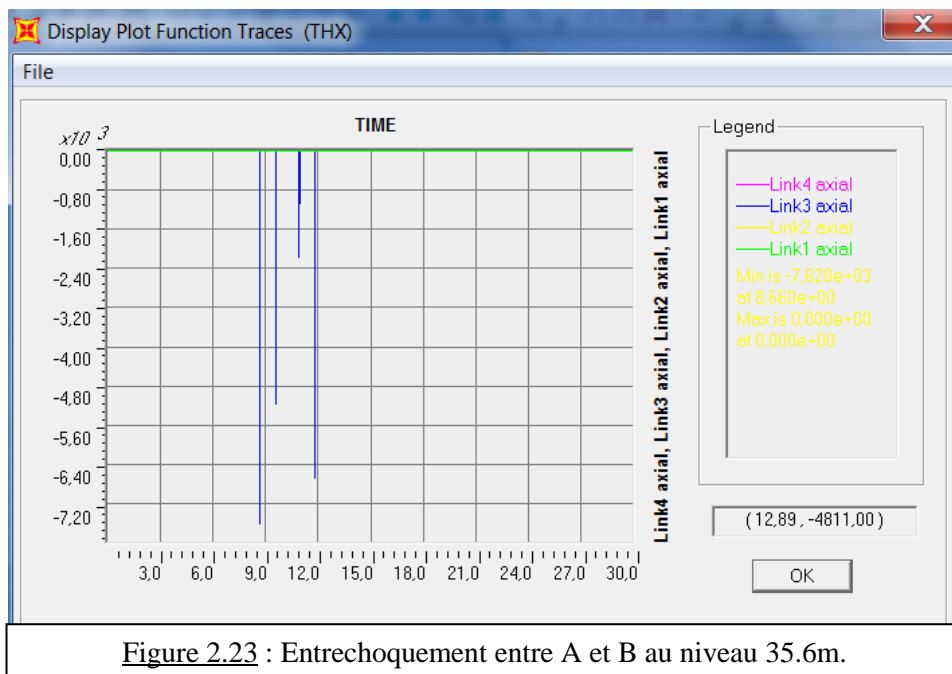


Figure 2.23 : Entrechoquement entre A et B au niveau 35.6m.

**Niveau 32.2 m :**

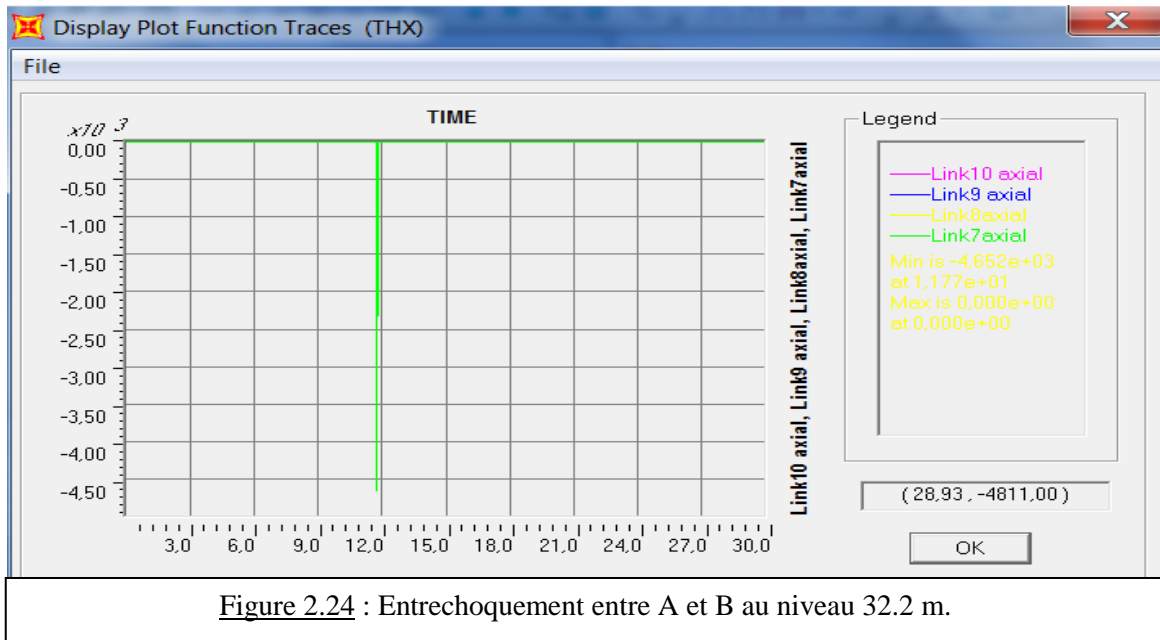


Figure 2.24 : Entreoquement entre A et B au niveau 32.2 m.

➤ **Entreoquement entre B et C :**

L'entreoquement des blocs B et C a donné 7 points de contacts dont la valeur maximale est de  $24,73 \times 10^3$  KN.

**Niveau 25.4 m :**

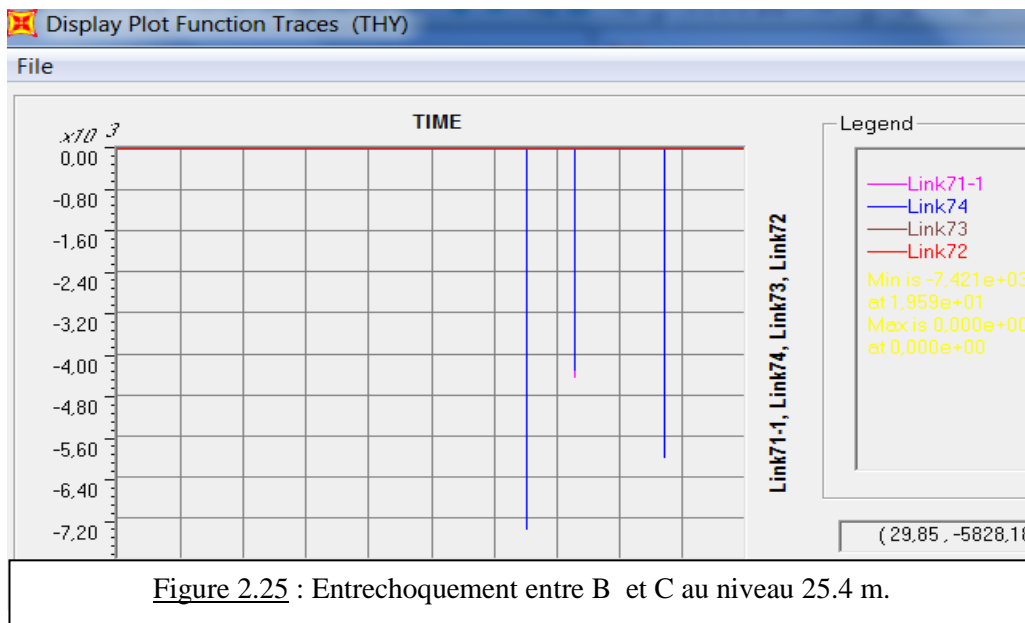


Figure 2.25 : Entreoquement entre B et C au niveau 25.4 m.

**Niveau 22m :**

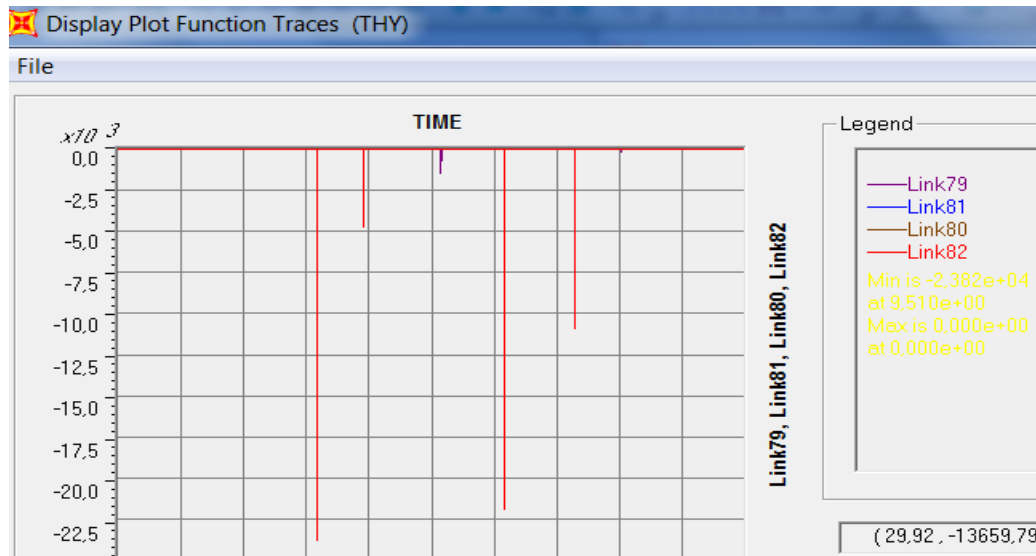


Figure 2.26 : Entreoquement entre B et C au niveau 22 m.

**Niveau 18.6 m :**

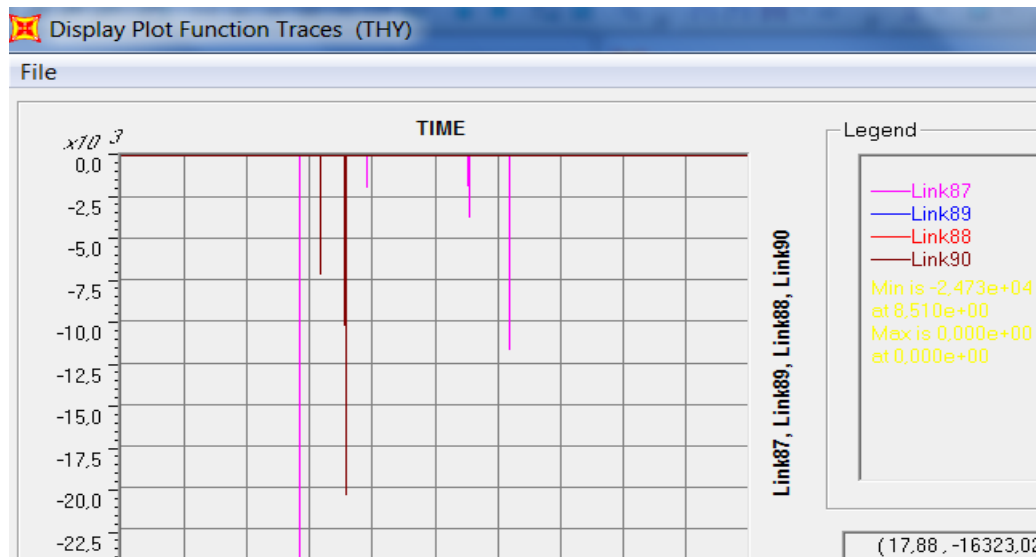


Figure 2.27 : Entreoquement entre B et C au niveau 32.2 m.

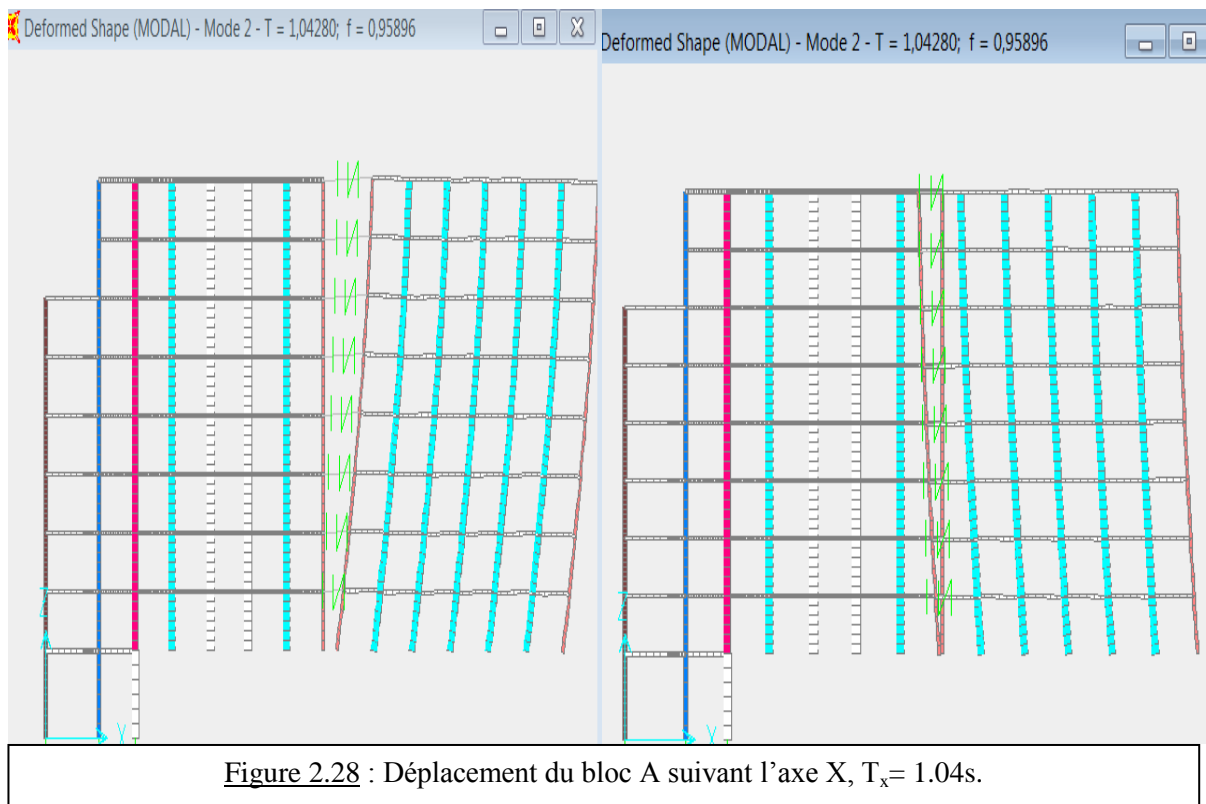
➤ **Interprétation des résultats :**

Après l'insertion d'élément Gap entre les différents blocs adjacents, ce dernier a enregistré des forces d'impact très importantes, dont les amplitudes maximales étaient :  $7.63 \times 10^3$  KN et  $24.73 \times 10^3$  KN pour les blocs A et B, B et C respectivement.

En comparant ces amplitudes, l'entrechoquement est plus élevé pour les blocs B et C à cause de leurs différences en architectures et en nombre d'étage.

➤ **Analyse modale des blocs :**

**Bloc A :**



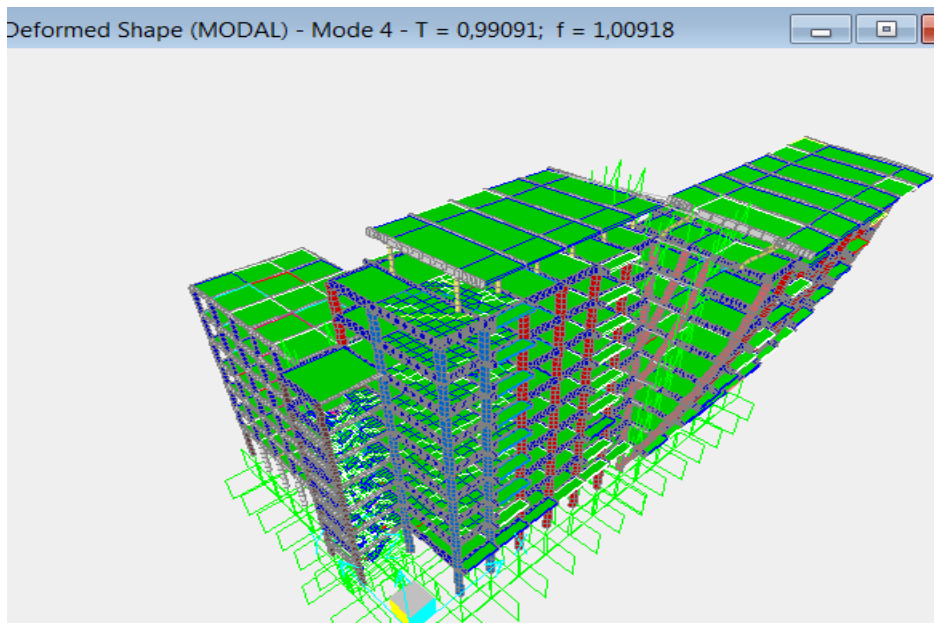


Figure 2.29 : Déplacement suivant l'axe Y du bloc A,  $T_y= 0,99s$ .

**Bloc B :**

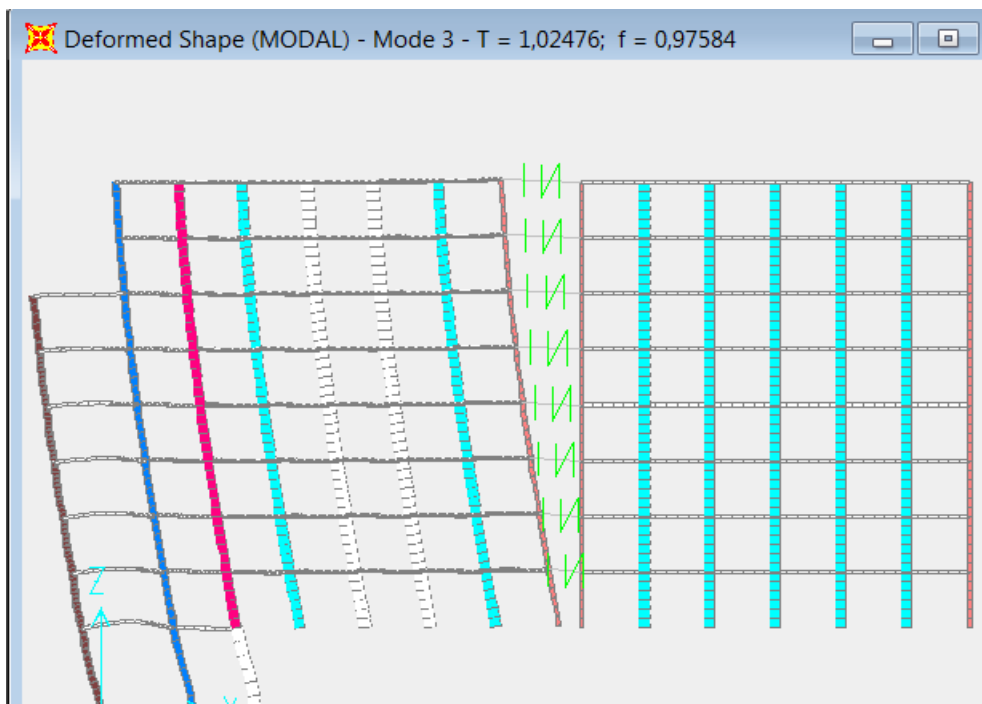


Figure 2.30 : Déplacement suivant l'axe X du bloc B,  $T_x= 1,02s$ .

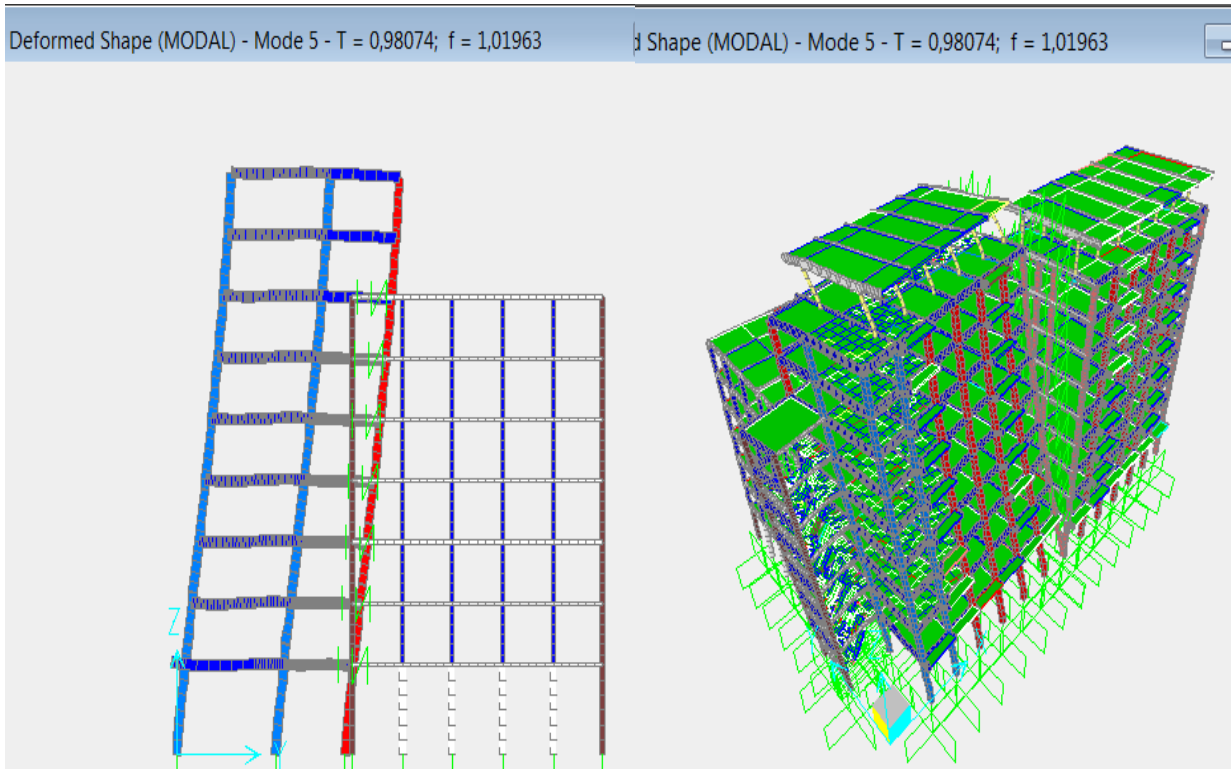


Figure 2.31 : Déplacement suivant l'axe Y du bloc B,  $T_y = 0,98s$ .

**Bloc C :**

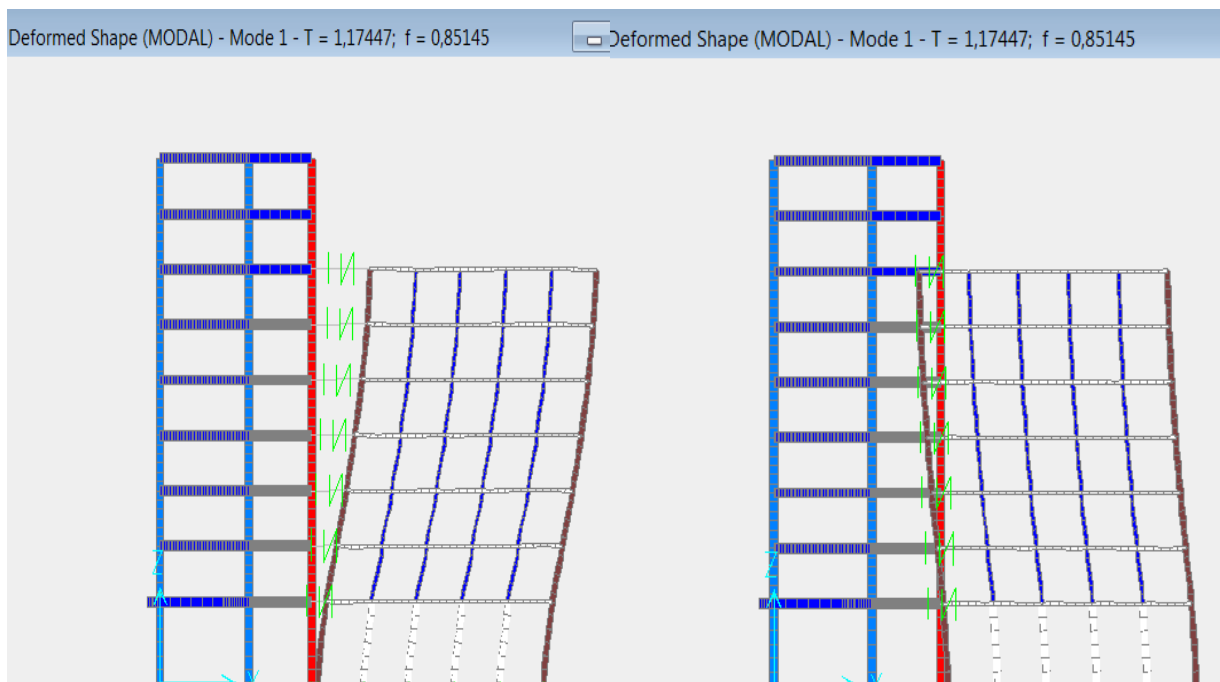


Figure 2.32 : Déplacement suivant l'axe Y du bloc C,  $T_y = 1,174s$ .

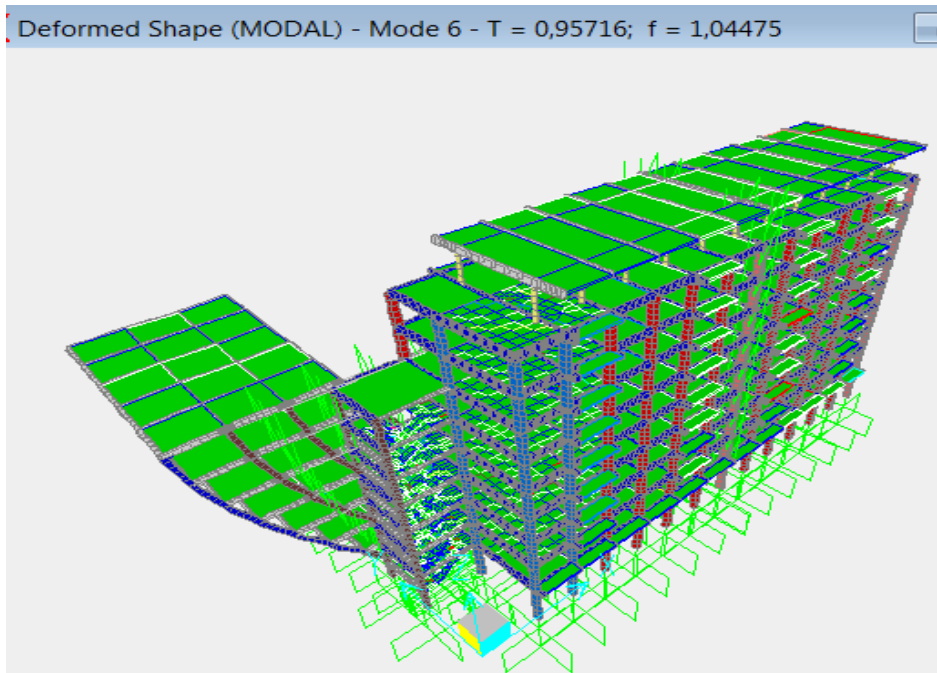


Figure 2.33 : Déplacement suivant l'axe X du bloc C,  $T_x = 0,95s$ .

#### 4. Conclusion :

Les résultats de l'analyse "Pushover" a mis en évidence que la résistance développée par les trois bâtiments à leur état initial est largement insuffisante par rapport à la demande sismique. Ce qui est expliqué par l'existence de plusieurs rotules plastiques appartenues au domaine de prévention à l'effondrement.

Puisque les périodes fondamentales des trois blocs sont différents (Suivant l'axe X 1.04s et 1.02s pour A et B respectivement et suivant l'axe Y 0.98s et 1.17s pour B et C respectivement), ce qui fait que les blocs vibrent out of phase, alors plusieurs point d'impact ont été observé avec de fortes amplitudes.

En conséquence, à partir de ces résultats la structure initiale nécessite un renforcement.

## 1. Introduction :

Dans le cadre de cette étude, deux solutions ont été envisagées pour limiter les efforts d'entrechoquement entre les blocs.

## 2. La méthode de synchronisation des périodes fondamentales :

Cette méthode consiste à renforcer les blocs adjacents de telle manière qu'ils aient des périodes fondamentales presque identiques afin de vibrer en phase.

### 2.1 Renforcement de A et B :

La structure initiale a montrée des insuffisances en résistance, en rigidité et une discontinuité des poteaux ( $\Phi 60$ ) pour les blocs A et B qui transmettent leurs charges à une poutre de transfert (ferrailage insuffisant et contraintes au-delà de l'admissible). Pour remédier à ces problèmes, plusieurs variantes ont été étudiées et la solution la plus efficace est de rajouter un noyau central avec des ailes de voile en contact avec les poteaux supportant les poutres de transfert pour les bâtiments A et B.

L'épaisseur des voiles est de 35cm pour RDC par contre l'épaisseur des 2 noyaux centraux est de 30cm.

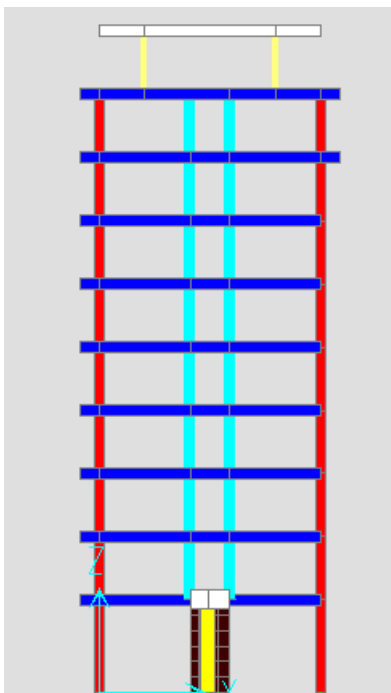


Figure 3.1 : Voile de 35cm en RDC plan y-z.

Pour la figure 3.1 le voile sert à disperser les charges uniformément car il y a une erreur de construction dans les poteaux du RDC.

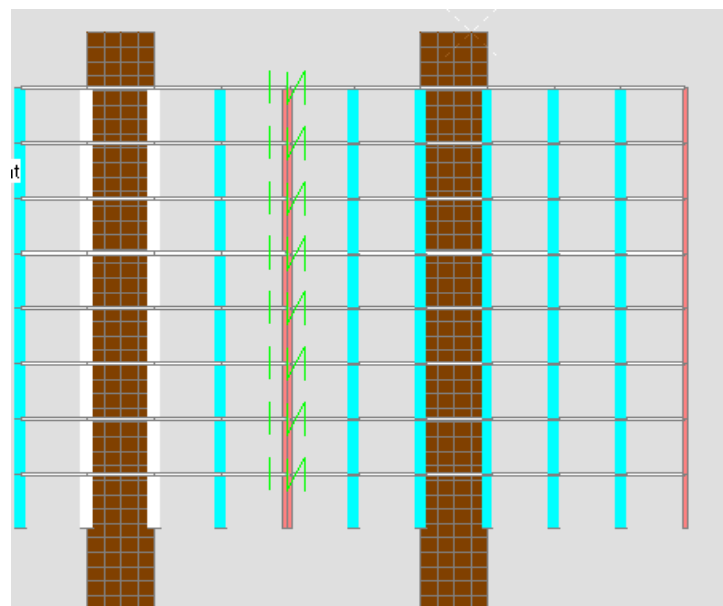


Figure 3.2 : Deux noyaux de 30cm pour les 2 bâtiments plan x-z.

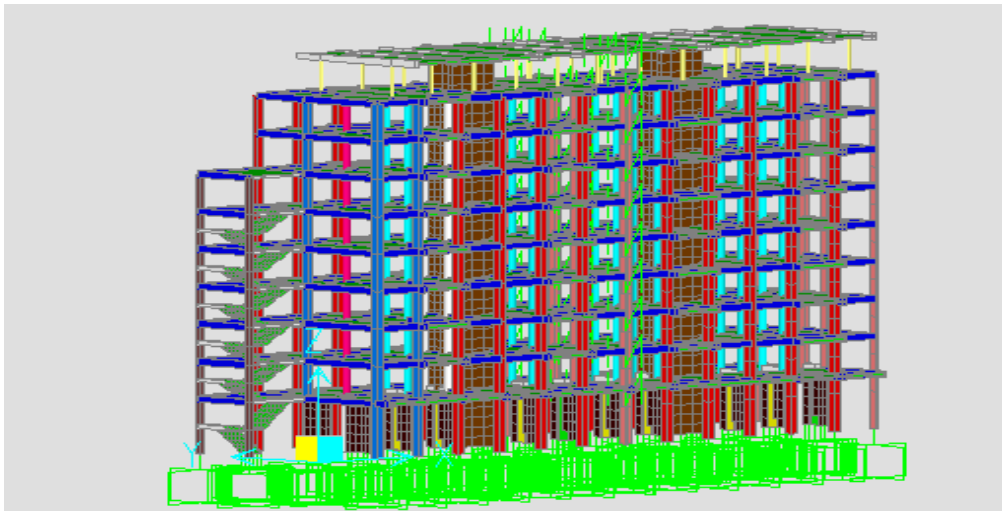


Figure 3.3 : Renforcement du A et B en 3D.

- Vérification d'entrechoquement entre A et B après le renforcement des deux bâtiments :

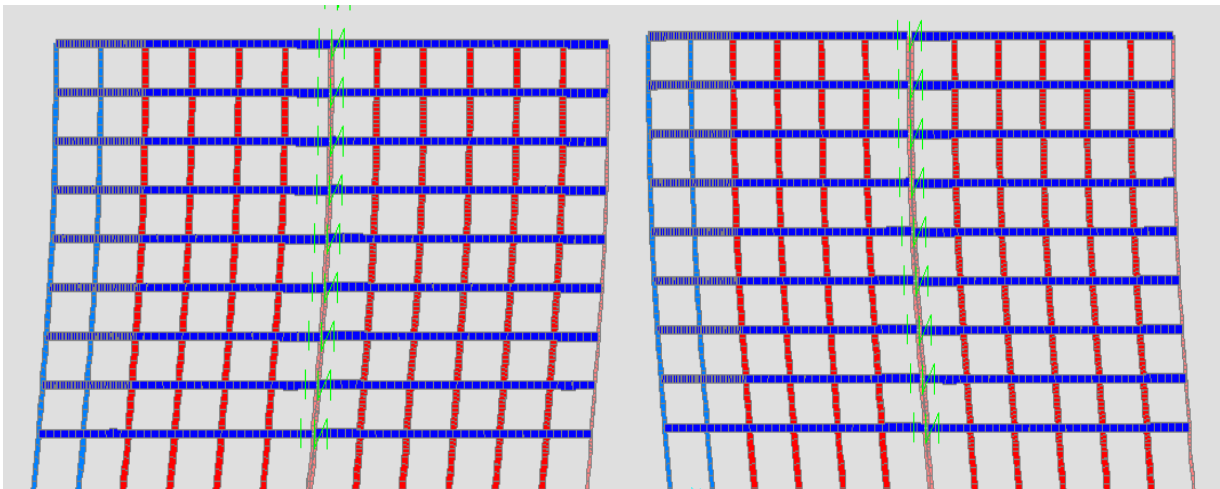


Figure 3.4 : Mouvement harmonique des blocs A et B selon THX.

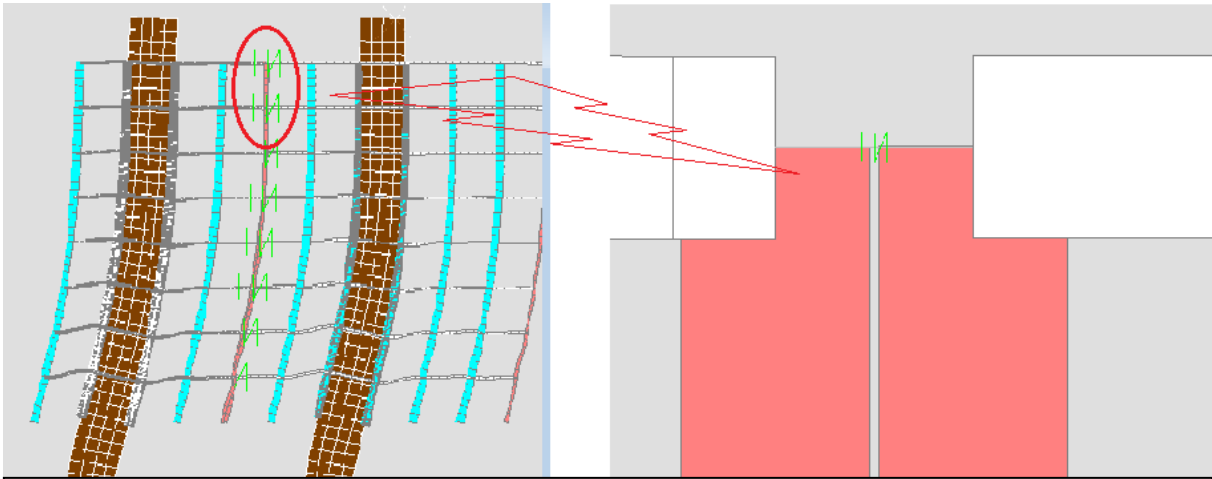


Figure 3.5 : Mouvement de A et B sans entrechoquement.

➤ Pour l'analyse modale :

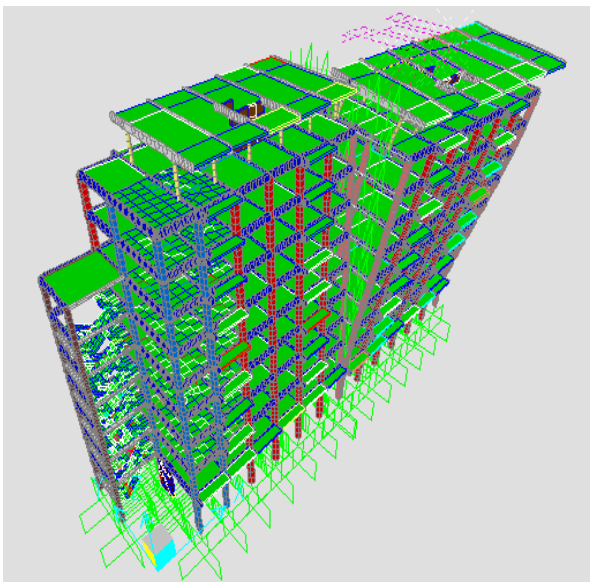


Figure 3.6 : Déformation modale du bloc A ;  
 $T_y = 0,8091s.$

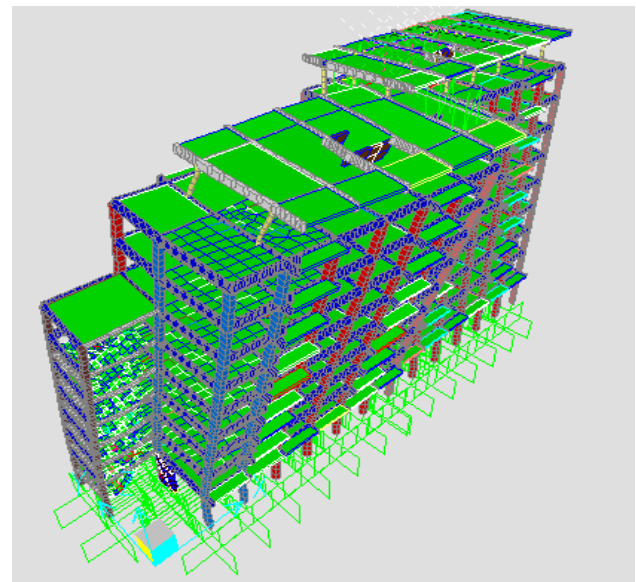


Figure 3.7 : Déformation modale du bloc B ;  
 $T_y = 0,8085s.$

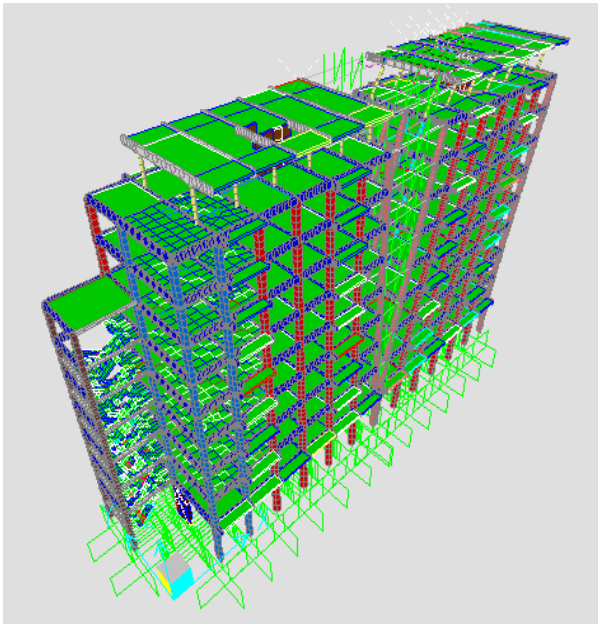


Figure 3.8 : Déformation modale du bloc A ;  
 $T_x = 0,7114s.$

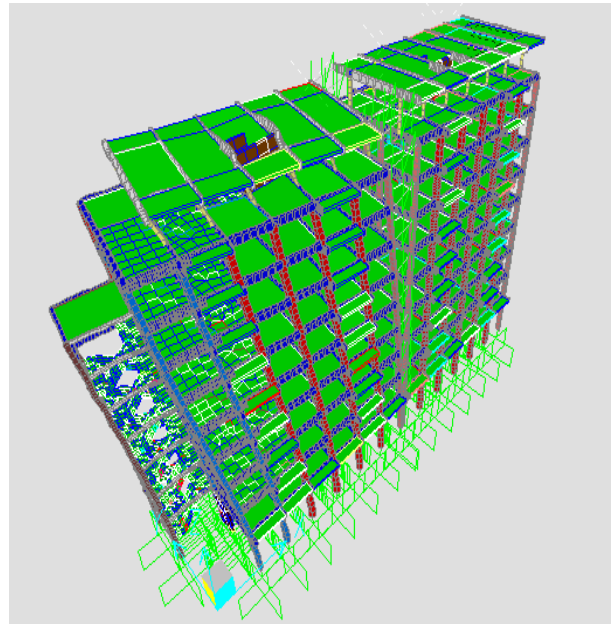


Figure 3.9 : Déformation modale du bloc B ;  
 $T_x = 0,69601s.$

➤ En vérifiant l'entrechoquement pour Links supérieurs :

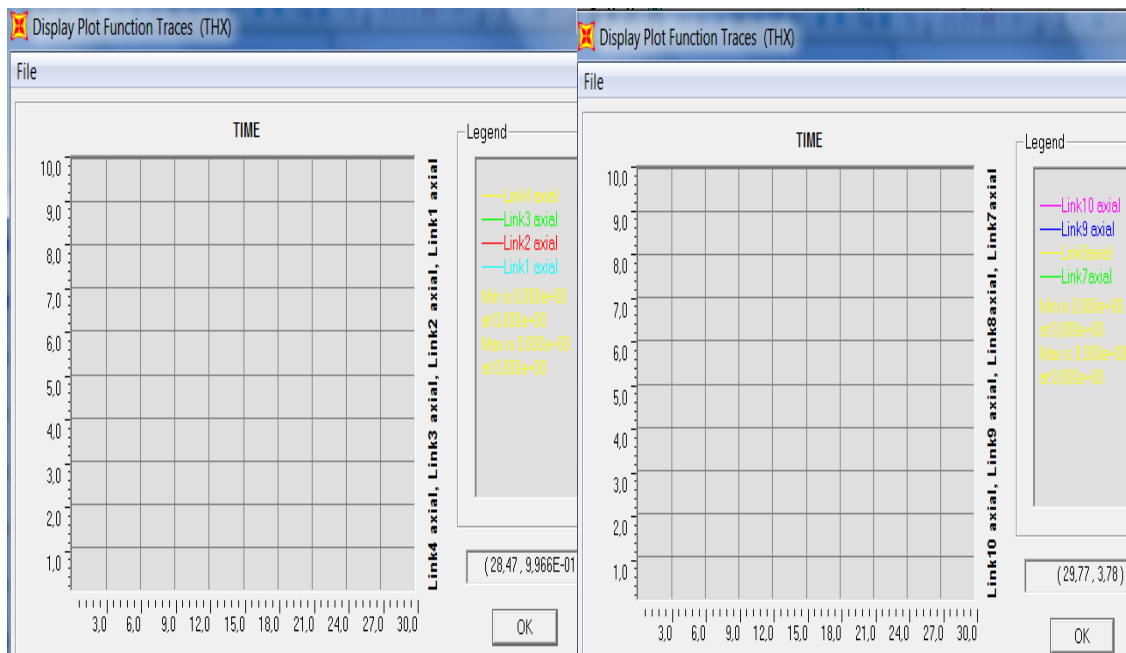


Figure 3.10 : Entrechoquement nul pour links supérieurs.

### 2.2 Renforcement de B et C :

Pour le cas d'entrechoquement entre le bloc B et le bloc C, on ajoutera des voiles de 30cm pour les quatre côtés du bloc C et deux voiles de 30cm aussi pour la direction (y) ; concernant le bloc B, un noyau central de 30cm et des voiles de 35cm pour RDC.

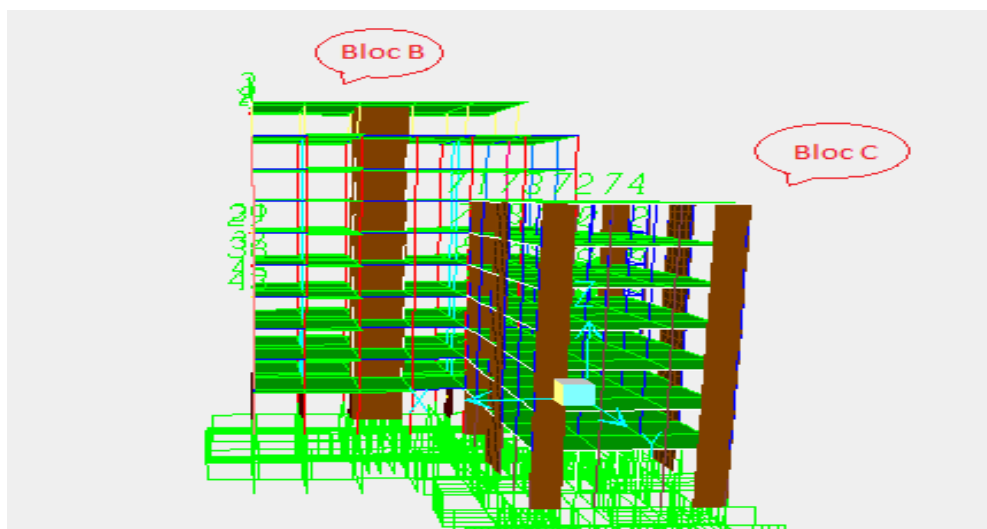


Figure 3.11 : Renforcement du B et C en 3D.

➤ Vérification d'entrechoquement entre B et C :

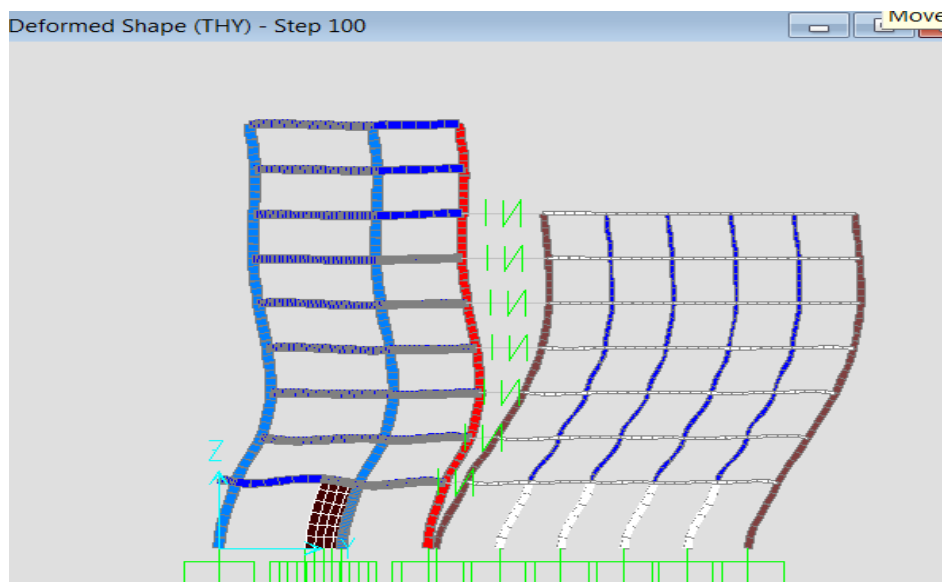


Figure 3.12 : Mouvement Harmonique des blocs pour THY.

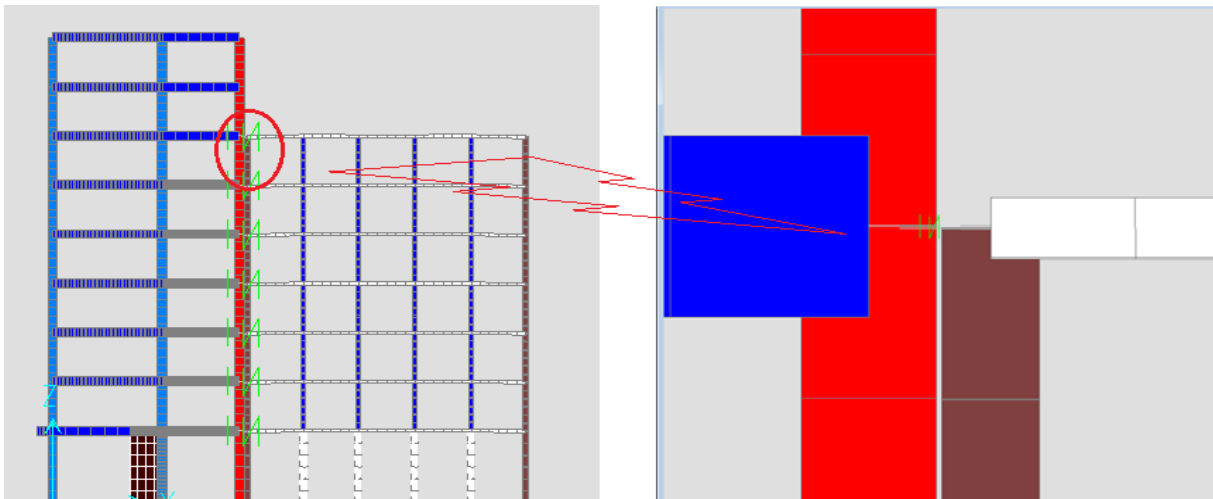


Figure 3.13 : Mouvement de B et C sans entrechoquement remarquable.

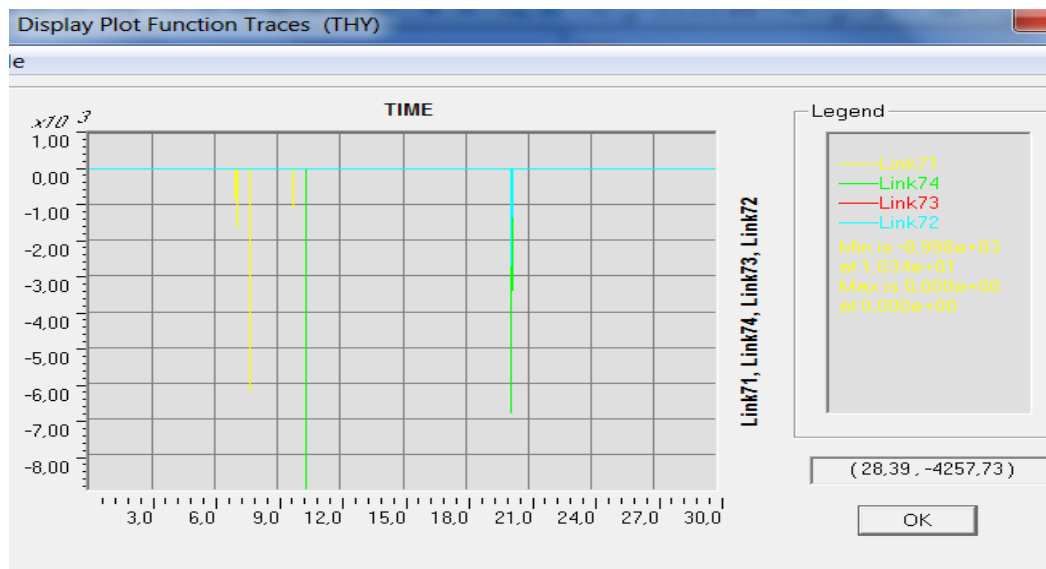


Figure 3.18 : Entrechoquement pour links supérieurs.

La figure 3.18 montre qu'il y a un entrechoquement pour ces 4 links supérieurs dont la valeur maximale est de  $8.99 \times 10^3$  KN qui est inférieure à la valeur trouvée dans le cas non renforcé des blocs. Par contre un entrechoquement nul pour links 79, 80, 81 et 82 (Figure 3.19).

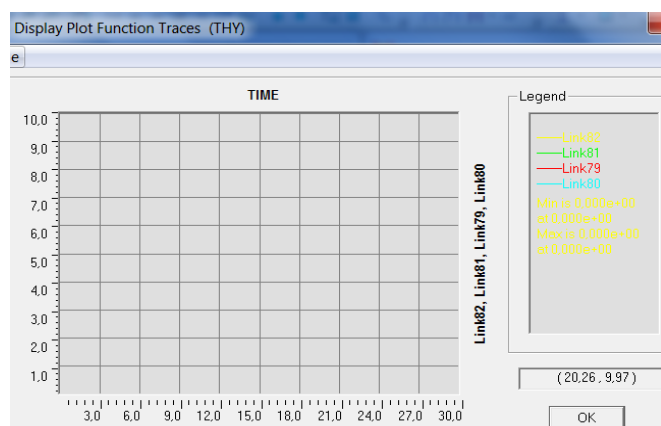


Figure 3.19 : Entrechoquement nul.

➤ Analyse modale :

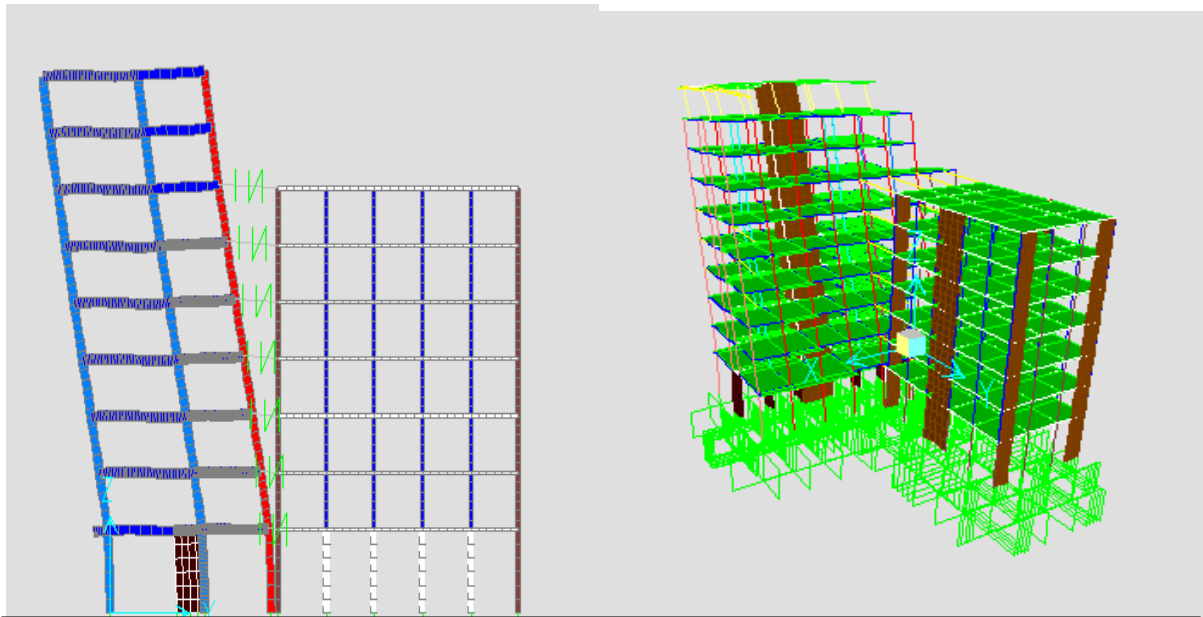


Figure 3.14 : Déformation modale du bloc B ;  $T_y= 0,80973s$ .

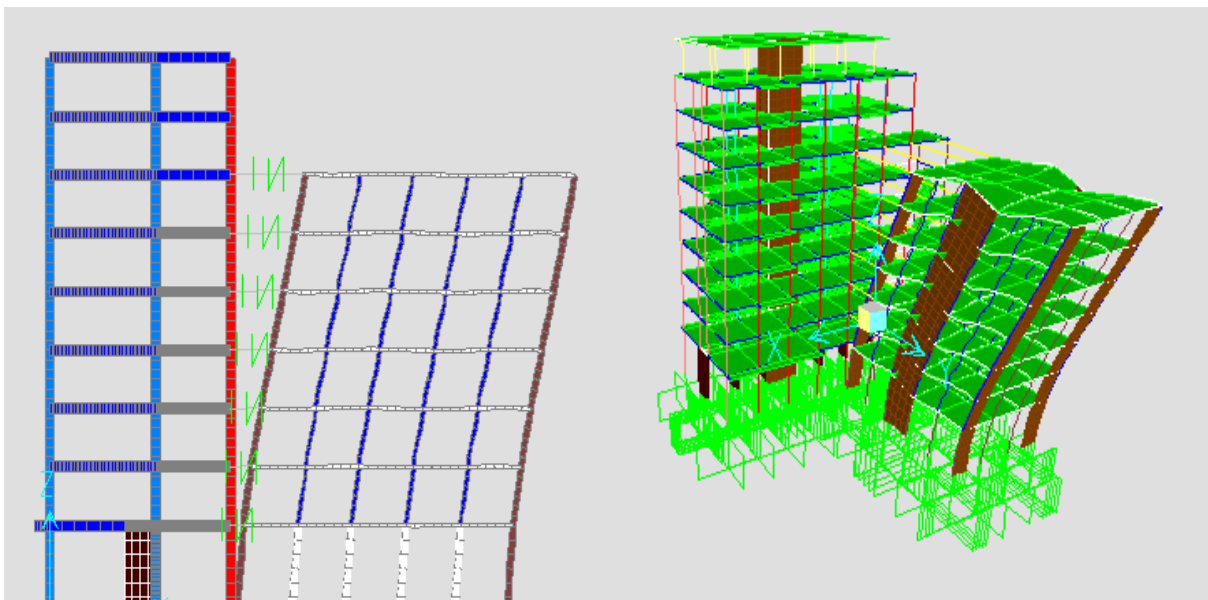


Figure 3.15 : Déformation modale du bloc C ;  $T_y= 0,60677s$ .

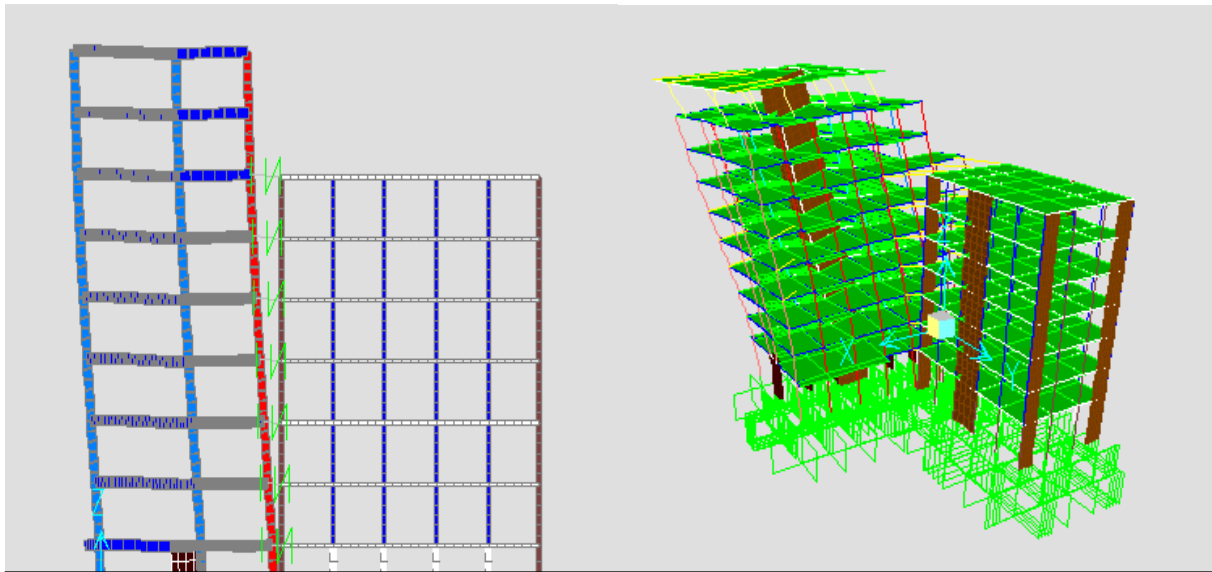


Figure 3.16 : Déformation modale du bloc B ;  $T_x = 0,69601s$ .

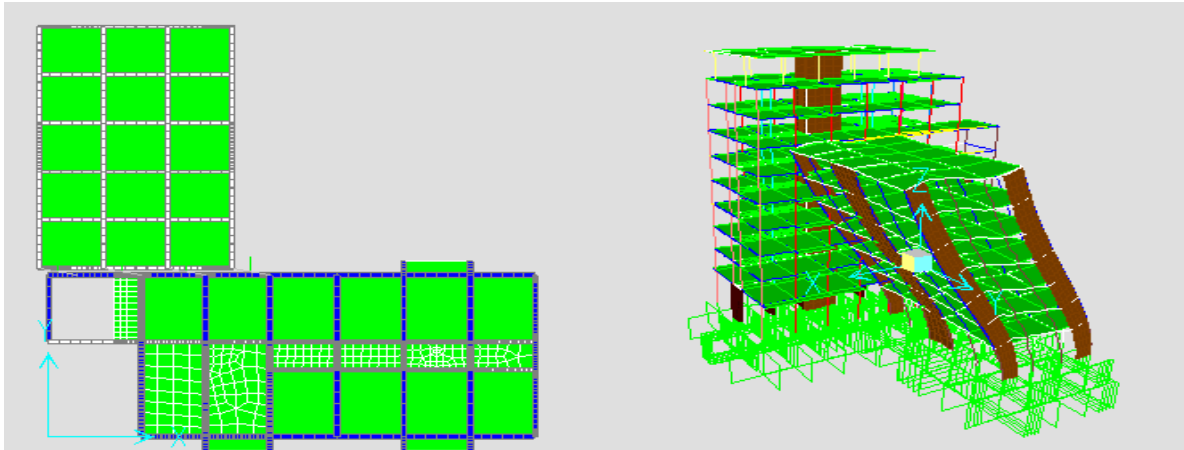


Figure 3.17 : Déformation modale du bloc C ;  $T_x = 0,71384s$ .

➤ **Interprétation des résultats :**

L'analyse dynamique de la structure renforcée a été saisie à l'aide du préprocesseur graphique et numérique du logiciel de calcul SAP2000. Les blocs ont été étudiés séparément les uns aux autres.

Les résultats de l'analyse sont résumés dans le tableau suivant :

		Bloc A	Bloc B	Bloc C
Les périodes propres (s)	Sens Y	0.809	0,808	0,606
	Sens X	0,711	0,698	0,713
Nature du 1 <sup>er</sup> mode		Translation suivant Y	Translation suivant Y	Translation suivant X
Nature du 2 <sup>ème</sup> mode		Translation suivant X	Translation suivant X	Translation suivant Y
Nature du 3 <sup>ème</sup> mode		Torsion	Torsion	Torsion
La convergence des modes a 90%	Sens X	8 <sup>ème</sup>	8 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup>
	Sens Y	10 <sup>ème</sup>	10 <sup>ème</sup>	5 <sup>ème</sup>
Déplacement max (cm)	Sens X	3.14	3.58	4.08
	Sens Y	2.8	3.08	4.45

Tableau 3.1 : Les résultats d'analyse dynamique des 3 blocs.

### 2.3 Cas de renforcement du bloc B seulement :

Pour le cas d'une cité de bâtiments adjacents où il existe un bâtiment plus rigide que d'autre, on propose de renforcer le bloc B et d'évaluer l'entrechoquement.

On va examiner l'entrechoquement entre les trois blocs si le bloc B est renforcé par un noyau central de 30cm et des voiles de 35cm en RDC et les blocs A et C ne sont pas renforcés.

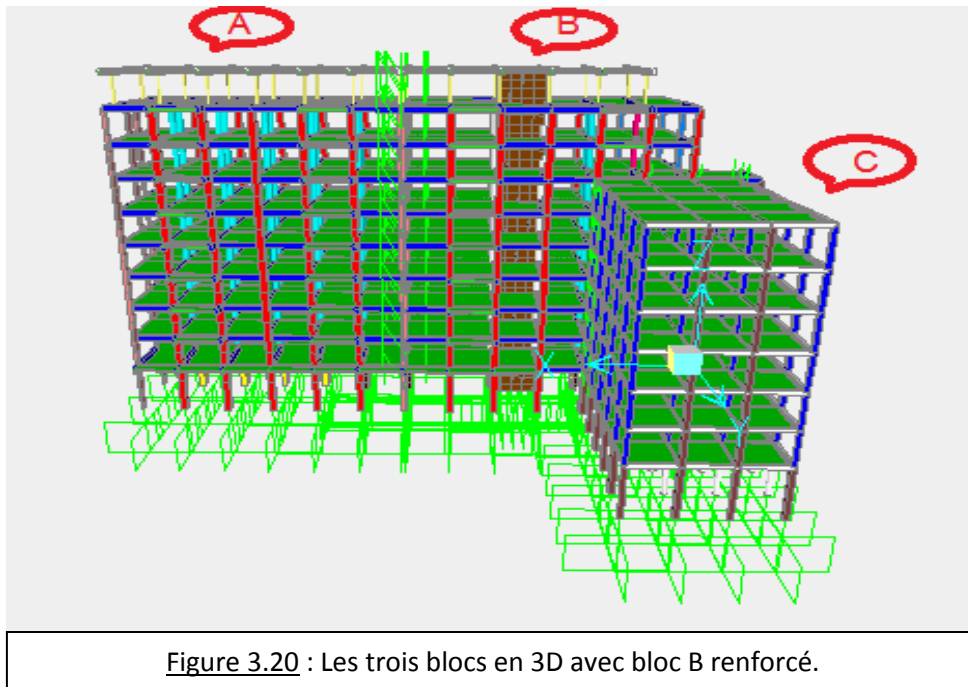


Figure 3.20 : Les trois blocs en 3D avec bloc B renforcé.

L'entrechoquement entre A et B a donné 17 points de contacts avec une valeur maximale de  $37.48 \times 10^3 \text{KN}$

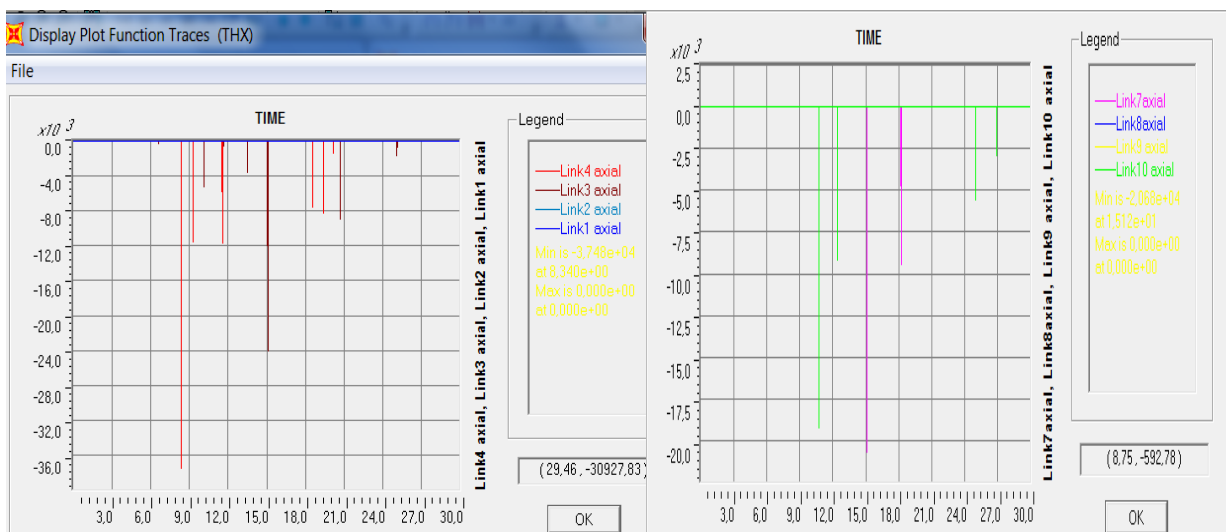


Figure 3.21 : Entrechoquement pour links 3 et 4, 7 et 10 entre A et B.

L'entrechoquement entre B et C a donné 7 points de contacts avec une valeur maximale de  $18 \times 10^3$  KN

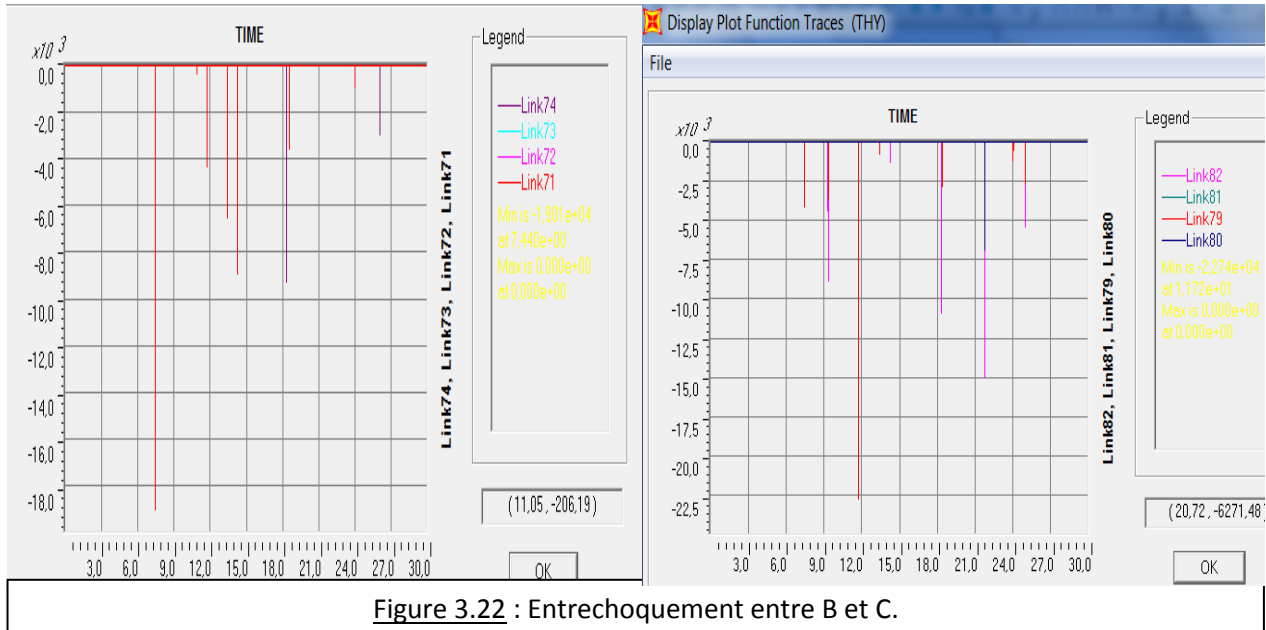


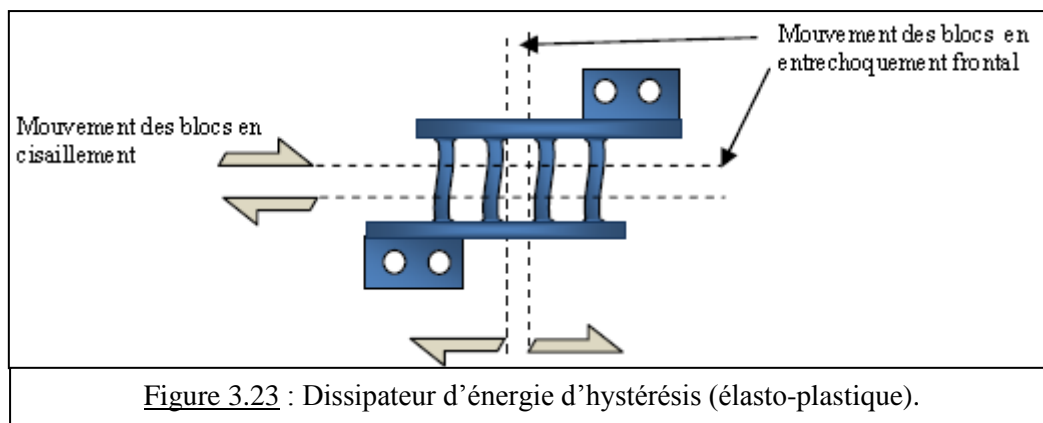
Figure 3.22 : Entrechoquement entre B et C.

➤ **Interprétation des résultats :**

Lorsque deux bâtiments adjacents et différents au sens de rigidité, l'entrechoquement entre eux sera très important et les dégâts plus graves.

### 3. La méthode d'incorporation de dissipateur d'énergie :

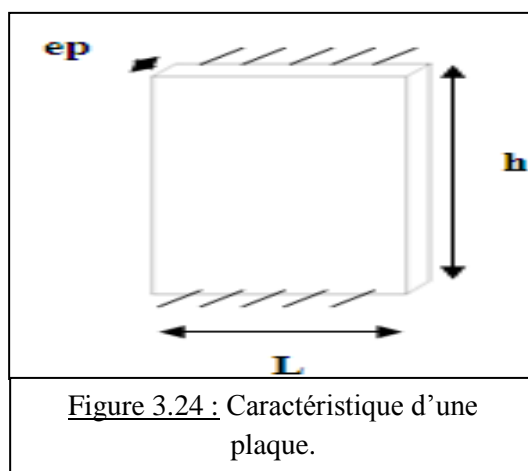
Cette méthode consiste à lier deux blocs adjacents par des amortisseurs. Pour des raisons de simplification et de commodité, des dissipateurs d'énergie constitués de plaques travaillant en flexion et qui dissipent l'énergie par formation des boucles d'hystérésis sont utilisés. La figure 3.23 montre schématiquement un élément dissipateur à quatre plaques.

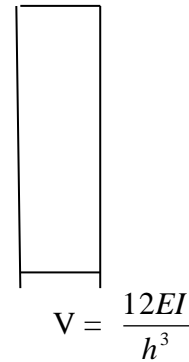
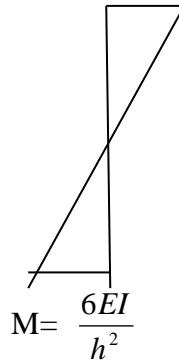
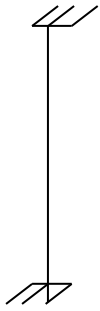


Il peut être disposé entre deux blocs en entrechoquement frontal ou en cisaillement. Les dissipateurs ont été introduits à raison de quatre par étage (deux dans le sens du martèlement frontal ( $u_1$ ), et deux autres dans le sens du cisaillement ( $u_2$ )) et ont été modélisés par des éléments 'link' avec un modèle élasto-plastique. Pour chaque degré de liberté, il est possible de spécifier des propriétés uni-axiales plastiques indépendantes Wen (SAP 2000).

#### ➤ Dimensionnement des plaques :

La distribution des résistances et des rigidités en hauteur est un problème d'optimisation complexe. On procède par tâtonnement en introduisant plusieurs modèles avec des caractéristiques différentes pour aboutir après quelques itérations à une solution optimale. Les dimensions des plaques sont calculées comme poutre bi-encastées et la ductilité maximale est limitée à 8.





Plaque  
tranchant

Diagramme de moment      diagramme de l'effort

$$F=V=\frac{12EI}{h^3}=\frac{2xM}{h}$$

$$M=\frac{f_y \cdot I}{V} \quad \text{avec : } I=\frac{l \cdot ep^3}{12} \quad \text{et } V=\frac{ep}{2}$$

$$\Delta_{el}=\frac{F}{K}$$

$$\overline{\Delta_{pl}} \approx 8 \cdot \Delta_{el}$$

D'où la force élastique ainsi que la rigidité développées pour chaque plaque :

- $F_{\text{Plaque}}=\frac{f_y \cdot l \cdot ep^2}{3 \cdot h}$
- $K_{\text{Plaque}}=\frac{E \cdot l \cdot ep^3}{h^3}$

Avec :

ep : épaisseur de la plaque.

h : hauteur de la plaque.

l : largeur de la plaque.

$\Delta_{el}$ : déplacement élastique.

$\Delta_{pl}$ : déplacement plastique.

Les modèles exposés ci-dessous sont le premier et le dernier modèle dont les caractéristiques sont :

• **Modèle 1 :**

L =200mm

h =200mm

ep =10mm

Chaque dissipateur est composé de 3 plaques

F=23.50KN

K=15750KN/m

$\Delta el = 1.49 \text{ mm}$

$\overline{\Delta pl} = 11.92 \text{ m}$

• **Modèle final**

- Pour A et B :

Niveau	Sens	F (KN)	K (KN/m)	$\Delta el = F/K$ (mm)	$\Delta pl = 8 * \Delta el$ (mm)
35,6	U1	55	15750	3,49	27,94
	U2	40	15750	2,54	20,32
32,2	U1	65	15750	4,13	33,02
	U2	40	15750	2,54	20,32
28,8 et 25,4 et 22	U1	60	15750	3,81	30,48
	U2	40	15750	2,54	20,32

Tableau 3.2 : Caractéristiques des dissipateurs des bâtiments A et B.

- Pour B et C :

Niveau	Sens	F (KN)	K (KN/m)	$\Delta el = F/K$ (mm)	$\Delta pl = 8 * \Delta el$ (mm)
25,4	U1	40	15750	2,54	20,32
	U2	100	15750	6,35	50,79
22	U1	40	15750	2,54	20,32
	U2	90	15750	5,71	45,71
18,6	U1	40	15750	2,54	20,32
	U2	80	15750	5,08	40,63
15,2	U1	40	15750	2,54	20,32
	U2	75	15750	4,76	38,10
Etages restants	U1	40	15750	2,54	20,32
	U2	65	15750	4,13	33,02

Tableau 3.3 : Caractéristiques des dissipateurs des bâtiments B et C.

➤ **Le modèle Plastique Wen :**

Pour chaque degré de liberté on peut spécifier les propriétés uniaxiales plastiques indépendantes. Le modèle plastique est basé sur le comportement hystérésis proposé par Wen (1976)

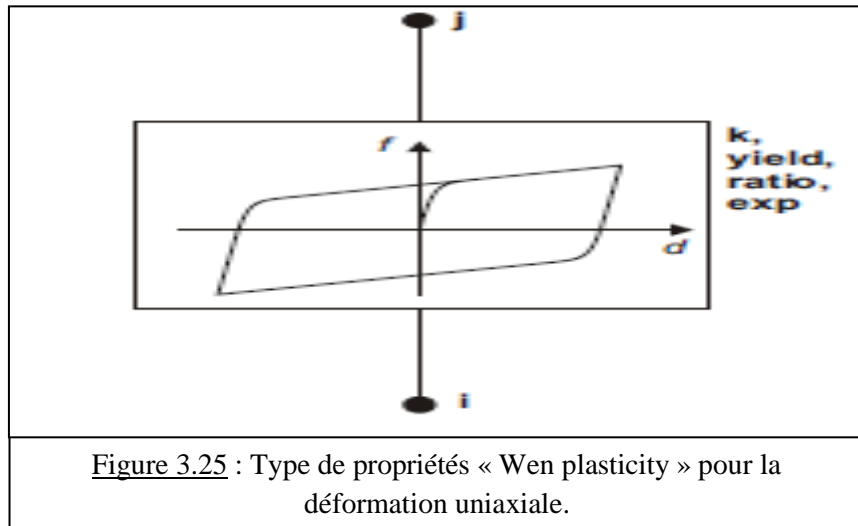


Figure 3.25 : Type de propriétés « Wen plasticity » pour la déformation uniaxiale.

Toutes les déformations internes sont indépendantes. La limite élastique pour un degré de liberté n'affecte pas le comportement des autres déformations.

Si les propriétés non linéaires d'un degré de liberté ne sont pas définies ce dernier est linéaire et utilise la rigidité effective.

La relation non linéaire force-déformation est donnée par :

$$f = \text{ratio} \cdot K \cdot d + (1 - \text{ratio}) \cdot \text{Yield} \cdot Z$$

Avec :

**K**: rigidité élastique

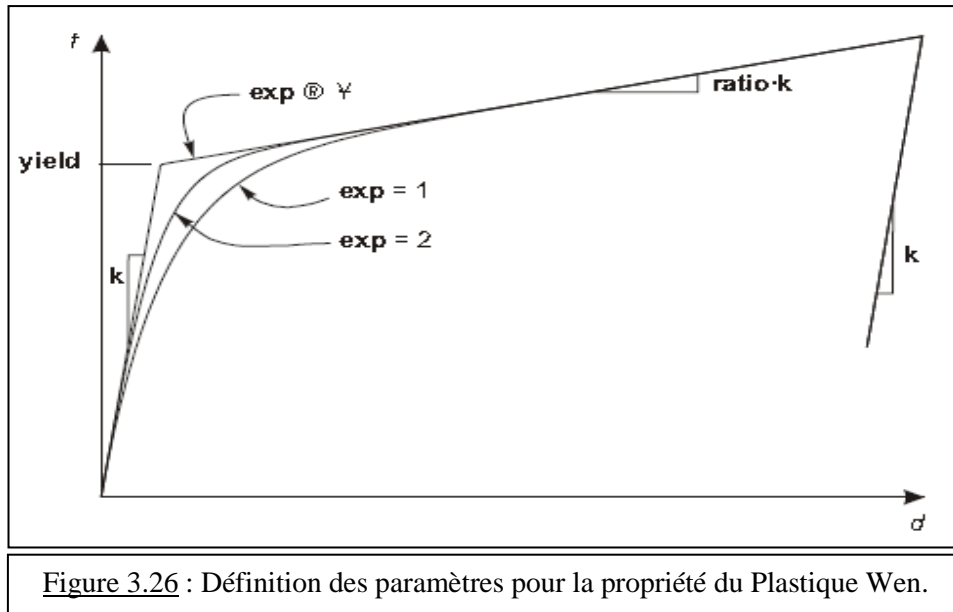
**Yield**: la force élastique

**ratio** : est le taux spécifique de la rigidité post-élastique par rapport à la rigidité élastique (K)

**Z** : variable caractérisant la courbure de la boucle d'hystérésis. ce variable a une gamme de  $|Z| \leq 1$ , avec la surface du rendement (yield) représentée par  $|Z|=1$ . La valeur initiale de z est zéro, et elle évolue selon l'équation différentielle :

$$\dot{z} = \frac{k}{\text{yield}} \begin{cases} \dot{d}(1 - |z|^{\text{exp}}) & \text{if } \dot{d}z > 0 \\ \dot{d} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Où l'exp est un exponentiel supérieur ou égale à une unité. De plus grandes valeurs de cet exponentiel augmente la finesse du rendement suivant les indications du schéma suivant (figure 2.8). La limite pratique pour l'exp est environ 20. L'équation pour  $\dot{z}$  est équivalente au modèle de Wen avec  $A=1$  et  $\alpha=\beta=0,5$ .



#### ➤ Résultats du plastique Wen Pour les deux modèles :

Pour le modèle 1 dont les caractéristiques sont définies précédemment, on remarque que l'incursion dans le domaine plastique est trop grande et dépasse la ductilité d'un dissipateur de type hystérésis, d'où la nécessité d'augmenter la force élastique. Cette augmentation se fait par tâtonnement jusqu'à obtention d'une dissipation d'énergie optimale pour chaque élément

On trace, pour chaque type, les courbes représentatives des dissipateurs entre les blocs (A, B) et (B, C) pour les deux sens.

- Pour A et B :

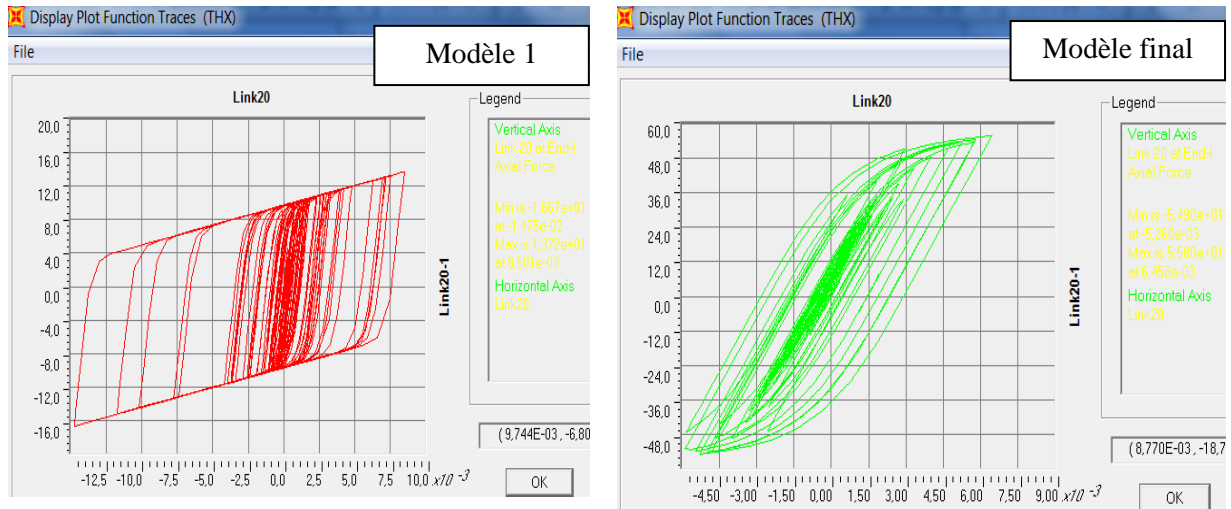


Figure 3.27 : Courbes représentatives du dissipateur du niveau 35.6m entre A et B.

Vérification d'entrechoquement entre A et B :

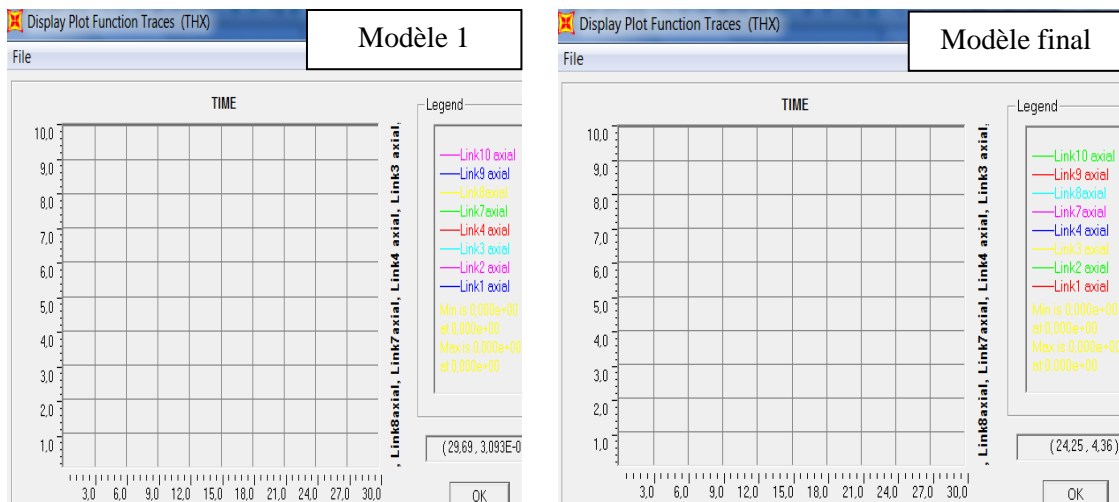


Figure 3.28 : Entrechoquement pour links supérieurs entre A et B.

Pour les deux modèles, l'entrechoquement est nul. La différence est dans la courbe de la dissipation d'énergie.

- Pour B et C :

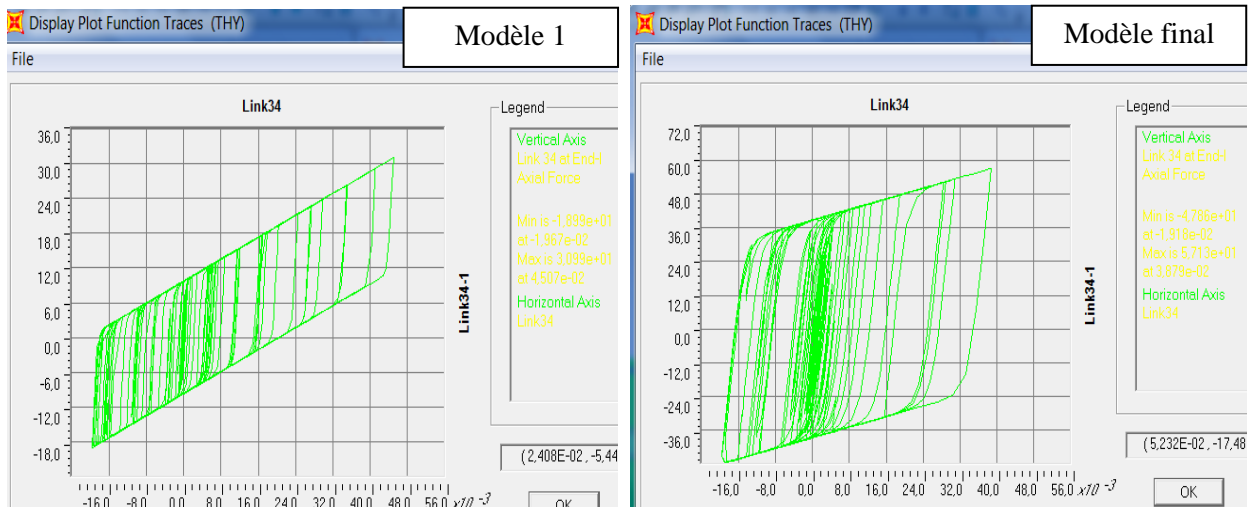


Figure 3.29 : Courbes représentatives du dissipateur du niveau 25.4m entre B et C.

Vérification d'entrechoquement entre B et C :

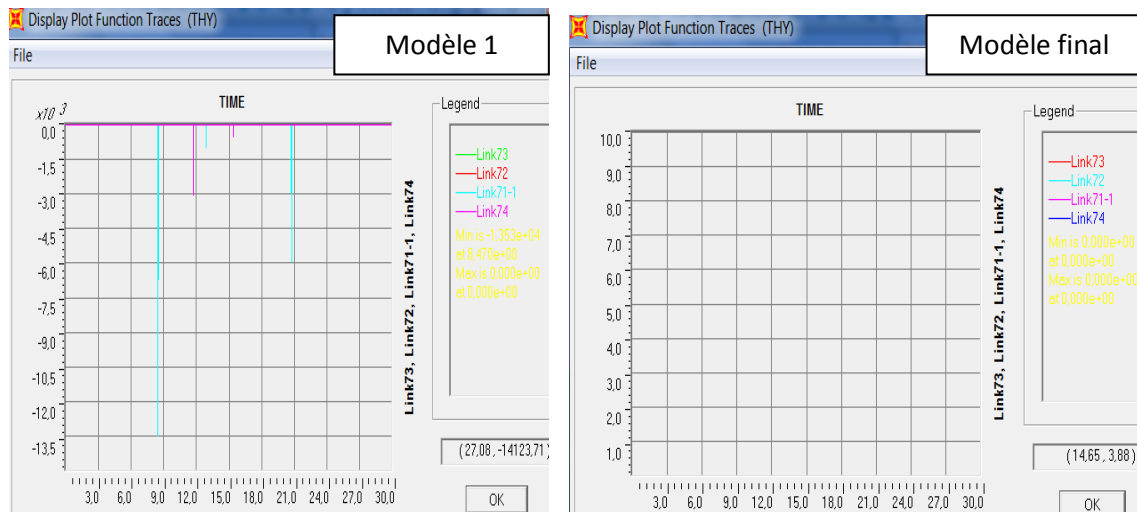


Figure 3.30 : Entrechoquement pour links supérieurs entre B et C.

L'entrechoquement pour le premier modèle est important, par contre il est nul pour le modèle final ; ainsi que la dissipation d'énergie est plus bonne pour le modèle finale.

#### **4. Conclusion :**

Ce chapitre comprend les deux solutions proposées pour réduire l'entrechoquement entre les trois blocs étudiés.

La 1<sup>ère</sup> solution, basée sur la synchronisation des périodes propres, s'avère efficace car les points d'impact ont des faibles amplitudes entre les blocs B et C, et d'amplitudes nulles pour le cas des blocs A et B.

Egalement, on a pu montrer que l'entrechoquement est dangereux lorsqu'un bâtiment sera plus rigide que d'autre dans un ilot d'immeubles.

La solution d'incorporation des amortisseurs hystérisis a montré une efficacité à éliminer l'entrechoquement par formation des boucles d'hystérisis.

## **Conclusion générale :**

Les anciens bâtiments adjacents ont été construits avec un joint parasismique insuffisant. De ce fait, Ils sont vulnérables à l'entrechoquement sismique.

Durant les séismes passés plusieurs enquêtes ont été faites sur les bâtiments adjacents qui ont subis des dégâts importants à cause d'entrechoquement.

Dans ce travail, l'effet d'entrechoquement est bien étudié en donnant des solutions pour le réduire. On propose deux techniques pour pallier à ce phénomène :

✓ La 1<sup>ère</sup> technique est la synchronisation des périodes propres qui s'avère efficace à réduire l'entrechoquement entre les blocs. Elle offre l'avantage pratique.

✓ La technique d'incorporation des amortisseurs hystérésis a montré aussi une efficacité à éliminer l'effet d'entrechoquement.

La deuxième solution est très coûteuse, pour cela, on admet la réalisation de la première solution pour la réduction d'entrechoquement entre les blocs étudiés.

Pour conclure, la construction des bâtiments adjacents séparés d'un joint sismique suffisant est la meilleure façon de prévenir l'entrechoquement entre eux.

# Liste des figures

<b>Figure 1.1</b> : a) l'entrechoquement de deux bâtiments similaire avec des planchers de même niveau a causé des dégâts aux façades et aussi bien que l'éclatement, pour la structure (Mexico 1985) ; b) un effondrement total du bâtiment (Mexico 1985) : le bâtiment moderne renforcé à gauche s'est effondré suite aux chocs avec le bâtiment ancien très rigide vers la droite.	3
<b>Figure 1.2</b> : Entrechoquement entre des bâtiments adjacents lors du séisme d'Izmit 1999.	3
<b>Figure 1.3</b> : Photos de trois blocs adjacents avant et après le séisme de Christchurch 2011.	4
<b>Figure 1.4</b> : Hôtel Anchorage-Westward, séisme Prince William Sound, en Alaska, le 27 Mars, 1964.	4
<b>Figure 1.5</b> : Séisme d'Izmit en Turquie, le 17 Août 1999.	5
<b>Figure 1.6</b> : Séisme d'Izmit, Turquie 1999.	5
<b>Figure 1.7</b> : Séisme de Kobé 1995.	5
<b>Figure 1.8</b> : Séisme de Mexico 1985.	6
<b>Figure 1.9</b> : Séisme de Kocaeli 1999.	6
<b>Figure 1.10</b> : Séisme de ChiChi 1999.	6
<b>Figure 1.11</b> : Séisme de Christchurch 2011 Nouvelle Zélande.	7
<b>Figure 1.12</b> : Séisme de Christchurch 2011 Nouvelle Zélande.	7
<b>Figure 1.13</b> : Séisme de Christchurch 2011 Nouvelle Zélande.	7
<b>Figure 1.14</b> : Collision de deux bâtiments de hauteurs considérablement différentes. En Haut: image avant le séisme (bâtiment de gauche est principalement à l'extérieur du champ de vision). En bas: les détails des dommages après le séisme de Christchurch 2011.	8
<b>Figure 1.15</b> : Photos de deux bâtiments adjacents avant et après le séisme de Christchurch 2011.	8
<b>Figure 1.16</b> : Deux portiques en acier de 21 étages sur table vibrante.	9
<b>Figure 1.17</b> : Comportement des bâtiments adjacents lors du séisme.	10
<b>Figure 1.18</b> : Représentation de différentes situations d'entrechoquement.	10
<b>Figure 1.19</b> : Ouverture entre deux bâtiments (Boumerdes, 2003).	11
<b>Figure 1.20</b> : Séparation des deux bords des bâtiments adjacents.	11

<b><u>Figure 1.21</u></b> : Effondrement des planchers du milieu (Mexique, 1985).	12
<b><u>Figure 1.22</u></b> : Entrechoquement pour bâtiments adjacents réguliers et irréguliers.	12
<b><u>Figure 1.23</u></b> : Comportement modal du premier et deuxième degré de liberté.	13
<b><u>Figure 1.24</u></b> : Entrechoquement entre différents étages.	13
<b><u>Figure 1.25</u></b> : Largeur minimum du joint sismique selon RPA99 v2003.	14
<b><u>Figure 2.1</u></b> : Vus en général de l'ouvrage.	15
<b><u>Figure 2.2</u></b> : Vue en 3D des 3 blocs	16
<b><u>Figure 2.3</u></b> : Vue en plan du RDC.	17
<b><u>Figure 2.4</u></b> : Vue en plan du EC.	17
<b><u>Figure 2.5</u></b> : Vue en plan du dernier étage.	17
<b><u>Figure 2.6</u></b> : Vue des poteaux et poutres du bloc A.	18
<b><u>Figure 2.7</u></b> : Vue des poteaux et poutres du bloc B.	19
<b><u>Figure 2.8</u></b> : Vue des poteaux et poutres du bloc C.	19
<b><u>Figure 2.9</u></b> : Vue en plan des appuis.	20
<b><u>Figure 2.10</u></b> : Vue en plan des planchers.	20
<b><u>Figure 2.11</u></b> : Graphe d'accélération du séisme.	21
<b><u>Figure 2.12</u></b> : Force-Déformation de la rotule plastique dans l'analyse Pushover.	22
<b><u>Figure 2.13</u></b> : Formation des rotules plastiques à l'étape 5 pour bloc A.	23
<b><u>Figure 2.14</u></b> : Rapport de ductilité de la trame selon la FEMA-440 pour bloc A.	23
<b><u>Figure 2.15</u></b> : Formation des rotules plastiques en plusieurs étapes pour bloc B.	24
<b><u>Figure 2.16</u></b> : Rapport de ductilité de la trame selon la FEMA-440 pour bloc B.	24
<b><u>Figure 2.17</u></b> : Formation des rotules plastiques en plusieurs étapes pour bloc C.	25
<b><u>Figure 2.18</u></b> : Rapport de ductilité de la trame selon la FEMA-440 pour bloc C.	26
<b><u>Figure 2.19</u></b> : Modèle masse concentrée avec un écart et un ressort élastique en série.	27
<b><u>Figure 2.20</u></b> : L'élément non linéaire Gap.	27
<b><u>Figure 2.21</u></b> : Dessin des gaps.	28
<b><u>Figure 2.22</u></b> : Photos d'un Gap entre bloc A et Bloc B.	29
<b><u>Figure 2.23</u></b> : Entrechoquement entre A et B au niveau 35.6m.	29
<b><u>Figure 2.24</u></b> : Entrechoquement entre A et B au niveau 32.2 m.	30
<b><u>Figure 2.25</u></b> : Entrechoquement entre B et C au niveau 25.4 m.	30
<b><u>Figure 2.26</u></b> : Entrechoquement entre B et C au niveau 22 m.	31
<b><u>Figure 2.27</u></b> : Entrechoquement entre B et C au niveau 32.2 m.	31
<b><u>Figure 2.28</u></b> : Déplacement du bloc A suivant l'axe X, $T_x = 1.04s$ .	32

<b><u>Figure 2.29</u></b> : Déplacement suivant l'axe Y du bloc A, $T_y= 0,99s$ .	<b>33</b>
<b><u>Figure 2.30</u></b> : Déplacement suivant l'axe X du bloc B, $T_x= 1,02s$ .	<b>33</b>
<b><u>Figure 2.31</u></b> : Déplacement suivant l'axe Y du bloc B, $T_y= 0,98s$ .	<b>34</b>
<b><u>Figure 2.32</u></b> : Déplacement suivant l'axe Y du bloc C, $T_y= 1,174s$ .	<b>34</b>
<b><u>Figure 2.33</u></b> : Déplacement suivant l'axe X du bloc C, $T_x= 0,95s$ .	<b>35</b>
<b><u>Figure 3.1</u></b> : Voile de 35cm en RDC plan y-z.	<b>36</b>
<b><u>Figure 3.2</u></b> : Deux noyaux de 30cm pour les 2 bâtiments plan x-z.	<b>36</b>
<b><u>Figure 3.3</u></b> : Renforcement du A et B en 3D.	<b>37</b>
<b><u>Figure 3.4</u></b> : Mouvement harmonique des blocs A et B selon THX.	<b>37</b>
<b><u>Figure 3.5</u></b> : Mouvement de A et B sans entrechoquement.	<b>38</b>
<b><u>Figure 3.6</u></b> : Déformation modale du bloc A ; $T_y= 0,8091s$ .	<b>38</b>
<b><u>Figure 3.7</u></b> : Déformation modale du bloc B ; $T_y= 0,8085s$ .	<b>38</b>
<b><u>Figure 3.8</u></b> : Déformation modale du bloc A ; $T_x= 0,7114s$ .	<b>39</b>
<b><u>Figure 3.9</u></b> : Déformation modale du bloc B ; $T_x= 0,69601s$ .	<b>39</b>
<b><u>Figure 3.10</u></b> : Entrechoquement nul pour links supérieurs.	<b>39</b>
<b><u>Figure 3.11</u></b> : Renforcement du B et C en 3D.	<b>40</b>
<b><u>Figure 3.12</u></b> : Mouvement Harmonique des blocs pour THY.	<b>40</b>
<b><u>Figure 3.13</u></b> : Mouvement de B et C sans entrechoquement remarquable.	<b>41</b>
<b><u>Figure 3.18</u></b> : Entrechoquement pour links supérieurs.	<b>41</b>
<b><u>Figure 3.19</u></b> : Entrechoquement nul.	<b>42</b>
<b><u>Figure 3.14</u></b> : Déformation modale du bloc B ; $T_y= 0,80973$ .	<b>42</b>
<b><u>Figure 3.15</u></b> : Déformation modale du bloc C ; $T_y= 0,60677s$ .	<b>42</b>
<b><u>Figure 3.16</u></b> : Déformation modale du bloc B ; $T_x= 0,69601s$ .	<b>43</b>
<b><u>Figure 3.17</u></b> : Déformation modale du bloc C ; $T_x= 0.71384s$	<b>43</b>
<b><u>Figure 3.20</u></b> : Les trois blocs en 3D avec bloc B renforcé.	<b>45</b>
<b><u>Figure 3.21</u></b> : Entrechoquement pour links 3 et 4, 7 et 10 entre A et B.	<b>45</b>
<b><u>Figure 3.22</u></b> : Entrechoquement entre B et C.	<b>46</b>
<b><u>Figure 3.23</u></b> : Dissipateur d'énergie d'hystérésis (élasto-plastique).	<b>47</b>
<b><u>Figure 3.24</u></b> : Caractéristique d'une plaque.	<b>47</b>
<b><u>Figure 3.25</u></b> : Type de propriétés « Wen plasticity » pour la déformation uniaxiale.	<b>50</b>
<b><u>Figure 3.26</u></b> : Définition des paramètres pour la propriété du Plastique Wen.	<b>51</b>
<b><u>Figure 3.27</u></b> : Courbes représentative du dissipateur du niveau 35.6m entre A et B.	<b>52</b>
<b><u>Figure 3.28</u></b> : Entrechoquement pour links supérieurs entre A et B.	<b>52</b>

**Figure 3.29** : Courbes représentative du dissipateur du niveau 25.4m entre B et C. **53**

**Figure 3.30** : Entrechoquement pour links supérieurs entre B et C. **53**

# Références

- AbdelRaheem S.E. (2006), “Seismic pounding between adjacent building structures”, *Electronic Journal of Structural Engineering*, Vo. 6, pp. 66-74.
- Abdullah, M. M., Hanif, J. H., Richardson, A., and Sobanjo, J. (2001). “Use of a shared tuned mass damper (STMD) to reduce vibration and pounding in adjacent structures.” *J. Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 30, 1185 – 1201.
- Amar KASSOUL, *Pathologie Des Bâtiments Endommagés Par Les Séismes – Vulnérabilité et Réhabilitation des Structures (2014/2015) – MASTER Génie Civil – Option : SCI*
- Anagnostopoulos, S. A. (1988). “Pounding of buildings in series during earthquake” *J. Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 16, 443 – 456.
- Anagnostopoulos, S. A., and Spiliopoulos, K. V. (1992). “An investigation of earthquake induced pounding between adjacent buildings.” *J. Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 21, 289 –302.
- Chau, K. T., and Wei, X. X. (2001). “Pounding of structures modeled as non linear impacts of two oscillators.” *J. Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 30, 633 – 651.
- Grogory Cole, Nawawi Chouw and Rajesh Dhakal, *Building and Bridges Pounding Damage Observed in the 2011 CHRISTCHURCH Earthquake, – Bulletin of the New ZEALAND society for earthquake engineering, Vol 44, No 4, December 2011 .*
- KAHLOUCHE Farah, « Réduction De L’effet De Martèlement Entre Les Bâtiments Adjacents Par Le Mécanisme De Dissipation D’énergie », *Thèse de Magister, 2013, Université des sciences et de la technologie « Houari Boumedienne ».*
- Kasai, K., and Maison, B. F. (1992). “Dynamics of pounding when two buildings collide.” *J. Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 21, 771 – 786.

- Luco, J. E., and Barros, Optimal damping between two adjacent elastic structures, F. C. P. De (1998). *J. Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 27, 649 – 659.
- Maison, B. F., and Kasai, K. (1990). “Analysis for type of structural pounding.” *J. Struct. Eng.*, 116(4), 957 – 977.
- Milan ZACEK, Risque Sismique : « Renforcer Les Bâtiments Existants », Tarbes 21 octobre 2008, Professeur à l’ENSA Marseille. Architecte, ingénieur.
- Mizam DOĞAN, Ayten GÜNAYDIN, Pounding of Adjacent Rc Buildings During Seismic Loads - *Journal of Engineering and Architecture Faculty of Eskişehir Osmangazi University*, Vol: XXII, No:1, 2009,
- Papadrakakis, M., Apostolopoulou, C., Zacharopoulos, A., and Bitzarakis, S. (1996). “Three dimensional simulation of structural pounding during earthquakes.” *J. Eng. Mech.*, 122(5), 423 – 431.
- Penzien, J. (1997). “Evaluation of building separation distance required to prevent pounding during strong earthquakes.” *J. Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 26, 849 – 858.
- Proceedings Of The Ninth Conférence Of Earthquake Engineering Building, Developement Of Pounding Model For Adjacents Structures In Earthquakes, April 2011 – Auckland, New ZEALAND.
- RPA99.v2003, CGS, 2004.