

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE DE BLIDA  
FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

## MEMOIRE DE MAGISTER

Présenté par :

**M<sup>lle</sup> BEREDIAF BOURAHLA MALIKA**

Ingénieur d'état en génie civil de l'université de Blida  
Option C.C.I

THEME

**COMPORTEMENT DYNAMIQUE NON-LINEAIRE DES  
SYSTEMES DE CONTREVENTEMENT DES  
OSSATURES METALLIQUES**

Soutenu publiquement le : **Dimanche 07 Avril 2002**  
Devant les membres du Jury :

<b>Bouafia Ali</b>	Maître de Conférences	USTB	Président
<b>Bourahla Nouredine</b>	Maître de Conférences	USTB	Rapporteur
<b>Afra Hamid</b>	Maître de Conférences	C.G.S	Examineur
<b>Achour Belkacem</b>	Maître de Conférences	U.Mostaganem	Examineur
<b>Abed Mohamed</b>	Maître de Conférences	USTB	Examineur

32-620-37-1



# Remerciements

*Toute ma gratitude, grâce et remerciement au bon Dieu qui ma donner la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon promoteur Dr.N.BOURAHLA pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail en me faisant bénéficier de ses conseils et critiques qui m'ont été d'une aide précieuse.*

*Je tiens à remercier avec ardeur et volonté, tous ceux qui m'ont apporté aide et soutien lors de l'élaboration de cette étude.*

# *Dédicaces*

*Je tiens à dédier ce travail aux personnes qui me sont les plus chères ....*

*Mes très chers parents*

*Mes frères et sœurs*

*Mes nièces et neveux*

*Mes amis (es) qui se reconnaîtront*

*A toute ma famille*

## ***RESUME***

Le comportement des structures sous l'action d'une charge sismique est jugé principalement selon deux critères : la rigidité latérale et la capacité de dissipation d'énergie introduite par le séisme. Ces critères sont fortement liés à la performance du système de contreventement utilisé.

Cette étude évalue les performances et compare entre les différents systèmes de contreventement utilisés en construction métallique. Ce travail est mené par une analyse dynamique et quasi-statiques non-linéaire en terme de rigidité latérale, de résistance et de capacité de dissipation d'énergie.

Ce dernier paramètre est illustré par les courbes énergétiques qui montrent les différentes formes de dissipation d'énergie.

Les dommages subis par les éléments des structures sont appréciés par le nombre d'incursions ainsi que la ductilité maximale.

Les résultats issus des calculs non-linéaires montrent que les portiques auto-stables ont une grande capacité de dissipation d'énergie mais présentent l'inconvénient de la faible rigidité latérale. Par contre les contreventements en diagonales concentriques constituent des systèmes qui conservent la rigidité latérale, cependant leur aptitude à dissiper de l'énergie est faible. Les contreventements à jarrets et à diagonales excentriques sont des systèmes qui assurent à la fois la bonne dissipation d'énergie et la grande rigidité latérale.

Le calcul non-linéaire est une méthode rigoureuse mais complexe, ce qui limite son champ d'application. Cependant tous les codes sismiques récents proposent l'emploi d'un facteur de comportement qui permet un calcul linéaire, en tenant compte de la capacité de dissipation d'énergie dans le domaine non-linéaire.

Une partie de cette étude est consacrée à l'évaluation des facteurs de comportement des différents systèmes de contreventement pour des structures de hauteurs différentes, en se basant sur un critère d'égalité des déplacements.

## ملخص :

إن تصرف البنايات المعمارية تحت تأثير الهزات الأرضية يحتكم أساسا الى قاعدتين عامتين :

القساوة العرضية للبناية ، و قدرتها على تبديد الطاقة الحاصلة من تدفق الأمواج الزلزالية. هاتان القاعدتان ترتبطان أساسا بنظام المضائلة المستعمل. الدور الأساسي لأنظمة المضائلات هو الحفاظ على استقرار البناية ، مع منحها القساوة اللازمة.

الهدف من هذه الدراسة هو تقدير خصائص أنظمة المضائلات المستعملة في الأبنية الحديدية و المقارنة بينها عن طريق التحليل اللاخطي اعتمادا على عاملي الصلابة العرضية و قدرة تبديد الطاقة.

هذا العامل الأخير معبر عنه بمنحنيات الطاقة التي تبين مختلف اشكال الطاقة المبددة.

الضرر الملحق بعناصر البناية مقدر بعدد الرحلات و الممطولية القصوى لعناصر هذه الأنظمة.

النتائج المحصل عليها من خلال هذه الدراسة تبين أن أنظمة المضائلات بتصليب العقد تكتسب قدرة عالية على تبديد الطاقة ، غير أن قساوتها العرضية ضعيفة . اما فيما يخص أنظمة المضائلات المركزة فتعتبر أنظمة محافظة على الصلابة العرضية ، لكن قدرتها على تبديد الطاقة ضعيفة . أنظمة المضائلات ذات التشكيل الزاوي تمثل أنظمة تجمع بين الصلابة العرضية الجيدة و قدرة تبديد الطاقة العالية.

التحليل اللاخطي طريقة دقيقة لكن معقدة ، لذلك فإن معظم قوانين البناء المضاد للزلازل تقترح استعمال ثابت للتصرف الذي يسمح بإجراء تحليل خطي مع الأخذ بعين الاعتبار قدرة البناية على تبديد الطاقة.

جزء من هذه الدراسة مخصص لتقدير ثوابت التصرف لأنظمة المضائلات اعتمادا على معيار توافق التحرك العرضي.

# Sommaire

*Remerciements*

*Dédicaces*

*Résumé*

*Abstract*

*sommaire*

*Listes des figures*

*Listes des tableaux*

*Notations et abréviations*

## Chapitre 1 INTRODUCTION GENERALE

1.1. Introduction .....	1
1.2. Objectif et plan de travail .....	2

## Chapitre 2 LA DUCTILITE , LE FACTEUR DE COMPORTEMENT ET L'ENERGIE DANS LA CONCEPTION PARASISMIQUE

2.1. Introduction .....	3
2.2. Généralités sur la ductilité .....	3
2.2.1. Définition de la ductilité .....	3
2.2.2. La ductilité du matériau.....	4
2.2.3. La ductilité de l'élément .....	4
2.2.4. La ductilité globale .....	5
2.2.5. La ductilité dans la conception parasismique .....	6
2.3. Effet d'hystérisis.....	7
2.4. Définition du facteur de comportement .....	8
2.5. L' approche énergétique de l'évaluation du comportement dynamique des systèmes structurels .....	14
2.5.1. Méthode de l'énergie absolue .....	15
2.5.2. Méthode de l'énergie relative .....	16
2.6. Conclusion.....	17

## **Chapitre 3 LA STRATEGIE ANTISISMIQUE ET LES SYSTEMES DE CONTREVENTEMENT**

3.1. Introduction .....	18
3.2. Les systèmes antisismiques .....	18
3.2.1 Système d'isolation à la base .....	18
3.2.2 Les amortissements structurels discrets.....	19
3.2.3 Amortissement par masses asynchrones.....	19
3.2.4 Systèmes actifs.....	19
3.2.5 Les amortissements hystériques structurels .....	20
3.4. Les performances des systèmes de contreventement en charpente métallique..	21
3.4.1. Contreventement par rigidification des nœuds .....	21
3.4.2. Contreventement des systèmes en X .....	22
3.4.3. Contreventement des systèmes en K .....	23
3.4.4. Contreventement des systèmes excentriques .....	23
3.4.5. Contreventement des systèmes à jarrets .....	25
3.4.6. Contreventement à amortissement par frottement .....	25
3.4.7. Contreventement à amortissement viscoélastique .....	27
3.4.8. Contreventement par élément en aluminium.....	28
3.5. Conclusion .....	29

## **Chapitre 4 LES METHODES D'ANALYSE NON-LINEAIRE**

4.1. Introduction.....	30
4.2. Généralités sur l'analyse dynamique non-linéaire .....	30
4.2.1. Les origines des non-linéarités dans un système structurel.....	30
4.2.1.1 Variation de la masse.....	30
4.2.1.2 Variation de l'amortissement.....	31
4.2.1.3 Variation de la rigidité.....	31
4.2.1.3.1 Non-linéarité géométrique.....	31
4.2.1.3.2 Non-linéarité mécanique du matériaux.....	31
a - Modèle élasto – plastique parfait .....	32



b - Modele élasto – plastique écrouissable.....	32
c - Modele d'endommagement de Takéda.....	32
4.2.2 L'analyse dynamique non-linéaire par la méthode d'intégration pas à pas.....	33
4.3. L'analyse quasi-statique non-linéaire .....	34
4.3.1. Hypothèses de l'analyse quasi-statique non-linéaire ' Pushover ' .....	34
4.3.2. Principes de l'analyse quasi-statique non-linéaire ' Pushover ' .....	34
4.4. Conclusion.....	36

## **Chapitre 5 L'ANALYSE DYNAMIQUE NON-LINEAIRE DES SYSTEMES DE CONTREVENTEMENT**

5.1. Introduction .....	37
5.2. Description des structures .....	37
5.3. Définition des chargements sismiques .....	38
5.4. Présentation du logiciel de calcul .....	42
5.5. Modélisation des composantes de contreventement.....	42
5.5.1. Modélisation de l'élément jarret.....	42
5.5.2. Modélisation de la poutre (link) du contreventement excentrique.....	43
5.6. Le comportement dynamique non-linéaire des structures sous Elcentro .....	44
5.6.1. Déplacement latéral .....	44
5.6.2. Les efforts internes enveloppes dans les poteaux.....	45
5.6.3. Les réponses temporelles des déplacements aux sommets des structures.....	47
5.6.3. Déplacement relatif (inter-étage).....	47
5.6.5. Répartition des zones de déformation plastique .....	48
5.6.6. Les réponses temporelles des énergies des structures .....	48
5.6.7. Les dommages dans les éléments de contreventement des structures..	49
5.6.7.1. Le nombre d'incursions .....	49
5.6.7.2. La ductilité maximale des éléments de contreventement.....	51
5.6.7.3. La propagation des rotules plastiques en fonction des	

intensités .....	51
5.7. L'effet de variation des accélérogrammes .....	55
5.7.1. Les réponses temps des structures.....	55
5.7.3. Les déplacements relatifs .....	60
5.8. L'évaluation de la ductilité locale et du facteur de comportement des structures.....	62
5.8.1. La procédure d'évaluation du facteur de comportement .....	62
5.8.2. L'effet de variation des périodes des structures.....	63
5.8.2.1. Les structures de 3 étages .....	63
5.8.2.2. Les structures de 7 étages .....	67
5.8.2.3. Les structures de 15 étages .....	72
5.9. Conclusion.....	78

## **Chapitre 6 L'ANALYSE QUASI-STATIQUE NON-LINEAIRE DES SYSTEMES DE CONTREVENTEMENT**

6.1. Introduction .....	78
6.2. Procédure de l'analyse Pushover.....	78
6.3. Interprétation des résultats .....	79
6.4. Conclusion .....	84

## **Chapitre 7 CONCLUSION GENERALE.....**

<b>REFERENCES .....</b>	<b>89</b>
<b>ANNEXE 1</b> Prédimensionnement des structures .....	<b>95</b>
<b>ANNEXE 2</b> Présentation du logiciel de calcul DRAIN-2DX .....	<b>100</b>
<b>ANNEXE 3</b> Présentation de l'analyse 'puchover ' par le logiciel SAP2000.....	<b>103</b>

## Liste des figures

- Fig 2.1** Définition du rapport de ductilité  
**Fig 2.2** Instabilité locale d'un élément de structure  
**Fig 2.3** Répartition des rotules plastiques dans la structure.  
**Fig 2.4** Boucle d'hystérésis pour une barre en flexion  
**Fig 2.5** Etablissement du facteur de comportement  
**Fig 2.6** Modèle mathématique d'un oscillateur à 1ddl soumis à une excitation à la base
- Fig 3.1** Structure avec un système d'isolation de base associé avec un amortisseur  
**Fig 3.2** Amortissement par masse asynchrone  
**Fig 3.3** Amortissements actifs  
**Fig 3.4** Quelques modes de rigidification des nœuds  
**Fig 3.5** Type de boucles d'hystérésis des contreventements en X  
**Fig 3.6** Contreventement par des diagonales en K  
**Fig 3.7** Quelques types de contreventements excentriques  
**Fig 3.8** Mécanismes de rupture dans les contreventements excentriques  
**Fig 3.9** Quelques types de contreventements à jarret  
**Fig 3.10** Mécanisme de frottement couplé avec des : (a) diagonales en K, (b) diagonales en X  
**Fig 3.11** Type de boucles d'hystérésis des joints de frottement  
**Fig 3.12** (a) Disposition du matériau viscoélastique (b) Disposition de l'amortisseur viscoélastique  
**Fig 3.13** Contreventement par ajout d'élément en aluminium  
**Fig 3.14** Type de boucles d'hystérésis de l'élément en aluminium
- Fig 4.1** Modèle élasto-plastique parfait  
**Fig 4.2** Modèle élasto-plastique écrouissable  
**Fig 4.3** Modèle d'endommagement de Takeda  
**Fig 4.4** Modélisation d'un système à PDDL par un système à 1DDL  
**Fig 4.5** Forme générale de la courbe de capacité d'une structure
- Fig 5.a.1** l'accélérogramme de kobe  
**Fig 5.a.2** Spectre de réponse de l'accélérogramme de kobe avec un amortissement de 5%  
**Fig 5.b.1** Accélérogramme d'Elcentro  
**Fig 5.b.2** Spectre de réponse de l'accélérogramme d'Elcentro avec un amortissement de 5%  
**Fig 5.c.1** Accélérogramme de parkfield  
**Fig 5.c.2** Spectre de réponse de l'accélérogramme de parkfield avec un amortissement de 5%  
**Fig 5.d.1** Accélérogramme de northridge  
**Fig 5.d.2** Spectre de réponse de l'accélérogramme de northridge avec un amortissement de 5%  
**Fig 5.1** Les spectres de réponse des accélérogrammes utilisés avec un amortissement de 5%  
**Fig 5.2** Modélisation de l'élément jarret par le DRAIN-2D  
**Fig 5.3** Idéalisations du comportement non-linéaire des connecteurs  
**Fig 5.4** Modélisation de la poutre contreventée par des diagonales excentriques  
**Fig 5.5** Modélisation de la poutre contreventée par des diagonales excentriques  
**Fig 5.6** Les moments enveloppes dans les poteaux sous l'accélérogramme d'elcentro  
**Fig 5.7** Les effort tranchants enveloppes dans les poteaux sous l'accélérogramme d'elcentro  
**Fig 5.8** Les efforts normaux enveloppes dans les poteaux sous l'accélérogramme d'elcentro  
**Fig 5.9** Les réponse temporelles de déplacement aux sommets des structures sous ELCENTRO  
**Fig 5.10** Déplacement relatif sous l'accélérogramme d'elcentro  
**Fig 5.11** Les réponses temporelles des énergies des structures sous l'accélérogramme d' ELCENTRO

## Liste des figures

- Fig 5.12** Le nombre d' incursions dans les éléments de contreventement
- Fig 5.13** Ductilité des éléments dissipateurs d'énergies des systèmes de contreventement
- Fig 5.14** Répartition des rotules plastiques sous intensités progressives d'elcentro
- Fig 5.15** Les réponses temporelles des énergies des structures sous l'accélérogramme de Parkfield
- Fig 5.16** Les réponses temporelles des énergies des structures sous l'accélérogramme de KOBE
- Fig 5.17** Les réponses temporelles des énergies des structures sous l'accélérogramme de Northridge
- Fig 5.18** La réponses temporelles maximales aux sommet de la structure sous l'accélérogramme de kobe
- Fig 5.19** Les réponses temporelle maximale au sommet de la structure sous l'accélérogramme de parkfield
- Fig 5.20** La réponse temporelles maximales au sommet de la structure sous l'accélérogramme de northridge
- Fig 5.21** Déplacement relatif sous l' accélérogramme de parkfield
- Fig 5.22** Déplacement relatif sous l' accélérogramme de kobe
- Fig 5.23** Déplacement relatif sous l' accélérogramme de northridge
- Fig 5.24** Densité des rotules plastiques en fonction du facteur de comportement pour la structure contreventée par diagonales en x
- Fig 5.25** Densité des rotules plastiques en fonction du facteur de comportement pour la structure contreventée par diagonales en k
- Fig 5.26** Densité des rotules plastiques en fonction du facteur de comportement pour la Structure contreventée par diagonales excentriques
- Fig 5.27** Densité des rotules plastiques en fonction du facteur de comportement pour la structure contreventée par éléments jarrets
- Fig 5.28** Densité des rotules plastiques en fonction du facteur de comportement pour la structure en portique auto-stable
- Fig 5.29** Densité des rotules plastiques en fonction du facteur de comportement pour la structure en portique auto-stable
- Fig 5.30** Densité des rotules plastiques en fonction du facteur de comportement pour la structure contreventée par diagonales excentriques
- Fig 5.31** Densité des rotules plastiques en fonction du facteur de comportement pour la structure contreventée par élément jarret
- Fig 5.32** Densité des rotules plastiques en fonction du facteur de comportement pour la structure Contreventées par diagonales concentriques en k
- Fig 5.33** Densité des rotules plastiques en fonction du facteur de comportement pour la structure contreventée par diagonales concentriques en x
- Fig 5.34** Densité des rotules plastiques en fonction du facteur de comportement pour la structure en portique auto-stable
- Fig 5.35** Densité des rotules plastiques en fonction du facteur de comportement pour la structure contreventée par diagonales excentriques
- Fig 5.36** Densité des rotules plastiques en fonction du facteur de comportement pour la structure contreventée par élément jarret
- Fig 5.37** Densité des rotules plastiques en fonction du facteur de comportement pour la structure contreventée par diagonales concentriques en x
- Fig 5.38** Densité des rotules plastiques en fonction du facteur de comportement pour structure contreventée par diagonales concentriques en k
- Fig 6.1** La loi de comportement rotule
- Fig 6.2** Courbe de capacité pour chaque type de contreventement
- Fig 6.3** Répartition des rotules plastiques en fonction du déplacement latéral contreventement concentrique en X
- Fig 6.4** Répartition des rotules plastiques en fonction du déplacement latéral contreventement concentrique en K
- Fig 6.5** Répartition des rotules plastiques en fonction du déplacement latéral contreventement à jarret

## Liste des tableaux

<b>Tab 2.1</b>	Valeurs du facteur de comportement dans le RPA99
<b>Tab 2.2</b>	Valeurs du facteur de comportement dans l'Eurocode 8
<b>Tab 2.3</b>	Valeurs du facteur de comportement dans le règlement parasismique de Canada
<b>Tab 2.4</b>	Valeurs du facteur de comportement dans le règlement parasismique des USA
<b>Tab 2.5</b>	Valeurs du facteur de comportement dans le règlement parasismique du Mexique
<b>Tab 2.6</b>	Valeurs du facteur de comportement dans le règlement parasismique du Japon.
<b>Tab 2.7</b>	Valeurs du facteur de comportement dans le règlement parasismique de la Nouvelle Zélande
<b>Tab 5.1</b>	Caractéristiques des accélérogrammes utilisés
<b>Tab 5.2</b>	Les pourcentages des rotules plastiques dans les structures sous différentes intensités d'Elcentro
<b>Tab 5.3</b>	Facteur de comportement et ductilités de la structure en portique
<b>Tab 5.4</b>	Facteur de comportement et ductilités de la structure contreventée par éléments jarrets
<b>Tab 5.5</b>	Facteur de comportement et ductilités de la structure contreventée par diagonales excentriques
<b>Tab 5.6</b>	Facteur de comportement et ductilités de la structure contreventée par diagonales en x
<b>Tab 5.7</b>	Facteur de comportement et ductilités de la structure contreventée par diagonales en k
<b>Tab 5.8</b>	Facteur de comportement et ductilités de la structure en portique
<b>Tab 5.9</b>	Facteur de comportement et ductilités de la structure contreventée par éléments jarrets
<b>Tab 5.10</b>	Facteur de comportement et ductilités de la structure contreventée par diagonales Concentriques en x
<b>Tab 5.11</b>	Facteur de comportement et ductilités de la structure contreventée par diagonales concentriques en k
<b>Tab 5.12</b>	Facteur de comportement et ductilités de la structure contreventée par diagonales Excentriques
<b>Tab 5.13</b>	Facteur de comportement et ductilités de la structure en portique
<b>Tab 5.14</b>	Facteur de comportement et ductilités de la structure contreventée par éléments jarrets
<b>Tab 5.14</b>	Facteur de comportement et ductilités de la structure contreventée par diagonales excentriques
<b>Tab 5.16</b>	Facteur de comportement et ductilités de la structure contreventée par diagonales Concentriques en x
<b>Tab 5.17</b>	Facteur de comportement et ductilités de la structure contreventée par diagonales Concentriques en k
<b>Tab 6.1</b>	Caractéristiques des courbes de capacité pour chaque type de contreventement
<b>Tab 6.2</b>	Ecart de déplacement pour l'apparition des rotules plastiques
<b>Tab 6.3</b>	Facteur de capacité de résistance et la ductilité globale pour chaque type de contreventement

## Notations et abréviations

$A$	coefficient d'accélération de zone.
$[C]$	Matrice d'amortissement.
$D$	Facteur d'amplification dynamique.
$D_{max}$	Déplacement maximal au sommet de la structure.
$De$	Déplacement élastique maximal de la structure.
$E$	Module d'élasticité longitudinale.
$E_a$	Energie de déformation.
$E_c$	Energie cinétique absolue.
$E'_c$	Energie cinétique relative.
$E_h$	Energie dissipée par effet hystérisique.
$E_i$	Energie absolue introduite par le séisme.
$E'_i$	Energie relative introduite par le séisme.
$E_{\xi}$	Energie dissipée par amortissement.
$F_i$	Forces horizontales concentrées aux niveaux des planchers.
$[K]$	Matrice de rigidité.
$[K(t)]$	Matrice de rigidité incrémentale.
$R, q$	Facteur de comportement.
$M_p$	Moment de flexion plastique d'un élément.
$Q$	Facteur de qualité d'une structure.
$V$	Force statique équivalente à la base de la structure.
$V_p$	Effort tranchant de capacité.
$V_u$	Effort tranchant ultime .
$V_{cr}$	Effort tranchant critique.
$W$	Poids de la structure.
$a(t)$	Accélérogramme.
$b_c$	Largeur de la semelle du poteau.
$d_c$	Hauteur d'âme du poteau.
$d_e$	Largeur de la semelle d'un élément.
$d_u$	Déplacement ultime d'une structure.
$e$	Excentricité de la partie dissipative des contreventements excentriques.
$f_y, \sigma_e$	Contrainte élastique limite de l'acier.
$g$	Accélération de la pesanteur.
$h$	Pas de temps.
$h_i$	Hauteur d'un étage $i$ .
$l$	Longueur d'un élément de structure.
$x$	Déplacement d'un oscillateur.
$\dot{x}$	vitesse d'un oscillateur.
$\ddot{x}$	Accélération d'un oscillateur.
$c$	Coefficient d'amortissement visqueux.
$k_t$	Rigidité en fonction du temps.
$m$	Masse (supposée concentrée au sommet).
$\Delta_d$	Ecart de déplacement.
$\lambda$	Multiplicateur réel.
$\lambda_e$	Multiplicateur de la limite élastique.
$\lambda_{max}$	Valeur de $\lambda$ maximale admise.
$\mu_g$	Ductilité globale.
$\mu_{\theta}$	Ductilité d'un élément en flexion.
$\mu_e$	Ductilité d'un élément en traction ou en compression.

## Notations et abréviations

$\varepsilon_e$	Déformation élastique limite du matériau.
$\varepsilon_{max}$	Déformation maximale du matériau.
$\theta_e$	Rotation élastique limite.
$\theta_p$	Rotation plastique.
$u_e$	Déplacement élastique limite.
$u_{max}$	Déplacement latéral maximal.
$\xi$	Coefficient d'amortissement.
$\sigma_{max}$	Contrainte dans un élément.

*Chapitre 1*

***INTRODUCTION GENERALE***



## 1.1 Introduction

Des milliers de tremblements de terres secouent chaque année des régions différentes de la surface terre et causent d'énormes pertes en vies humaines et dégâts matériels.

Citons qu'au début de ce siècle, les statistiques ont démontré que deux millions et demi de vies humaines ont été victimes dans le monde de ces séismes majeurs, entraînant de graves conséquences sur le plan social et économique[33]. De ce fait, les tremblements de terres sont classés parmi les catastrophes naturelles les plus tragiques.

Pour réduire ce risque sismique et préserver au maximum les vies humaines et les biens matériels, il est primordial, entre autres, de recourir à une bonne conception parasismique des structures, où le choix du système structurel adéquat, les méthodes de calcul et d'analyse les plus appropriées ainsi qu'une réalisation et un contrôle de qualité rigoureux des ouvrages, constituent les fondements de base.

A cet effet, le dimensionnement parasismique des structures doit généralement répondre à deux critères.

Premièrement, sous l'effet des séismes fréquents d'intensité modérée, la structure doit avoir suffisamment de rigidité et de résistance pour éviter les dégâts dans les éléments structuraux et limiter les dommages dans les éléments non structuraux.

Deuxièmement, sous l'effet d'un séisme majeur de faible probabilité d'occurrences, la structure doit avoir suffisamment de ductilité pour éviter la ruine.

Le respect de ces deux critères dans les constructions métalliques est lié à la performance de leurs systèmes de contreventement. Un bon système de contreventement doit satisfaire les exigences de résistance, de stabilité latérale et de dissipation d'énergie.

Sur cette base, ce travail traite le comportement des systèmes de contreventement en charpente métallique dans le domaine dynamique et quasi-statique non-linéaire en terme de rigidité latérale et de capacité de dissipation d'énergie. Ainsi que l'évaluation du facteur de réduction qui permet de faire l'approche entre l'analyse linéaire et non linéaire.

## 1.2 Objectif et plan de travail

L'objectif de ce travail est d'effectuer une comparaison entre le comportement des différents systèmes de contreventement en charpente métallique dans le domaine dynamique et quasi-statique non-linéaire en terme de rigidité latérale et de capacité de dissipation d'énergie.

Le premier chapitre donne une idée globale sur le contenu de cette étude.

Le deuxième chapitre est consacré à la définition des notions utilisées dans ce travail, telle que la ductilité, l'effet hystérisique, le facteur de comportement ainsi que la méthode énergétique.

Le troisième chapitre expose les différents systèmes antisismiques dissipatifs d'énergies, soit par la l'intégration d'un dispositif conçu spécialement pour reprendre les efforts sismiques ou bien par la déformation plastique des éléments structuraux et non-structuraux. Ces derniers systèmes sont présentés en suivant un ordre d'évolution parasismique tout en spécifiant les différentes sources de dissipation d'énergie selon la configuration géométrique des systèmes de contreventement et le matériau utilisé.

L'exposition des deux méthodes d'analyse non-linéaire utilisées dans cette étude a fait l'objet du quatrième chapitre.

Le cinquième chapitre traite par une analyse dynamique non-linéaire l'efficacité des systèmes de contreventement. En outre l'évaluation des facteurs de comportement des structures de différentes hauteurs, en se basant sur un critère d'égalité de déplacement en termes de ductilité locale des éléments et la ductilité globale des structures.

Le sixième chapitre évalue qualitativement et quantitativement la performance des systèmes de contreventement dans le domaine quasi-statique non-linéaire.

Une conclusion générale qui récapitule l'ensemble des résultats obtenus dans cette étude est donnée au septième chapitre.

*Chapitre 2*

***LA DUCTILITE, LE FACTEUR DE  
COMPORTEMENT ET L'ENERGIE  
DANS LA CONCEPTION  
PARASISMIQUE***

## **2.1 Introduction**

Les recherches dans le domaine du génie parasismique durant ces dernières décennies ont progressé dans le sens de l'évaluation déterministe du comportement des structures soumises à des efforts sismiques. Les codes et règlements parasismiques qui au début étaient très superficiels et avec des marges sécuritaires grossières devenaient de plus en plus exactes en tenant compte non seulement du comportement élastique mais aussi des phénomènes qui se produisent dans le domaine plastique.

Jusqu'à présent, les calculs non-linéaires sont rarement effectués dans la conception, mais n'empêche qu'un certain nombre de coefficients est introduit pour prendre en compte l'effet inélastique.

Entre autre, un phénomène de réduction de réponse dynamique des structures sollicitées au-delà de la limite élastique fait l'objet de recherches intensives. Cet effet de réduction est dit effet hystérésis. Il consiste à dissiper l'énergie par déformation plastique des éléments constituant la structure. L'évaluation de ce comportement est actuellement au-delà de la portée de l'ingénieur concepteur, ainsi un coefficient de réduction est introduit dans des codes sismiques appelé facteur de comportement, défini comme étant un rapport de réduction de l'effort sismique dû au comportement inélastique de la structure.

L'approche énergétique et particulièrement l'emploi d'une équation d'équilibre offre une base rationnelle prometteuse pour définir une stratégie de dimensionnement.

Le but de ce chapitre est de traiter les différents paramètres cités ci-dessus.

## **2.2 Généralités sur la ductilité**

### **2.2.1 Définition**

La ductilité est la propriété qu'a le matériau, l'élément ou la structure, de se déformer dans le domaine non élastique sans perte significative de résistance, et sans rupture ou ruine prématurée. En effet, seuls les matériaux métalliques peuvent faire preuve d'une ductilité appréciable [26].

Dans l'analyse dynamique non-linéaire des structures, il est usuel d'exprimer les déformations en terme de facteur de ductilité. Ce dernier est généralement exprimé en terme de déplacements, rotations ou courbures. Il est défini comme étant le rapport ( $\mu$ ) de la déformation maximale atteinte au moment de rupture et la déformation élastique limite Fig. 2.1.

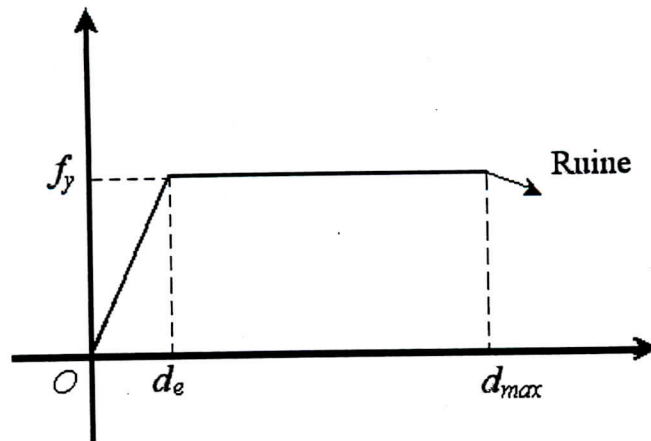


Fig. 2.1 Définition du rapport de ductilité.

Pour un élément en traction ou en compression  $\mu_\varepsilon = \frac{d_{\max}}{d_e}$  (2.1)

Pour un élément en flexion.  $\mu_\theta = \frac{\theta_{\max}}{\theta_e}$  (2.2)

On peut distinguer au moins trois types de ductilité.

### 2.2.2 Ductilité du matériau

Elle caractérise la propriété mécanique du matériau (fragile ou ductile), exprimée par le rapport de la déformation maximale  $\varepsilon_{\max}$  sur la déformation élastique limite  $\varepsilon_e$  du matériau :

$$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_{\max}}{\varepsilon_e} \quad (2.3)$$

### 2.2.3 Ductilité de l'élément de structure (poutre, poteau, assemblages...)

Elle est mesurée par le facteur de ductilité  $\mu_\theta$  exprimée par le rapport de la rotation maximale  $\theta_{\max}$  de l'élément sur la rotation élastique limite  $\theta_e$ .

$$\mu_\theta = \frac{\theta_{\max}}{\theta_e} \quad (2.4)$$

Ce rapport  $\mu_\theta$  caractérise les performances en flexion d'une barre ou d'un assemblage et, en particulier, son aptitude à transmettre les efforts sans perte de résistance et de rigidité dans le domaine non-élastique (concept de rotule plastique)

### 2.2.4 Ductilité globale de la structure

Elle caractérise le comportement global de la structure. Le facteur de ductilité globale en déplacement  $\mu_g$  est exprimé par le rapport de déplacement latéral maximal  $u_{max}$  sur le déplacement élastique limite  $u_e$  de la structure.

$$\mu_g = \frac{u_{max}}{u_e} \quad (2.5)$$

On a la relation entre les trois facteurs :

$$\mu_\varepsilon > \mu_\theta \geq \mu_g \quad (2.6)$$

Pour les éléments dont le rapport (hauteur/longueur) est assez grand.

$$\mu_\theta = \mu_g \quad (2.7)$$

Pour les poutres et poteaux de section courante.

$$\mu_\theta \geq \mu_g \quad (2.8)$$

Bien qu'il existe un lien étroit entre la ductilité globale de la structure et les ductilités locales de ses composants, les deux notions ne doivent pas être confondues.

La ductilité globale dépend en grande partie du type de la structure et de l'arrangement de ses composants, par contre, les ductilités locales sont conditionnées par les déformations locales.

On note aussi que ce n'est pas parce que le matériau de base possède une bonne ductilité qu'un élément de la structure admettra de grandes déformations inélastiques sans pertes de résistance ou de rigidité [26].

### 2.2.4 La ductilité dans la conception parasismique

Des études intensives ont été effectuées dans le but de permettre la prise en compte du comportement ductile des structures. L'approche la plus simple consiste à définir un facteur de comportement caractéristique d'un type d'ossature donnée ; qui permet, à l'aide d'une méthode de calcul linéaire, de dimensionner des structures se comportant non linéairement.

Le principe d'utiliser la ductilité est de concevoir des zones dans la structure où les déformations plastiques sont permises, dans le but d'assurer une bonne dissipation d'énergie sans autant menacer la stabilité latérale de la structure.

Cependant, quelle que soit la méthode de dimensionnement, il y a certaines règles de conception à respecter :

- La formation d'une rotule plastique doit se produire pleinement avant toute instabilité locale des éléments.
- Eviter la concentration des déformations plastiques dans des zones menaçant la stabilité globale de la structure.

• **Stabilité locale des éléments**

En réalité il y a plusieurs causes de réduction de la capacité de dissipation d'énergie des constructions métalliques, elles proviennent essentiellement du déversement des poutres ou de l'instabilité des parois comprimées d'une section fléchiée (voilement local) [27], l'influence de ces phénomènes sur le comportement de l'élément est schématisée dans la figure ci dessous Fig. 2.2.

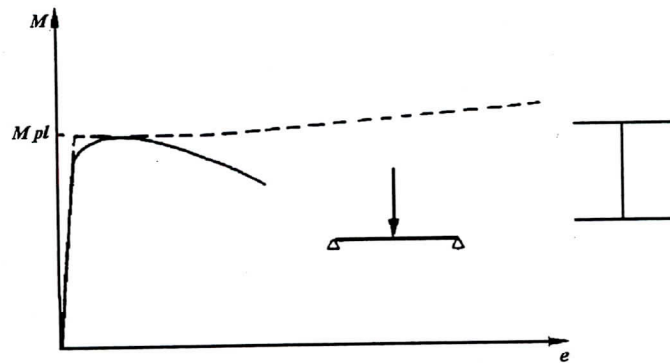


Fig. 2.2 Instabilité locale d'un élément de structure [27]

Dans les codes de calcul des structures parasismiques ces phénomènes perturbateurs sont contournés en imposant des conditions relatives à l'élancement des éléments et à la minceur de leurs parois, ces conditions ont pour objet d'éviter leurs possibilités d'existence [27].

• **Stabilité globale de la structure**

L'une des règles de la conception parasismique consiste à répartir les zones de déformations plastiques, et éviter leurs concentrations dans des endroits menaçant la stabilité de la structure. Pour cela, le dimensionnement des ossatures est effectué de manière à ce que les rotules plastiques se forment de préférence dans les poutres et non dans les poteaux.

La figure ci dessous Fig.2.3 montre une comparaison entre le comportement de deux structures soumises à un chargement statique croissant. La structure B est dimensionnée en imposant la formation des premières rotules plastiques au niveau des poutres, la structure A est dimensionnée sans tenir compte de cette règle.

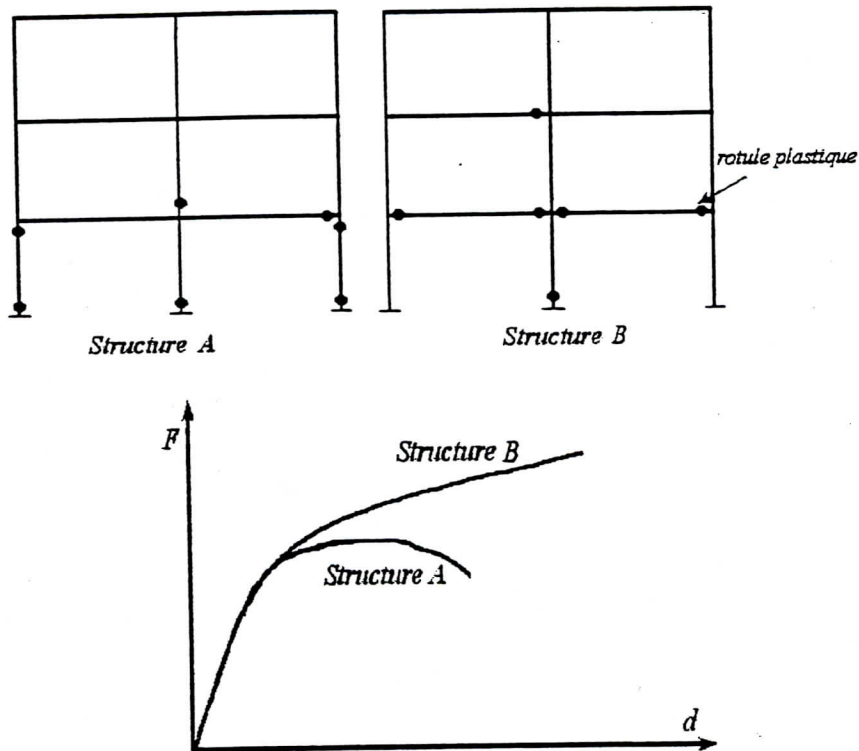


Fig. 2.3 Répartition des rotules plastique dans la structure.

### 2.3 Effet d'hystérésis

Selon le sens propre du mot, l'hystérésis est le retard dans l'évolution d'un phénomène physique par rapport à un autre dont il dépend.

Pour un matériau hétérogène l'effet hystérésis est expliqué par les déformations internes dues aux glissements produits dans les directions les plus défavorables des liaisons des cristaux.

La figure ci-dessous présente une boucle d'hystérésis d'une barre d'acier soumise à un cycle de chargement/déchargement en flexion. L'aire formée par cette boucle représente l'énergie dissipée par effet hystérésis pour un cycle.

La forme de ces boucles d'hystérésis varie selon le matériau utilisé, le mode de chargement/déchargement, et les paramètres géométriques de l'élément.



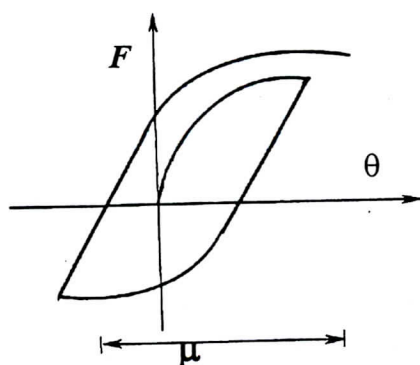


Fig. 2.4 Boucle d'hystérésis pour une barre en flexion

## 2.4 Définition du facteur de comportement

Sous l'effet d'actions sismiques de forte intensité, les structures subissent des déformations se situant très largement dans le domaine post-élastique. Elles résistent à un niveau d'agression supérieur à celui pour lequel elles ont été conçues. Ceci s'explique par le fait que les structures ont une faculté de dissipation d'énergie due à leurs comportements non-linéaires.

Pour tenir compte de ces incursions dans le domaine post-élastique, les codes considèrent, d'une part, une structure réelle, et d'autre part une structure fictive identique à la précédente sauf qu'elle peut rester indéfiniment élastique quelles que soient les sollicitations s'exerçant sur elle.

Les maximas des sollicitations s'exerçant dans la structure réelle sont respectivement égales à ceux de la structure fictive mais divisée par un coefficient réducteur. Ce coefficient est appelé facteur de comportement ou coefficient de réduction, il est noté  $B$ ,  $q$  ou  $R_\mu$  selon les codes.

En d'autres termes, pour concevoir un ouvrage, les codes parasismiques préconisent, non seulement de calculer la réponse de la structure par les méthodes d'analyse de type linéaire équivalent, mais aussi d'estimer la possibilité d'incursion dans le domaine post élastique en tenant compte des aptitudes effectives des matériaux et assemblage sous forme d'un coefficient réducteur.

Plusieurs chercheurs ont tenté, à travers des validations expérimentales et validations théoriques, de cerner les différents paramètres qui conditionnent ce facteur. Le résumé des résultats recherchés montre que les paramètres qui contribuent d'une manière directe ou indirecte à sa quantification tels que la ductilité globale, la période propre de vibration, les conditions locales du site (en particuliers pour les sols très meuble) ont une grande influence sur le facteur du comportement, alors que l'amortissement  $\xi$ , la loi de comportement, l'effet de la dégradation géométrique ainsi que la nature de l'excitation sismique (magnitude et distance épacentrale) ont un effet négligeable sur celui-ci [24].

Pour cette étude le facteur de comportement est évalué de la manière suivante [32] :

Soit un accélérogramme quelconque  $a(t)$  et une structure donnée. On effectue, à l'aide d'un programme dynamique non linéaire, une série de calcul de la réponse de cette structure sous des accélérogrammes résultants du produit de l'accélérogramme  $a(t)$  par un multiplicateur  $\lambda$ .

En faisant croître les valeurs des  $\lambda$  considérés, on trouve successivement :

1. Des multiplicateurs  $\lambda$  tels que toutes les sections de la structure restent dans le domaine élastique.  
Si on retient la valeur maximale  $D_{max}$  du déplacement d'un point de référence de la structure, on observe que le  $D_{max}$  obtenu lors de chaque calcul est proportionnel au multiplicateur  $\lambda$  considéré
2. Un multiplicateur  $\lambda_e$  tel qu'on atteint la limite élastique  $f_y$  du matériau en un point de la structure.
3. Des multiplicateurs  $\lambda$  tels que les  $D_{max}$  obtenus ne sont pas supérieurs aux déplacements maxima résultant d'un calcul dynamique linéaire effectué avec les mêmes accélérogrammes  $\lambda.a(t)$  sur une structure constituée d'un matériau idéalement élastique. Ceci résulte précisément de la dissipation d'énergie dans le domaine plastique.
4. Un multiplicateur  $\lambda_{max}$  pour lequel le déplacement  $D_{max}$  résultant de calcul dynamique non linéaire effectué sur la structure en matériau réel de limite élastique  $f_y$  est précisément égal au déplacement  $D_{max}$  trouvé par un calcul dynamique linéaire effectué avec le même accélérogramme  $\lambda_{max}.a(t)$  pour une structure faite d'un matériau idéalement élastique.

On définit le facteur de comportement  $q$  d'une structure comme :

$$q = \frac{\lambda_{max}}{\lambda_e} \quad (2.9)$$

Il correspond au respect d'un critère d'égalité des déplacements maximum observés sous le même accélérogramme  $\lambda_{max}.a(t)$  comme résultat, d'une part, du calcul dynamique non linéaire sur la structure en matériau réel de limite élastique  $f_y$  et d'autre part, du calcul dynamique linéaire sur la structure en matériau idéalement élastique.

Enfin, il faut signaler que le facteur de comportement  $q$  défini ci-dessus correspond à une possibilité parmi d'autres de relier les approches par calcul dynamique linéaire et non linéaire, en faisant choix d'un critère d'égalité des déplacements. On pourrait fonder ce choix sur d'autres critères comme celui de l'égalité des énergies absorbées dans la structure réelle constituée d'un matériau de limite élastique  $f_y$  calculée sous un accélérogramme  $\lambda.a(t)$  à l'aide d'un programme de calcul dynamique non linéaire et dans la structure faite d'un matériau idéalement élastique calculée à l'aide d'un programme dynamique linéaire.

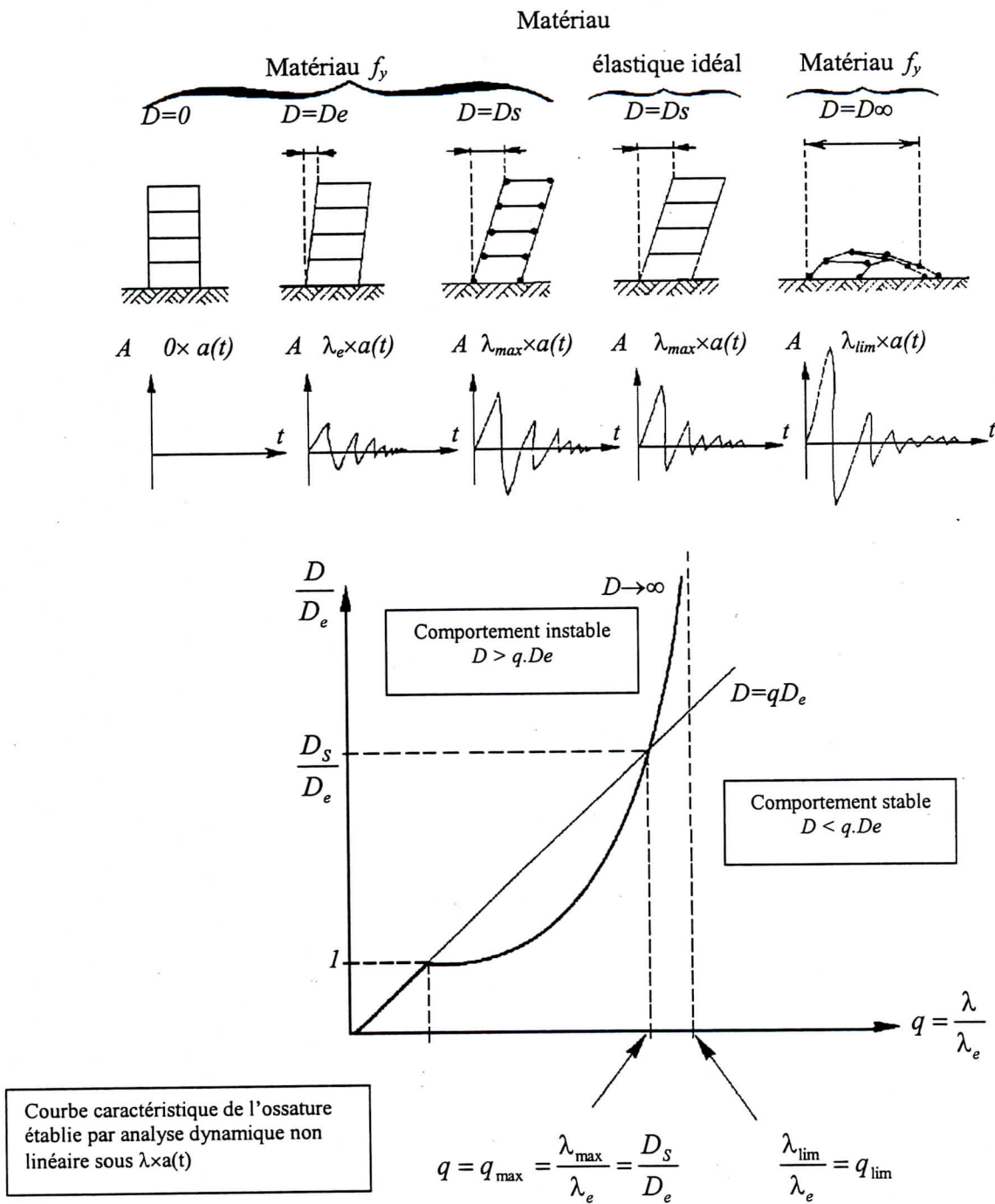


Fig. 2.5 Etablissement du facteur de comportement [32]

Tous les codes parasismiques récents proposent des tableaux qui donnent les valeurs du facteur de comportement. Ce paragraphe présente les valeurs du facteur de comportement utilisées dans les règlements parasismiques de quelques pays sujets au risque des séismes.

• **RPA99**

Il est défini par un coefficient R.

**Tab 2.1** Valeurs du facteur de comportement dans le RPA99 [45]

Type de construction	R
Structures en portiques auto-stables ductiles	6
Structures en portiques auto-stables ordinaires	4
Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
Ossature contreventée par palées triangulées en K	3
Mixtes portiques/palées triangulées en X	5
Mixtes portiques/palées triangulées en K	4
Structures en maçonnerie porteuse chaînée	2.5

• **Eurocode 8**

Il est défini par un facteur q selon le niveau de ductilité.

**Tab 2.2** Valeurs du facteur de comportement dans l'Eurocode 8 [52]

Niveau de ductilité	Type de construction	q
Niveau III : Bonne ductilité	Structures en portiques auto-stables ductiles	6
	Ossature contreventée par palées excentriques	6
	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
	Ossature contreventée par palées triangulées en K	4
Niveau II : Ductilité moyenne	Structures en portiques auto-stables ductiles	4
	Ossature contreventée par palées excentriques	4
	Ossature contreventée par palées triangulées en X	3
	Ossature contreventée par palées triangulées en K	3
Niveau I : Ductilité faible	Structures en portiques auto-stables ductiles	2
	Ossature contreventée par palées excentriques	2
	Ossature contreventée par palées triangulées en X	2
	Ossature contreventée par palées triangulées en K	2

• **Règlement parasismique de Canada**

Il est défini par un coefficient R

**Tab 2.3** Valeurs du facteur de comportement dans le règlement parasismique de Canada

Type de structure	R
Structures en portiques auto-stables ductiles	4
Structures en portiques auto-stables à ductiles nominale	3
Ossature contreventée par palées excentriques	3.5
Ossature contreventée par palées triangulées	3
Ossature contreventée par palées triangulées a ductiles nominale	2
Autre type non lister	1.5

• **Règlement parasismique des Etats Unis d'Amérique ( UBC)**

Il est défini par un coefficient  $R_w$  qui ne tient compte que de la ductilité de la structure, ce qui explique la grande différence par rapports aux autres règlements.

**Tab 2.4** Valeurs du facteur de comportement dans le règlement parasismique des USA [60]

Type de structure	$R_w$
Structures en portiques auto-stables ductiles	12
Structures en portiques auto-stables ordinaire	6
Ossature contreventée par palées excentriques	10
Ossature contreventée par palées triangulées	8
Structures avec remplissage en maçonnerie porteuse	8

• **Règlement parasismique du Mexique**

Il est défini par un coefficient  $Q'$  qui est en fonction d'un facteur Q donnée et d'une période de vibration  $T$ .

$$Q' = Q \quad \text{si } T \geq T_a$$

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a}(Q-1) \quad \text{si } T < T_a$$

$T_a$  : donnée en fonction de la zone sismique et du type de sol.

**Tab 2.5** Valeurs du facteur de comportement dans le règlement parasismique du Mexique

Type de structure	Q
Structures en portiques auto-stables ductiles	4
Structures en portiques auto-stables ordinaires	3
Ossature contreventée par palées triangulées	4
Structure en portique auto-stable couplé avec murs en maçonnerie porteuse	4

• **Règlement parasismique du Japon**

**Tab 2.6** Valeurs du facteur de comportement dans le règlement parasismique du Japon.

Comportement Ductile Éléments avec :	Type de structures		
	(1) Structure en portiques-stables	(2) Structures non lister dans (1) et (2)	(3) Structures avec palées triangulées
Excellente ductilité	0.25	0.30	0.35
Bonne ductilité	0.30	0.35	0.40
Moyenne ductilité	0.35	0.40	0.45
Faible ductilité	0.40	0.45	0.50

• **Règlement parasismique de la Nouvelle Zélande**

**Tab 2.7** Valeurs du facteur de comportement dans le règlement parasismique de la Nouvelle Zélande

Niveau de ductilité	Type de construction	R
Bonne ductilité	Structures en portiques auto-stables ductiles	6
	Ossature contreventée par palées excentriques	6
	Ossature contreventée par palées triangulées	6
Ductilité limitée	Structures en portiques auto-stables ductiles	3
	Ossature contreventée par palées excentriques	3
	Ossature contreventée par palées triangulées	3
	Structure avec murs en maçonnerie porteuse	3

Les valeurs des facteurs de comportement sont généralement données selon le niveau de ductilité, ou bien en mettant la différence entre les structures ductiles et peu ductiles. Bien que, sur le plan pratique il n'y a pas une définition de référence pour l'affectation du niveau de ductilité ; les propositions suivantes semblent être acceptables [26] :

- *Bonne ductilité* : Pour les ossatures contreventées dont lesquelles 50% au moins des éléments de contreventement sont calculés pour devoir atteindre 80% de leur résistance plastique sous les actions sismiques de calcul.
- *Moyenne ductilité* : Pour les ossatures contreventées qui sont dimensionnées seulement pour résister aux actions sismiques de calcul, sous réserve du respect des conditions de stabilité et de conception correcte des assemblages.
- *Faible ductilité* : Pour celles dont les assemblages ne respectent pas les conditions de performance.

## 2.5 L'approche énergétique de l'évaluation du comportement dynamique des systèmes structurels

Lors d'une excitation sismique, un échange d'énergie est effectué entre le sol et la structure, cet échange est traduit par le transfert d'une quantité d'énergie à la structure.

L'énergie reçue par la structure est transformée en plusieurs types d'énergies : l'énergie cinétique qui cause le mouvement de la structure, l'énergie potentiel de déformation élastique des éléments, et l'énergie dissipée par amortissement et effet hystérésis.

L'objectif de ce paragraphe est de donner le sens physique de deux équations énergétiques fréquemment utilisées dans la littérature pour un système à un seul degré de liberté.

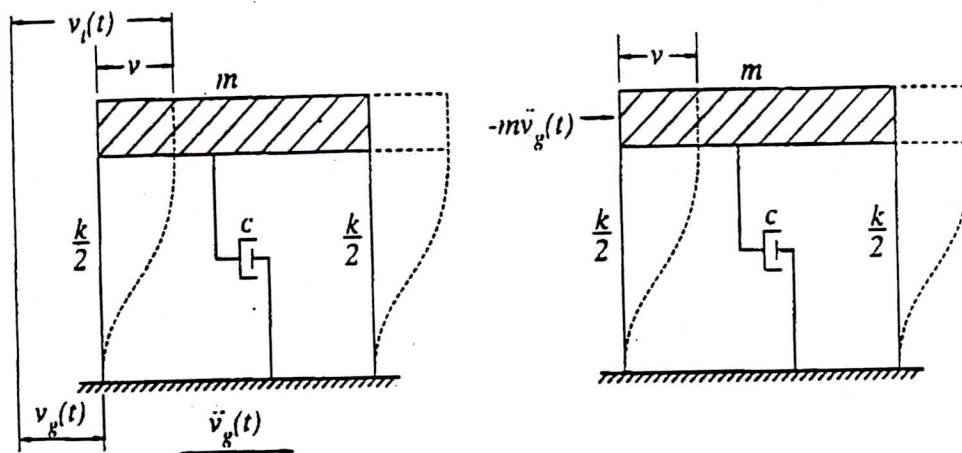


Fig. 2.6 modèle mathématique d'un oscillateur à 1ddl soumis à une excitation à la base

L'équation du mouvement pour un oscillateur soumis à une excitation sismique à sa base où l'amortissement est supposé du type visqueux, est donnée par :

$$m\ddot{x}_t + c\dot{x} + K_t x = 0 \quad (2.10)$$

ou :

- $m$  : la masse (supposée concentrée au sommet).
- $c$  : le coefficient d'amortissement visqueux.
- $K_t$  : la rigidité en fonction du temps.
- $x_t = x + x_g$  : le déplacement total de la masse.
- $x$  : le déplacement relatif de la masse
- $x_g$  : le déplacement à la base du système

écrivons que  $\ddot{x}_t = \ddot{x} + \ddot{x}_g$ , l'équation (2.10) sera :

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + K_t x = -m\ddot{x}_g \quad (2.11)$$

Le modèle soumis à une excitation à la base pourra être remplacé par un modèle équivalent, où l'accélération à la base est remplacée par une force dynamique horizontale de magnitude  $-m\ddot{x}_g$ .

Cependant les deux systèmes donnent le même déplacement relatif, mais conservent certaine confusion dans la définition de l'énergie reçue est l'énergie cinétique.

### 2.5.1 Méthode de l'énergie absolue

Intégrons l'équation 2.10 qui est multiplier par  $dx$ , l'équation sera écrite :

$$\int m\ddot{x}_t . dx + \int c\dot{x}.dx + \int K_t x . dx = 0 \quad (2.12)$$

On remplace  $x$  par  $x_t - x_g$  le premier terme de l'équation (2.12) sera :

$$\begin{aligned} \int m\ddot{x}_t . dx &= \int m\ddot{x}_t (dx_t - dx_g) = \int m \frac{d\dot{x}_t}{dt} . dx_t - \int m\ddot{x}_t . dx_g \\ &= \frac{m(\dot{x}_t)^2}{2} - \int m\ddot{x}_t . dx_g \end{aligned} \quad (2.13)$$

et l'équation (2.12) sera donc :

$$\frac{m(\dot{x}_t)^2}{2} + \int c\dot{x}.dx + \int K_t x . dx = \int m\ddot{x}_t . dx_g \quad (2.14)$$

Le premier terme représente l'énergie cinétique absolue  $E_c$  :



$$E_c = \frac{m(\dot{x}_t)^2}{2} \quad (2.15)$$

Le deuxième terme représente l'énergie absorbée par amortissement  $E_\xi$  :

$$E_\xi = \int c\dot{x}.dx = \int c\dot{x}^2 .dt \quad (2.16)$$

Le quatrième terme représente l'énergie de déformation  $E_a$  qui recouvre l'énergie de déformation élastique  $E_e$  et l'énergie d'hystérésis  $E_h$

$$E_a = \int K_t x .dx = E_e + E_h \quad (2.17)$$

$$\text{ou } E_e = \frac{1}{2} K .x^2$$

Le terme à droite de l'équation est par définition l'énergie reçue par le système  $E_i$  :

$$E_i = \int m\ddot{x}_t .dx_g \quad (2.18)$$

Le terme  $m\ddot{x}_t$  représente la force d'inertie appliquée au système. Cette force, qui est d'après l'équation (2.10) égale à la somme de la force de rigidité plus la force d'amortissement, égale à la force totale appliquée à la base du système. Donc  $E_i$  représente le travail accompli par la force totale de cisaillement à la base par le déplacement de la base.

L'équation de l'énergie absolue pourra être écrite comme suit :

$$E_i = E_c + E_\xi + E_a = E_c + E_\xi + E_e + E_h \quad (2.19)$$

### 2.5.2 Méthode de l'énergie relative

Intégrons l'équation II-11 en multipliant par  $dx$ , l'équation sera écrite :

$$\int m\ddot{x}.dx + \int c\dot{x}.dx + \int K_t .x.dx = - \int m\ddot{x}_g .dx \quad (2.20)$$

Notons que le deuxième terme ( $= E_\xi$ ) et le troisième terme ( $= E_a$ ) restent inchangés par rapport à l'équation (2.12)

Le premier terme de cette équation sera écrit :

$$\int m\ddot{x}.dx = \int m \frac{d\dot{x}}{dt} .dx = \int m(\dot{x})d\dot{x} = \frac{m(\dot{x})^2}{2} \quad (2.21)$$

L'énergie cinétique relative ( $E_c'$ ) est une fonction de la vitesse relative :

$$E_c' = \frac{m(\dot{x})^2}{2} \quad (2.22)$$

Le terme a droite de l'équation (2.20) est par définition l'énergie relative reçue par le système ( $E_i'$ ) :

$$E_i' = - \int m\ddot{x}_g . dx \quad (2.23)$$

Cette définition de l'énergie reçue représente physiquement le travail effectué par la force latérale équivalente ( $-m\ddot{x}_g$ ) du système dynamique équivalent. Donc l'équation de l'énergie relative a pour expression :

$$E_i' = E_c' + E_\xi + E_a = E_c' + E_\xi + E_e + E_h \quad (2.24)$$

Pour le dimensionnement des structures on s'intéresse généralement à l'énergie reçue par la structure à la fin de l'excitation sismique, les énergies calculées par l'une des méthodes convergent à la fin de l'excitation vers une même valeur, donc le choix de la méthode n'est pas important, puisque dans le dimensionnement des structures, on s'intéresse généralement à l'énergie globale reçue par l'ossature.

## 2.6 Conclusion

L'approche énergétique est devenue une méthode courante pour l'évaluation de la réponse structurelle des constructions soumises à l'action sismique.

En terme d'énergie, le processus est un échange d'énergie entre la structure et le sol lors d'un séisme. Dans cet ordre, une structure parasismique doit avoir une capacité de dissipation d'énergie supérieure à l'énergie totale échangée.

Il est évident que l'amélioration de la capacité de dissipation d'énergie exige des caractéristiques géométriques, structurelles et des mécanismes d'amortissement. Or la conception tenant compte de la ductilité des matériaux répond à ces exigences.

Les codes de construction récents induisent explicitement un facteur de réduction (facteur de comportement) qui permet de prendre en considération le travail plastique des constructions.

*Chapitre 3*

***LA STRATEGIE ANTISISMIQUE ET  
LES SYSTEMES DE  
CONTREVENTEMENT***

### 3.1 Introduction

La réduction du risque sismique dans une structure se fait par un travail judicieux durant la conception et la réalisation. Cependant un tremblement de terre peut réserver toujours des surprises et entraîner des endommagements importants à la structure et provoque son effondrement. Dans ce sens plusieurs recherches ont été effectuées pour minimiser la réponse des structures.

Deux méthodes sont adoptées, la première consiste à introduire des éléments dissipateurs d'énergie, connectés à la structure à l'intérieur ou à l'extérieur par différents dispositifs.

La deuxième méthode se base sur les déformations inélastiques des éléments structuraux et non structuraux, conçus spécialement et placés stratégiquement dans la structure pour absorber l'énergie introduite.

L'objectif de ce chapitre est d'exposer les différents systèmes réalisés par ces deux méthodes.

### 3.2 Les systèmes antisismiques

#### 3.2.1 Systèmes d'isolation à la base

Le système d'isolation à la base consiste à découpler la structure des vibrations induites par un séisme majeur [41].

Il s'agit d'un mécanisme placé à la base de la structure Fig 3.1, qui joue le rôle d'un filtre, d'où il réduit l'intensité du mouvement sismique, la structure ne sera soumise alors qu'à des faibles sollicitations et les dommages seront minimisés.

Ce système est de plus en plus utilisé, vu sa grande efficacité en dissipation d'énergie malgré sa grande demande en maintenance.

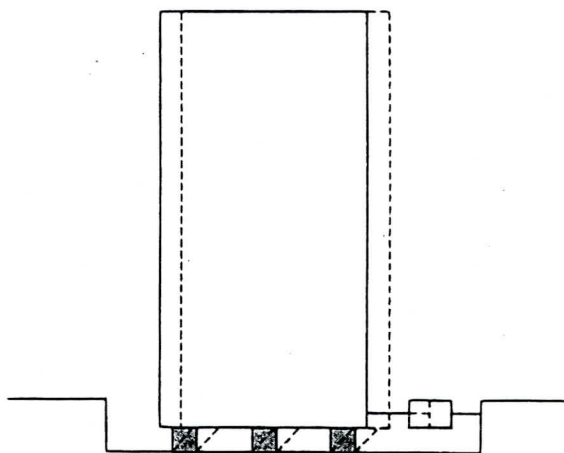


Fig 3. 1 Structure avec un système d'isolation à la base associé avec un amortisseur [41]

### 3.2.2 Les amortisseurs discrets

Une distribution judicieuse des amortissements discrets (visqueux, frottement, ...) offre une amélioration considérable de la réponse dynamique des structures.

Le choix de la taille, du type et de la position de ces amortisseurs n'est pas facile à déterminer surtout dans les structures à plusieurs degrés de liberté [41].

Ce sont des systèmes très coûteux et demande une grande maintenance.

### 3.2.3 Amortissements par masse asynchrones

Les absorbeurs de vibration sont des systèmes masse-ressort vibrant en opposition de phase avec la structure sur laquelle ils sont installés Fig 3.2

La masse ajoutée attirera la majorité d'énergie introduite par le tremblement de terre, en subissant des grands mouvements [41].

Ce système a été utilisé dans les passerelles flexibles avec succès. Pour les structures, les masses et les déplacements exigés sont importants d'où ils occupent un espace immense.

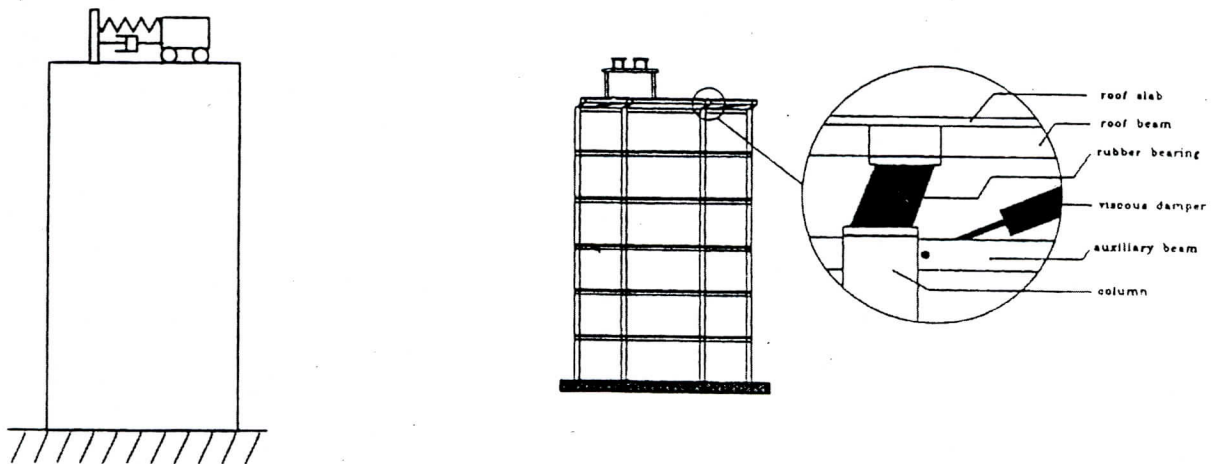


Fig 3. 2 Amortissement par masse asynchrone [41]

### 3.2.4 Amortissements actifs

Ce système actionne au moment des secousses sismiques, ce mécanisme produit des forces opposées aux forces sismiques pour neutraliser les efforts dans les éléments de la structure Fig 3.3.

Différents systèmes et algorithmes de contrôle ont été élaborés. Cependant pour assurer l'efficacité du système, la performance des algorithmes de contrôle et les capteurs constitue une tâche difficile à Accomplir.

Ce système présente les inconvénients suivants :

- Une grande demande en maintenance.
- Sa taille est limitée.
- Très complexe et coûteux.

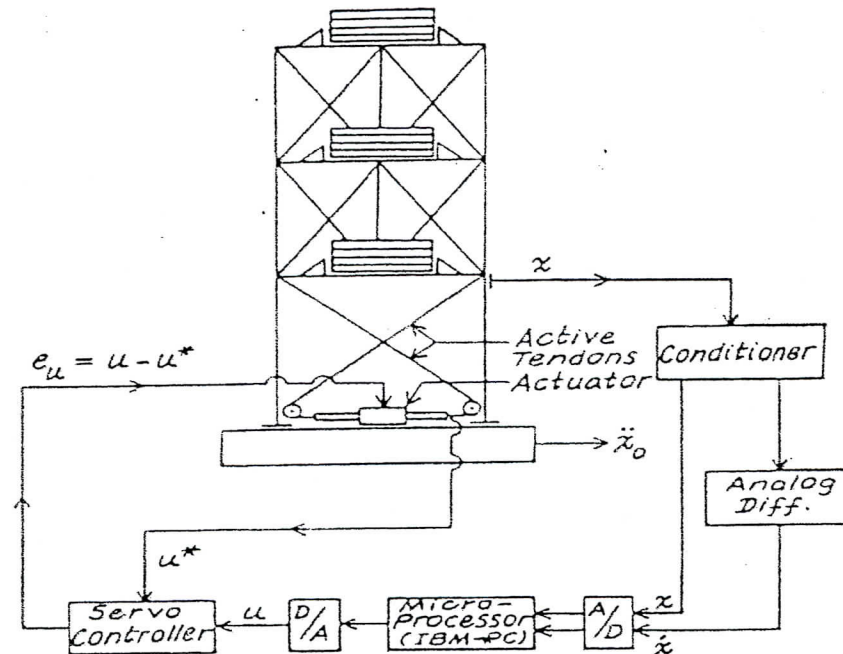


Fig 3. 3 Amortissements actifs

### 3.2.5 L'amortissement hystérésis structurel

De nombreux constats, a posteriori, des dommages subis par des structures à la suite de tremblement de terre, attestent que les constructions métalliques se comportent généralement d'une manière satisfaisante. Il y a plusieurs raisons à cela.

En premier lieu, la raison profonde du bon comportement des structures métalliques sous l'action sismique tient à la ductilité de l'acier, des éléments structuraux (poutres, poteaux, assemblages...) et de la structure dans son ensemble.

En second lieu, on mentionnera la grande capacité qu'ont les éléments des structures métalliques d'absorber l'énergie dissipée par le séisme sous forme d'énergie de déformation plastique [26].

Le développement de la conception parasismique de structures métalliques mène à l'emploi des amortisseurs hystérésis structurels qui seront discutés dans le prochain paragraphe.

### 3.3 Les performances des différents systèmes de contreventement en charpente

#### Métallique

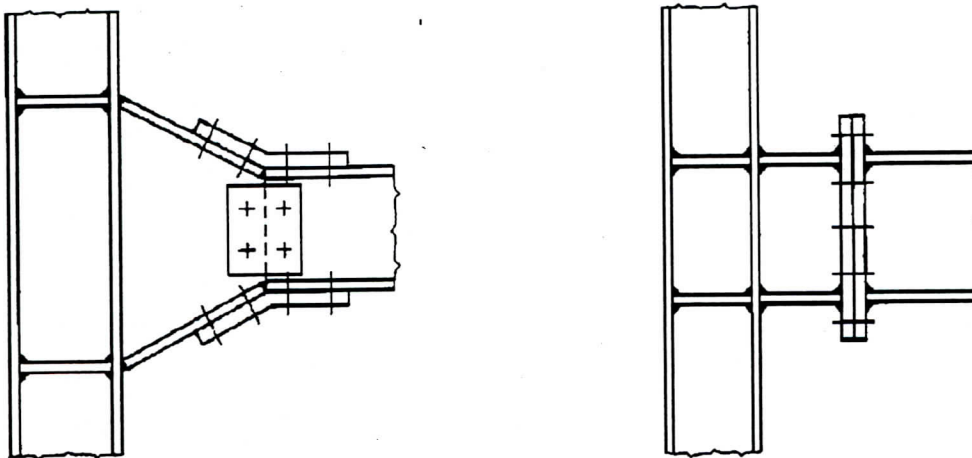
En général il existe deux types d'ossature en charpente métallique :

- Ossatures auto stables avec des assemblages rigides.
- Ossatures contreventées où la résistance aux actions horizontales est assurée par la présence des palées de stabilités.

On présente dans ce qui suit les différents types de contreventements utilisés dans la charpente métallique, ainsi que leurs principes de résistance aux excitations sismiques.

#### 3.3.1 Contreventement par rigidification des nœuds

La rigidification des nœuds consiste à créer des encastremements aux niveaux des connections poteaux-poutres. Les liaisons aux nœuds doivent avoir suffisamment de rigidité et de ductilité pour assurer une bonne transmission des efforts sans risque de rupture prématurée [19] Fig 3.4



**Fig 3. 4** Quelques modes de rigidification des nœuds.

La dissipation d'énergie pour ce modèle s'effectue par la formation des rotules aux niveaux des sections critiques telles-que les connexions poteau poutre [48]. Les règles de conception parasismique préconisent généralement la formation des nœuds plastiques au niveau des poutres et non pas au niveau des poteaux [32]. Pour assurer ce principe il faut adopter des profilés des poutres de faible inertie par rapport à ceux des poteaux.

Ce type de contreventement est caractérisé par des boucles d'hystérésis stables ce qui traduit sa grande capacité de dissipation d'énergie [10]. Cet avantage est généralement réduit par un excès de déformation plastique à cause de la flexibilité latérale de la structure [53].

Le comportement des structures auto-stables est lié principalement à leur mode d'assemblage. Différents types d'assemblage ont été soumis à des essais qui ont montré le bon comportement des assemblages soudés [53]. Cependant ils présentent l'inconvénient d'être réalisés sur chantier. L'une des solutions consiste à souder en usine une amorce de poutre sur le poteau et réaliser le joint de poutre en continuité bout à bout sur le chantier [50]. Les efforts de flexion sont généralement très diminués à une certaine distance du nœud Fig 3.4 .

La grande flexibilité latérale de ce système de contreventement rend son utilisation surtout pour les bâtiments élancés peu sécuritaire et non économique

### 3.3.2 Contreventement par des systèmes en X

La stabilité des structures contreventées par des systèmes en X est assurée par des éléments diagonaux croisés. Ces diagonales doivent être conçues de telle manière que sous une excitation sismique l'écoulement plastique des diagonales en tension survient avant la plastification ou le flambement des poteaux et des poutres, et avant la plastification des zones de connexions.

La dissipation d'énergie pour ce système s'effectue par la plastification des diagonales tendues [50].

Les contreventements en X assurent une grande rigidité latérale de la structure, mais leur capacité de dissipation d'énergie est jugée faible, et leur comportement cyclique montre bien l'instabilité des boucles d'hystérésis à cause de la détérioration progressive de la rigidité Fig 3.5

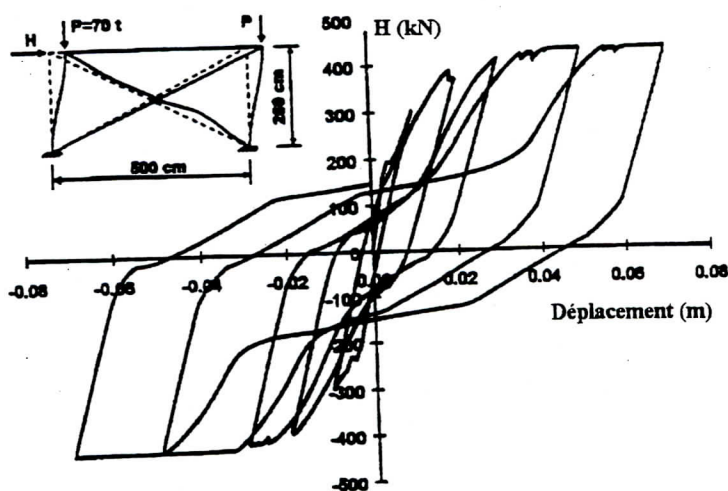


Fig 3.5 type de boucles d'hystérésis des contreventements en X [43]



### 3.3.3 Contreventement par des systèmes en K

La stabilité des structures contreventées par des systèmes en K est contrôlée par deux diagonales dans chaque palée de stabilité où leurs axes se croisent au milieu de l'axe de la poutre Fig 3.6.

Le comportement de ce système de contreventement, comparé à celui en X, réside dans la diminution à un certain degré la rigidité latérale modérée et sa capacité de dissipation d'énergie plus au moins satisfaisante.

La dissipation d'énergie dans ce cas est effectuée par le comportement hystérétique des diagonales et du milieu de la poutre lors du chargement en flexion cyclique [16].

Les deux diagonales transmettent leurs efforts axiaux simultanément en traction et en compression, pour cela, on doit dimensionner ces diagonales contre le flambement [16].

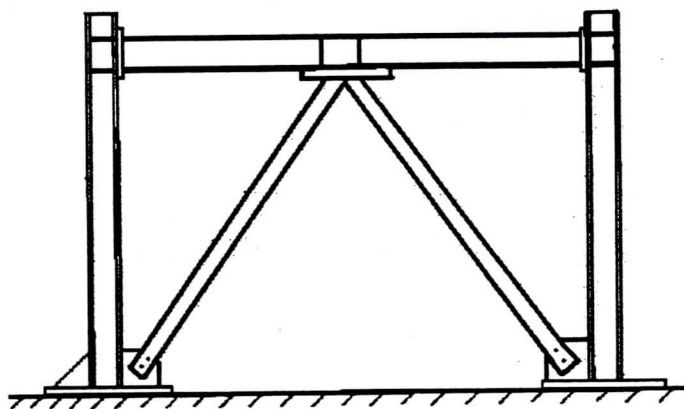


Fig 3.6 Contreventement par des diagonales en K

### 3.3.4 Contreventements excentriques

Le contreventement excentrique (excentrically braced frame EBF) est un système où les diagonales de stabilité sont excentrées par rapport aux nœuds poteaux-poutres Fig 3.7. L'idée était mise en évidence en premier lieu par POPOV et RODER aux USA à la fin de la décennie 1970-1980 [33].

Le principe du système réside dans l'amélioration de la capacité de dissipation d'énergie par cisaillement cyclique ou flexion cyclique ; selon la valeur de l'excentricité [1,11] ; du tronçon de la poutre délimitée par les nœuds poteaux-poutres et les nœuds poutres-diagonales (zone active, link). Ainsi le système acquit la rigidité des structures contreventées et la ductilité des portiques auto-stables

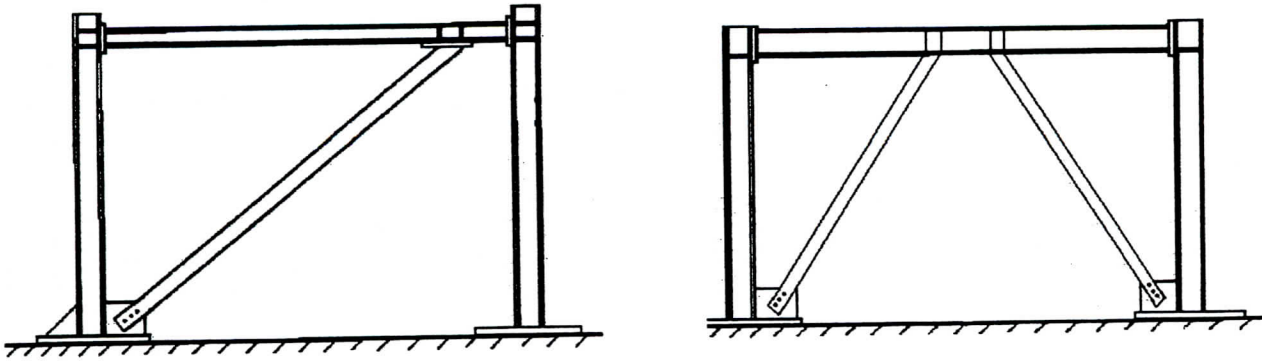


Fig 3.7 Quelques types de contreventements excentriques

Les portiques contreventés par des diagonales excentriques soumises à un chargement cyclique latéral montrent bien la stabilité des boucles d'hystérésis, qui ne présente pas le phénomène de dégradation de rigidité, comme ceux constatés pour les portiques contreventés par des diagonales concentrées aux nœuds [1].

L'inconvénient de ce système se manifeste lorsqu'une structure est soumise à un séisme très fort, les parties structurales des zones dissipatives souffrent énormément et leurs mises en état n'est pas une tâche simple Fig 3.8.

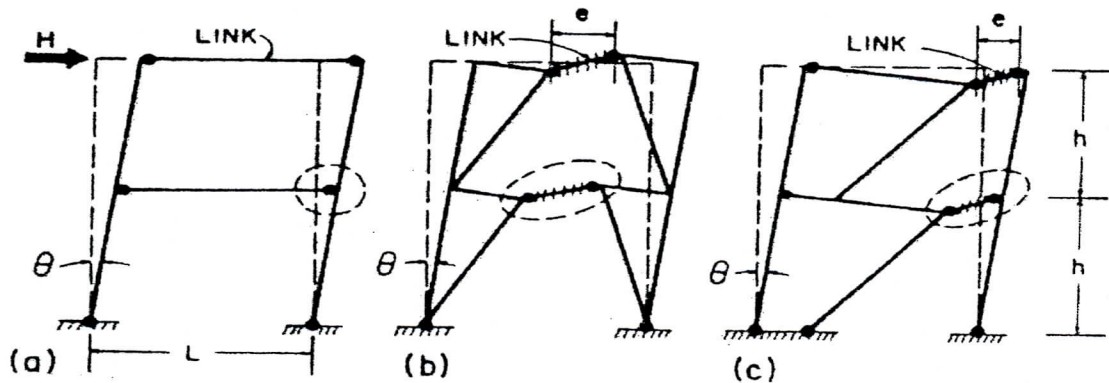
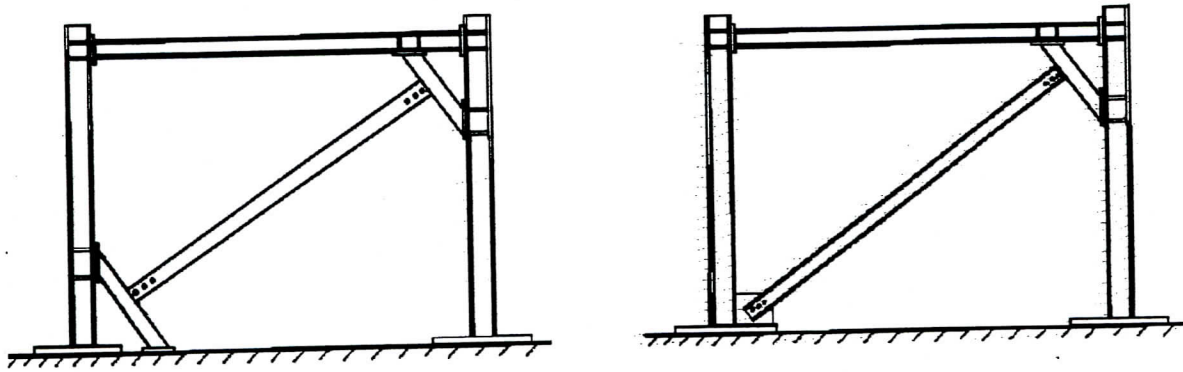


Fig 3.8 mécanismes de rupture dans les contreventements excentriques [1]

### 3.7.5 Contreventement par des systèmes à jarrets

Le système de contreventement à jarret est une technique récente de conception des contreventements. Il conserve les deux critères fondamentaux de la conception parasismique : la dissipation de l'énergie et la rigidité latérale de la structure.

Ce système de contreventement est constitué d'éléments diagonaux qui assurent la rigidité latérale de la structure. Ces diagonales sont connectées à des éléments ductiles appelés éléments jarrets qui assurent la dissipation de l'énergie par un comportement d'hystérésis en flexion cyclique ou en cisaillement cyclique [13, 33, 37, 40,51] Fig 3.8.



**Fig 3.9** Quelques types de contreventements à jarret

Les diagonales sollicitées par des efforts axiaux cycliques, sont dimensionnées à la stabilité élastique en traction, et au non-flambement en compression. L'élément jarret ainsi que le nœud diagonale-élément jarret doivent être dimensionnés pour que seule la déformation en flexion cyclique dans le plan de chargement soit permise, les déplacements dans les autres plans-surtout la torsion et le déversement- tendent à causer des pertes soudaines de la rigidité globale du portique[3,36].

Ce système, comparé aux contreventements excentriques, présente l'avantage que l'élément jarret qui est conçu pour supporter une grande déformation n'est pas une partie intégrante dans la structure. L'endommagement de ces éléments ne doit pas menacer la stabilité globale de la structure.

### 3.7.6 Contreventement à amortissement par frottement

L'idée de base pour ce système de contreventement est de trouver une source de dissipation d'énergie autre que la plastification des éléments structuraux, la procédure consiste à installer sur les diagonales de contreventement des mécanismes dissipatifs d'énergie par frottement.

Ces mécanismes diffèrent de caractère selon leur emplacement avec les diagonales mais leur principe de fonctionnement reste le même. Il consiste à créer des zones de glissement assemblées par des boulons à haute résistance précontrainte: [6, 7,8] Fig 3.1.

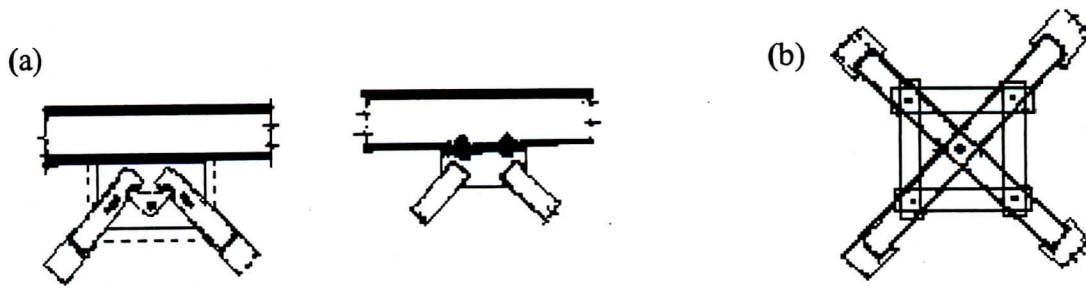


Fig 3.10 Mécanisme de frottement couplé avec des : (a) diagonales en K, (b) diagonales en X [7]

Les efforts axiaux cycliques induits par les diagonales, forcent le glissement des zones d'assemblage, qui doit s'activer avant le flambement ou la plastification des diagonales. Une grande part de l'énergie reçue par la structure se dissipe par cisaillement cyclique des boulons à haute résistance.

La force de glissement est prédéterminée selon une force de précontrainte optimale des boulons qui assure la meilleure dissipation d'énergie [9] Fig 3.11.

Cependant, les mécanismes de frottement sont délaissés – au profit d'autres systèmes- à cause de leurs problèmes de maintenance

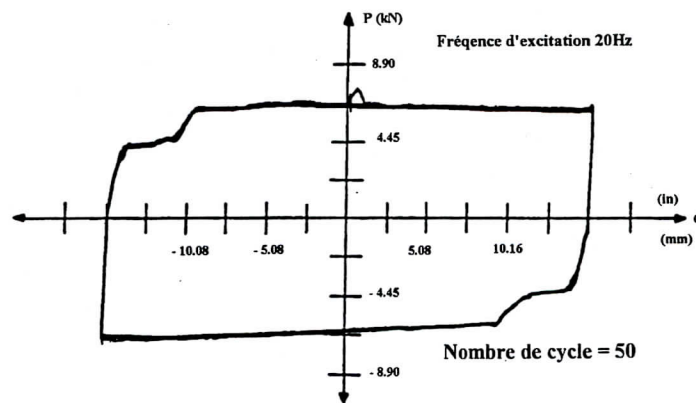


Fig 3.11 Type de boucles hystériques des joints de frottement [9]

### 3.7.7 Contreventement à amortisseurs viscoélastiques

Ce système de contreventement consiste à ajouter à la diagonale de contreventement un mécanisme d'amortissement en utilisant un matériau viscoélastique qui sera une source de dissipation d'énergie Fig 3.11.

Les matériaux viscoélastiques combinent les caractéristiques des matériaux élastiques et la viscosité des liquides, en d'autres termes après qu'un matériau viscoélastique sera soumis à une déformation, il retrouvera sa forme initiale mais avec une certaine quantité d'énergie dissipée [52].

Une bonne dissipation d'énergie est principalement liée à l'épaisseur du matériau viscoélastique, cependant les propriétés mécaniques des matériaux viscoélastiques dépendent de la fréquence de vibration et la température. On note que le module de cisaillement diminue avec l'augmentation de la température, Cela peut imposer certaines restrictions pour le dimensionnement des amortisseurs viscoélastiques et surtout leurs épaisseurs.

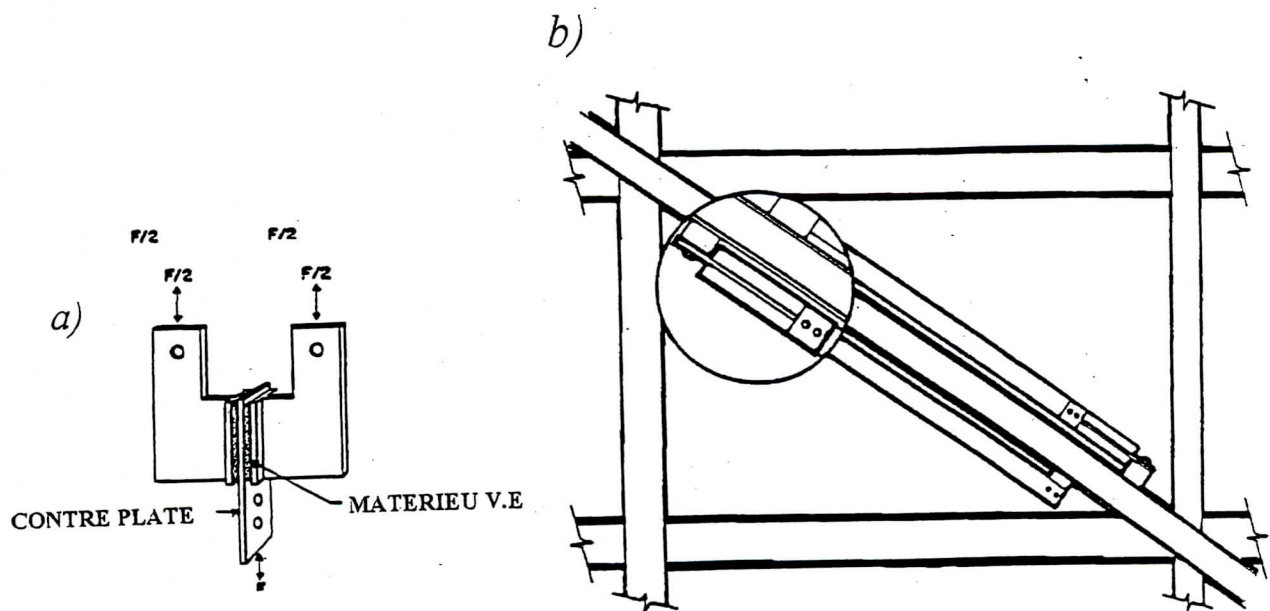


Fig 3.12 (a) Disposition du matériau viscoélastique (b) Disposition de l'amortisseur viscoélastique

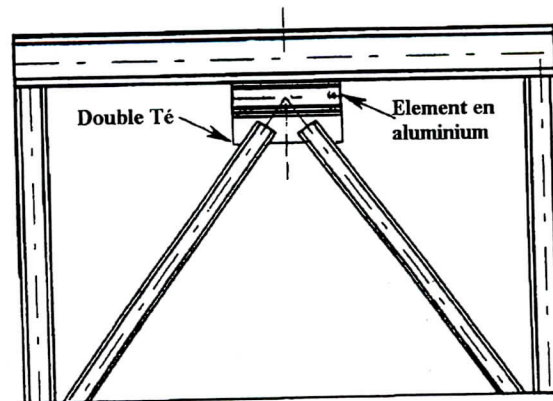
### 3.7.8 Contreventement par éléments en aluminium

La résistance de ce type de contreventement est principalement assurée par un élément en aluminium placé entre le sommet des diagonales de contreventement et la poutre de la palee de stabilité.

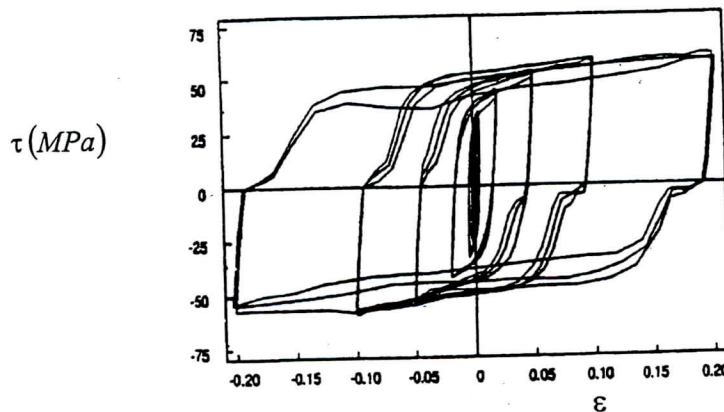
Le matériau aluminium est choisi pour sa faible résistance; dans le but de réduire le problème de flambement des diagonales.

L'élément en aluminium est dimensionné pour pouvoir effectuer de grandes déformations plastiques par cisaillement cyclique, et absorber une quantité considérable d'énergie ; tout en

limitant la transmission de grandes forces axiales induites par les diagonales aux poutres et aux poteaux [44].



**Fig 3.13** contreventement par ajout d'élément en aluminium



**Fig 3.14** type de boucles hystériques de l'élément en aluminium

L'étude comparative de la référence [44] entre deux structures l'une contreventée par des systèmes en K usuel et l'autre en ajoutant des éléments en aluminium, a montré une stabilité des boucles hystériques pour un nombre de cycles assez considérable par rapport à celles en K Fig. 3.14, et a montré aussi que la distribution des déformations plastiques est plus uniforme en hauteur, par contre, pour les systèmes en K, ce travail plastique est concentré dans les étages inférieurs.

Malgré le bon comportement de ce système de contreventement, certains inconvénients ont été signalés :

- La corrosion de l'élément en aluminium : le contact de deux matériaux différents en présence d'un électrolyte donne naissance à un circuit électrique qui cause à long terme la désintégration du matériau aluminium.

- Le glissement de l'assemblage : le faible coefficient de frottement de l'aluminium rend la réalisation du joint boulonné entre cet élément et la poutre un peu difficile et le glissement de l'élément en aluminium réduit la dissipation d'énergie.

### 3.8 Conclusion

Pour réduire le risque sismique dans les structures deux méthodes sont utilisées :

La première consiste à introduire des éléments dissipatifs d'énergie à la structure. Les inconvénients présentés par les systèmes réalisés sur ce principe se résument dans la grande maintenance demandée, la complexité des dispositifs ainsi que le grand coût malgré leurs efficacités.

La deuxième se base sur la déformation inélastique des éléments structuraux et non-structuraux de la structure. Différents systèmes sont conçus conformément aux principes de cette méthode.

Les portiques auto stables constituent des systèmes dissipatifs, mais présentent l'inconvénient de la grande flexibilité. Par contre les contreventements en diagonales concentriques sont des systèmes qui présentent la rigidité latérale considérable, cependant ils ont une faible capacité de dissipation d'énergie.

La tendance actuelle des recherches est de concevoir des systèmes qui assurent à la fois la dissipation d'énergie et la rigidité latérale de la structure. Citons comme exemple, les contreventements en diagonales excentriques, contreventements par éléments jarrets.

Il faut signaler aussi que le rendement d'un système de contreventement est fortement lié au bon dimensionnement des éléments et aux zones prévues pour subir des déformations plastiques. Pour cela il faut concevoir soigneusement les détails d'assemblages car les déformations plastiques se manifestent généralement aux niveaux des sections assemblées.

*Chapitre 4*

***LES METHODES D'ANALYSE  
NON-LINEAIRE***



## 4.1 Introduction

Les méthodes d'analyse dynamique linéaires élastiques peuvent être convenablement et économiquement utilisées pour la production des conceptions sécuritaires, mais elles ne peuvent pas fournir des informations directes sur le comportement non-linéaire de la structure lors d'un séisme majeur.

La nature complexe de l'approche non-linéaire a sévèrement restreint son champ d'application, jusqu'à présent elle n'a pas dépassé le cercle des travaux de recherches.

Deux méthodes d'analyses non-linéaires, dynamiques et quasi-statiques sont exposées dans ce chapitre tout en traitant les différentes sources de la non-linéarité dans une structure

## 4.2 Généralités sur l'analyse dynamique non-linéaire

### 4.2.1 Les origines des non-linéarité dans un système structurel

Les non-linéarités dans une structure peuvent provenir des changements dans la rigidité, l'amortissement ou la masse du système.

Si on considère le système d'équations différentielles du mouvement d'une structure à N degrés de liberté.

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{F(t)\} \quad (4.1)$$

$[M]$ ,  $[C]$ ,  $[K]$  : Respectivement la matrice de masse, d'amortissement et de rigidité.

$\{\ddot{x}\}$ ,  $\{\dot{x}\}$ ,  $\{x\}$  : Respectivement le vecteur d'accélération, de vitesse et de déplacement.

Il est évident que si les coefficients des matrices  $[M]$ ,  $[C]$  et  $[K]$  varient dans le temps, le système devient non-linéaire et le concept de la superposition modale ne peut pas être appliqué.

Les variations des paramètres  $[M]$ ,  $[C]$  et  $[K]$  qui gouvernent (4.1) nous permettent d'identifier les causes de la non-linéarité dans un système

#### 4.2.1.1 Variation de la masse

Rares sont les cas où la masse d'une structure varie considérablement pendant les vibrations causées par les séismes. Ces cas sont généralement imprévisibles et donc difficiles à modéliser. La nonlinéarité due à une variation de la masse est d'une importance moindre par rapport aux autres sources de la non-linéarité, et donc son effet n'est pas pris en considération dans l'analyse dynamique des structures.

### 4.2.1.2 Variation de l'amortissement

L'amortissement des structures est toujours non-linéaire, mais pour simplifier la résolution des équations différentielles il est supposé de type visqueux linéaire (proportionnel à la vitesse). Cette représentation de l'amortissement donne de bons résultats mais ne révèle pas le degré de complexité du mécanisme d'amortissement dans la structure.

### 4.2.1.3 Variation de la rigidité

La variation de la rigidité d'un système provient principalement d'un changement des propriétés géométriques ou mécaniques des éléments de la structure.

#### 4.2.1.3.1 Non-linéarité géométrique

La petitesse des déformations constitue l'une des hypothèses de base de la résistance des matériaux qui s'appuie sur le fait que les déformations sont petites par rapport aux dimensions des structures déformées. Ce principe n'est plus valable lorsque les éléments d'une structure subissent des déformations assez importantes ; provoquant un changement de la rigidité globale. Il faut noter qu'un système élastique peut être géométriquement non-linéaire.

Dans le domaine du génie civil on peut citer l'exemple des bâtiments de grandes hauteurs (l'effet  $P-\Delta$ ) : ce moment du second ordre résulte de l'excentricité des forces verticales.

#### 4.2.1.3.2 Non-linéarité mécanique du matériaux

L'aspect le plus célèbre de la variation de la rigidité est probablement celui qui est attribué au comportement non-linéaire des matériaux. C'est le domaine de déformations des éléments au-delà de la limite élastique. Dans ce cas le matériau ne suit pas la loi de HOOKE et la rigidité est tangente à la courbe force-déformation caractérisant le matériau.

L'une des difficultés rencontrées dans une analyse dynamique non-linéaire est la modélisation mathématique du comportement post-élastique des matériaux. Une approche simple du problème consiste à localiser la déformation non-linéaire dans des points et idéaliser la courbe force-déformation du matériau par des modèles de comportement hystérisique. Quelques modèles de comportement plastique des éléments en acier et le béton armé seront brièvement décrits ci-dessous

### a) Modèle élasto-plastique parfait

La courbe force-déformation de ce modèle décrit le comportement du matériau en deux phases, la première est une droite dont la pente dépend du module d'élasticité du matériau, et la seconde (phase plastique) est idéalisée par une droite horizontale.

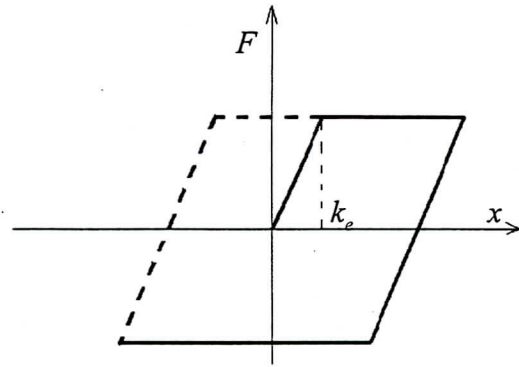


Fig 4.1 Modèle élasto-plastique parfait

### b) Modèle élasto-plastique écrouissable

Ce modèle est une amélioration du modèle précédent, en introduisant une variable d'écrouissage, défini par une deuxième phase qui simule la dégradation de la rigidité par une droite de pente ( $k_{ep}$ ) prise généralement comme un pourcentage de pente de la phase élastique.

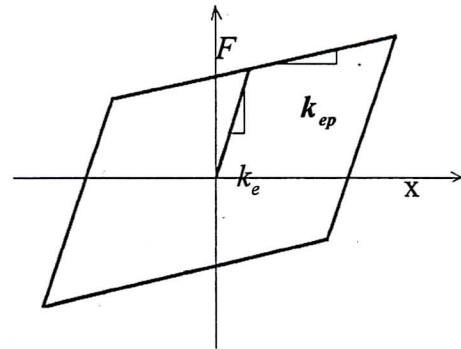


Fig 4.2 Modèle élasto-plastique écrouissable

### c) Modèle d'endommagement (Takeda)

Ce modèle a été développé sur la base des résultats expérimentaux est un modèle multilinéaire qui simule la dégradation de la rigidité des éléments en béton armé sous l'effet des chargements cycliques. Vu la complexité du modèle Takeda, plusieurs chercheurs ont effectué des modifications pour aboutir à des modèles plus simples.

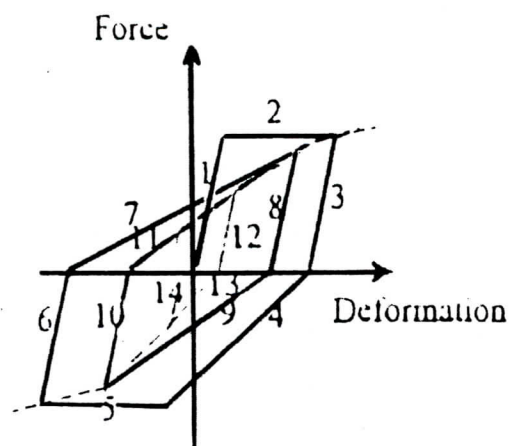


Fig 4.3 Modèle d'endommagement de Takeda

### 4.2.2 Analyse dynamique non-linéaire par la méthode d'intégration pas à pas

L'étude du comportement des structures sous des actions sismiques est généralement compliquée, c'est pour cela qu'on procède par des méthodes plus simples et approximatives.

La technique la plus utilisée est celle de l'intégration numérique pas à pas dont l'approche consiste à diviser la réponse en une suite d'intervalles ou pas de temps suffisamment courts, pour que durant chaque intervalle le comportement de la structure soit supposé élastique linéaire, par conséquent, la réponse non-linéaire donnée comme une séquence successive des réponses linéaires.

Par suite des déformations actuelles, il est évident que d'un pas à un autre, les propriétés mécaniques  $[C(t)]$  et  $[K(t)]$  de la structure sont modifiées. Par ailleurs on utilise généralement des matrices d'amortissement  $[C]$  constantes, donc la partie la plus délicate concerne la détermination de la matrice de rigidité  $[K(t)]$  pour chaque pas de temps.

- **procédure de la méthode d'intégration pas à pas :**

D'une manière générale, l'équilibre incrémentale du mouvement d'un système en régime linéaire est de la forme :

$$[M]\{\ddot{x}_t\} + [C]\{\dot{x}_t\} + [K(t)]\{x_t\} = \{f_t\} \quad (4.2)$$

Où :  $[M]$  : matrice de masse (constante)

$[C]$  : matrice d'amortissement (constante)

$[K(t)]$  : matrice de rigidité incrémentale

$\{f_t\}$  : vecteur de force a l'instant (t).

$\ddot{x}_t, \dot{x}_t, x_t$  Représente respectivement l'accélération, la vitesse et le déplacement à l'instant  $t$ .

En discrétisant dans le temps ce système d'équations différentielles et introduisant un algorithme l'équation (4.2) peut être ramenée à une équation algébrique équivalente où les déplacements ( $x$ ) sont pris comme inconnues d'intégration directe:

$$[K(t)]_{eff} \cdot \{x_t\} = \{\tilde{F}_t\} \quad (4.3)$$

Le passage à cette équation nécessite l'établissement des simples relations entre  $\ddot{x}_t, \dot{x}_t, x_t$  à l'instant  $t$  et  $t+h$ , ces relations sont données par les algorithmes d'intégration tels que : la méthode  $\theta$  de Wilson, la méthode de l'accélération linéaire, la méthode inconditionnellement stable à l'accélération linéaire, méthode de Newmark  $\beta$ .

### 4.3 Analyse quasi-statique non-linéaire 'Pushover'

Le comportement réel des structures soumises à une action sismique peut être adéquatement décrit par une analyse dynamique non-linéaire. Cependant l'analyse dynamique non-linéaire est considérée comme une méthode rigoureuse pour le dimensionnement parasismique des structures. Mais sa complexité limite son champ d'utilisation aux études théoriques et non pas dans la pratique du dimensionnement.

L'analyse quasi-statique non-linéaire 'Pushover' est considérée comme une méthode simplifiée pour évaluer la performance des structures parasismiques dans le domaine non-linéaire.

#### 4.3.1 Hypothèses de l'analyse quasi-statique non-linéaire 'Pushover'

L'hypothèse fondamentale d'une analyse 'pushover' est que la réponse de la structure est principalement dominée par le premier mode. Beaucoup d'exemples illustrent que la réponse maximale de la structure, sous estime l'influence des modes supérieurs comparée au résultat d'une analyse dynamique temporelle[56]. L'écart entre les résultats des deux méthodes devient de plus en plus important dans le cas des structures flexibles ; ou après la formation d'un mécanisme local, les propriétés dynamiques de la structure changent considérablement.

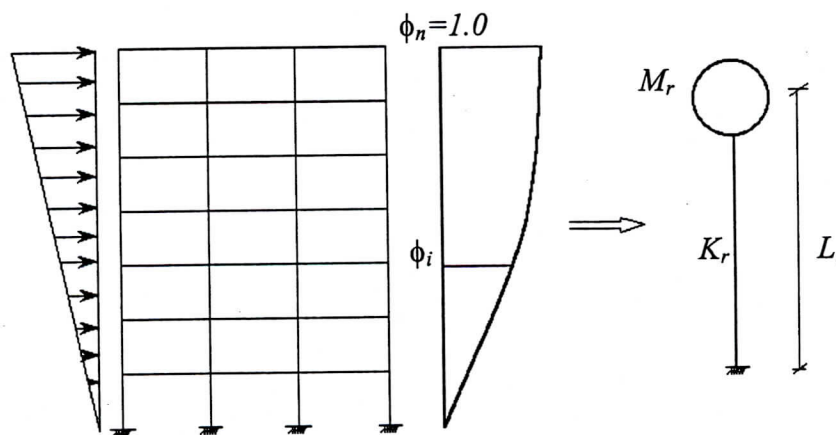


Fig 4.4 Modélisation d'un système à PDDL par un système à 1DDL [59]

#### 4.3.2 Principes de l'analyse quasi-statique non-linéaire 'Pushover'

Une analyse 'Pushover' nécessite que le modèle mathématique de la structure soit soumis à un système de force latérale. Ce système croît monotoniquement jusqu'à arriver au déplacement ultime de la structure. Ce déplacement ultime de la structure est une estimation du déplacement maximal de la terrasse de structure durant un séisme majeur.

Les forces latérales sont appliquées pas à pas et les propriétés de rigidité de chaque élément de structure sont recalculées après chaque incrément. La relation entre l'effort tranchant à la base de la structure et le déplacement de la terrasse, appelé courbe de capacité, est le produit fondamental d'une analyse 'Pushover'. Cette courbe caractérise la performance post-élastique globale de la structure. Les demandes en efforts et déformations de la structure sont calculées pour le déplacement prescrit de la terrasse et évalué ainsi les capacités acceptables en résistance et en déformations.

Les forces latérales appliquées au niveau de chaque étage durant une analyse 'Pushover' peuvent avoir un effet significatif sur la distribution des activités de déformations plastiques. Ce système de forces latérales est admis pour représenter la distribution des forces d'inerties qui se développe dans la structure durant un séisme. Les systèmes de forces latérales sont généralement classés en deux catégories : fixe ou variable [55].

Dans le cas d'un système de forces fixe, les forces d'inerties latérales sont supposées non changeables durant la réponse de la structure à une accélération de sol. Ce type de forces latérales ne tient pas compte du changement de la distribution des forces d'inertie qui s'impose quand la rigidité de la structure change durant le comportement non-linéaire.

La forme générale d'une courbe de capacité est présentée sur la figure ci-dessous.

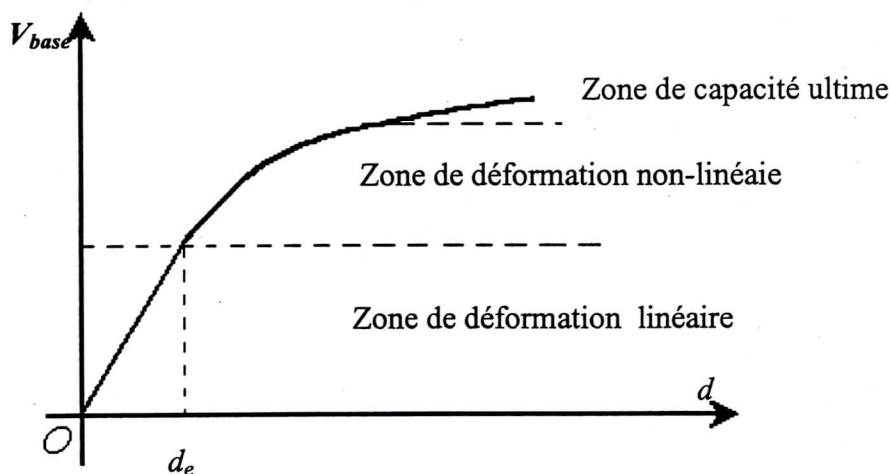


Fig 4.5 Forme générale de la courbe de capacité d'une structure[55]

### 3.4 Conclusion

La non-linéarité dans la structure provient principalement de la variation de la rigidité globale due à des changements des propriétés géométriques ou mécaniques des éléments de la structure et aussi à la variation de l'amortissement. Les méthodes d'intégration directes sont utilisées pour la résolution des équations différentielles du mouvement des systèmes non-linéaires la

précision et la stabilité de ces méthodes dépend de certains paramètres relatifs à la structure, au mode de chargement, et de l'incrément de temps  $h$ .

Le domaine d'application de l'analyse non-linéaire est limité aux cas spéciaux où l'analyse linéaire échoue de prédire le comportement réel des structures.

L'évaluation des performances des structures parasismique se fait aussi par une analyse quasi-statique non-linéaire qui plus simple et qui donne des résultats satisfaisants. Le produit principal de cette analyse est la courbe de capacité ainsi que le mécanisme d'apparition des rotules plastiques.

*Chapitre 5*

***L'ANALYSE DYNAMIQUE  
NON-LINEAIRE DES SYSTEMES DE  
CONTREVENTEMENT***



## 5.1 Introduction

L'étude du comportement sismique des structures peut être menée par plusieurs méthodes, à savoir un calcul linéaire statique ou dynamique, une analyse non-linéaire statique ou dynamique. Cette dernière méthode est la plus performante car elle peut simuler convenablement le comportement réel des structures.

Ce chapitre a comme objectif l'évaluation des performances et la comparaison entre les différents systèmes de contreventement en charpente métallique par une analyse dynamique non-linéaire. Dans ce sens plusieurs paramètres ont été examinés à savoir le déplacement latéral et relatif, les efforts internes enveloppes, les énergies transformées par les structures ainsi que les endommagements entraînés dans les éléments dissipateurs d'énergies.

L'effet de variation de l'accélération du sol a été étudié sous les accélérogrammes de parkfield de kobe et de nothridge. Enfin on effectue une approche entre le calcul linéaire et non-linéaire par une évaluation du facteur de comportement pour chaque type de contreventement des structures de différentes hauteurs.

## 5.2 Description des structures

Les structures étudiées sont des structures planes multi étagées en charpente métallique comportant 3 travées. Le nombre de niveaux varie de 3, 7 à 15 étages dont la hauteur d'étage est de 3m et un espacement entre poteaux de 4m.

Ces structures ont été choisies pour couvrir les trois régions du spectre de réponse, basses, moyennes et hautes fréquences. Elles sont munies de différents systèmes de contreventement par éléments jarrets, à diagonales excentriques, à diagonales concentriques en x, à diagonales excentriques en k et en portiques auto stables.

La charge permanente introduite dans cette étude est celle du poids propre des planchers qui sont constitués d'une dalle en béton armé. La charge d'exploitation est prise égale à 150 kg/m<sup>2</sup>. Toutes les hauteurs des étages et les épaisseurs des planchers sont considérées semblables afin d'assurer une distribution symétrique des masses.

Le prédimensionnement des éléments des structures se fait sous charges verticales et horizontales équivalentes à l'effet de l'action sismique. La vérification se fait aux contraintes admissibles, la limite élastique  $\sigma_e = 2400 \text{ kg/m}^2$ .

La charge verticale de prédimensionnement est calculée à partir de la combinaison des charges les plus défavorables à l'état limite ultime :

$$q = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q.$$

Le calcul des charges horizontales se fait par la méthode statique équivalente, la formule utilisée est celle prescrite par le règlement parasismique algérien *RPA99* donnée par l'équation

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

A: facteur d'accélération de zone.

R : facteur de comportement de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité.

W : le poids pris en compte dans le calcul.

### 5.3 Définition des chargements sismiques

Le comportement dynamique non-linéaire des structures est étudié sous l'action de 4 accélérogrammes (Elcentro, Parkfield, Kobe, Nothridge) .Les caractéristiques de chaque accélérogramme sont présentées au tableau suivant :

**Tab 5.1** Caractéristiques des accélérogrammes utilisés

Action sismique	Composante	Durée (s)	Pic d'accélération (g)	Facteur de réduction
Parkfield 27/06/1966	N40E	30	0.26	1
Elcentro 18/06/1940	N.S	39.98	0.34	1
Kobe 17/11/1995	N00E	40	0.817	0.70
Nothridge 17/01/1994	N00E	60	0.824	0.75

L'accélérogramme de Parkfield est un accélérogramme de type court et impulsif, de moyenne intensité, caractérisé par une accélération maximale qui se développe après 2.1s du début de l'accélérogramme.

Elcentro est un accélérogramme de type long avec plusieurs pics, sévère est assez symétrique.

Les accélérogrammes de Kobe et Nothridge sont les événements sismiques les plus importants dans la dernière décennie. Ils sont trop sévères, caractérisés par des intensités très considérables. Ces deux accélérogrammes ont causé des dommages très importants aux constructions métalliques. Ils sont réduits dans les calculs à 70% et 75% respectivement de leurs intensités maximales car leur utilisation à une intensité totale peut entraîner la rupture de certains éléments ce qui sort bien du domaine d'application des principes de l'analyse non-linéaire.

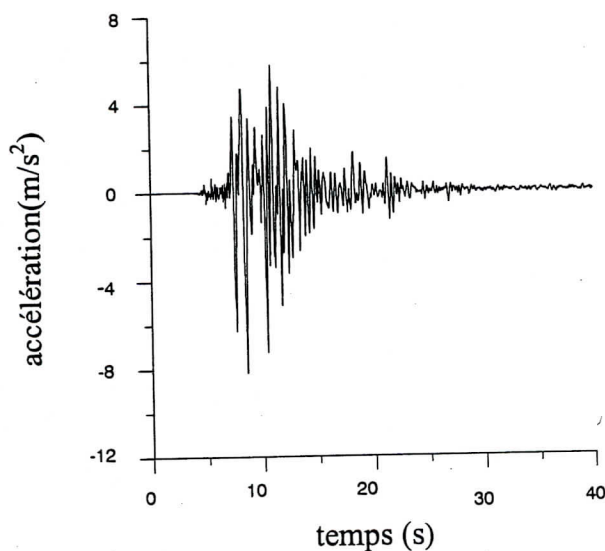


Fig 5.a.1 accélérogramme de kobe

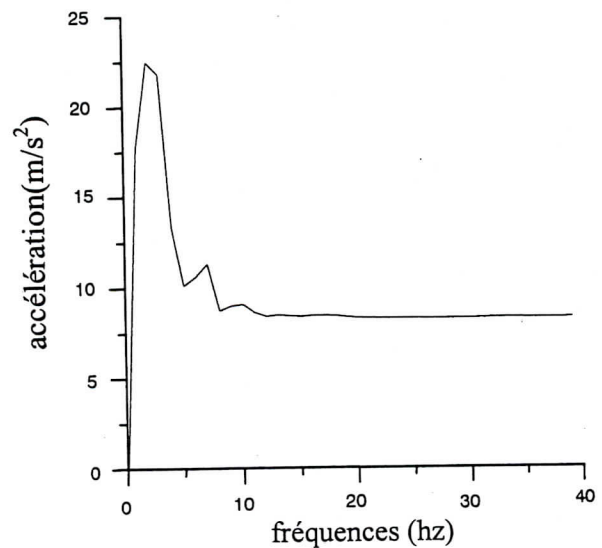


Fig 5.a.1 spectre de réponse de l'accélérogramme de kobe avec un amortissement de 5%

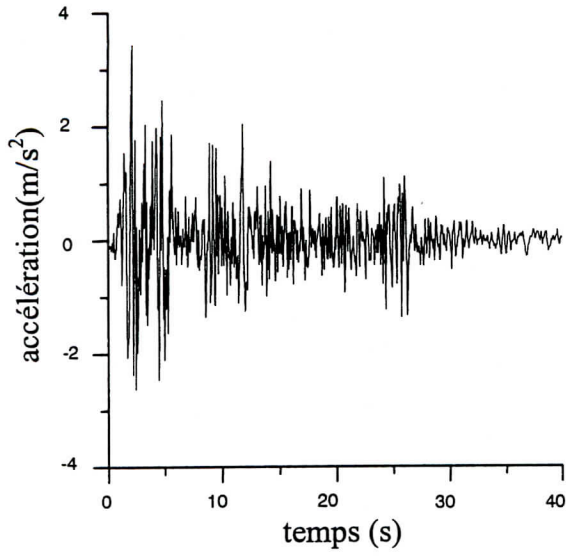


Fig 5.b.1 accélérogramme d'Elcentro

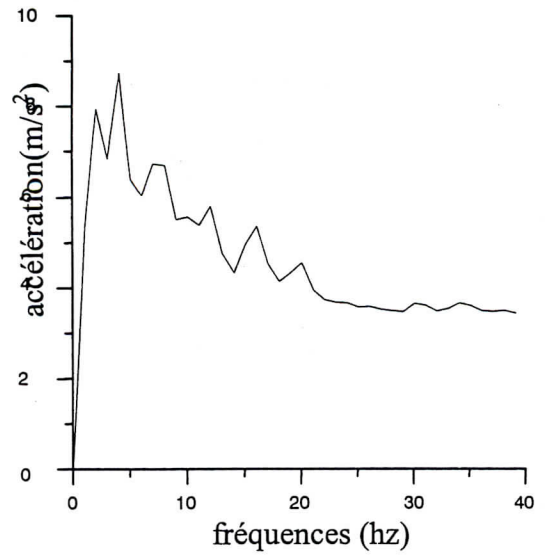


Fig 5.b.2 spectre de réponse de l'accélérogramme d'Elcentro avec un amortissement de 5%

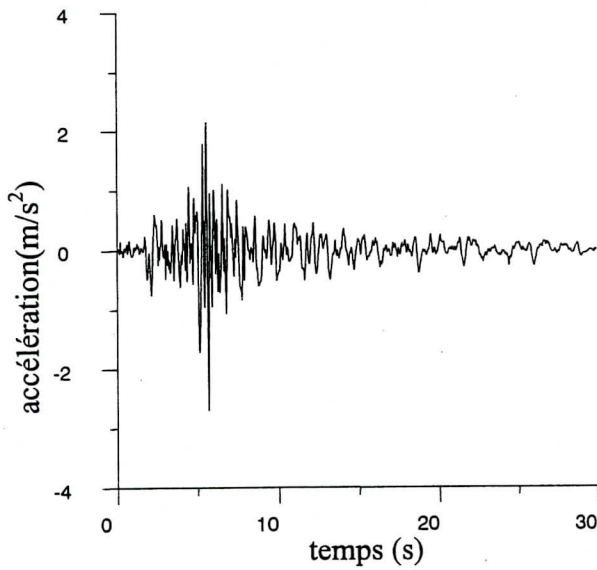


Fig 5.c.1 accélérogramme de parkfield

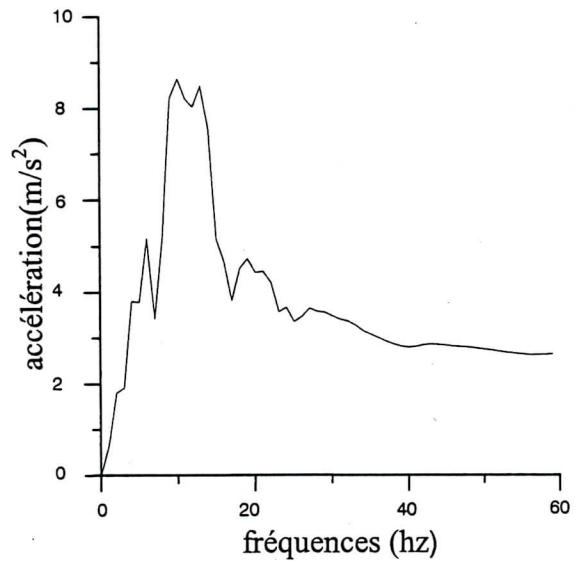


Fig 5.c.2 spectre de réponse de l'accélérogramme de parkfield avec un amortissement de 5%

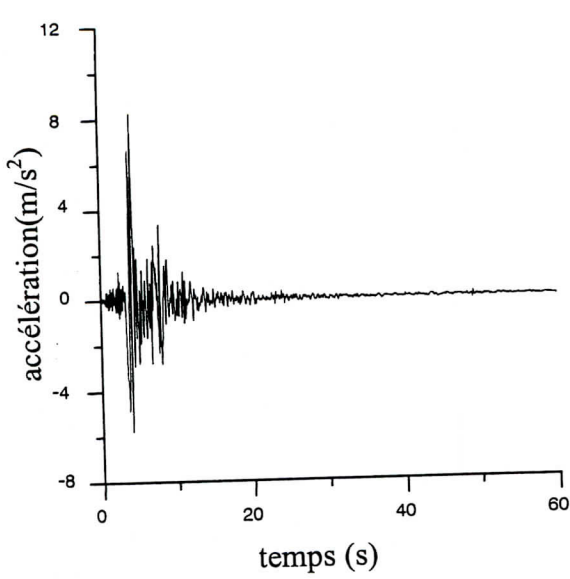


Fig 5.d.2 accélérogramme de northridge

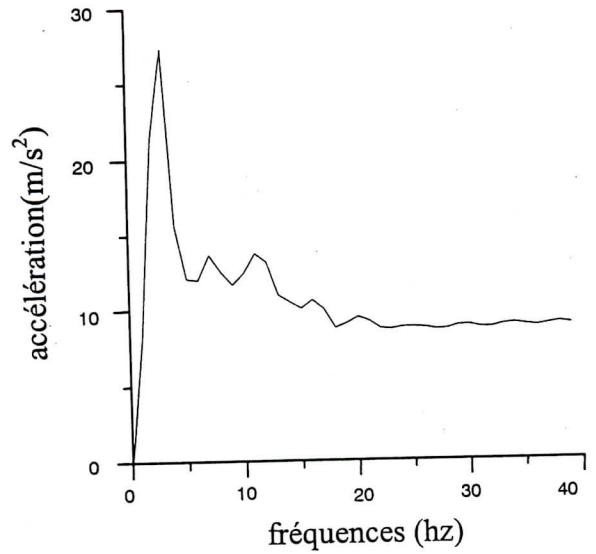


Fig 5.d.1 spectre de réponse de l'accélérogramme de northridge avec un amortissement de 5%

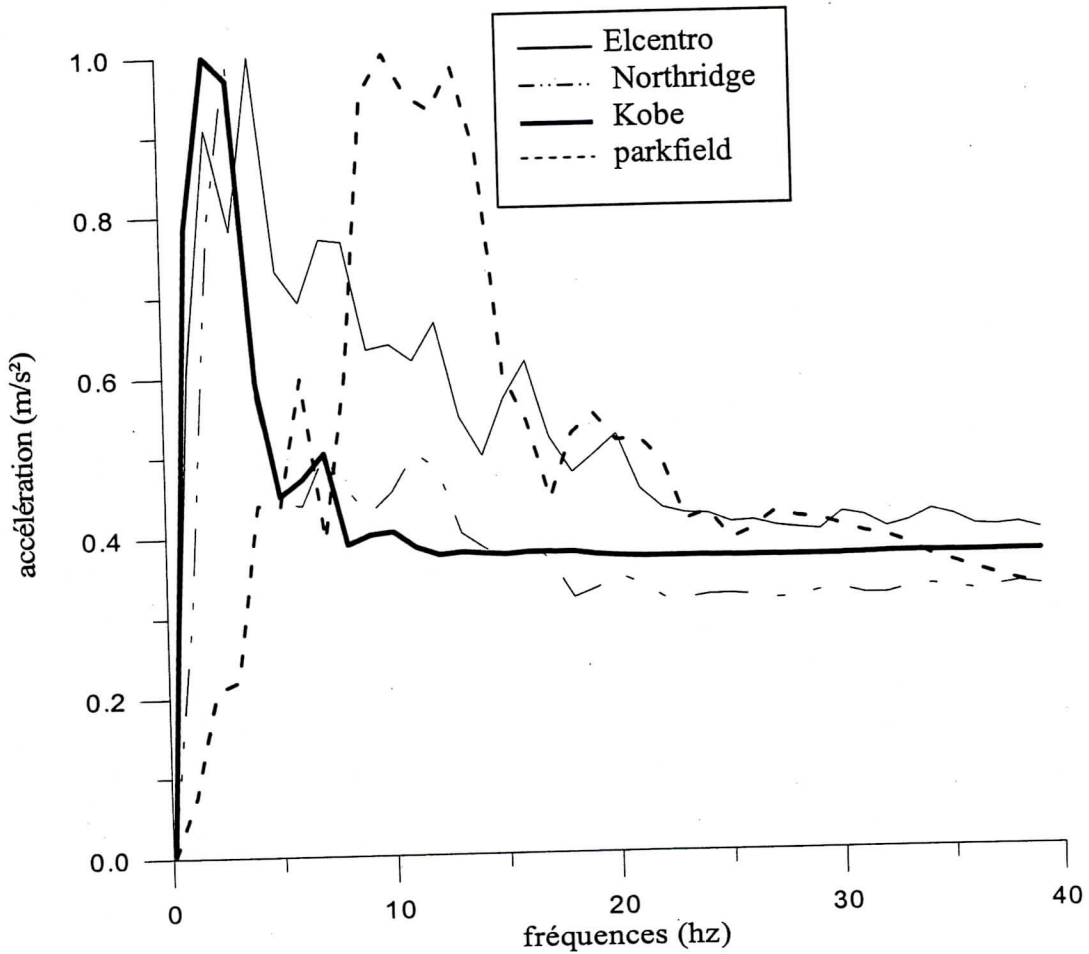
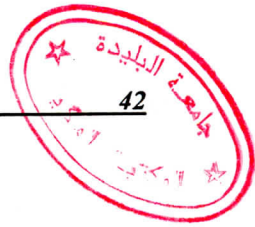


Fig 5.1 les spectres de réponse des accélérogrammes utilisés avec un amortissement de 5%



## 5.4 Présentation du logiciel de calcul

Le logiciel utilisé dans cette étude est le programme de calcul dynamique non-linéaire DRAIN-2D développé par KANAAN et POWEL à l'université de Californie [47].

Les éléments utilisés sont les suivants :

- Un élément poutre-poteau qui se plastifie par formation de rotules plastiques à ses extrémités.
- Un élément barre qui se plastifie en traction et flambe élastiquement en compression. Il est utilisé pour la modélisation des diagonales de contreventement.
- Un élément inélastique pour la modélisation des connexions structurales non-linéaires avec une flexibilité rotationnelle.

Le comportement élasto plastique des éléments est défini par la courbe d'interaction M-N, caractérisée par deux points pour les poutres , à savoir les moments maximums et minimums au-delà desquels il y a plastification , et par quatre points pour les poteaux à l'extérieur desquels la plastification survient . L'effet (P- $\Delta$ ) est pris en compte par le calcul d'une matrice de rigidité géométrique.

## 5.5 Modélisation des composantes de contreventement

### 5.5.1 Modélisation de l'élément jarret

La modélisation de l'élément jarret est d'une importance capitale dans cette analyse.

Le logiciel de calcul DRAIN-2D utilisé dans cette étude, exige une modélisation particulière.

Elle consiste à modéliser les nœuds plastiques qui peuvent se développer aux extrémités et à mi-travée des jarrets, par un système de connecteurs **Fig 5.2**.

Le comportement non-linéaire de ces connecteurs, est idéalisé par le modèle bilinéaire de la courbe force-déplacement **Fig 5.3**

$K_1$  : étant la rigidité élastique du connecteur.

$K_2$  : La rigidité plastique du connecteur.

$M_p$  : moment limite élastique.

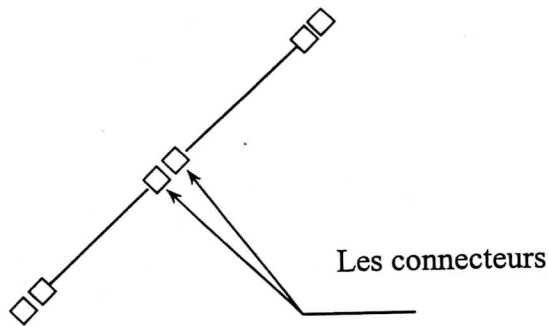


Fig 5.2 modélisation de l'élément jarret par le DRAIN-2D

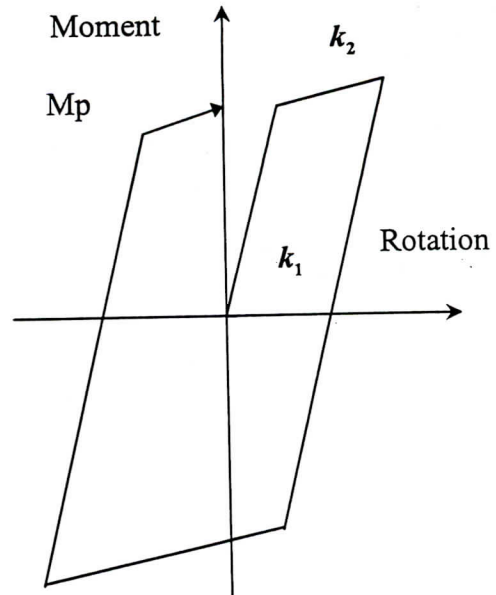


Fig 5.3 Idéalisisation du comportement non-linéaire des connecteurs.

### 5.5.2 Modélisation de la poutre (link) pour le contreventement excentrique

Le même principe est utilisé pour modéliser la poutre de la palée contreventée par des diagonales excentriques. La partie dissipative de la poutre est modélisée par des éléments connecteurs à ces deux extrémités et reliés par une barre infiniment rigide, les deux autres parties de la poutre sont prises comme des éléments poutre-poteau.

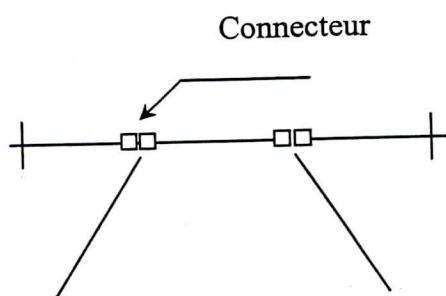


Fig 5.4 modélisation de la poutre contreventée par des diagonales excentriques

## 5.6 Le comportement dynamique non-linéaire des structures sous Elcentro

L'évaluation des performances des systèmes de contreventement des structures de 7 étages sous l'accélérogramme d'Elcentro est faite en traitant les paramètres suivants :

### 5.6.1 Déplacement latéral

Ce paramètre traduit l'effet global des systèmes de contreventement à assurer la rigidité latérale, la Fig 5.5 présente les déplacements latéraux maximums sous l'accélérogramme d'Elcentro.

On remarque la flexibilité du système de contreventement en portique auto-stable caractérisé par un grand déplacement latéral au sommet de la structure par contre les systèmes à jarret et à diagonales excentriques assurent une bonne rigidité latérale et une capacité de dissipation d'énergie supérieure (réponses réduites). Le déplacement au sommet de la structure pour les systèmes à jarret est de l'ordre de 42%, 83%, 73%, par rapport au contreventement auto-stable, concentrique en K et en X respectivement.

Pour les diagonaux excentriques, il est de l'ordre de 35%, 73%, 62%, par rapport au système en portique, concentrique en X et K respectivement.

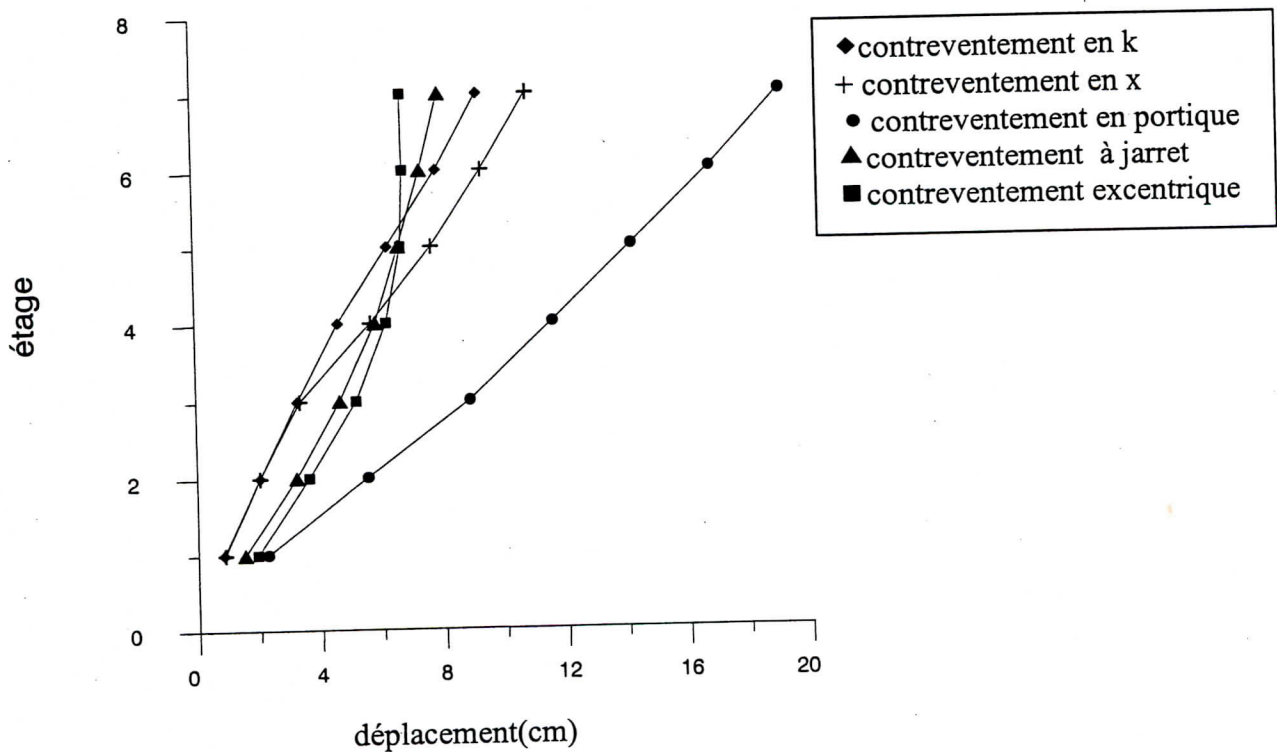


Fig 5. 5 Déplacement latéral maximal sous l'accélérogramme d'ELCENTRO



### 5.6.2 Les efforts internes enveloppes dans les poteaux

Les efforts tranchants enveloppes dans les poteaux des différents systèmes de contreventement sont présentés par la Fig 5.7.

L'effort tranchant maximal développé dans le contreventement à jarret et à diagonales excentriques est de l'ordre de 40%, 58%, 65% par rapport au contreventement en portique, en x et k respectivement.

La Fig 5.6 présente les moments enveloppes dans les poteaux. Les moments maximums à la base des poteaux des structures contreventées par des jarrets et diagonales excentriques est de l'ordre de 57% 62% 83% par rapport au contreventement auto-stable en x et en k respectivement.

Les efforts normaux dans les systèmes en portique sont faibles par rapport aux autres systèmes de contreventement Fig 5.8.

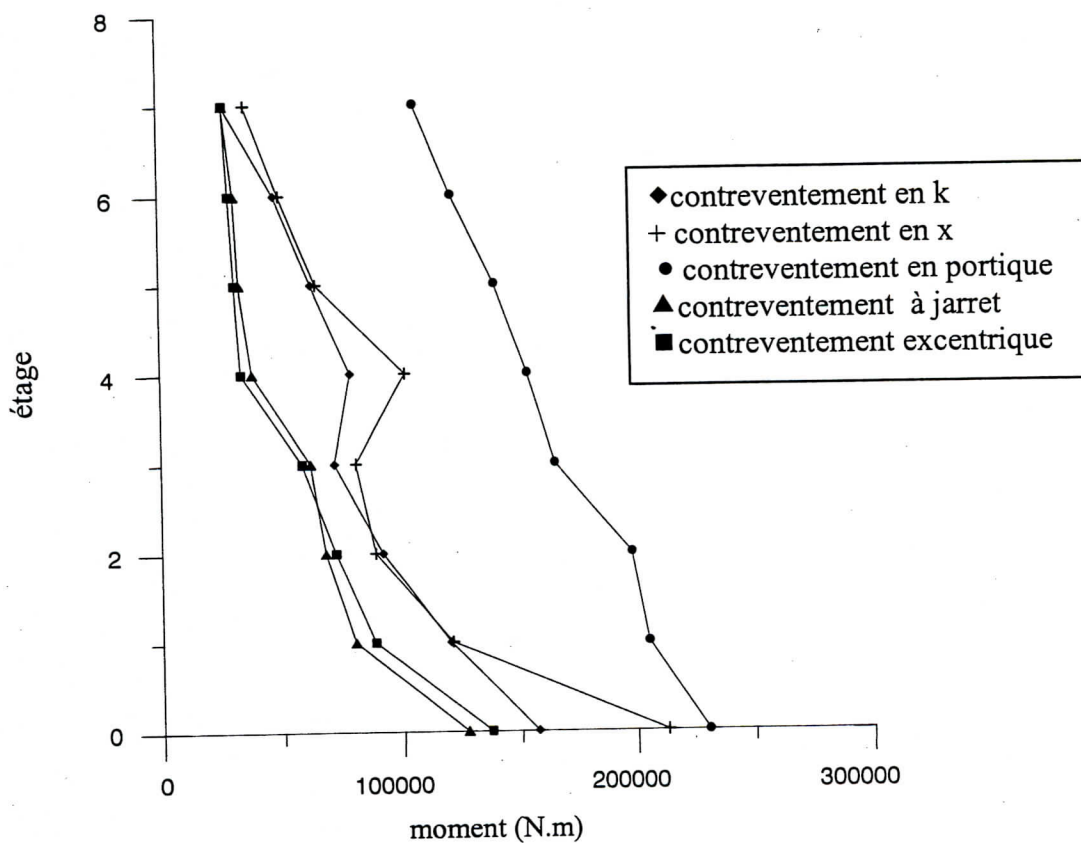


Fig 5. 6 Les moments enveloppes dans les poteaux sous l'accélérogramme d'ELCENTRO

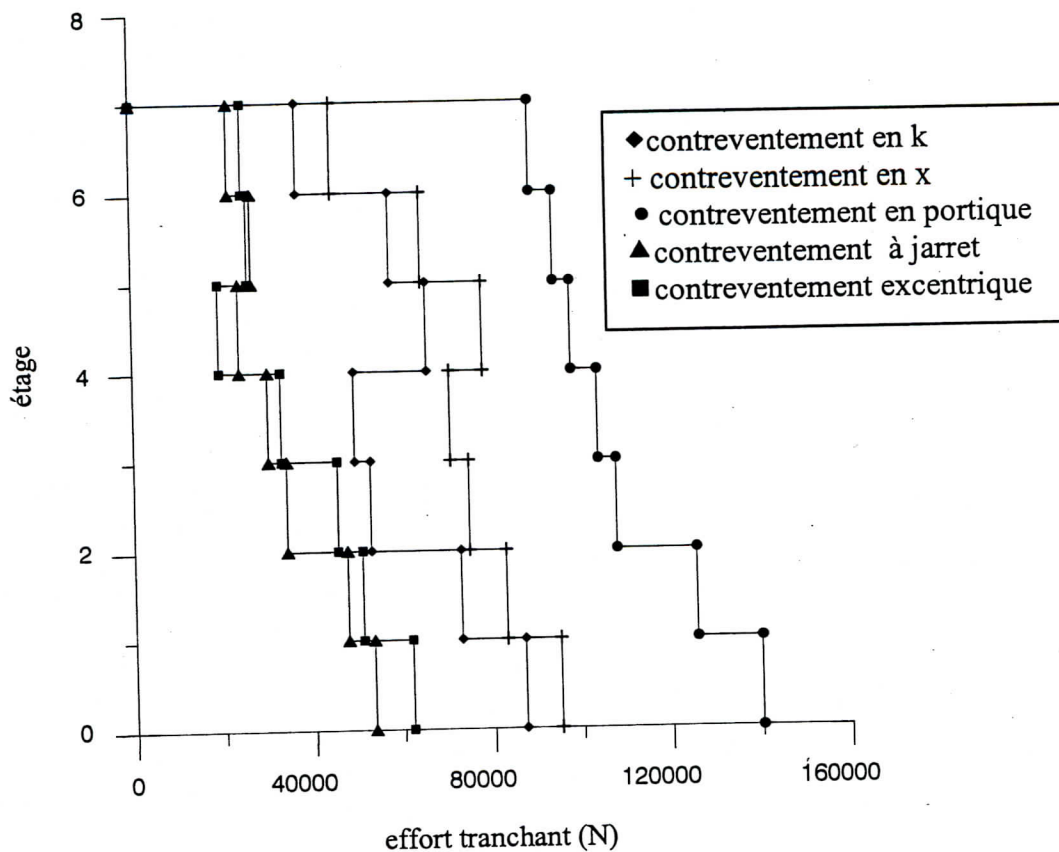


Fig 5.7 Les effort tranchants enveloppes dans les poteaux sous l'accélérogramme d'ELCENTRO

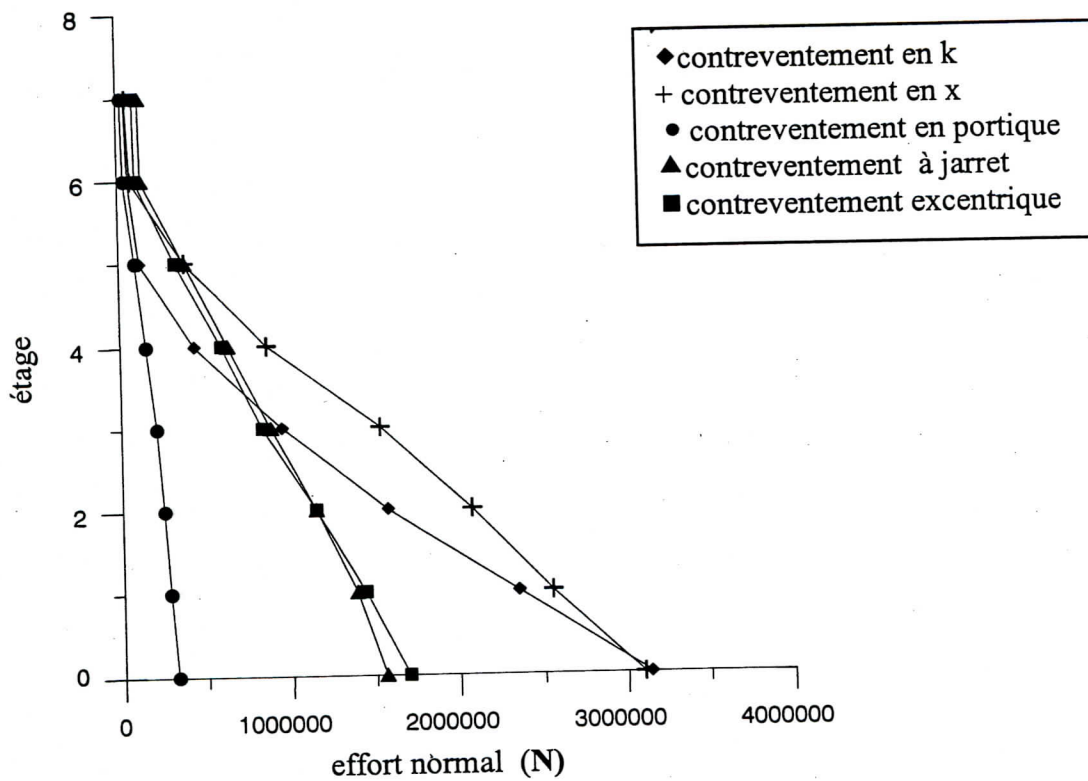


Fig 5.8 Les efforts normaux enveloppes dans les poteaux sous l'accélérogramme d'ELCENTRO

### 5.6.3 Les réponses temporelles des déplacements au sommet des structures

Elles sont données par la Fig 5.9 qui montre que des grandes amplitudes sont atteintes par les contreventements en portique à cause de la grande flexibilité où le pic maximal se développe dans les cinq premières secondes.

Les systèmes à jarret et à diagonales excentriques sont caractérisés par les amplitudes les plus faibles qui s'atténuent avec une certaine déformation résiduelle, ce qui témoigne d'une capacité de dissipation d'énergie meilleure.

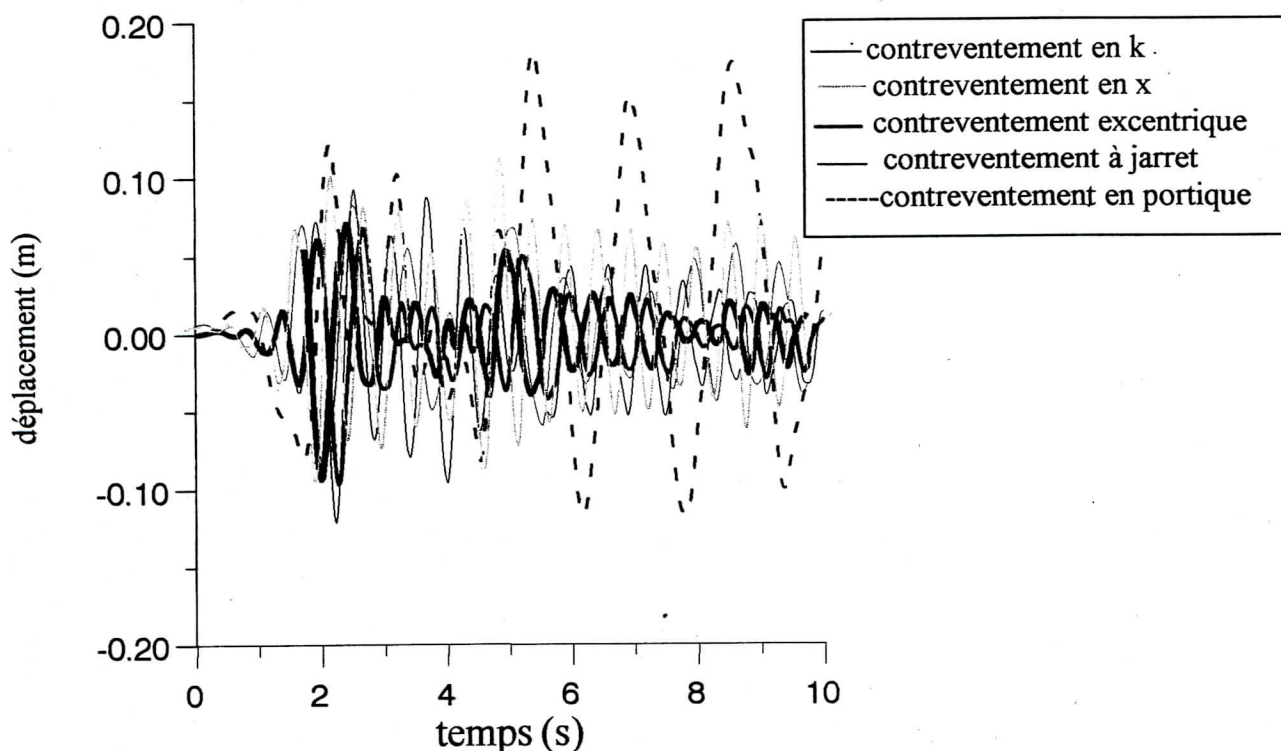


Fig 5.9 les réponse temporelles de déplacement aux sommets des structures sous ELCENTRO

### 5.6.4 Déplacement relatif (inter-étage)

Le déplacement relatif est un paramètre important dans l'évaluation du niveau de dommage dans les éléments structuraux. La Fig 5.10 montre l'enveloppe des déplacements relatifs maximaux entre les étages de la structure. Il est clair que pour toutes les structures le déplacement relatif est concentré dans les étages inférieurs.

La structure en portique auto-stable qui est la moins rigide présente le cas le plus défavorable en terme de déplacement inter étage, ce qui montre le rôle primaire des systèmes de contreventement à limiter le déplacement relatif.

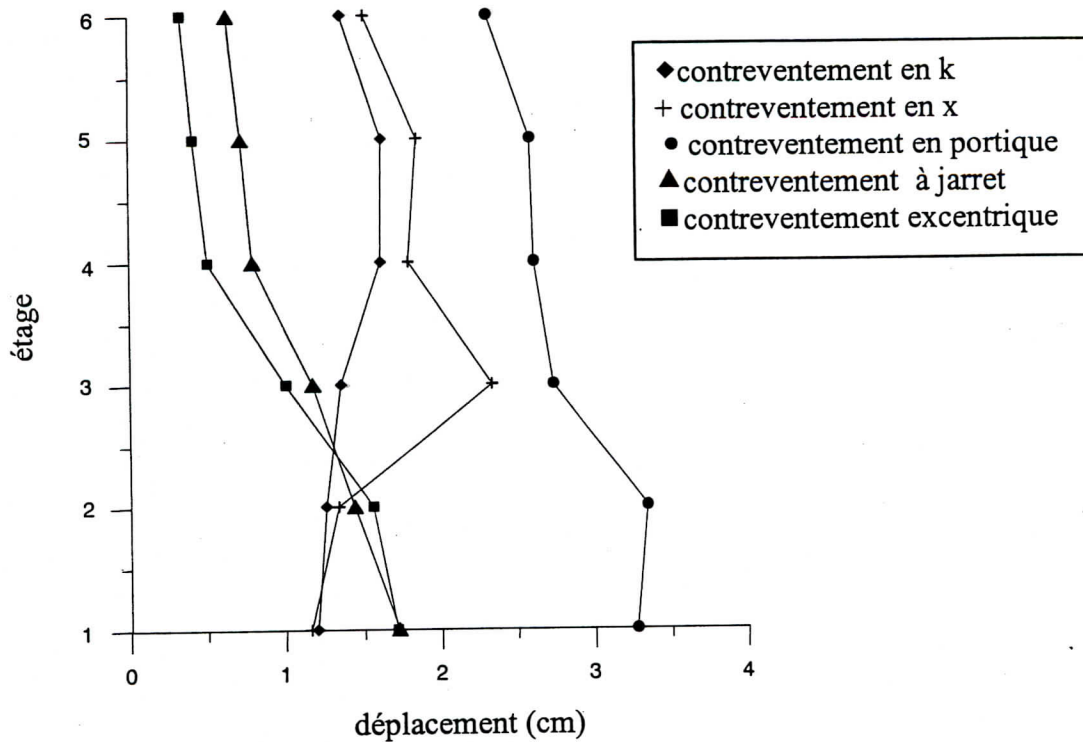


Fig 5.10 Déplacement relatif sous l'accélérogramme d'ELCENTRO

### 5.6.5 Répartition des zones de déformation plastique

Parmi les rôles importants d'un système de contreventement est de prévoir la dissipation d'énergie sous forme de rotules plastiques dans les zones ne menaçant pas la stabilité latérale de la structure.

Pour cela la séquence de formation des activités plastiques doit se produire d'abord dans les éléments de contreventement puis dans les poutres et enfin dans les poteaux.

Sous l'accélérogramme d'Elcentro, on constate que la plupart des diagonales concentriques en x et en k ont été plastifiées un nombre moins d'éléments jarrets ont subit la formation des nœuds plastiques sans signaler aucune déformation dans les éléments structuraux de la structure Fig 5.14.

Pour la structure en portique les rotules plastiques débutent dans les étages inférieurs

### 5.6.6 Les réponses temporelles des énergies des structures

Ce paragraphe montre la manière dont l'énergie introduite par le séisme est transformée dans les structures contreventées sous différentes formes. Ce paramètre est d'une très grande importance pour évaluer les performances et comparer entre les différents systèmes de contreventement. La grande quantité d'énergie dans les structures à jarrets et à diagonales excentriques est absorbée par effets hystérisque. Cette énergie est dissipée par élément jarret et élément poutre link (zone active de la poutre) ce qui prouve l'efficacité de ces deux systèmes. On remarque aussi que le passage des structures contreventées à l'état plastique se fait d'une façon graduelle, illustré nettement par la Fig 5.11. Ce qui montre le bon comportement de ces deux systèmes dans le domaine plastique non-linéaire.

Pour les structures en x et en k, la plus grande partie d'énergie est absorbée par amortissement système. On peut conclure aussi à partir de la **Fig 5.11** que leurs passage à l'état plastique est brusque ce qui montre leur faible capacité en dissipation d'énergie ainsi que le comportement hystérique médiocre des diagonales concentriques.

La dissipation d'énergie introduite dans les structures en portique auto-stable se fait simultanément par amortissement et effet hystérique.

### 5.6.7 Les dommages dans les éléments de contreventement des structures

L'estimation des dommages provoqués par l'accélérogramme d'Elcentro est mise en évidence en examinant les trois paramètres suivants :

#### 5.6.7.1 Le nombre d'incursions

C'est le nombre de rotules plastiques subit par les éléments de contreventement dans le temps. C'est un indicateur essentiel pour l'évaluation des dommages dans les zones aménagées à dissiper de l'énergie.

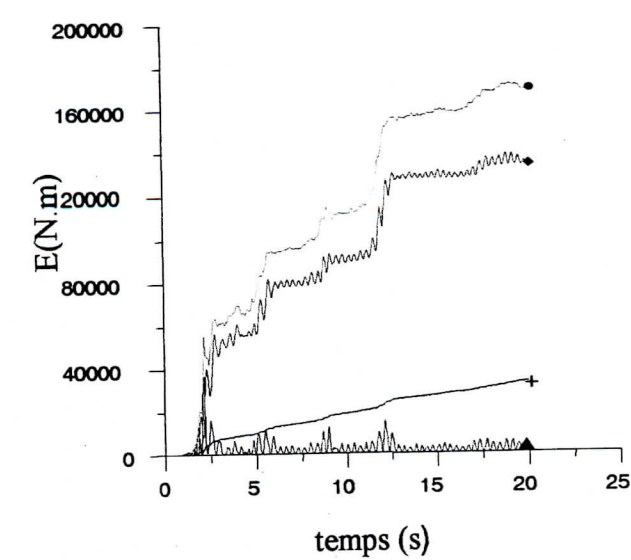
La **Fig 5.12** montre que les systèmes de contreventement par éléments jarrets et diagonales excentriques sont les systèmes qui ont subit le plus grand nombre d'incursions négatives et positives plus marquées aux étages inférieures. Les éléments jarrets sont conçus pour reprendre tous ces dommages car ils seront remplacés une fois ruinés par contre les poutres link des systèmes à diagonales excentriques vont entraîner des grands dommages aux éléments poutres (éléments structuraux).

Les structures en x et en k présentent un nombre d'incursions moins important par rapport aux deux premiers systèmes car les rotules plastiques se propagent aussi au niveau des éléments structuraux.

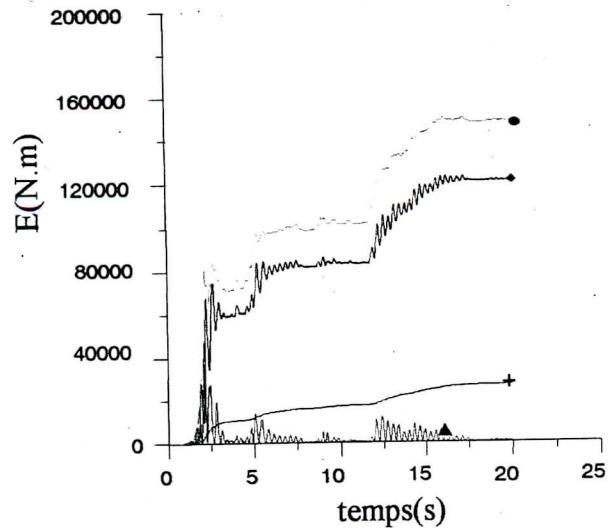
**Fig 5.12.** On remarque aussi sur cette figure que les systèmes en x sont caractérisés par un plus grand nombre d'incursions au 3<sup>eme</sup> et au 5<sup>eme</sup> là où il y a changement de section.

Pour les structures en portique seul les trois étages inférieurs ont subit des rotules plastiques.

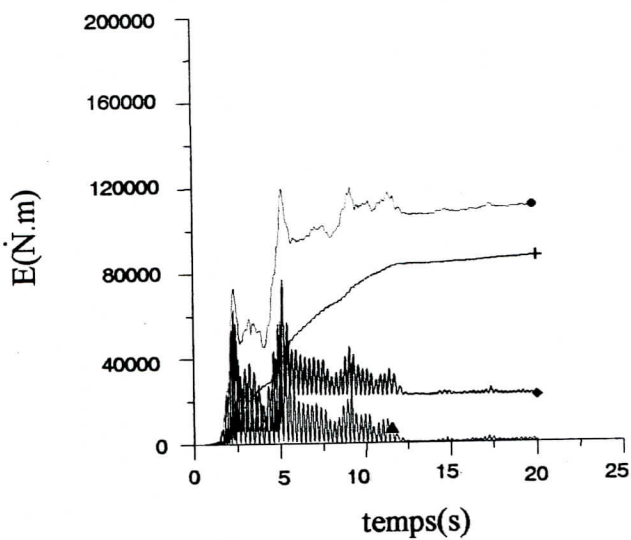
Le plus grand nombre est enregistré au 2<sup>eme</sup> étage.



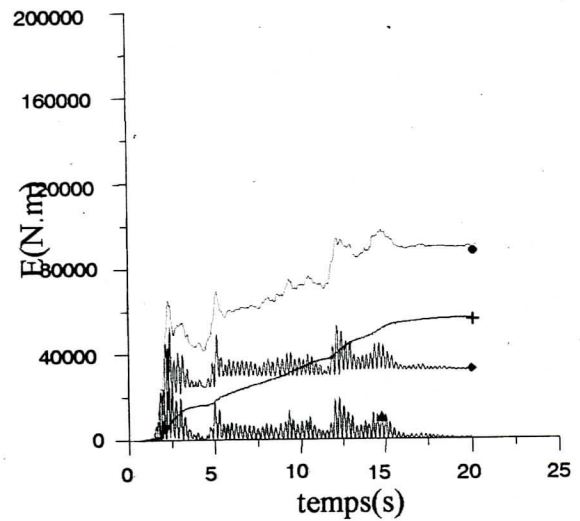
Contreventement à jarret



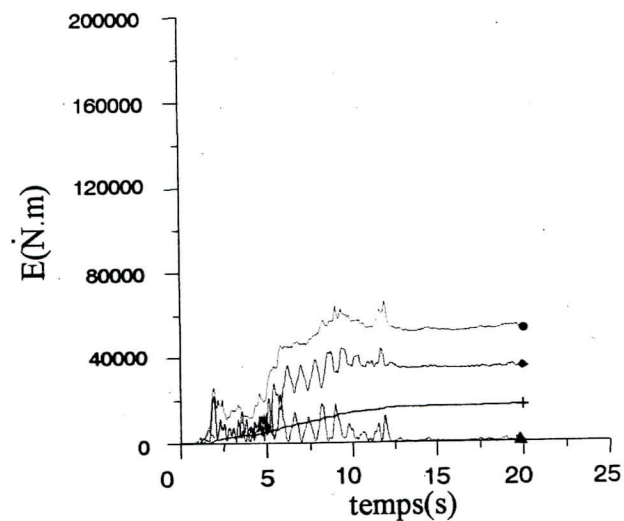
Contreventement excentrique



Contreventement concentrique en k



Contreventement concentrique enx



Contreventement en portique

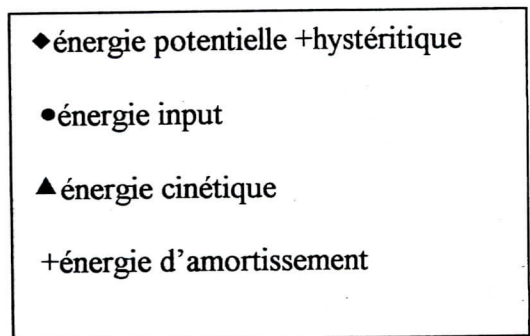


Fig 5.11 Les réponses temporelles des énergies des structures sous l'accélérogramme d' ELCENTRO

### 5.6.7.2 La ductilité maximale des éléments de contreventement

La grande demande en ductilité est marquée par les éléments jarrets et à diagonales excentriques, elle est de l'ordre de 8 et 6.5 respectivement orientée vers les étages inférieurs ce qui traduit la grande activité plastique de ces deux systèmes **Fig 5.13**.

Pour les poutres de la structure en portique la ductilité maximale est de l'ordre de 1.6 ceci est prévisible car ces structures possèdent un domaine de déformation élastique important.

Les structures en x et en k présente un cas intermédiaire.

### 5.6.7.3 Propagation des rotules plastiques en fonction des intensités

Ce facteur visualise clairement les dommages endurés par chaque type de contreventement sous des intensités progressives de l'action sismique.

La **Fig 5.14** illustre la propagation des rotules plastiques sous différentes intensités de l'accélérogramme d'Elcentro ainsi que leurs pourcentages présenté par le tableau 5.2.

On constate que les dommages débutent dans les éléments de contreventement ensuite dans les poutres et enfin dans les poteaux.

On remarque aussi que le système en portique auto stable possède le plus large domaine élastique car sous 0.8 Elcentro aucune poutres ni poteaux n'ont subit de déformations plastiques. Sur cette même intensité 43% et 50% des diagonales en x et en k sont plastifiées. Les déformations plastiques débutent dans les systèmes à jarret et à diagonales excentriques à 0.8 Elcentro. Cependant le pourcentage est de l'ordre de 28.5% pour les éléments jarrets et 35% pour les diagonales excentriques.

Ce processus de propagation ralentit en augmentant les intensités de l'accélérogramme pour ces derniers systèmes.

Sous deux fois Elcentro 71% de poutres et 18% de poteaux sont plastifiés pour les systèmes en portiques.

Pour les systèmes en x et en k toutes les diagonales sont plastifiées. Les taux atteints 71 % et 76% respectivement pour les poutres et 28%et 35% pour les poteaux.

Les éléments de contreventement des systèmes à jarret et à diagonales excentriques subissent des dommages très importants. Cependant le degré de souffrance est moins important comparé aux autres systèmes. Il est de l'ordre de 53% et 62 % dans les poutres et seulement 10% et 30% dans les poteaux pour les systèmes à jarret et à diagonales excentriques respectivement.

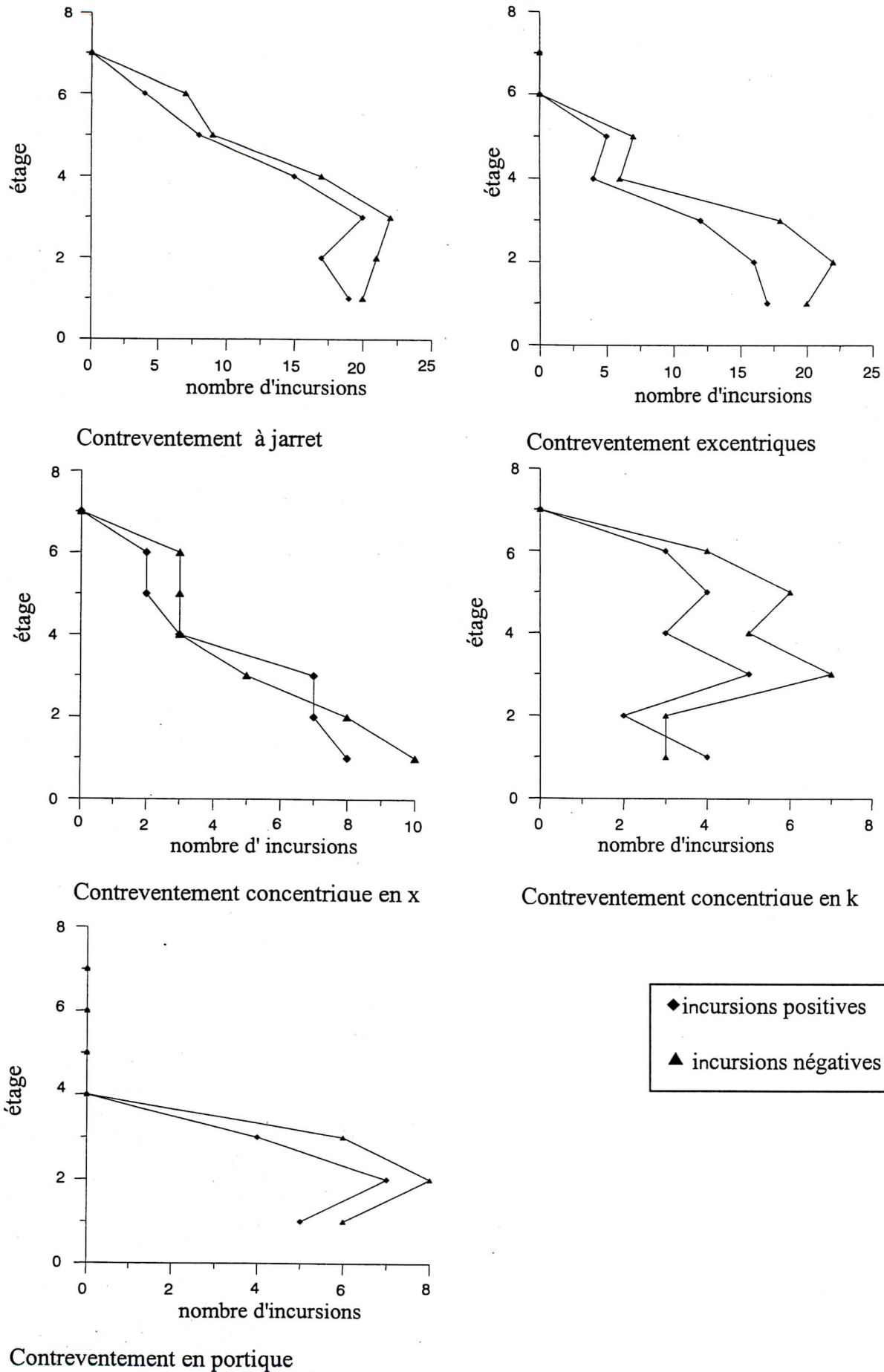


Fig 5.12 le nombre d' incursions dans les éléments de contreventement



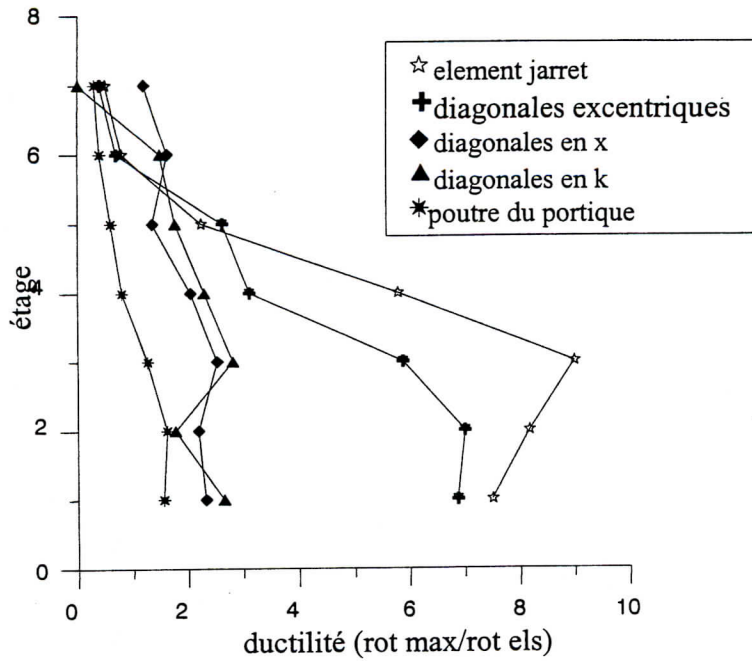


Fig 5. 13 ductilité des éléments dissipateurs d'énergies des systèmes de contreventement

Tab 5.2 les pourcentages des rotules plastique dans les structures sous différentes intensités d'Elcentro

		0.8Elcentro	1Elcentro	1.5Elcentro	2Elcentro
Contreventement en portique	poutres	0	38	57	71
	poteaux	0	0	7	18
Contreventement à diagonales en x	Poutres	0	33	52	71
	Poteaux	0	14	19	28
	Zone dissipative	43	92	100	100
Contreventement à diagonales en k	Poutres	0	36	66	76
	Poteaux	0	7	19	35
	Zone dissipative	50	71	100	100
Contreventement à diagonales excentriques	Poutres	0	0	33	62
	Poteaux	0	0	7	28.6
	Zone dissipative	35	64	85	93
Contreventement à jarret	Poutres	0	0	28	53
	Poteaux	0	0	3.5	11
	Zone dissipative	28.5	71	86	100

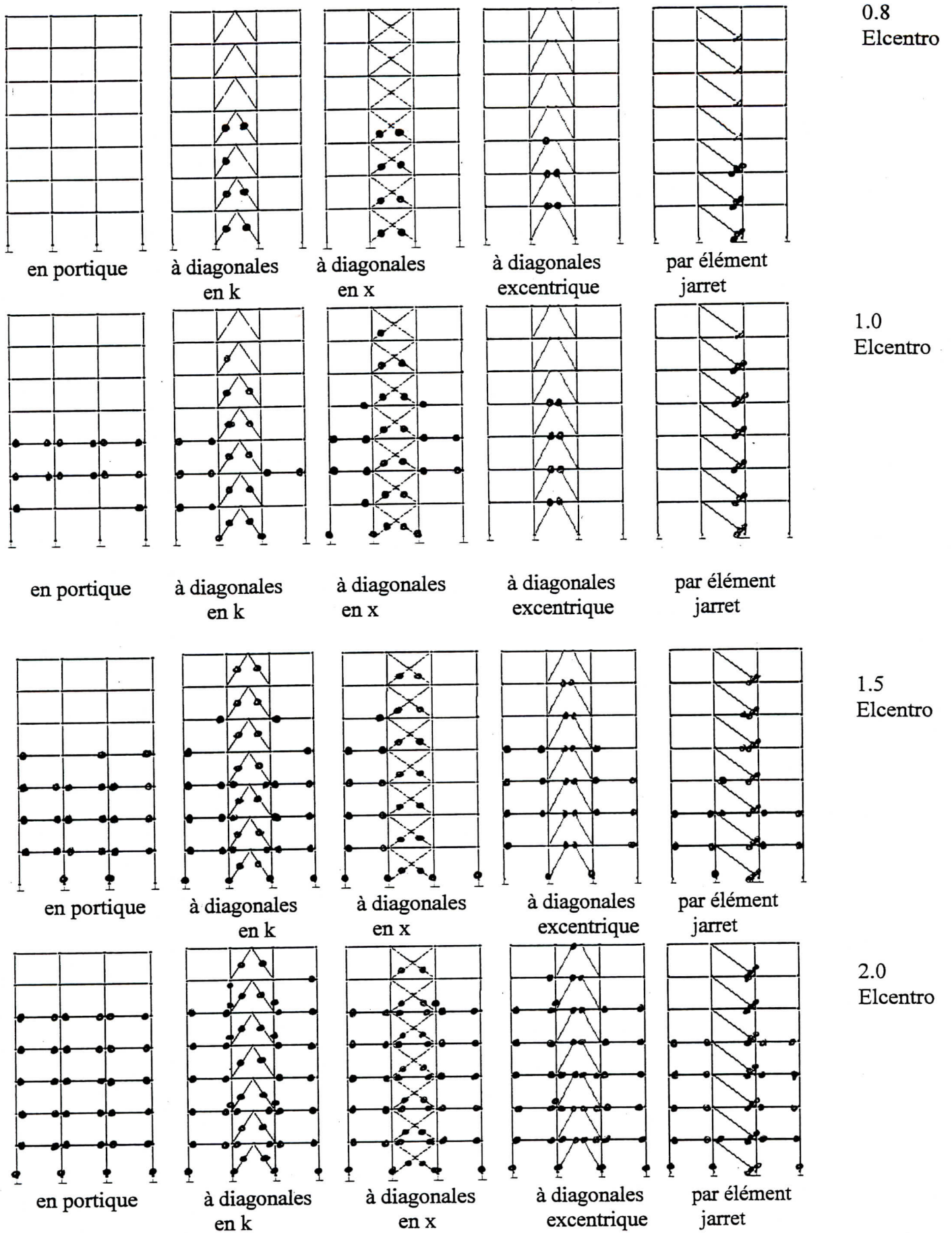


Fig 5.14 Répartition des rotules plastiques sous intensités progressives d'ELCENTRO

## 5.7 L'effet de variation des accélérogrammes

Pour apprécier l'effet de la variation de l'accélération du sol sur le comportement des systèmes de contreventement, on a choisi trois accélérogrammes différents parkfield, kobe, nothridge. L'évaluation est basée sur les paramètres de réponse suivants.

### 5.7.1 Les réponses temporelles des énergies des structures

L'objectif de ce paragraphe est de donner une idée sur les différentes formes de dissipation des énergies introduites par les accélérogrammes de parkfield, de kobe et de nothridge dans les systèmes de contreventement.

La Fig 5.15 présente les énergies transformées dans les systèmes de contreventement sous l'accélérogramme de parkfield.

Pour les systèmes concentriques en x et k on remarque une alternation entre l'énergie potentielle et cinétique où l'énergie est essentiellement dissipée par amortissement.

Pour les systèmes à jarret et à diagonales excentriques l'activité plastique débute tôt dans les éléments de contreventements par rapport aux autres systèmes, ainsi la dissipation d'énergie est assurée simultanément par amortissement et effet hystéritique.

La plus grande partie d'énergie introduite dans les systèmes en portique est dissipée par amortissement.

Les Fig 5.16 et Fig 5.17 montrent les énergies dissipées dans les systèmes de contreventement sous l'accélérogramme de kobe et nothridge. La plus grande quantité d'énergie introduite dans les structures contreventées par les systèmes à jarret et à diagonales excentriques est dissipée par effet hystéritique ce qui confirme la grande capacité de déformation plastique des éléments jarrets et la zone active des diagonales excentriques. L'allure des courbes énergétiques montre le passage graduelle de ces systèmes à l'état plastique ça prouve leurs grande efficacité dans le domaine plastique sous des actions sismiques trop sévères.

A partir de ces même figures, on constate qu'une partie importante de l'énergie introduite pour les contreventements en x et en k est dissipée par déformation plastique ensuite elle se stabilise et donne part à l'amortissement. On signale ici que ces énergies représentent les énergies maximales qui peuvent être absorbées par ces deux systèmes de contreventement car tout augmentation de l'excitation sismique mène à la ruine totale.

Dans les structures en portique la dissipation d'énergie par amortissement et par effet hystéritique est d'un ordre similaire.

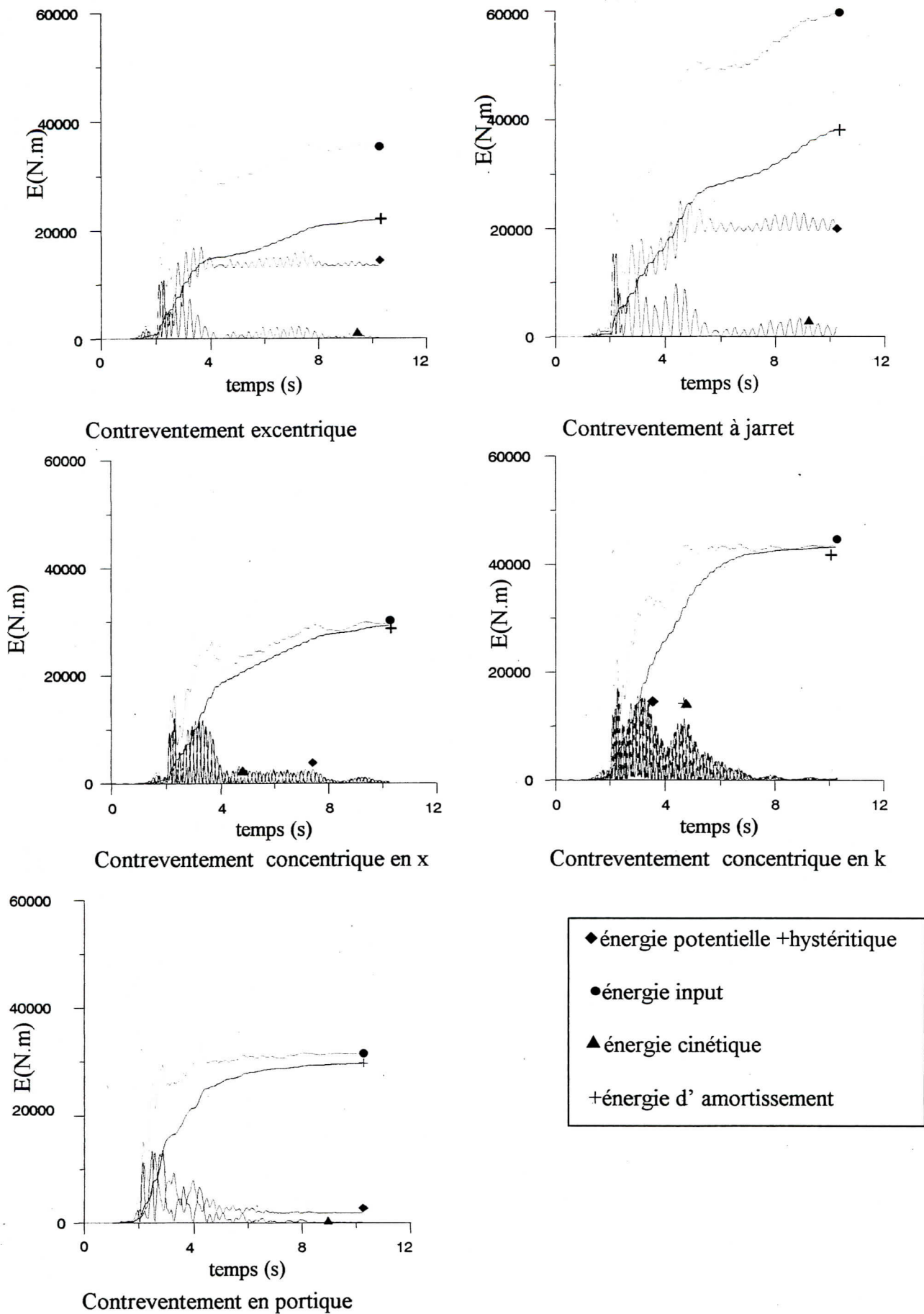
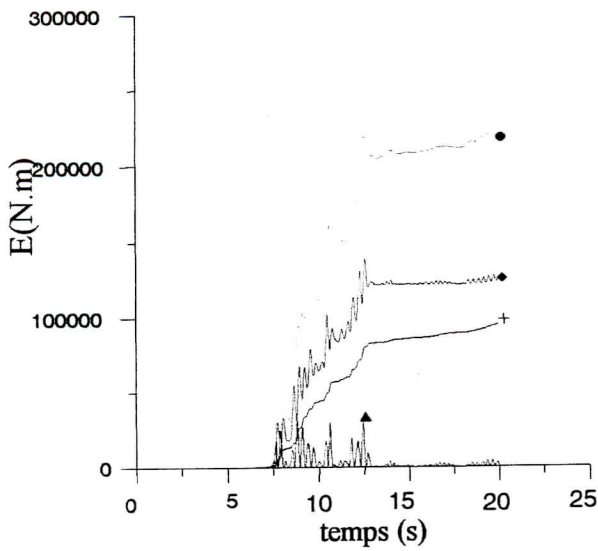
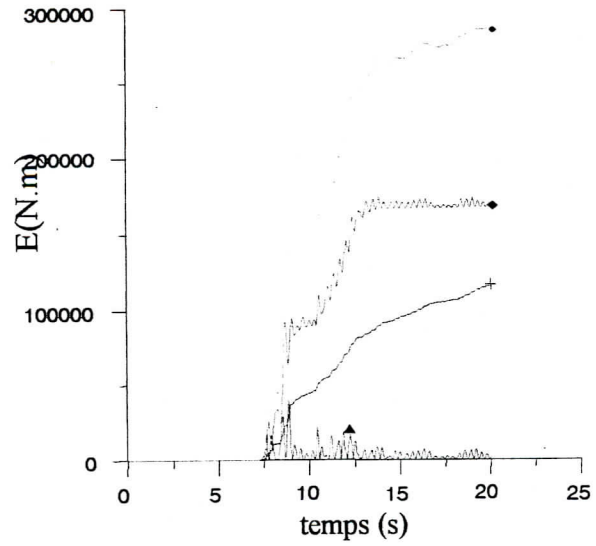


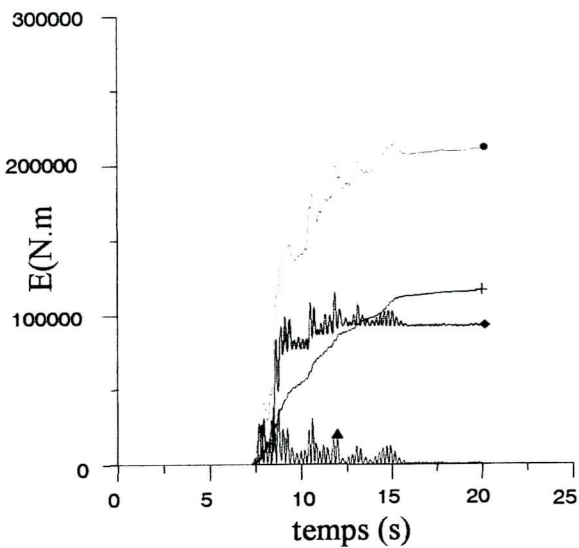
Fig 5.15 Les réponses temporelles des énergies des structures sous l'accélérogramme de Parkfield



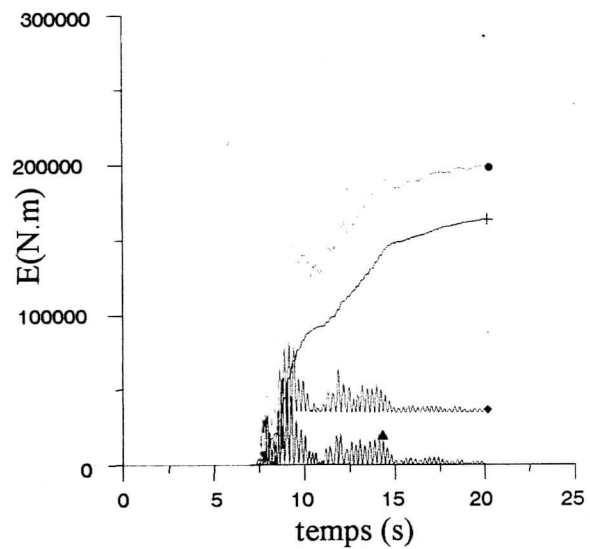
Contreventement excentrique



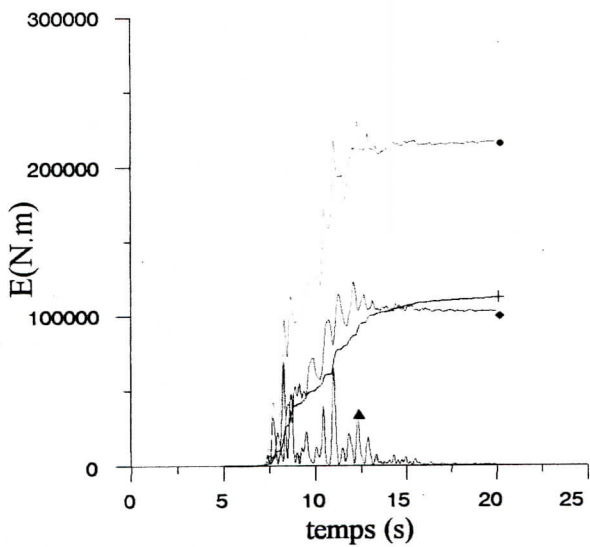
Contreventement à jarret



Contreventement concentrique en x



Contreventement concentrique en k



Contreventement en portique

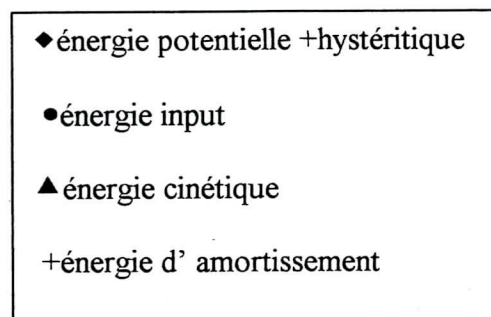


Fig 5.16 Les réponses temporelles des énergies des structures sous l'accélérogramme de KOBE

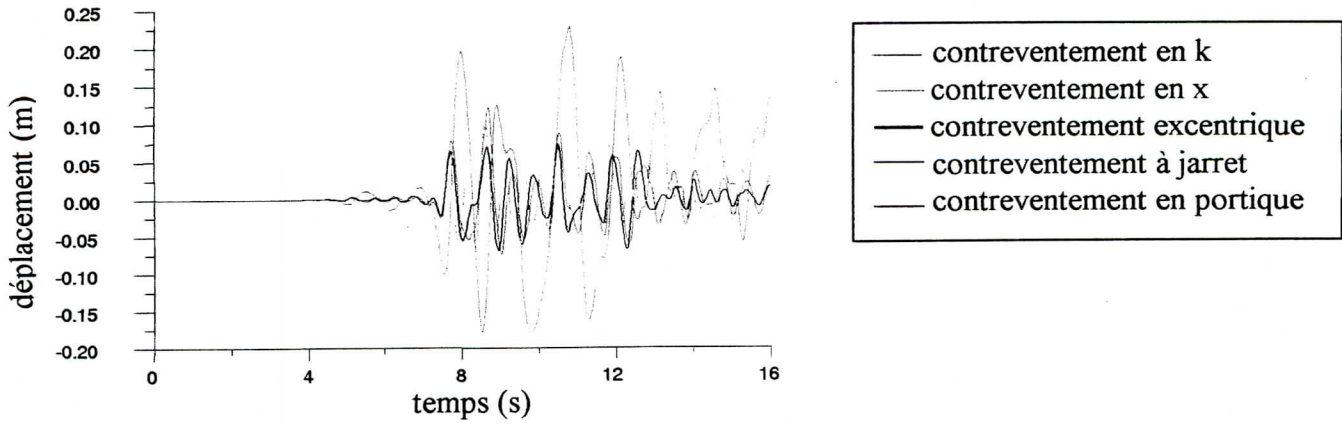


Fig 5.18 La réponses temporelles maximales aux sommet de la structure sous l'accélérogramme de kobe

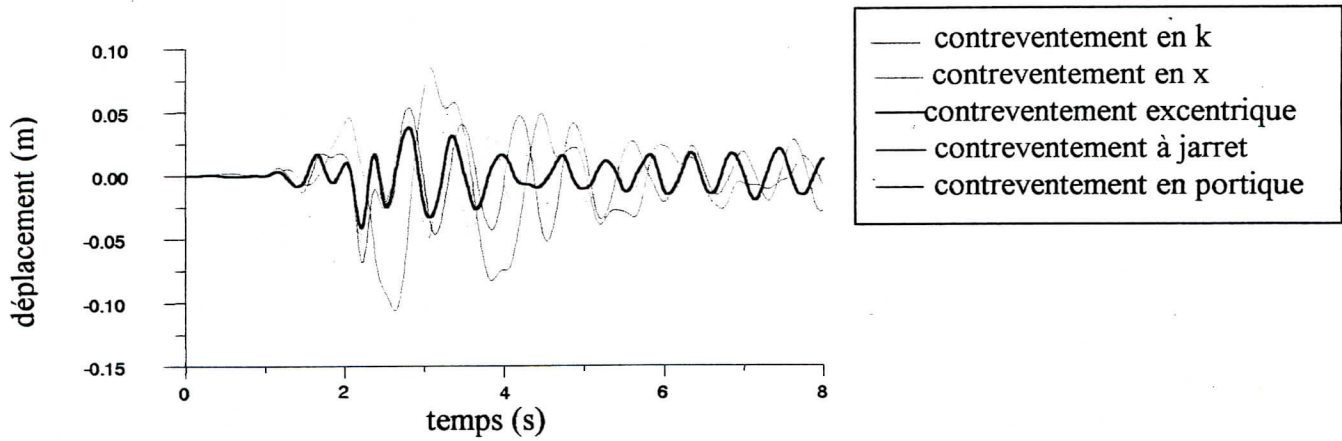


Fig 5.19 Les réponses temporelles maximales au sommet de la structure sous l'accélérogramme de parkfield

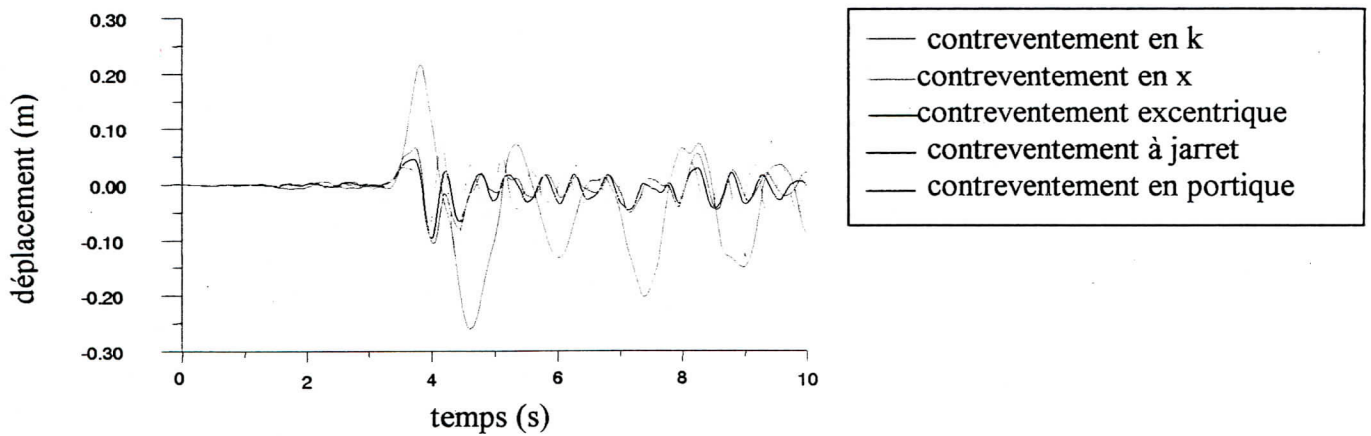


Fig 5.20 La réponse temporelles maximales au sommet de la structure sous l'accélérogramme de northridge

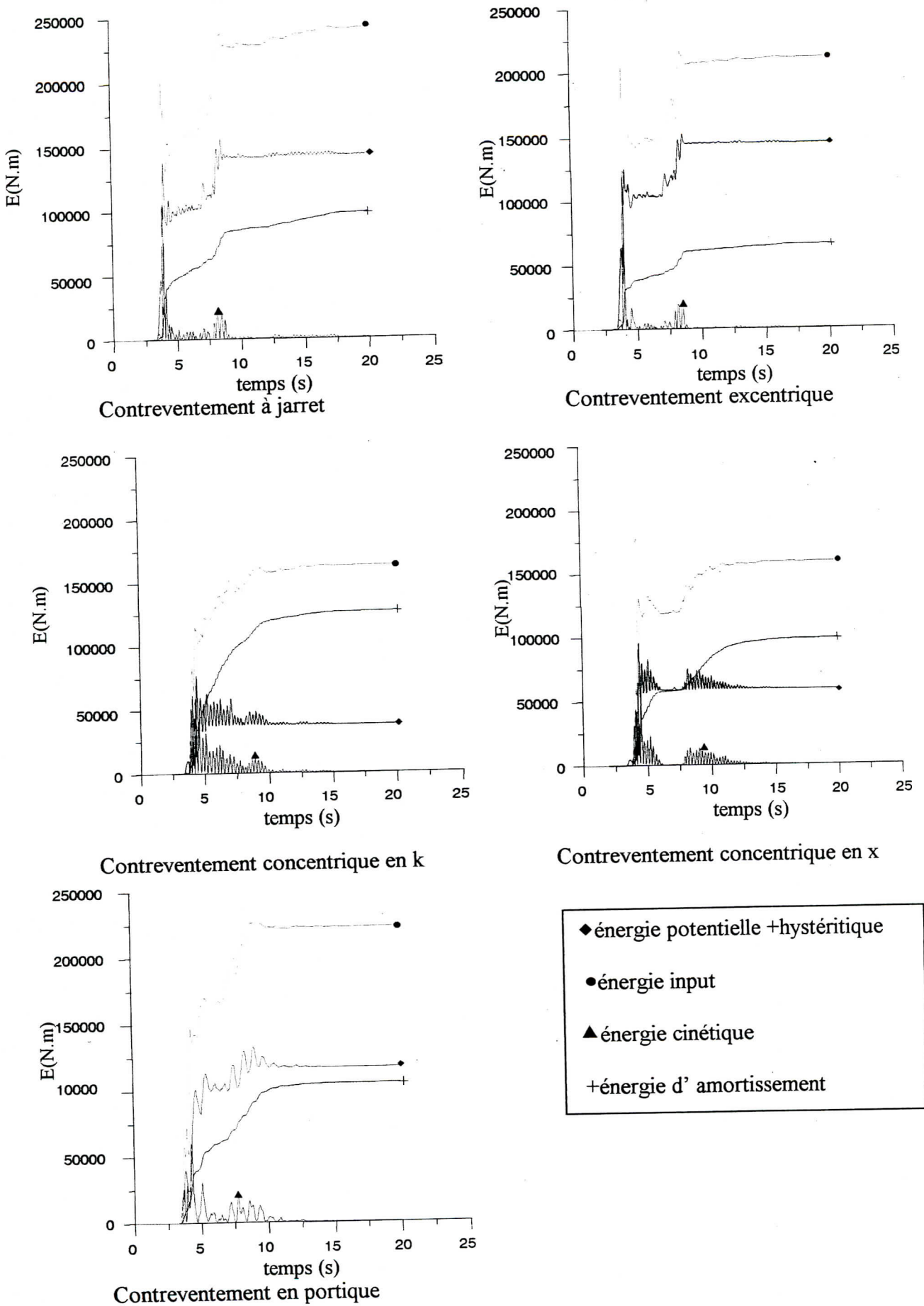


Fig 5.17 Les réponses temporelles des énergies des structures sous l'accélérogramme de Northridge

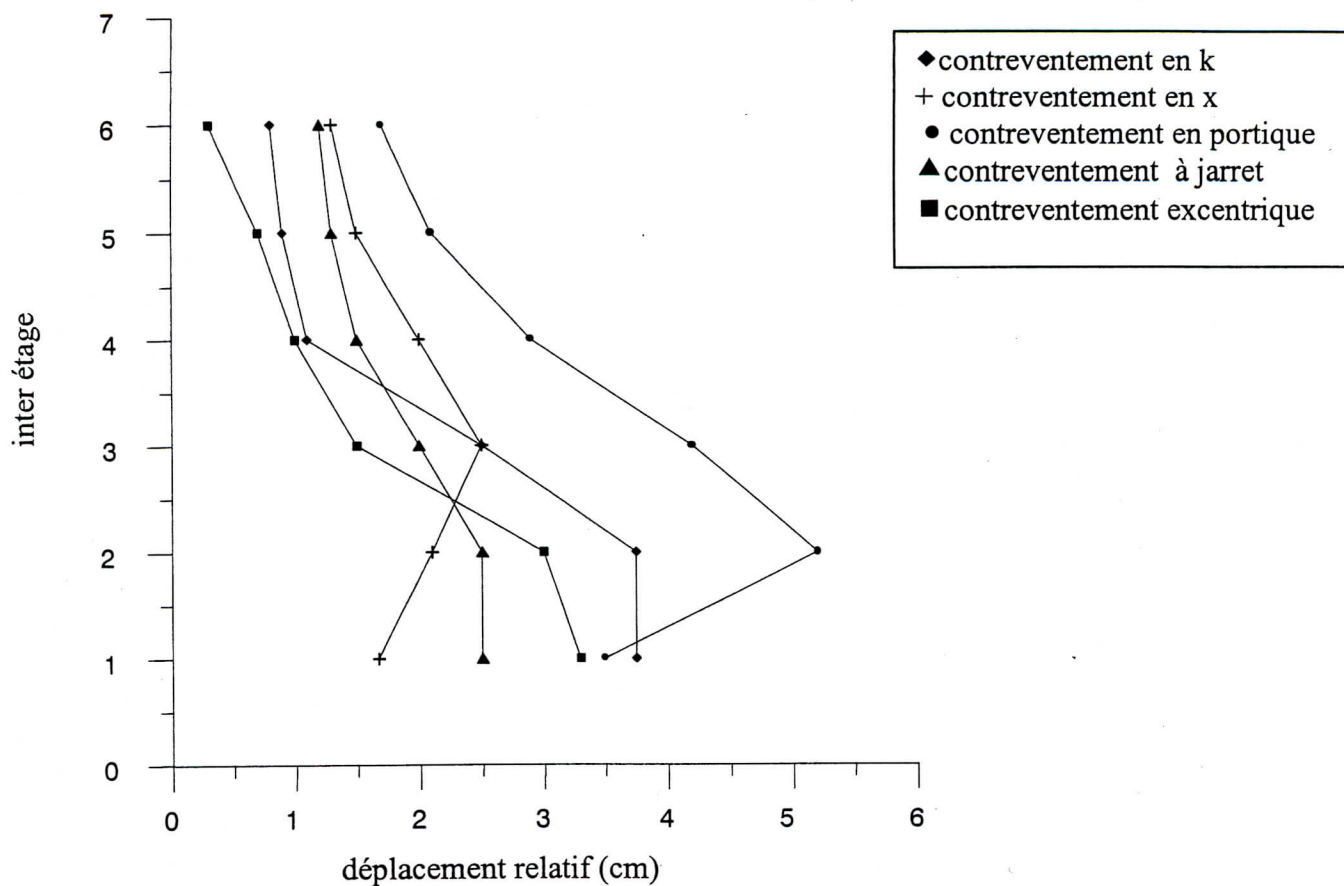


Fig 5.22 Déplacement relatif sous l' accélérogramme de kobe

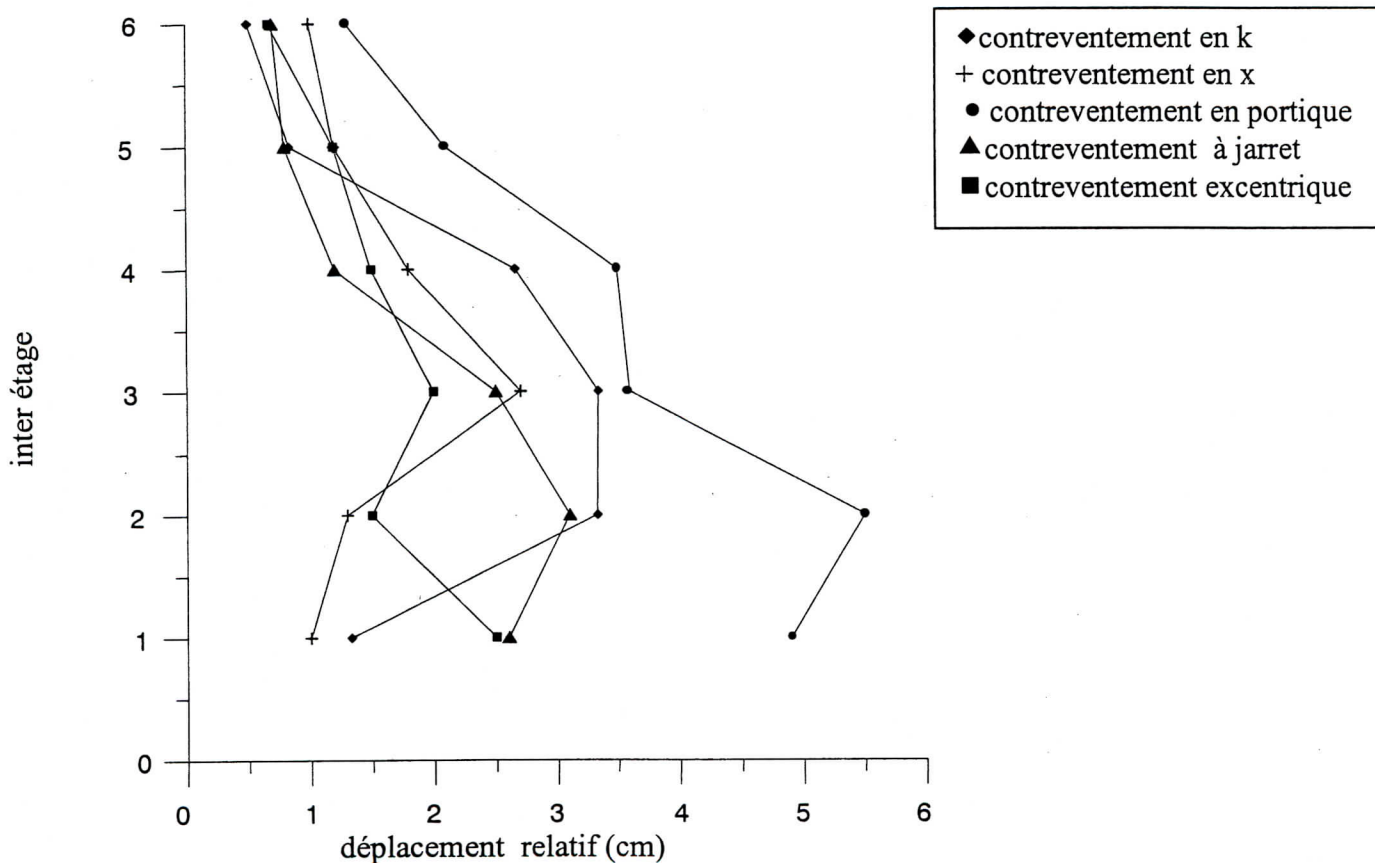


Fig 5.23 Déplacement relatif sous l' accélérogramme de northridge



## 5.8 L'évaluation de la ductilité locale et du facteur de comportement des structures

Dans ce paragraphe, on présente une approche qui établit une relation entre le facteur de comportement globale de la structure et les ductilités locales requises pour une même structure en utilisant différents types de contreventement

- Structures en portique auto-stable.
- Contreventement par diagonales concentriques en x.
- Contreventement par diagonales concentriques en k.
- Contreventement par diagonales excentriques.
- Contreventement par élément jarret.

Pour apprécier l'effet de la configuration géométrique sur le facteur de comportement, on a choisit des structures de 3, 7 et 15 étages pour chaque type de contreventement.

L'accélérogramme de kobe est choisi pour mener cette étude.

### 5.8.1 La procédure d'évaluation du facteur de comportement

*-Recherche de l'état limite élastique de la structure :*

A travers des analyses non-linéaires répétées, on établit les valeurs  $\lambda_e.a(t)$  de l'accélération du sol pour lesquelles la structure atteint son état limite élastique (c'est-à-dire la formation de la première rotule plastique. Cet état se caractérise par un déplacement horizontal maximum  $D_e$  correspondant à  $q=1$ .

*-Augmentation de l'action sismique :*

L'action sismique est ensuite augmentée en multipliant l'accélération  $\lambda_e.a(t)$  par le facteur  $q$  ( $q>1$ ).chaque état  $i$  de la structure se caractérise par deux paramètres  $\lambda=\lambda_e.q$  et  $D$ . On obtient ainsi une relation entre l'intensité de l'accélération  $q=\lambda/\lambda_e$  et la réponse de la structure en terme de déplacement maximum  $D$  ou de ductilité globale de la structure  $\mu=D_i/D_e$ .

Si les valeurs de  $q$  atteintes lors du premier dimensionnement statique sont jugées trop faibles, on modifie le choix des profilés de la structure et en recommence l'ensemble des calculs dynamiques [32].

Le processus est arrêté lorsque l'un des paramètres suivants dépasse la valeur du facteur de comportement correspondant :

- La ductilité requise pour les poutres
- La ductilité requise pour les poteaux.
- La ductilité globale de la structure.

## 5.8.2 L'effet de variation des périodes des structures

Les résultats trouvés pour chaque type de contreventement des structures de différentes hauteurs sont synthétisés aux tableaux et figures suivants :

### 5.8.2.1 Les structures de 3 étages sous l'accélérogramme de KOBE

Comme le facteur de comportement  $q$  dépend directement de la période fondamentale, les structures courtes caractérisées par des petites périodes n'admettent pas toujours une réduction de l'action sismique [30]. Les forces limites résultantes d'une analyse inélastique sont en général égales à celles produites d'une analyse élastique ce qui est prouvé par cette étude où le facteur de comportement varie entre 1 et 2.

Les structures atteignant le plus grand facteur de comportement sont celles en portique auto-stable. Il prend une valeur de l'ordre de 3

On constate aussi que les structures de faibles périodes contreventées par des éléments jarrets ont un comportement médiocre dans le domaine plastique. Ils atteignent seulement un facteur de comportement de l'ordre 1.

**Tab 5.3** Facteur de comportement et ductilités de la structure en portique

Facteur de comportement	Ductilité de la zone dissipative	Ductilité des poutres	Ductilité des poteaux	Ductilité globale
$q=2$		1.88	1.16	1.52
$q=2.5$		2.05	2.29	2.15
$q=2.7$		3.43	2.92	2.48
$q=3$		4.34	3.82	2.99
$q_{\max} = 3.2$				

**Tab 5.4** Facteur de comportement et ductilités de la structure contreventée par éléments jarrets

Facteur de comportement	Ductilité de l'élément jarrets	Ductilité des poutres	Ductilité des poteaux	Ductilité globale
q=2	13.62			2.1
q=3	57.62			3.18
q=4	118	1.4	1.02	4.44
q=5	199	2.82	2.41	6.17
q=6	276	3.77	3.17	7.78
q=7	353	4.32	3.38	12.8
q=8	402	5.52	4.66	16.35
q <sub>max</sub> =1				

**Tab 5.5** Facteur de comportement et ductilités de la structure contreventée par diagonales excentriques

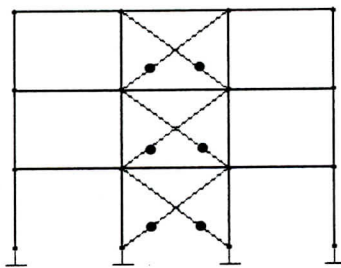
Facteur de comportement	Ductilité de la zone active	Ductilité des poutres	Ductilité des poteaux	Ductilité globale
q=2	4.19	1.48		1.72
q=3	13.3	2.74	1.17	3.35
q=4	24.9	4.23	2.7	4.64
q=5	96.6	5.6	3.71	5.62
q <sub>max</sub> =2				

**Tab 5.6** Facteur de comportement et ductilités de la structure contreventée par diagonales concentriques en x

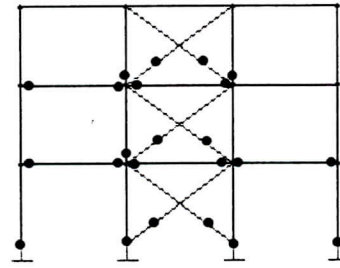
Facteur de comportement	Ductilité des diagonales	Ductilité des poutres	Ductilité des poteaux	Ductilité globale
q=2	7.03	1.43	1.04	1.69
q=2.1	10.52	2.01	1.25	2.08
q=2.5	17.95	4.61	3.68	4.12
q=3	30.56	5.62	4.95	7.48
q <sub>max</sub> =2.2				

**Tab 5.7** Facteur de comportement et ductilités de la structure contreventée par diagonales concentriques en k

Facteur de comportement	Ductilité des diagonales	Ductilité des poutres	Ductilité des poteaux	Ductilité globale
$q=2$	6.08			1.66
$q=3$	23	1.99	1.09	3.62
$q=4$	53	5.27	6.1	8.4
$q_{max}=2.5$				

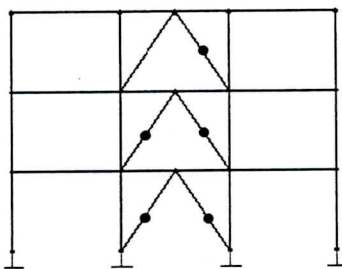


$\alpha=2$

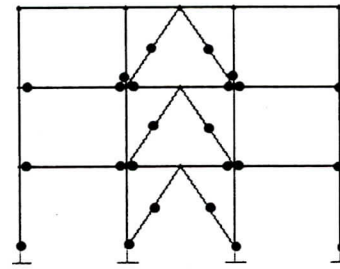


$\alpha=3$

**Fig 5.24** Densité des rotules plastiques en fonction du facteur de comportement pour la structure contreventée par diagonales en x

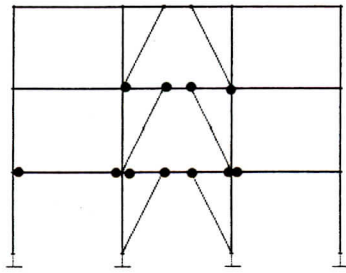


$q=2$

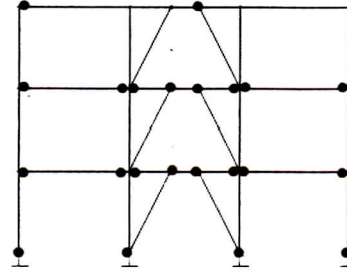


$q=3$

**Fig 5.25** Densité des rotules plastiques en fonction du facteur de comportement pour la structure contreventée par diagonales en k

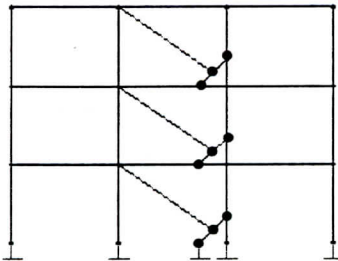


q=2

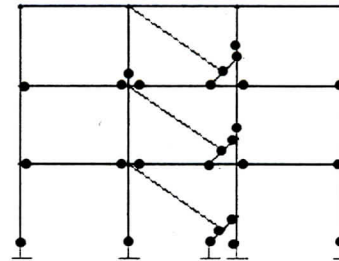


q=4

**Fig 5.26** Densité des rotules plastiques en fonction du facteur de comportement pour la Structure contreventée par diagonales excentriques

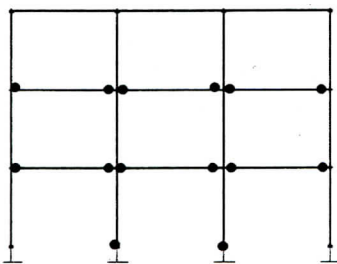


q=2

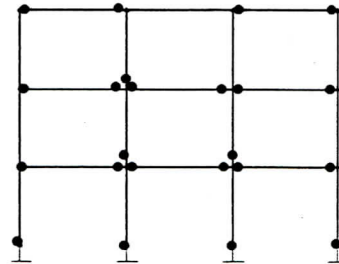


q=4

**Fig 5.27** Densité des rotules plastiques en fonction du facteur de comportement pour la structure contreventée par éléments jarrets



q=2



q=4

**Fig 5.28** Densité des rotules plastiques en fonction du facteur de comportement pour la structure en portique auto-stable

### 5.8.2.2 Les structures de 7 étages sous l'accélérogramme de KOBE

La résistance des structures en portiques s'appuie essentiellement sur la dissipation des éléments poutres. On constate que pour une valeur de  $q$  variant entre deux et trois un nombre assez considérable de poutres de l'ordre de 71% a subi des rotations plastiques sans signaler pratiquement aucune déformation plastique des poteaux, pour un facteur  $q > 3$  les déformations plastiques débutent aux pieds des poteaux avec une augmentation des déformations plastiques dans les poutres.

Pour des valeurs de  $q > 4$  les poteaux autres que ceux de la base commencent à se plastifier. Ces zones de formation de rotules plastiques sont généralement des zones de brusque variation de rigidité, c'est à dire là où les sections des poteaux varient entre les étages. La structure en portique atteint un facteur  $q = 7$  avec une densité de rotules plastiques assez considérable dans les poteaux.

L'examen de l'évolution de la formation des rotules plastiques montre que leur nombre augmente avec  $q$  et apparaissent d'abord dans les étages inférieurs, conséquence logique des hypothèses de dimensionnement.

Les contreventements en  $x$  et en  $k$  ont pratiquement un comportement similaire, ils atteignent seulement un facteur  $q = 2$  avec toutes les diagonales et les poutres des étages inférieurs plastifiées.

Pour une valeur de  $q > 3$  l'activité plastique se propage vers les sections des poteaux autres que celles à la base. La dissipation d'énergie des diagonales concentriques est très faible par rapport aux éléments jarrets et aux diagonales excentriques car la ductilité locale des diagonales concentriques est faible ainsi que le comportement hystérétique en traction cyclique est pauvre en dissipation d'énergie.

Les structures contreventées par des diagonales concentriques atteignent un facteur de comportement moyen de l'ordre de quatre avec des déformations plastiques importantes dans les poteaux de base. Les poteaux des étages supérieurs sont moins affectés. Les efforts de traction dans les diagonales en  $x$  et en  $k$  sont intégralement transmis aux poteaux provoquant ainsi des efforts tranchants et des déformations plastiques importantes. Par contre dans le cas de contreventement à dissipation par flexion cet effet est réduit par la déformation plastique au niveau des composants du système de contreventement. Cependant la plupart des éléments jarrets atteignent le seuil de la déformation plastique pour un facteur de comportement  $q = 2$  avec pratiquement aucun nœud plastique dans les poteaux ou les poutres.

Le système à jarret possède une grande marge dans le domaine plastique avant l'endommagement des éléments structuraux. Pour  $q = 4$  un nombre important de rotules plastiques apparaît dans les poutres ainsi qu'une rotule dans le poteau de base. A cette étape, tous les éléments jarrets sont plastifiés. L'évolution des rotules plastiques dans les poutres s'effectue graduellement en commençant par les niveaux inférieurs pour atteindre à la fin des niveaux supérieurs. La propagation des rotules plastiques dans les poteaux, cependant, se produit lentement.

**Tab 5.8** Facteur de comportement et ductilités de la structure en portique

Facteur de comportement	Ductilité de la zone dissipative	Ductilité des poutres	Ductilité des poteaux	Ductilité globale
q=2		1.96		1.51
q=3		2.85	1.11	2.23
q=4		3.51	2.06	3.41
q=5		4.68	3.51	4.35
q=6		5.73	4.17	5.25
q=7		6.80	5.4	6.25
q <sub>max</sub> =7.7				

**Tab 5.9** Facteur de comportement et ductilités de la structure contreventée par éléments jarrets

Facteur de comportement	Ductilité des éléments jarrets	Ductilité des poutres	Ductilité des poteaux	Ductilité globale
q=2	14.07			1.34
q=3	19.51			1.98
q=4	29.86	1.38		3.30
q=5	42.44	2.08	1.09	4.58
q=6	55.34	2.60	1.51	5.82
q=7	65.94	3.04	1.97	6.84
q=8	77.08	3.76	2.48	7.87
q <sub>max</sub> =10.4				

**Tab 5.10** Facteur de comportement et ductilités de la structure contreventée par diagonales concentriques en x

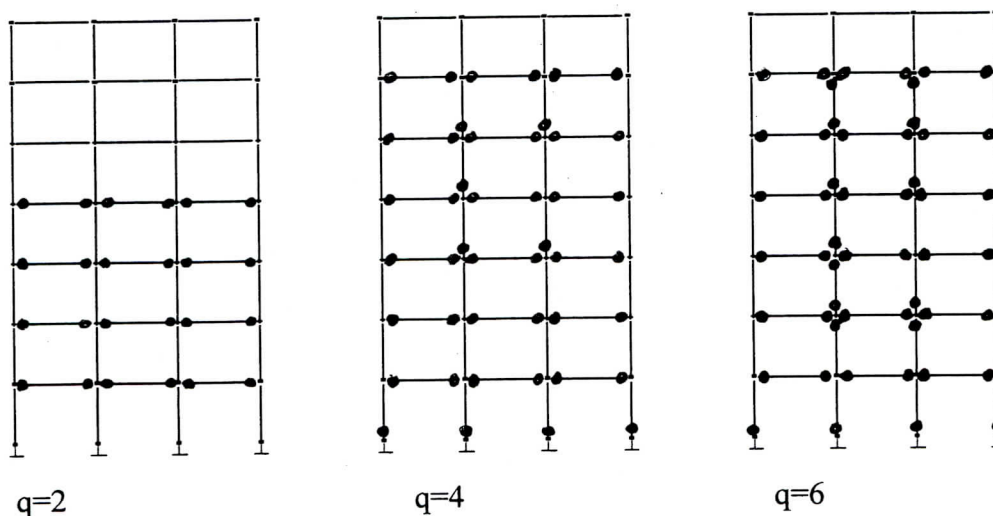
Facteur de comportement	Ductilité des diagonales	Ductilité des poutres	Ductilité des poteaux	Ductilité globale
q=2	2.78	1.36		1.60
q=3	4.47	1.98	1.10	2.28
q=4	8.93	2.83	2.40	3.55
q <sub>max</sub> =4.8				

**Tab 5.11** Facteur de comportement et ductilités de la structure contreventée par diagonales concentriques en k

Facteur de comportement	Ductilité des diagonales	Ductilité des poutres	Ductilité des poteaux	Ductilité globale
q=2	5.57	1.37		1.73
q=3	8.44	2.25	1.11	2.39
q=4	12.39	3.58	1.9	3.29
q <sub>max</sub> =4.2				

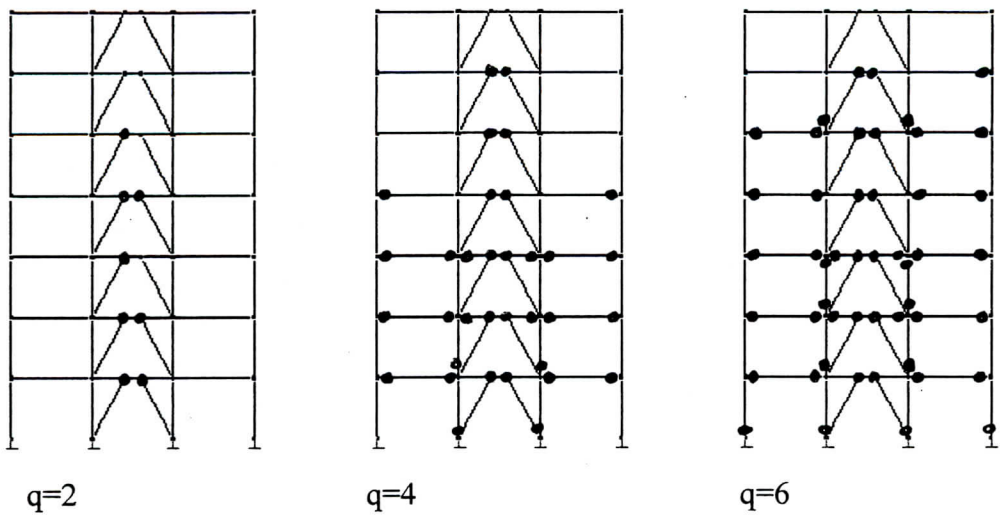
**Tab 5.12** Facteur de comportement et ductilités de la structure contreventée par diagonales Excentriques

Facteur de comportement	Ductilité de la zone active	Ductilité des poutres	Ductilité des poteaux	Ductilité globale
q=2	4.98			1.69
q=3	10.21	1.38		2.41
q=4	17.08	2.04	1.29	3.57
q=5	22.51	3.91	1.91	5.13
q=6	27.26	5.22	2.32	6.20
q=7	36.21	6.58	3.61	6.84
q <sub>max</sub> =7.6				

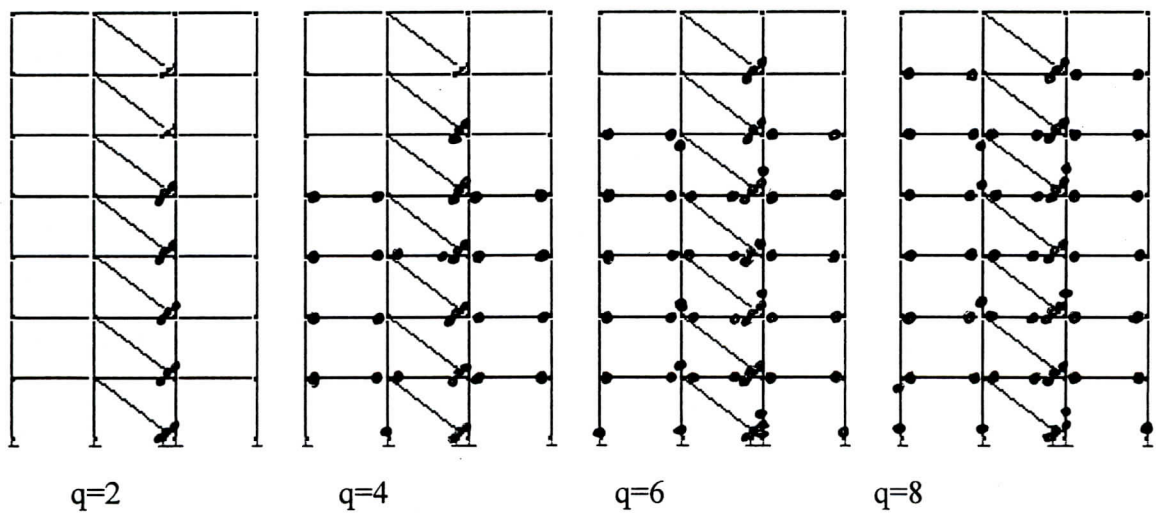


**Fig 5.29** Densité des rotules plastiques en fonction du facteur de comportement pour la structure en portique auto-stable





**Fig 5.30** Densité des rotules plastiques en fonction du facteur de comportement pour la structure contreventée par diagonales excentriques



**Fig 5.31** Densité des rotules plastiques en fonction du facteur de comportement pour la structure contreventée par élément jarret

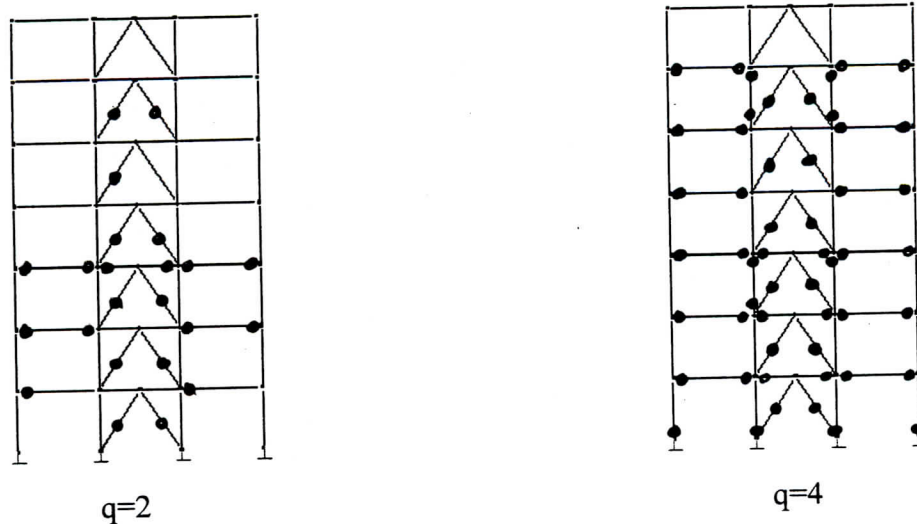


Fig 5.32 Densité des rotules plastiques en fonction du facteur de comportement pour la structure Contreventées par diagonales concentriques en k

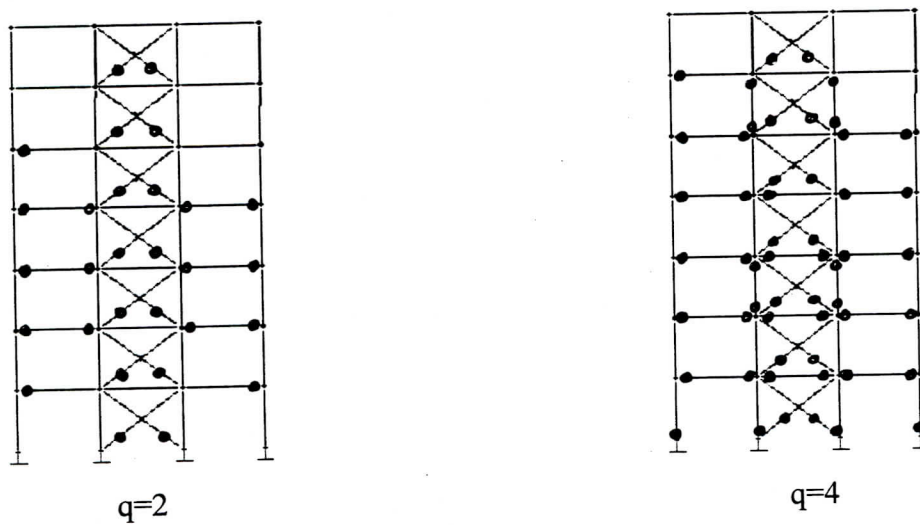


Fig 5.33 Densité des rotules plastiques en fonction du facteur de comportement pour la structure contreventée par diagonales concentriques en x

**VI.8.2.3.les structures de 15 étages sous l'accélérogramme de KOBE :**

La propagation des rotules plastiques dans les contreventements à jarret débute rapidement d'où la plupart des éléments jarrets subissent des déformations plastiques pour un facteur  $q=2$  sans signaler aucun nœud plastique au niveau des poutres et des poteaux. Pour  $q=4$  un nombre important de rotules plastiques apparaissent dans les poutres non contreventées ainsi qu'une rotule plastique dans le poteau

de base. A cette étape la plastification des éléments jarrets atteignent le 14<sup>ème</sup> étage et reste constant pour des grandes valeurs de  $q$ . La plastification des éléments structuraux se fait d'une manière lente et graduelle.

On remarque aussi que la ductilité des poteaux et des poutres est très faible dans tous les cas relativement à celui de l'élément jarret, cela est dû aux taux de travail de cet élément dans le domaine plastique et sa capacité d'endurer des déformations au delà de sa limite élastique .

Apparemment les structures élancées contreventées par des systèmes à jarrets tendent à être plus efficaces, elles conduisent à des grandes valeurs du facteur de comportement.

Les contreventements en  $x$  et en  $k$  atteignent un facteur de comportement  $q=2$  avec la plupart des diagonales et les poutres des étages inférieurs plastifiées

Une constatation est faite à propos de ces deux systèmes est que les ductilités requises dépassent le facteur de comportement  $q$  mais uniquement pour les valeurs de  $q>3$ , c'est à dire la valeur admise dans l'étude dans le code de calcul ( RPA99).

**Tab 5.13** Facteur de comportement et ductilités de la structure en portique

Facteur de comportement	Ductilité de la zone dissipative	Ductilité des poutres	Ductilité des poteaux	Ductilité globale
$q=2$		1.38		1.77
$q=3$		2.63	1.11	2.04
$q=4$		3.3	1.56	2.80
$q=5$		4.08	2.41	2.94
$q=6$		4.39	2.98	3.44
$q=7$		4.88	3.30	4.01
$q=8$		5.36	4.25	4.60
$q_{\max} = 14$				

**Tab 5.14** Facteur de comportement et ductilités de la structure contreventée par éléments jarrets

Facteur de comportement	Ductilité des éléments jarrets	Ductilité des poutres	Ductilité des poteaux	Ductilité globale
q=2	10.74			1.98
q=3	21.20	1.44		2.78
q=4	47.03	2.19	1.20	3.53
q=5	52	2.68	1.55	3.91
q=6	81.25	2.88	1.75	4.63
q=7	107.33	3.01	1.90	5.10
q=8	147.33	3.30	2.30	5.50
q <sub>max</sub> =16				

**Tab 5.15** Facteur de comportement et ductilités de la structure contreventée par diagonales excentriques

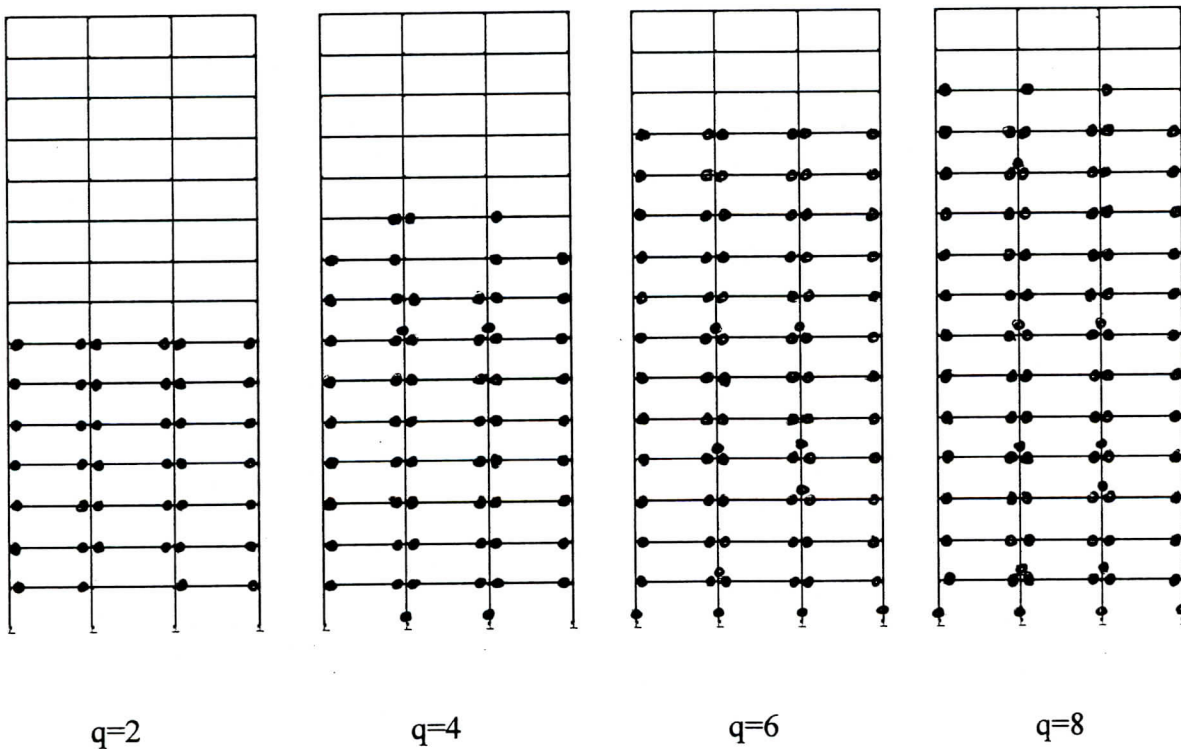
Facteur de comportement	Ductilité de la zone dissipative	Ductilité des poutres	Ductilité des poteaux	Ductilité globale
q=2	5.82			1.75
q=3	13.27	1.53		2.26
q=4	24.90	2.41	1.33	3.31
q=5	31.05	2.89	1.81	3.63
q=6	42.22	3.43	2.02	4.21
q=7	55.41	4.07	2.75	4.84
q=8	76.52	4.87	3.21	5.32
q <sub>max</sub> =12				

**Tab 5.16** Facteur de comportement et ductilités de la structure contreventée par diagonales Concentriques en x

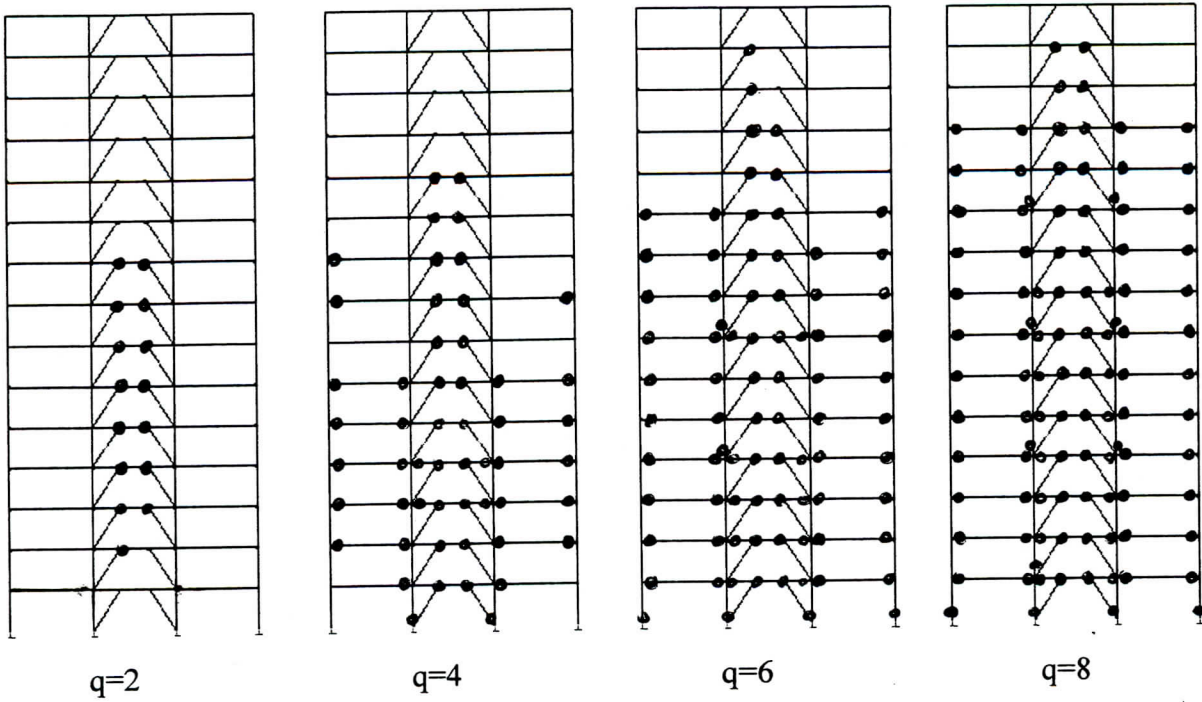
Facteur de comportement	Ductilité des diagonales	Ductilité des poutres	Ductilité des poteaux	Ductilité globale
q=2	2.11	1.03		1.61
q=3	4.44	2.69	1.13	2.46
q=4	8.12	5.48	2.51	3.78
q=5	13.30	6.00	3.42	3.97
q <sub>max</sub> =5.8				

**Tab 5.17** Facteur de comportement et ductilités de la structure contreventée par diagonales Concentriques en k

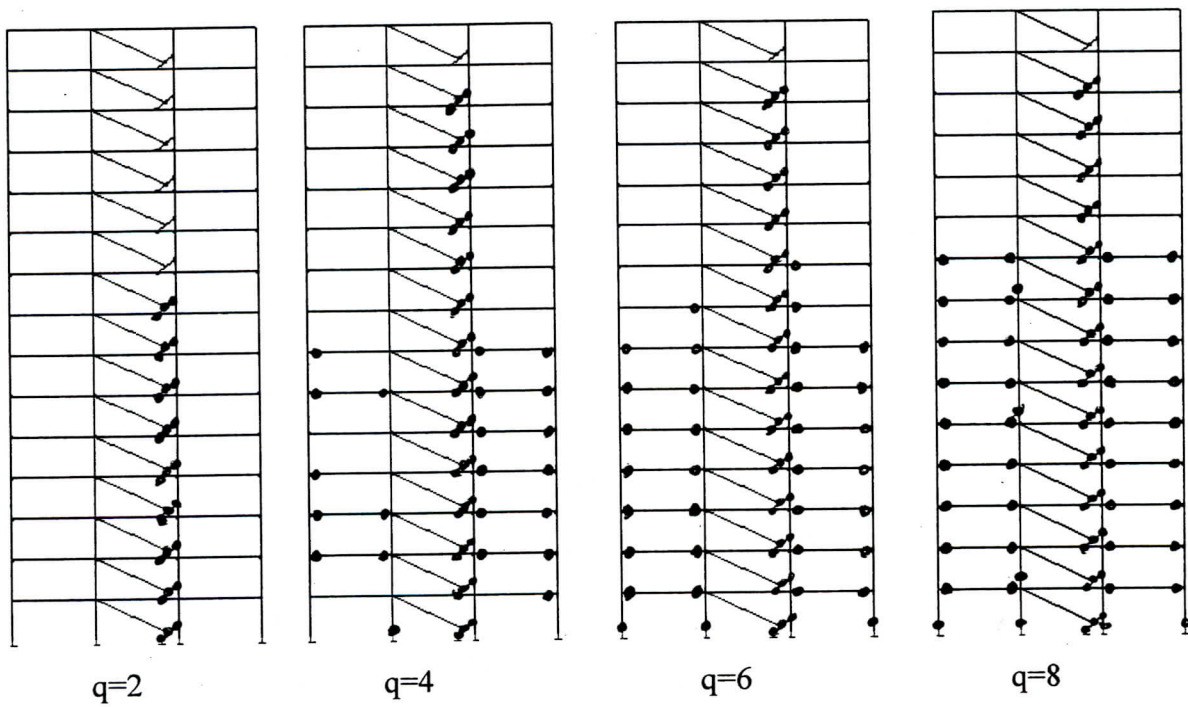
Facteur de comportement	Ductilité de la zone dissipative	Ductilité des poutres	Ductilité des poteaux	Ductilité globale
q=2	2.39	1.82		1.70
q=3	5.71	2.29	1.23	2.63
q=4	8.10	4.21	1.91	3.91
q=5	12.21	4.90	2.57	4.77
q <sub>max</sub> =5.2				



**Fig 5.34** Densité des rotules plastiques en fonction du facteur de comportement pour la structure en portique auto-stable



**Fig 5.35** Densité des rotules plastiques en fonction du facteur de comportement pour la structure contreventée par diagonales excentriques



**Fig 5.36** Densité des rotules plastiques en fonction du facteur de comportement pour la structure contreventée par élément jarret

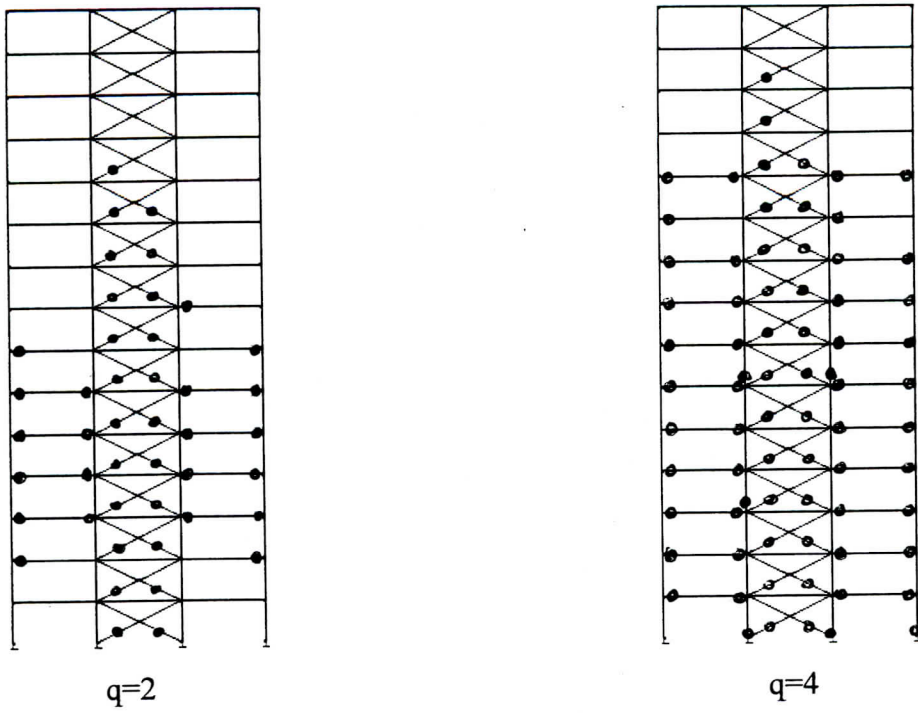


Fig 5.37 Densité des rotules plastiques en fonction du facteur de comportement pour la structure contreventée par diagonales concentriques en x

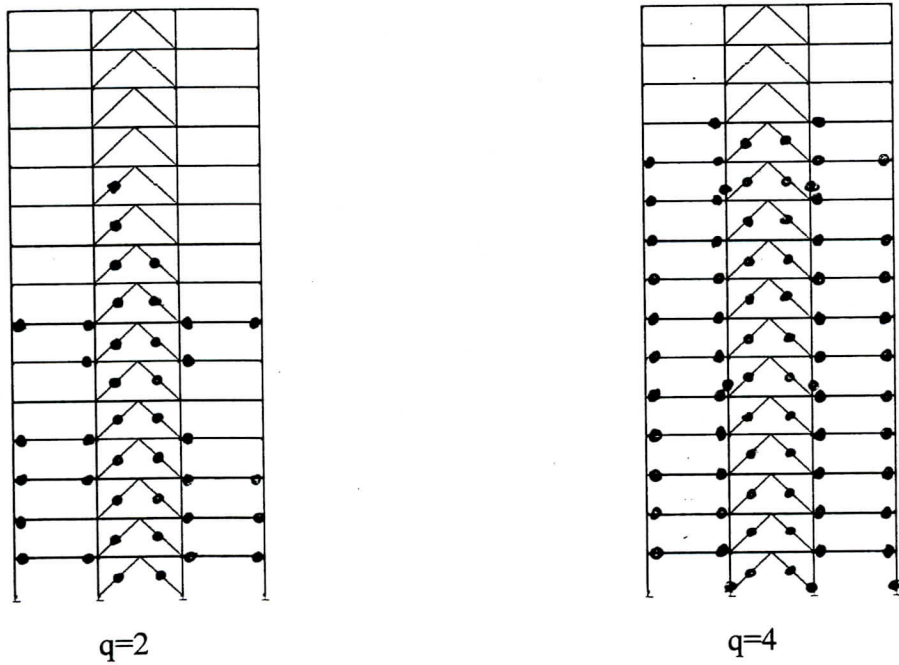


Fig 5.38 Densité des rotules plastiques en fonction du facteur de comportement pour structure contreventée par diagonales concentriques en k

## 5.9 Conclusion

A travers les modèles de structures et les chargements sismiques utilisés par cette analyse, différentes constatations peuvent être tirées.

Les systèmes en portique auto-stable sont efficaces pour les structures de moyenne hauteur soumises à des séismes de faibles amplitudes.

Ces systèmes présentent une grande flexibilité prouvée par le déplacement latéral important atteint au sommet de la structure. Cependant ils possèdent une grande capacité de dissipation d'énergie dans le domaine plastique. L'évaluation des nombres d'incursions, de la ductilité maximale ainsi que la propagation des rotules plastiques montrent que les dommages débutent tard dans les poutres des étages inférieurs ce qui permet à ces structures d'avoir le plus long domaine élastique.

Les structures contreventées par des diagonales concentriques en x et en k se caractérisent par une faible capacité de dissipation d'énergie confirmée par les courbes d'énergie. Par contre elles sont plus rigides par rapport aux structures en portiques auto-stables.

Les éléments structuraux et non structuraux subissent des dommages importants sous des grandes intensités sismiques.

Les structures contreventées par les éléments jarrets et les diagonales excentriques possèdent une grande capacité de dissipation d'énergie tout en ayant une rigidité comparable à celles des contreventements concentriques.

Les résultats issus des calculs des facteurs de comportement et des ductilités locales et globales des structures ont démontré l'efficacité des portiques auto-stables au même titre que celles des contreventements excentriques et par éléments jarrets sauf que la stabilité latérale des portiques auto-stables est menacée par des déplacements latéraux excessifs.

Les structures contreventées par les éléments jarrets des faibles périodes ont un comportement médiocre dans le domaine plastique par contre les structures élancées tendent à être plus efficaces



*Chapitre 6*

*L'ANALYSE QUASI-STATIQUE  
NON-LINEAIRE DES SYSTEMES DE  
CONTREVENTEMENT*

## 6.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est d'évaluer et de comparer les performances des différents systèmes de contreventement par une analyse quasi-statique non linéaire. Cette méthode consiste à soumettre les structures contreventées à un chargement statique monotone jusqu'à la rupture. Dans ce sens quatre paramètres ont été examinés, à savoir la courbe de capacité (effort tranchant-déplacement) qui illustre la capacité latérale maximale de chaque type de contreventement. Le deuxième facteur examiné est le processus de la propagation des rotules plastiques sous des déplacements latéraux croissants. Ce paramètre permet de suivre l'évolution du mécanisme de rupture de chaque structure. Les deux autres paramètres étudiés sont la ductilité globale et la marge du domaine plastique.

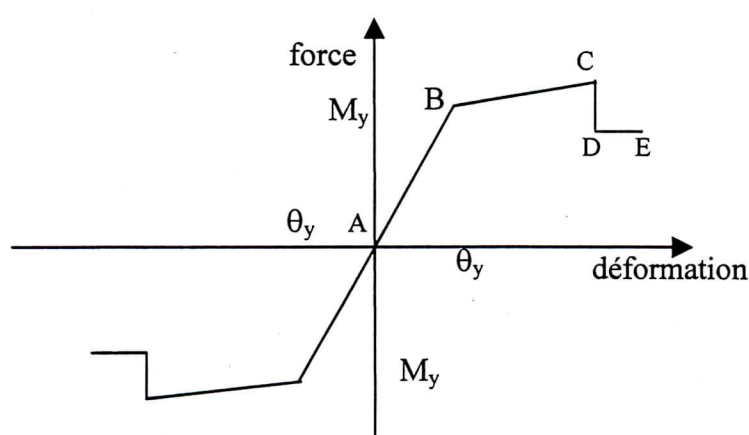
## 6.2 Procédure de l'analyse Pushover

Les structures étudiées sont celles décrites au chapitre précédent (structures de 7 étages).

Le calcul est réalisé par le logiciel de calcul SAP2000 NL[55]

L'évaluation des performances des structures contreventées par l'analyse Pushover s'effectue en suivant les étapes suivantes :

1. Définir le système de forces latérales équivalent par la méthode statique équivalente [45]
2. Lancer une analyse statique linéaire sous l'effet de ce système de force.
3. Définir la loi de comportement relative aux noeuds plastiques (hinge) concentrés aux extrémités des éléments, selon le mécanisme de rupture choisi **Fig 6.1**



**Fig 6.1** la loi de comportement

4. Définir le cas de charge Pushover utilisé par cette analyse.
5. Appliquer le système de forces latérales d'une façon monotone jusqu'à la limite du déplacement maximal.

Une fois ces étapes sont accomplies, on peut visualiser la courbe de capacité des structures ainsi que l'évolution de formation des rotules plastiques en augmentant le déplacement latéral pour chaque pas d'analyse.

### 6.3 Interprétation des résultats

Le comportement non-linéaire des structures contreventées par palées de stabilités se caractérise par deux phases :

Dans la première phase, la dissipation d'énergie en provenance des actions sismiques se fait essentiellement par plastification des éléments de contreventement.

La deuxième phase, la dégradation de capacité correspond à la déformation plastique des poutres ensuite les poteaux (début d'apparition des rotules plastiques).

La courbe de capacité de la structure en portique auto-stable comporte une phase élastique et une phase plastique qui coïncide au début de la formation du premier nœud plastique dans les poutres.

La dégradation de la courbe de capacité par rapport à son état linéaire témoigne l'importance de l'énergie dissipée. La comparaison entre les contreventements à dissipation d'énergie par flexion et les contreventements à dissipation d'énergie par traction nous permet de signaler l'importance de la courbure au début du domaine non-linéaire pour les contreventements excentriques et ceux par éléments jarrets qui illustrent l'intensité des déformations plastiques.

On constate aussi à partir des résultats présentés par les figures ci-dessous que :

Le comportement des structures contreventées par diagonales en  $x$  et en  $k$  est similaire dans le domaine linéaire. La différence remarquable entre ces deux systèmes est observée aux niveaux des limites supérieures du comportement non linéaire, où la structure contreventée par diagonales en  $x$  atteint sa capacité ultime de résistance pour un déplacement de 28 cm, caractérisé par une stabilité de l'effort tranchant avec l'augmentation du déplacement latéral. Pour ce même état de déformation, la structure contreventée par diagonale en  $k$  peut supporter des déformations au-delà de ce déplacement jusqu'à un déplacement ultime de 30.33 cm avec un effort tranchant élevé par rapport à celui des diagonales en  $x$ . Ces systèmes sont caractérisés par une grande rigidité dans le domaine linéaire illustré par la Fig 6.2. Cependant ils subissent des grandes contraintes dans le domaine non-linéaire et ils sont pauvres en dissipation d'énergie.

La structure en portique auto-stable possède le plus large domaine de déformation élastique (de =15.33 cm). Ce sont des systèmes ductiles mais trop flexibles. Les structures contreventées par éléments jarrets et à diagonales excentriques ont le plus petit domaine linéaire de l'ordre de 4.3 cm et 5.2 respectivement. Ces systèmes de contreventement occupent un cas intermédiaire entre les systèmes rigides pauvres en dissipation d'énergie et les systèmes flexibles ductiles.

Cette perspective de comparaison montre l'efficacité des portiques auto-stable dans la résistance aux charges latérales de faible amplitude sans déformation plastique ; à l'égard de sa grande flexibilité.

La propagation des rotules plastiques en augmentant le déplacement latéral dans toutes les structures suit le même processus, l'activité plastique débute dans les éléments de contreventement ensuite dans les poutres et enfin dans les poteaux.

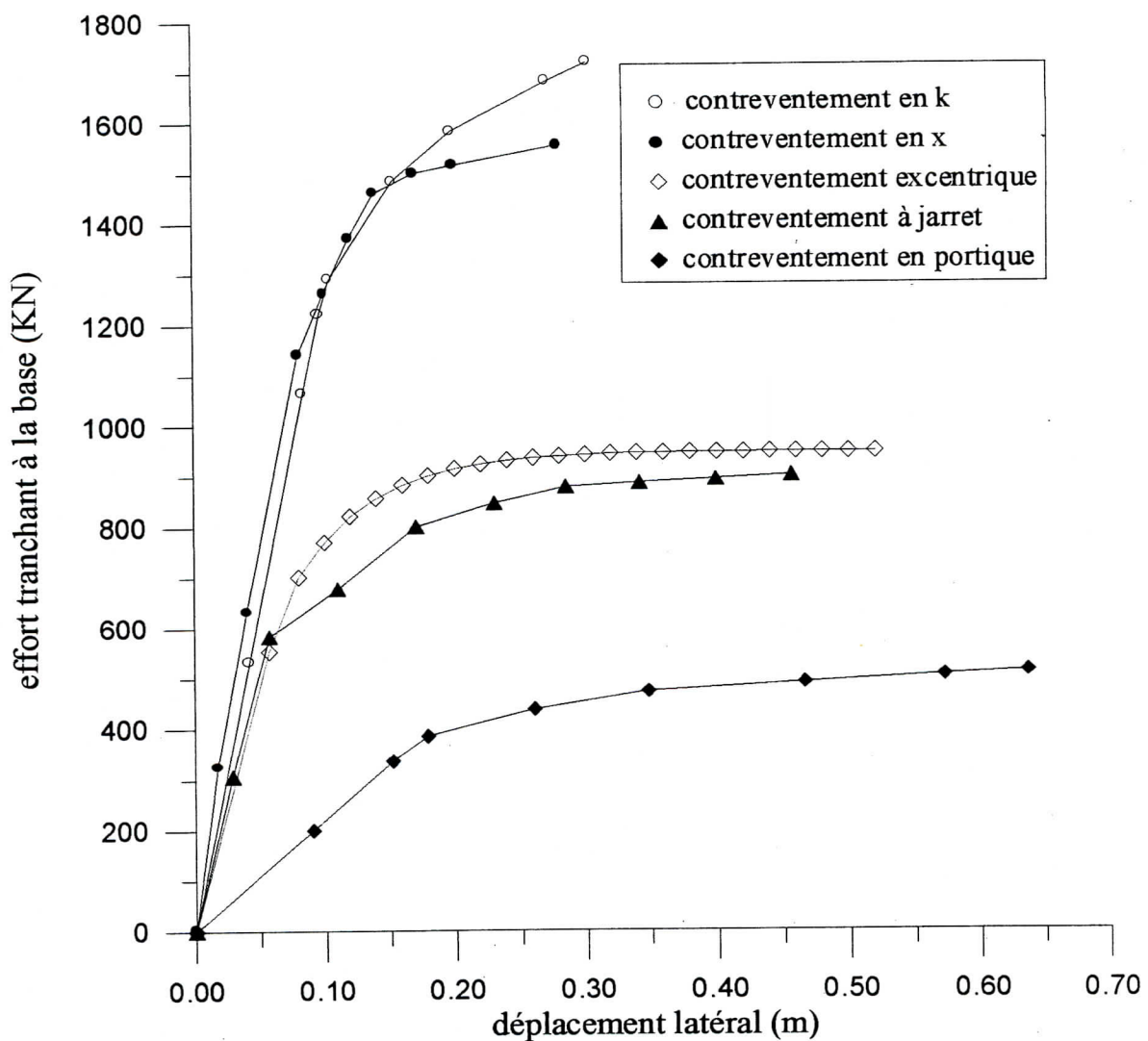
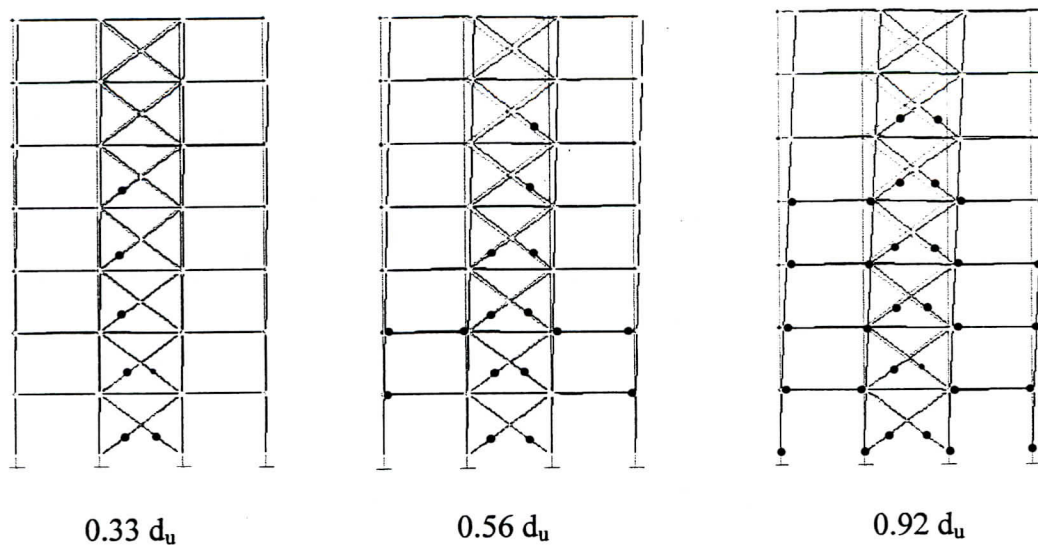
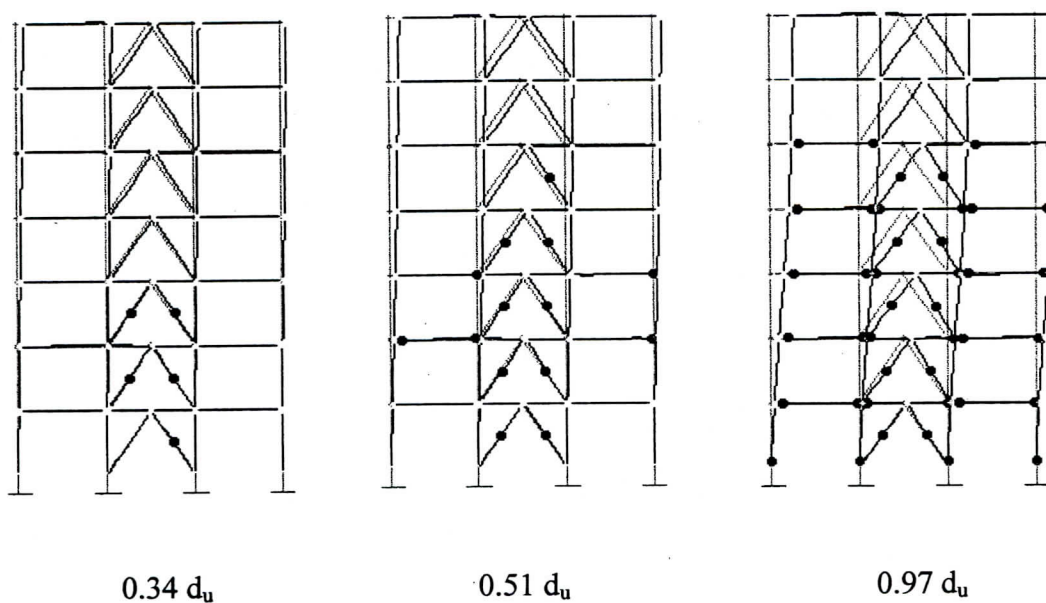


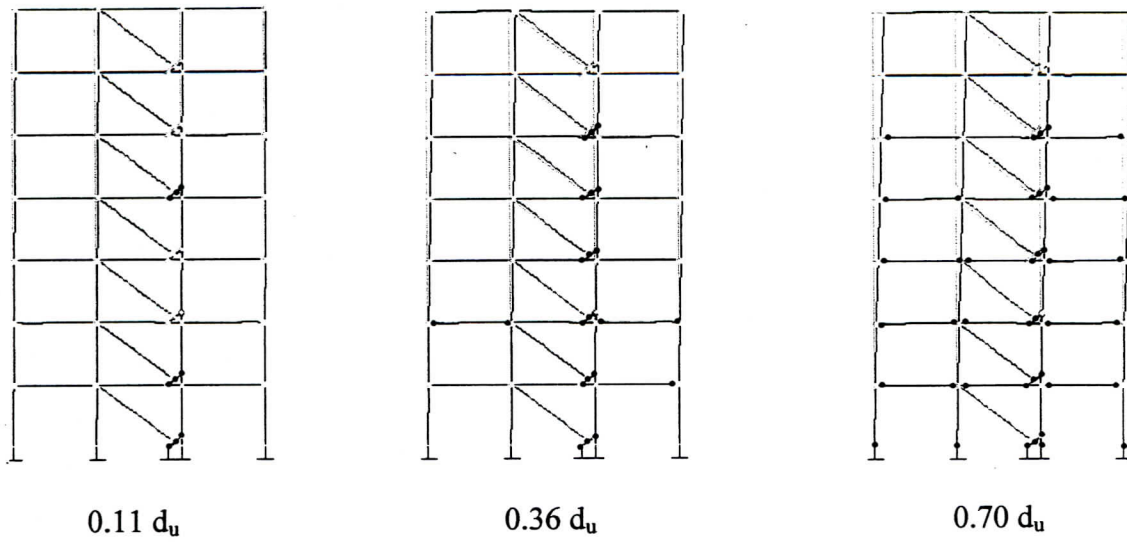
Fig 6.2 Courbe de capacité pour chaque type de contreventement



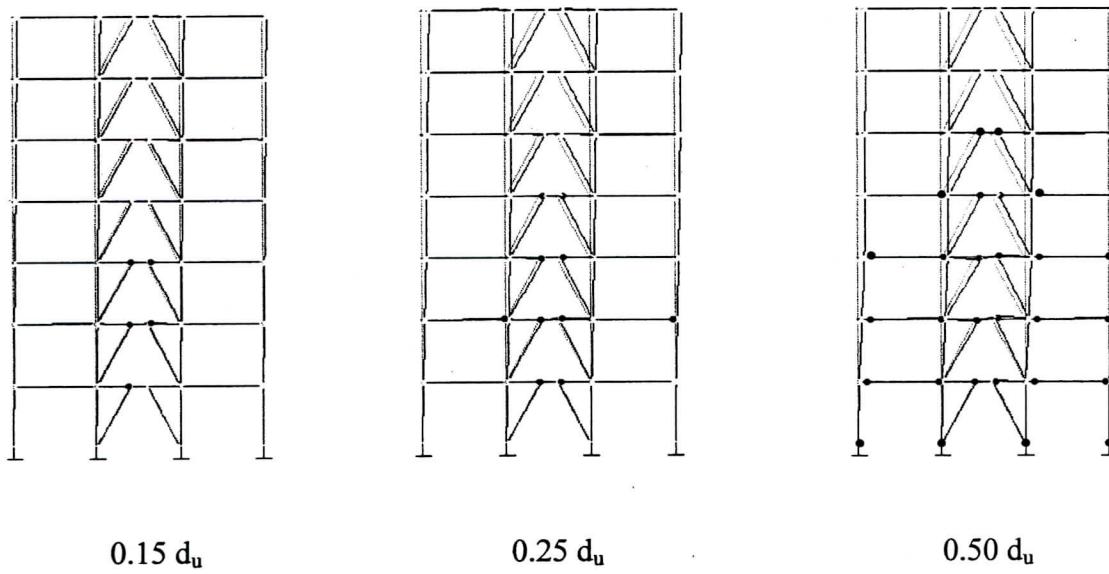
**Fig 6.3** Répartition des rotules plastiques en fonction du déplacement latéral  
 Contreventement concentrique en X



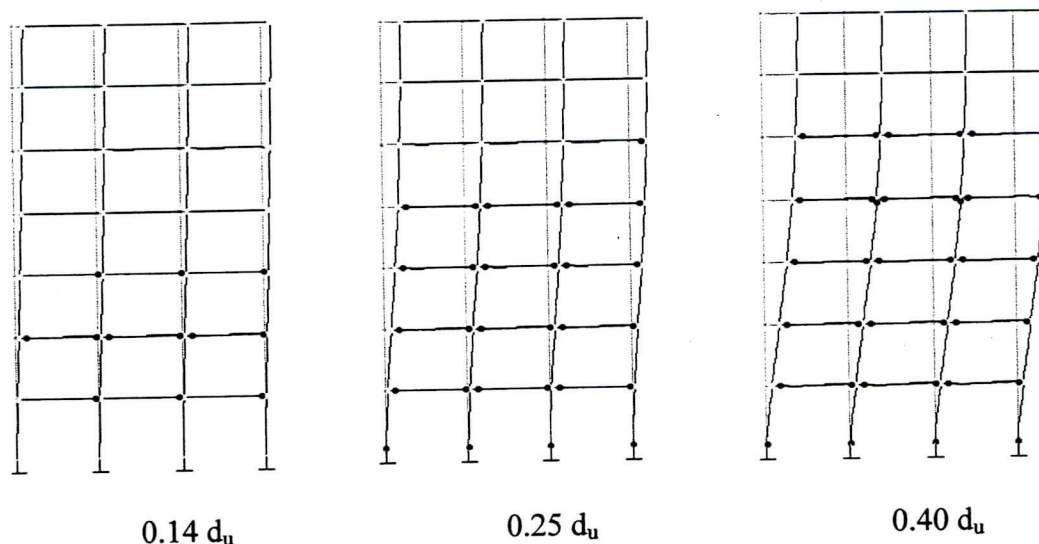
**Fig 6.4** Répartition des rotules plastiques en fonction du déplacement latéral  
 Contreventement concentrique en K



**Fig 6.5** Répartition des rotules plastiques en fonction du déplacement latéral  
 Contreventement à jarret



**Fig 6.6** Répartition des rotules plastiques en fonction du déplacement latéral  
 Contreventement excentrique



**Fig 6.7** Répartition des rotules plastiques en fonction du déplacement latéral  
 Contreventement en portique auto-stable

**Tab 6.1** Caractéristiques des courbes de capacité pour chaque type de contreventement

Structures	$d_e$ (cm)	$V_{cr}$ (kN)	$d_u$ (cm)	$V_u$ (kN)
Structure en portique stable	15.33	350	63.6	510.9
Structure contreventée par éléments jarret	4.3	530.66	45.6	900
Structure contreventée par diagonales excentriques	5.8	698.8	52	946.21
Structure contreventée par diagonales en X	8.1	1163.33	28	1553
Structure contreventée par diagonales en K	9.6	1255.6	30.33	1717.68

Le rôle d'un système de contreventement est de retarder au maximum l'apparition des rotules plastiques dans les éléments structuraux. Le paramètre caractérisant ce phénomène est le déplacement entre la première déformation plastique des éléments de contreventement et la première rotule plastique dans les éléments structuraux. Ces écarts sont présentés dans le tableau suivant :

**Tab 6.2** Ecart de déplacement pour l'apparition des rotules plastiques

Structures	$\Delta d$ (cm)
Structure en portique stable	-
Structure contreventée par éléments jarret	10.95
Structure contreventée par diagonales excentriques	5.2
Structure contreventée par diagonales en X	6.23
Structure contreventée par diagonales en K	6.15

On constate que dans le cas des contreventements à jarrets la phase de déformation des éléments jarrets est assez importante, car elle assure un domaine sécuritaire pour les éléments structuraux. Les contreventements excentriques présente le plus petit écart de déplacement où l'activité plastique commence tôt dans les éléments structuraux mais ensuite le processus de propagation des rotules plastiques devient lent comparé à celui des contreventements concentriques. Cette remarque est démontrée par la grande différence du déplacement ultime atteint entre ces deux cas.

Le tableau suivant présente les valeurs de la ductilité globale maximale pour chacune des structures étudiées. Ce facteur est défini comme étant le rapport du déplacement latéral maximal au sommet de la structure et le déplacement élastique.

**Tab 6.3** Facteur de capacité de résistance et la ductilité globale pour chaque type de contreventement

Structures	$\beta = d_u / d_e$
Structure en portique stable	4.15
Structure contreventée par éléments jarret	10.85
Structure contreventée par diagonales excentriques	8.96
Structure contreventée par diagonales en X	3.46
Structure contreventée par diagonales en K	3.16

Les grandes valeurs de ductilité globale sont enregistrées par les systèmes à jarrets et à diagonales excentriques ce qui témoigne leur grande capacité de déformation dans le domaine plastique.

Pour les structures contreventées par des diagonales en x et en k les valeurs de ductilité sont similaires .elles présentent un cas de ductilité faible par rapport aux autre systèmes.

Les valeurs de ductilité trouvées par cette analyse sont proches de celles résultantes d'une analyse dynamique non-linéaire sauf pour les structures en portique à cause de leurs grandes flexibilités.

## 6.4 Conclusion

D'après les structures et les hypothèses de calcul adoptées, l'analyse quasi-statique non-linéaire des systèmes de contreventement a donnée les résultats suivants :



- L'énergie dissipée par chaque type de contreventement est estimée par l'importance de la phase élasto-plastique de la courbe de capacité.  
A cet effet le meilleur comportement plastique est marqué par les systèmes à jarrets et à diagonales excentriques par contre les systèmes en portique auto-stable ont le plus large domaine élastique. Les autres systèmes de contreventement présentent un cas intermédiaire.
- La propagation des rotules plastiques débute dans les éléments de contreventement ensuite dans les poutres est enfin dans les poteaux, ce qui assure un mécanisme de rupture parfait. En examinant le processus de propagation des rotules plastiques dans les systèmes en x et en k, on constate l'importance des dommages subis par les éléments de contreventement de ces systèmes ainsi que les éléments poutres et poteaux. Par contre les dommages parcourus par les systèmes à jarrets et à diagonales excentriques sont concentrés dans les jarrets et les zones link (active) ce qui retarde l'apparition des rotules plastiques dans les éléments structuraux démontré par le grand écart de déplacement.
- La ductilité globale maximale est enregistrée dans les systèmes à jarrets et à diagonales excentriques ce qui montre l'efficacité de ces systèmes dans le domaine plastique.

*Chapitre 7*

***CONCLUSION GENERALE***

La réduction du risque sismique dans une structure se fait par un travail judicieux durant la conception et la réalisation.

De nombreux constats, a posteriori, de dommages subis par des structures à la suite des tremblements de terres attestent que les constructions métalliques se comportent relativement bien. Il y a deux raisons essentielles à cela.

En premier lieu, la raison profonde du bon comportement des structures métalliques sous l'action sismique tient à la ductilité de l'acier, des éléments structuraux (poutres, poteaux, assemblages...) et de la structure dans son ensemble. Entendons par la ductilité la propriété qu'a le matériau, l'élément ou la structure de se déformer dans le domaine plastique sans rupture ou ruine prématurée.

En second lieu, on mentionnera la grande capacité qu'ont les éléments de structures métalliques d'absorber l'énergie induite par le séisme sous forme d'énergie de déformation plastique. L'énergie reçue par une structure durant un séisme est dissipée par le travail dû à l'amortissement, le travail de déformation élastique ainsi que le travail de déformation plastique.

En général il existe deux types d'ossatures en charpente métallique :

Ossatures auto-stables avec des assemblages rigides capables de résister aux efforts lors de la formation des rotules plastiques et les ossatures contreventées où la résistance aux actions horizontales est assurée par la présence de palées de stabilité.

Un bon système de contreventement doit satisfaire à la fois une bonne rigidité latérale et une grande capacité de dissipation d'énergie.

Les portiques auto-stables constituent des systèmes dissipatifs mais présentent l'inconvénient de la faible rigidité latérale. Par contre les contreventements à diagonales concentriques possèdent une faible capacité de dissipation d'énergie dû au comportement médiocre des diagonales pour lesquelles on constate une dégradation rapide des boucles hystérisis. Cependant ils ont un comportement plus rigides par rapport aux portiques auto-stables.

Les systèmes de contreventement par des diagonales excentriques et par éléments jarrets possèdent une capacité de dissipation d'énergie très appréciable et cela pour une rigidité comparable à celles les contreventements en diagonales concentrées.

Les éléments jarrets présentent une phase de dissipation d'énergie sécuritaire vis à vis de l'état globale de la structure, mais l'on doit dans ce cas prendre soin du dimensionnement de ces éléments. Un élément jarret court ou d'une grande rigidité dans le plan de déformation tend à maintenir un comportement élastique de la structure, par contre un sous dimensionnement

favorise un excès de déformations plastiques même sous l'action d'excitations sismiques modérées.

La performance des contreventements excentriques s'appuie explicitement sur les poutres des palées de stabilité et sur l'excentricité des diagonales. Le choix de l'excentricité doit satisfaire deux critères :

Favoriser la déformation plastique de la poutre dissipative et assurer que le profilé de chaque poutre de la palée de stabilité peut résister en flexion à la formation d'une rotule plastique aux extrémités adjacentes aux poteaux pour éviter toute formes de mécanisme local.

Les systèmes de contreventement par amortissement consistent à installer sur les diagonales des dispositifs dissipatifs d'énergie. Ce sont des systèmes performants mais coûteux et demandent beaucoup de maintenance.

On signale aussi que le rendement d'un système de contreventement est fortement lié au bon dimensionnement des éléments et des zones aménagées à subir des déformations plastiques, de plus, il faut soigneusement concevoir et réaliser les détails d'assemblages.

En toute rigueur, l'analyse d'une structure sous les actions sismiques doit relever de la dynamique non-linéaire. Cependant sa complexité limite son champ d'utilisation au domaine théorique.

L'analyse quasi-statique non-linéaire 'pushover ' est considérée comme une méthode simplifiée pour évaluer les performances des structures parasismiques.

Cette étude a été menée par ces deux types d'analyse non-linéaire pour évaluer l'efficacité et les performances des systèmes de contreventement en charpente métallique. Différentes constatations ont été tirées.

Les systèmes en portique auto-stable sont efficaces pour les structures de moyenne hauteur soumises à des séismes de faibles amplitudes.

Ces systèmes présentent une grande flexibilité prouvée par le déplacement latéral important atteint au sommet de la structure. Cependant ils possèdent une grande capacité de dissipation d'énergie dans le domaine plastique. L'évaluation du nombre d'incursions, de la ductilité maximale ainsi que la propagation des rotules plastiques montrent que les dommages débutent tard dans les poutres des étages inférieurs ce qui permet à ces structures d'avoir le plus long domaine élastique.

Les structures contreventées par des diagonales concentriques en x et en k se caractérisent par une faible capacité de dissipation d'énergie confirmée par les courbes d'énergie. Par contre elles sont plus rigides par rapport aux structures en portiques auto-stables.

Les structures contreventées par les éléments jarrets et les diagonales excentriques combinent la bonne rigidité latérale des contreventements concentriques et la grande ductilité des portiques auto-stables. Ces résultats sont prouvés par les courbes d'énergie ainsi que les courbes de capacité obtenues de l'analyse 'pushover'.

Le nombre d'incursions, l'écart de déplacement ainsi que la propagation des rotules plastiques montrent que les dommages commencent dans les jarrets et les zones link avant de se propager vers les éléments structuraux.

L'efficacité de ces deux systèmes est prouvée aussi par les grandes valeurs de ductilité atteintes.

Les résultats issus des calculs des facteurs de comportement et des ductilités locales et globales des structures ont démontré l'efficacité des portiques auto-stables au même titre que celles des contreventements excentriques et par éléments jarrets sauf que la stabilité latérale des portiques auto-stables est menacée par des déplacements latéraux excessifs.

Les structures contreventées par les éléments jarrets des faibles périodes ont un comportement médiocre dans le domaine plastique par contre les structures élancées tendent à être plus efficaces.

Finalement, nous estimons avoir répondu, en une grande partie à l'objectif fixé par cette étude, concernant l'évaluation critique des mérites et des limites des systèmes de contreventement en charpente métallique dans le domaine non-linéaire.

Cependant il serait intéressant de corroborer les résultats numériques trouvés par des essais expérimentaux qui déterminent le comportement réel de ces systèmes et surtout le comportement des zones d'assemblage qui sont difficiles à modéliser théoriquement.

- [1] Egor P. Popov, M. EERI, Kazuhiko Kasai, et Michael D. Engelhardt  
**Advances in Design of Eccentrically Braced Frames**  
*Earthquake Spectra*, Vol. 3, N° 1, 1987
- [2] K. Ikeda et S.A. Mahin  
**Cyclic Response Of Steel Braces**  
*Journal of Structural engineering, ASCE*, Vol 112, N°2, February, 1986
- [3] F. Danesh  
**Seismic Performance Of Semi-Rigid Steel Frames**  
*Proceedings 6 SECED, Seismic Design Practice into the Next Century, 1998 Balkema, Rotterdam.*
- [4] Sudhash C. Goel  
**Seismic Behavior Of Multistory K-Braced Frames Under Combined Horizontal And Vertical Ground Motion.**  
*Journal of the Structural division, , ASCE*, Vol 108,, Jul 1982
- [5] T.F FitzGerald, T. Anagnos, M.EERI, M. Goodson, et T. Zsuttu, M.EERI.  
**Slotted Bolted Connections in Seismic Design for Concentrically Braced Connections**  
*Earthquake Spectra*, Vol 5, N°2, 1989
- [6] A. S. Pall and C. Marsh  
**Response of Friction Damped Braced Frames**  
*Journal of the Structural division, , ASCE*, Vol 108, N°ST6, Jul 1982.
- [7] Avtar S. Pall,  
**Friction Devices For Seismic Design of Building.**  
*The SCN Group, Motéreal, Quebec, Canada*
- [8] M. A. Austin and K.S. Pister  
**Design of Seismic- Resistant Friction- Braced Frames.**  
*Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. III, N°12 December, 1985.
- [9] A. Filiatrault and S. Cherry, M.EERI.  
**Performance Evaluation of Friction Damped Braced Steel Frames Under Simulated Earthquake Loads.**  
*Earthquake Spectra*, Vol. 3, N°1, 1987. PP57-78
- [10] Egor P. Popov, M. EERI  
**On California Structural Steel Seismic Design**  
*Earthquake Spectra*, Vol. 2, N°4, 1986.
- [11] Charles W. Roeder, and Egor P. Popov,  
**Eccentrically Braced Steel Frames For Earthquakes**  
*Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 104, N°ST3, March 1987.

- [12] M.T. Sam, T.Balendra et C.Y. Liaw,  
**Earthquake –Resistant Steel Frames With Dissipating Knee Elements**  
*Engineering Structures, Vol 17,N°5, pp.334-343,1995.*
- [13] N Bourahla et M. Aboubakr  
**Assessment Of The Accidental Eccentricity For Knee Braced Frames.**  
*Proceedings 6 SECED,Seismic Design Practice info the next Century (ed) © 1998*  
*Balkema , Rotterdam.*
- [14] B. Kato et H.Akiyama  
**Seismic Design Of Steel Buildings**  
*Journal of the Structural Division, , ASCE, Vol. 108, N°ST8, August 1982.*
- [15] Ashok K.Jain et Sudhash C. Goel  
**Design Multistory Braced Steel Frames For Earthquakes**  
*Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 112, April 1986*
- [16] M. Midorikawa, I.Nishiyama et H. Yamanouchi.  
**Analytical Evaluation of K- Braced Structures Seismic Test.**  
*Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 115, N°8, August 1989.*
- [17] N. M. Haroun et R. Shepherd  
**Inelastic Behavior of X- Bracing in Plane Frames.**  
*Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 112, N°4, April 1986*
- [18] F. Kahn et D. Hanson  
**Inelastic Cycles of Axially Loaded Steel Members.**  
*Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 102, N°ST5, May 1976.*
- [19] J. Song et B. R. Ellingwood  
**Seismic Reliability of Special Moment Steel Frames with Welded Connections : I**  
*Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 125, N°4P 357-371, April 1999*
- [20] V.Ciampi, M. D. Angelis and F. Paolacci.  
**Dsign of Yielding or Friction- Based Dissipative Bracing for Seismic Protection of Buildings.**  
*Enginneering Structures, Vol.17 N°5,pp.381-391,1995.*
- [21] M A. Austin et K.S. Pister  
**Optimization-Based Computer-Aided Design of Earthquake Resistant Steel Structures**  
*Earthquake Spectra, Vol. 2,N°4,1986*
- [22] Raul D. Bertero et Vitlemo V. Bertero.  
**Redundancy in Earthquake-Resistant Design.**  
*Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 125,N°1, P81-88 January 1999.*
- [23] A. Whittaker, G.Hart et C.rojahn.  
**Seismic Response Modification Factors**  
*Journal of Structural Engineering, ASCE ,Vol.125, N°4, P438-444, April 1999.*

- [24] S.Y. Draïdi  
**Contribution A L'étude Du Facteur De Comportement Des Structures Contreventées Par Des Portiques Auto-stables En Béton Armé**  
*Thèse De Magister, Février 1997, Ecole Nationale Des Travaux Publics*
- [25] M.Mimoun, F.Z Mimoun – Aouadja  
**Plasticité des Structure**  
*Collection Le Cours De Génie Civil, Office Des Publications Universitaires .*
- [26] J.H Aribert et J.Brozetti  
**Comportement Et Concepts Des Dimensionnement Des Constructions Métalliques En Zone Sismiques**  
*Construction Métallique, N°1-1984*
- [27] Ballio et Plumer.  
**Définition D'une Méthode Expérimentale D'évaluation De La Résistance Antisismiques D'éléments De Structure En Acier**  
*Construction Métalliques N°3-1985.*
- [28] Chia-Mig Uang, Vitelmo V. Bertero.  
**Evaluation Of Seismic Energy In Structures**  
*Earthquake Engineering and Structural dynamics, ASCE, Vol.19,77-1990.*
- [29] N. Bourahla.  
**Généralités Sur L'analyse Dynamique Non Linéaire**  
*Séminaire de dynamique des structures CGS, Mai 1992.*
- [30] N. Gherbi  
**Facteur De Comportement Des Structures Métalliques Contreventées Par Des Systèmes A Jarrets**  
*projet de fin d'étude, université de Blida, Octobre 1995.*
- [31] R.Tahab, L.Nouali  
**Comportement Non-Linéaire Des Systèmes De Contreventement En Charpente Métallique**  
*projet de fin d'étude, université de Blida, Septembre 2000*
- [32] A-Plumier et B.Boushaba.  
**Relation Entre La Ductilité Locale Et Le Facteur De Comportement Sismique De Structure En Acier**  
*construction métallique,N°2-1988.*
- [33] N. Bourahla.  
**Knee Braced System For Earthquake Resisting Steel Frames**  
*Thèse de doctorat, University of Bristol, Avril 1990.*
- [34] Dionisio Bernal.  
**Amplification factors for inelastic dynamic P-S effects in Earthquake Analysis**  
*Earthquake Engineering and structural Dynamics, Vol. 15,635-651, 1987*



- [35] K. Roik, U. Borka et P. Dechent.  
**Vibration Control of Structures Under Earthquake Loading by Three Stage Friction Grip Elements**  
*Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.16, 501-521. 1988.*
- [36] Thambirayah Balendra, Ming- Tucksam et Chih- Young Liaw .  
**Diagonal Brace With Ductile Knee Anchor for seismic Steel Frame**  
*Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.19, 847-858. 1990*
- [37] T. Blendra, E.L Lim et C.Y.Liaw  
**Large Scale Seismic Testing of Knee-Brace-Frame**  
*Journal of Structural Engineering, ASCE , Vol.123,N°1, 11-19, January 1997.*
- [38] A. Tena- Colunga et A. Veergara .  
**Comparative Study on the Seismic Retrofit of a Mid-Rise Steel Building Steel Bracing VS Energy Dissipation**  
*Earthquake Engineering and Structural Dynamics, ASCE, Vol.26, 637-655 1997.*
- [39] A. Filiatrault  
**Analytical Predictions of the Seismic Response of Friction Damped Timber Shear Walls**  
*Earthquake Engineering and Structural Dynamics, ASCE, Vol.19, 259-273, 1990*
- [40] N. LAM, J. Wilson et G-Hutchinson.  
**The Ductility Reduction Factor in the Seismic Design of Building**  
*Earthquake Engineering and Structural Dynamics, ASCE , Vol 27, 749-769 1988.*
- [41] D. Clément  
**Seismic Analysis of Knee Element for Steel Frames**  
*Areport Submitted for the Transfer of Status From Probationer Research Student to D. Phil. Student, June 1999.*
- [42] D. Foli, L. Bozzo, F. Lopez-Almansa.  
**Numerical Efficiency, Assessment of Energy Dissipaters for Seismic Protection of Buildings**  
*Earthquake Engineering and Structural Dynamics, ASCE , Vol 27, 543-556 1998.*
- [43] A. M. Remennikov et W.R. Walpole .  
**Analytical Prediction of Seismic Behavior of Concentrically –Braced Steel Systems**  
*Earthquake Engineering and Structural Dynamics, ASCE , Vol.26, 859-874 1997.*
- [44] D. C. RAI et B. J. Wallace.  
**Aluminum Shear-Links for Enhanced Seismic Resistance**  
*Earthquake Engineering and Structural Dynamics ASCE , Vol 27, 315-342 1998*
- [45] C.G.S  
**Règlement Parasismique Algerien R.P.A 99**  
*Document Technique Réglementaire, Centre De Recherches Appliquées En Génie Parasismique, Ministère De L'habitat.1999*

- [46] C.G.S  
**Charge Permanentes et Charges d'exploitations Surcharge**  
*Document Technique Réglementaire, Centre De Recherches Appliquées En Génie Parasismique, Ministère De L'habitat.1988*
- [47] Kanaan, A.H. and Powel, G.H.  
**Drain 2D, A General Compute Program for Dynamic Analysis of Inelastic Plate Structures**  
*Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley Ca, April 1973.*
- [48] E.P.Popov, K.C. Tsai and M.D. Engelharth,  
**On Seismic Steel Joints and Connections**  
*Engineering Structures, Vol.11 148-162, 1989.*
- [49] K.S. Sivakumaran,  
**Seismic Reponse of Milti-Story Steel Building With Flexible Connections**  
*Engineering Structures, Vol.10, 239-248, 1988.*
- [50] A. Ghobarah, A. Osman and R.M Korol,  
**Behavior of Extended End-Plate Connections Under Cyclic Loading**  
*Eng, Sstruct, Vol.12, 15-27, 1990.*
- [51] Ming- Tuck Sam, T. Blendra and Chih- Young Liaw,  
**Earthquake Resistant Steel Frames With Energy Dissipating Knee-Elements**  
*Engineering Structures t, Vol.17, N°5, PP 334-343, 1995.*
- [52] Euro-Code 8  
**Règles Unifiées Communes Pour Les Constructions En Zones Sismiques.**
- [53] R. Medeot  
**New Design Approaches Based on Energy Concepts and Related Seismic Hardware**  
*12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, CD-ROM, Art 1836,New Zealand 2000.*
- [54] M. J.SKOKAN and G. C.HART  
**Reliability of Nonlinear Static Methods for the Seismic Performance Prediction of Steel Frame Buildings**  
*12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, CD-ROM, Art 1972,New Zealand 2000.*
- [55] **SAP2000: Integrated Finite Elements Analysis and Design of Structures Detailed Tutorial Including Puchover Analysis**  
*Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA, June 1998*
- [56] C. MARSH  
**The Control of Building Motion by Friction Dampers**  
*12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, CD-ROM, Art 0063,New Zealand 2000*
- [57] R.H.ZHANG, T.T.SOONG and P.MAHMOODI  
**Seismic Reponse of steel frame structures with added visco-elastic dampers**  
*Earthquake Engineering and Structural Dynamics , Vol 18, 389-396, 1989*

- [58] A.AMADOR  
**Energy Concepts And Damage Indices**  
*Nisse National Information Service Of Earthquake Engineering, University California, Berkeley*
- [59] Pu Yang et Yayong Wang  
**A Study on Improvement of Pushover Analysis**  
*12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, CD-ROM, Art 1940, New Zealand 2000.*
- [60] UBC 1991 *Uniform Building Code*

*ANNEXES*

## 1 Prédimensionnement Des Eléments Structuraux

Les éléments structuraux reprennent la totalité de la charge verticale, ils seront dimensionnés élastiquement aux contraintes admissibles.

- **Les poutres**

Les poutres travaillent à la flexion simple. Elles sont donc dimensionnées par la condition de résistance à la flexion.

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_{\max}} \leq \sigma_e$$

$$\Rightarrow W_{\max} \geq \frac{M_{\max}}{\sigma_e}$$

- **Les poteaux**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée .comme l'effort normal est le plus défavorable, on effectue le dimensionnement avec la condition de stabilité au flambement, puis en fait la vérification avec la condition de flexion composée

$$k \cdot \sigma_{\max} = k \cdot \frac{N}{A} \leq \sigma_E$$

$$\Rightarrow A \geq \frac{k \cdot N}{\sigma_E}$$

k : coefficient de flambement, calculé en supposant un élancement.

La vérification s'effectue avec la condition de flexion composée suivante :

$$k \cdot \sigma + k_f \cdot \sigma_f \leq \sigma_e$$

avec :

$$k_f = \frac{\mu_i + 0.03}{\mu_i - 1.3}$$

$$\mu_i = \frac{\sigma_k}{\sigma_e}$$

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 \cdot E}{\sigma_e}$$

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_x}$$

## 2 Prédimensionnement des composantes de contreventement

### a) Dimensionnement des diagonales concentriques en X et en K

Les diagonales sont dimensionnées en considérant que leurs nœuds sont articulés, et ne transmet pas les moments fléchissant. Les efforts normaux dans les diagonales sont calculés on considérant toute la structure comme un système à treillis.

Les diagonales sont dimensionnées à l'hypothèse que la structure doit résister à un système De force latérale égale à 1.25 fois du système de force latérale déjà trouvé ( Art 8.4.3.1 RPA99).

Dans le cas des palées en X seul les barres tendues interviennent dans la résistance dissipative de la structure. Pour les diagonales en K, la résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendues et des barres comprimées (Art 8.4.2. RPA99).

### b) Dimensionnement des diagonales excentriques

Les diagonales excentriques sont dimensionnées pour provoquer un moment plastique au niveau des nœuds de connexion avec la poutre. L'excentricité qui assure une dissipation par rotation plastique doit satisfaire la condition suivante :

$$e \geq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$$

$$M_p = Z_p \cdot \sigma_e$$

$$V_p = (0.55 \cdot h \cdot e_a) \cdot \sigma_e$$

avec :

$Z_p$  : module plastique de la poutre.

$e_a$  : épaisseur de l'âme de la poutre.

$h$  : hauteur de la poutre

$M_p$  : moment plastique de la poutre

$V_p$  : effort tranchant plastique de la poutre

$$0.2 \leq \frac{L_K}{H} \leq 0.3$$

$$\Rightarrow 0.2H \leq L_K \leq 0.3H$$

$$0.6m \leq L_K \leq 0.9m$$

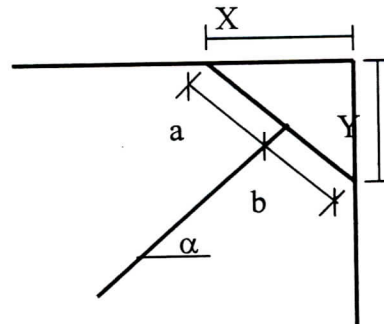
avec :

$H$  : hauteur du poteau du panneau contreventé.

Soit la longueur de l'élément jarret  $L_K = 0.8m$

-la disposition géométrique et donnée par fig

$$\begin{cases} X = \frac{L_K}{\sqrt{1 + \left(\frac{H}{L}\right)^2}} \\ Y = \frac{L_K}{\sqrt{1 + \left(\frac{L}{H}\right)^2}} \end{cases}$$



disposition géométrique de l'élément jarret et de la diagonale

avec :

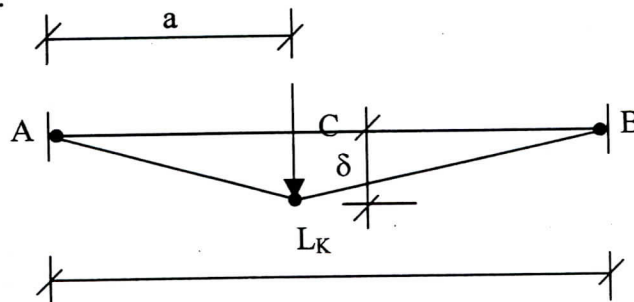
$L$  : longueur de la poutre du panneau contreventé.

$X$  : espacement de l'élément jarret suivant l'axe x.

$Y$  : espacement de l'élément jarret suivant l'axe y.

- les dimensions de l'élément jarret :

les éléments jarrets sont considérés comme étant des poutres doublement encastées, soumises à des forces  $F$  concentrées au point C, cette force doit provoquer la plastification de l'élément jarret .



Plastification de l'élément jarret

Les sections choisies pour les éléments jarrets sont de type rectangulaire creuse pour réduire le risque d'instabilité locale.

$$0.2 \leq \frac{L_K}{H} \leq 0.3$$

$$\Rightarrow 0.2H \leq L_K \leq 0.3H$$

$$0.6m \leq L_K \leq 0.9m$$

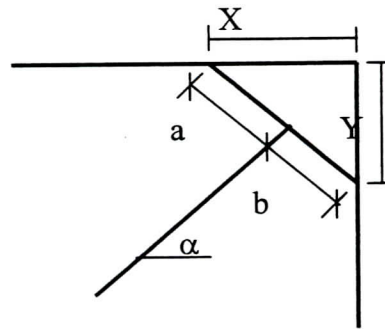
avec :

$H$  : hauteur du poteau du panneau contreventé.

Soit la longueur de l'élément jarret  $L_K = 0.8m$

-la disposition géométrique et donnée par fig

$$\begin{cases} X = \frac{L_K}{\sqrt{1 + \left(\frac{H}{L}\right)^2}} \\ Y = \frac{L_K}{\sqrt{1 + \left(\frac{L}{H}\right)^2}} \end{cases}$$



disposition géométrique de l'élément jarret et de la diagonale

avec :

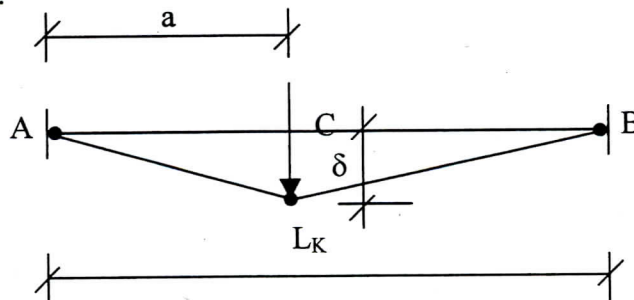
$L$  : longueur de la poutre du panneau contreventé.

$X$  : espacement de l'élément jarret suivant l'axe x.

$Y$  : espacement de l'élément jarret suivant l'axe y.

- les dimensions de l'élément jarret :

les éléments jarrets sont considérés comme étant des poutres doublement encastées, soumises à des forces  $F$  concentrées au point C, cette force doit provoquer la plastification de l'élément jarret .



Plastification de l'élément jarret

Les sections choisies pour les éléments jarrets sont de type rectangulaire creuse pour réduire le risque d'instabilité locale.



$$0.2 \leq \frac{L_K}{H} \leq 0.3$$

$$\Rightarrow 0.2H \leq L_K \leq 0.3H$$

$$0.6m \leq L_K \leq 0.9m$$

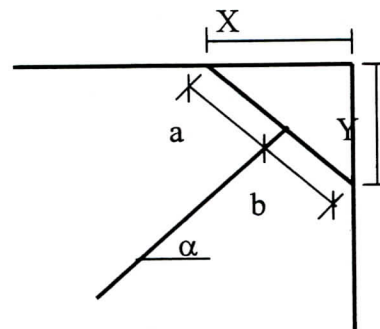
avec :

$H$  : hauteur du poteau du panneau contreventé.

Soit la longueur de l'élément jarret  $L_K = 0.8m$

-la disposition géométrique et donnée par fig

$$\left\{ \begin{array}{l} X = \frac{L_K}{\sqrt{1 + \left(\frac{H}{L}\right)^2}} \\ Y = \frac{L_K}{\sqrt{1 + \left(\frac{L}{H}\right)^2}} \end{array} \right.$$



disposition géométrique de l'élément jarret et de la diagonale

avec :

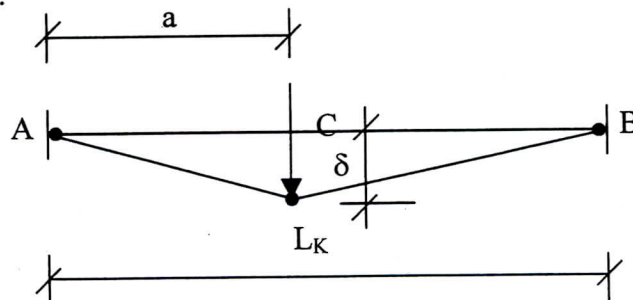
$L$  : longueur de la poutre du panneau contreventé.

$X$  : espacement de l'élément jarret suivant l'axe x.

$Y$  : espacement de l'élément jarret suivant l'axe y.

- les dimensions de l'élément jarret :

les éléments jarrets sont considérés comme étant des poutres doublement encastées, soumises à des forces  $F$  concentrées au point  $C$ , cette force doit provoquer la plastification de l'élément jarret .



Plastification de l'élément jarret

Les sections choisies pour les éléments jarrets sont de type rectangulaire creuse pour réduire le risque d'instabilité locale.

- **Les diagonales**

Les diagonales de contreventement sont conçues pour résister élastiquement à un effort de compression simple dû à une force dynamique axiale évaluée statiquement à 80% de  $F_p$ . Elles doivent vérifier la condition de résistance et de stabilité au flambement :

$$F_p \geq \frac{8M_p}{L_K \sin \alpha}$$

$$N = 0.8F_p = A\sigma_e = 0.8 \frac{8M_p}{L_K \sin \alpha}$$

$$\Rightarrow A \geq 0.8 \frac{8M_p}{L_K \sin \alpha \sigma_e}$$

### 3 Hypothèse sur le choix des profilés

Pour les poteaux, on fait un choix sur les profilés HEM car ils possèdent un rapport  $A/I$  assez grand à l'égard des efforts normaux considérables.

Pour les poutres, on choisit des profilés IPE car ils possèdent un module de résistance  $W_x$  élevé pour reprendre des moments de flexion assez considérables.

Les diagonales en X et en K sont des doubles cornières à ailes égales dont la dissipation d'énergie se produit seulement en traction.

Les diagonales excentriques et celles des systèmes à jarrets sont des double UAP, ce qui donne une section d'âme considérable.

## Présentation du programme de calcul nonlinéaire DRAIN-2D

DRAIN-2D (version 1.10) est un programme informatique développé par KANNAN et POWEL à l'université de Californie pour l'analyse nonlinéaire statique et dynamique des structures planes. Sous sa forme de base, le logiciel est formé d'une série de procédures réalisées indépendamment pour chaque type d'élément.

Les éléments introduits dans cette étude sont :

- **Eléments barres (type 01) :** Peut être orienter arbitrairement dans le plan X-Y, Mais il ne transmet que les efforts axiaux. Deux méthodes de comportement Peuvent être spécifié pour ce type d'élément :
  - 1- Plastification en traction et en compression.
  - 2- Plastification en traction et flambement élastique en compression.
- **Elément poteaux – poutre (type 02) :** Peut être orienter arbitrairement dans le Plan X-Y. Cet élément possède une rigidité axiale et flexionnelle. L'interaction Effort moment et l'excentricité des assemblages peuvent être pris en considération La plastification de cet élément peut se manifester sous forme de rotule plastique Aux extrémités de l'élément en spécifiant le moment plastique.
- **Elément de connexion semi – rigide (type 04) :** Ce type d'élément est utilisé Principalement pour la modélisation des connexions structurales semi – rigide, Tel que la représente est utilisé principalement pour la modélisation des connexions Structurales semi – rigide, tel que la représentation de la déformation de l'âme Commune entre les poutres et poteaux pour les structures en charpente métallique Ou bien modélisation des zones aménagées pour recevoir de grande déformation Plastique.  
Chaque élément est connecté à deux nœuds de coordonnées identiques, et il est Influencé seulement pour le déplacement relatif entre les deux nœuds.

- **Sommaire de modélisation et procédure de l'analyse :**

La structure est modélisée en assemblage à deux dimensions d'éléments non- linéaires Connectés aux nœuds peut avoir au maximum trois degrés de liberté : translation suivant X et Y et rotation au tour de l'axe perpendiculaire au plan X-Y.

Le comportement d'un élément de structure est déterminé par le numéro de son groupe

d'élément. Dans chaque modèle, les éléments doivent être divisés en groupe d'élément (maximum 20 groupes sont permis), ces éléments, doivent être numérotés dans l'ordre pour chaque groupe d'élément, qui seront par suite identifiés par leur groupe d'élément et le numéro d'élément.

L'amortissement de la structure est supposé du type visqueux qui est proportionnel aux rigidités élémentaires et aux masses nodales, par la relation :

$$C = \sum \alpha M + \sum \beta K .$$

Pour la partie d'amortissement proportionnel à la masse où peut déclarer pour chaque nœud une valeur de  $\alpha$  propre. De même pour la partie d'amortissement proportionnel à la rigidité on peut déclarer plusieurs valeurs de  $\beta$ , chaque valeur est affectée à un type d'élément.

Le programme peut exécuter plusieurs d'analyses à savoir :

- 1 – Analyse statique sous les charges de gravité : analyses statique linéaire pour une combinaison de charge répartie ou concentrée aux nœuds, dans ce cas le comportement du modèle de structure est supposé linéaire.
- 2 – Analyse statique nonlinéaire : cette option est utilisée pour étudier l'effet des efforts latéraux.
- 3 – Analyse dynamique : analyse dynamique nonlinéaire pour un accélérogramme  
Donnée, définie suivant les directions X, Y ou R.
- 4 – Réponse spectrale : analyse dynamique linéaire par un spectre de réponse donnée en utilisant les formes modales et les fréquences propre à l'état élastique seulement
- 5 – Modes propres : calculs des fréquences et modes propres à l'état élastique.

Différent type de charges peuvent être spécifiés :

- 1 – charges réparties : les charges réparties sur les éléments, déclaré comme étant l'inverse des réactions aux appuis aux nœuds d'extrémité de l'élément.
- 2 – Force statique nodale
- 3 – Accélération à la base
- 4 – Réponse spectrale
- 5 – Déplacement à la base
- 6 – Force dynamique nodale

Le programme effectue l'analyse dynamique non – linéaire par la technique de l'intégration pas à pas. Le pas de temps peut être déclaré comme constant ou variable.

Si le pas de temps est variable, deux bords d'erreurs supérieurs et inférieurs doivent être spécifiés pour contrôler les pas de temps. Le programme effectue un calcul d'erreurs pour chaque pas de temps.

Si cette erreur est supérieure à la tolérance supérieure à n'importe quel pas de temps, ce pas est réduit et le calcul est répété, de même si l'erreur est inférieure à la borne inférieure d'erreurs le pas de temps augmenté.

## Présentation de l'analyse 'pushover' par le logiciel SAP2000

Le sap2000 est la dernière version des séries de programme réputée sous le nom de SAP (Structural Analysis Programs). Il offre une interface graphique d'utilisation, intégrée complètement dans Microsoft Windows.

La création, la modification du modèle, l'exécution de l'analyse, la vérification et l'optimisation du modèle sont toutes réalisables par cette interface. L'exploitation graphique des résultats y compris la variation temporelle des déplacements est aisément produite.

Les capacités analytiques du logiciel emploient les résultats des dernières recherches et techniques de la résolution numérique.

Il est disponible en trois versions utilisant tous la même interface graphique :

SAP2000 Standards, SAP2000Plus et SAP2000 Nonlinear.

1. Le SAP2000Plus: ajoute les capacités suivantes

-analyse des ponts.

-une gamme complète d'élément finis.

-options d'analyse complète.

-les effets de l'accélération du sol avec les excitations multiples peuvent être aussi pris en compte.

2. Le SAP2000 Nonlinear: ajoute une analyse dynamique et statique non-linéaire des structures.

### • Performance de l'analyse 'Pushover' avec le logiciel SAP2000

L'analyse statique non-linéaire 'Pushover' est fournie seulement dans la version non-linéaire de SAP2000. Le comportement non-linéaire survient dans des zones définies par l'utilisateur.

Les zones de déformation plastique peuvent seulement être introduites aux éléments de portique ; et peuvent être attribuées à un l'élément linéaire à tout emplacement le long de cet élément. Le logiciel dispose d'une multitude de choix sur la nature de déformation de rotules plastiques sous des efforts axiaux, de flexion et de torsion ; découplées, l'interaction moment-effort axial peut être prise en compte en faisant le choix d'une rotule couplée  $P-M_2-M_3$ .

Une analyse 'Pushover' peut englober plusieurs cas de charge. Chaque cas de charge peut avoir une distribution différente dans la structure. Elle pourrait comporter, par exemple, deux

phases, la première appliquera la charge de gravité à la structure, la seconde appliquera une multitude de système de forces latérales sur la hauteur de la structure, dont chacun débute de la fin du cas de charge précédent.

Il a quatre méthodes différentes pour décrire le type de chargement de la structure :

1. Une accélération uniforme peut être appliquée automatiquement. Dans ce cas la force latérale appliquée automatiquement à chaque nœud est proportionnelle à la masse attribuée à ce nœud.
2. Un système de forces latérales proportionnel à une forme modale.
3. Un système de forces latérales arbitraire.
4. Une combinaison des méthodes décrites dans les cas 1, 2 et 3.

Plusieurs type de résultats peuvent être obtenus d'une analyse statique non-linéaire statique tel que :

1. L'effort tranchant à la base de la structure en fonction du déplacement d'un nœud  
Spécifié comme un nœud de control peut être visualisé graphiquement.
2. L'effort tranchant à la base de la structure en fonction du déplacement d'un  
Nœud ; supposé avec le spectre de calcul pour plusieurs valeurs d'amortissement.
3. La séquence de formation des rotules et les couleurs codées pour le niveau de ductilité  
atteint peut être vue graphiquement pour chaque pas du 'pushover'.
4. Les efforts internes dans les éléments peuvent être exploités graphiquement, pour  
chaque pas du 'pushover'.

Faint, illegible text, possibly a signature or header.

