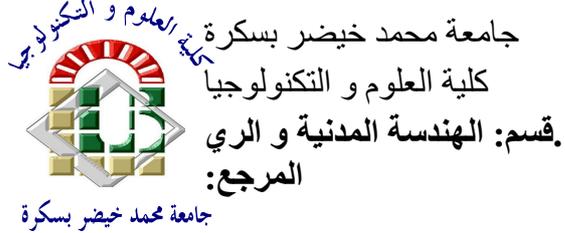


الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département : Génie civil et Hydraulique



Mémoire présenté en vue de l'obtention
Du diplôme de
Magister

Option : Modélisation des matériaux et structures

**Analyse par Critère de Performance des
Structures équipées de Dissipateurs d'énergie**

Présenté par :

EL-FETNI Ali

Soutenu publiquement le

Devant le jury composé de :

Pf. MELLAS	Mekki	Président.	université de Biskra
Dr. OUNIS	Abdelhafid	rapporteur	université de Biskra
Dr. CHEBILI	Rachid	examineur	université de Biskra
Dr. MEZGHICHE	Bouzidi	examineur	université de Biskra
Dr. HAMADI	Djamel	examineur	université de Biskra

REMERCIEMENTS

J'exprime mes sincères remerciements et ma reconnaissance au Docteur **OUNIS ABDELHAFID**, pour son aide précieuse et ses conseils, ses encouragements et son intérêt durant l'accomplissement de ce travail.

Remerciements à Messieurs les membres du jury, qui ont accepté de d'examiner et d'évaluer ce travail.

Remerciements particuliers à Messieurs: **KAAB Mohamed Zohair**, **ATHAMNIA Brahim** et **ABDESSLAM Issam** Pour l'aide et l'intérêt portés à ce travail.

Remerciements à tous ceux qui ont participé à la réalisation de ce travail.

Remerciements à l'ensemble du corps enseignant de l'Institut de Génie Civil et Hydraulique, de l'université, Mohamed Khider de Biskra.

SOMMAIRE

Résumé.....	I
LISTE DES FIGURES.....	II
LISTE DES TABLEAUX.....	VII
INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE 1 : CONTROLE PASSIF DES VIBRATIONS.....	4
1.1. Introduction.....	4
1.2 Le concept d'amortissement.....	7
1.3 Systèmes de contrôle passif des vibrations.....	8
1.3.1 Systèmes d'isolation sismique	10
1.4 Système de contrôle actif.....	25
1.5 Système de contrôle hybride.....	29
1.5.1 Contrôle hybride amortisseur-actionneur de contreventement.....	30
CHAPITRE 2 : DISSIPATION D'ENERGIE.....	31
2.1 Etat de l'art sur la dissipation de l'énergie sismique.....	31
2.2 Effet de l'amortissement critique sur la réponse dynamique.....	32
2.3 Amortissement visqueux équivalent.....	35
2.4. Dissipation d'énergie dans le bâtiment.....	37
2.5 Systèmes de dissipation d'énergie	38
2.5.1 Amortissement visqueux.....	40
2.5.2. Amortisseurs à friction.....	41
2.5.3 Amortisseurs viscoélastiques.....	42
2.6. Amortissement Hystérétique.....	44
2.6.1 Introduction.....	44
2.6.2 Description de l'amortissement hystérétique.....	45
2.6.3 Dissipateurs hystérétiques.....	46
2.6.3.1 Dispositifs de type ADAS.....	47
2.6.3.2 Dispositif de type TADAS.....	48
2.6.3.3 Dissipateur de type HONEYCOMB.....	49
2.6.3.4 Dispositifs de plaques rainurées (plaques à fentes).....	49

2.7. Dispositif considéré.....	50
2.8. Mécanisme structurel de dissipation.....	53

CHAPITRE 3: FORMULATION ET RESOLUTION DU MODELE

DYNAMIQUE.....55

3.1 Mise en équation et Résolution.....	55
3.2 Méthode de RUNGE – KUTTA.....	56
3.3. Linéarisation des équations de mouvements.....	65
3.4. Solution du modèle dynamique de l'isolateur à comportement linéaire.....	66
3.5 MODÉLISATION DU DISSIPATEUR À COMPORTEMENT HYSTÉRÉTIQUE.....	68
3.5.1 Introduction.....	68
3.5.2 Modélisation hystérétique	68
3.5.2.1 Modèle bilinéaire.....	69
3.5.3. Interprétation géométrique par cycle.....	70
3.5.4. Linéarisation équivalente.....	71
3.5.5. Linéarisation équivalente pour le modèle bilinéaire.....	72
3.5.6. Modèle utilise.....	73

CHAPITRE 4 : DIMENSIONNEMENT BASE SUR LA

PERFORMANCE.....74

4.1 Introduction.....	74
4.2 Aspect économique du contrôle de l'endommagement des bâtiments basé sur la performance.....	74
4.3 Critère de performance selon le code parasismique FEMA.....	77
4.4 Principe fondamental du dimensionnement basé sur la performance.....	78
4.5 La méthode pushover.....	79
4.6 Définition de l'analyse pushover.....	79
4.7 Etat de l'art sur l'analyse pushover.....	81
4.8. But de l'analyse pushover.....	83
4.9. Principe fondamental.....	84
4.10. Analyse Pushover avec ETABS.....	91
4.11. Les propriétés des rotules dans ETABS.....	94

4.12. Les méthodes ‘ <i>pushover</i> ’ et leur application dans les règlements sismiques récents.....	97
4.13. Le point de performance.....	99
4.14. Méthode de spectre de capacité.....	99
CHAPITRE 5: APPLICATION AU CAS DU BATIMENT.....	102
5.1. Description de l'ouvrage.....	102
5.2. Détermination du point de performance par l'utilisation des spectres de réponse américains d'UBC 97(56).....	102
5.3. Calcul de force sismique totale.....	103
5.4. Calcul les paramètres du dispositif ADAS.....	107
5.5. Discussion des résultats.....	109
5.6. Exemple 2 bâtiment à 4 étages.....	118
5.6.1 . Discussion des résultats.....	120
5.7. Exemple 3 bâtiment à 16 étages.....	129
5.7.1 . Discussion des résultats.....	132
CONCLUSION.....	142
BIBLIOGRAPHIE.....	144

Résumé

Des dégâts structuraux sont souvent provoqués par les déformations plastiques dont souffre la structure à cause du niveau élevée de l'énergie générée durant un mouvement sismique. Pour une protection parasismique, de nouvelles technologies ont été développées parmi lesquelles on trouve les « dispositifs de dissipation d'énergie ». Ce travail présente et développe une méthode de conception optimale des dissipateurs métalliques d'énergie dont l'implémentation sert à garantir une performance maximum de la structure, qui est basée sur l'analyse linéaire équivalente avec l'utilisation des courbes de performance. En outre, cette étude propose et évalue un concept de la conception optimale, qui est concentrée dans l'implémentation des dissipateurs au niveau des planchers pour obtenir la réponse attendue avant un effet sismique. Ceci est matérialisé par le développement d'une analyse faite sur différents types de structures (rigide, semi-rigide et souple) capable de comparer l'efficacité de différents critères de distribution basés sur les dégâts atteints au niveau de la structure primaire.

Mots-clés: protection parasismique, dissipateur d'énergie, réponse dynamique, modélisation, linéaire équivalente, performance.

Abstract

Structural damage is often caused by plastic deformation suffered by the structure due to the high level of energy generated during a seismic movement. For seismic protection, new technologies have been developed among which are the "energy dissipation devices." This document presents and develops an optimal design method of dissipating energy whose implementation is to ensure maximum performance of the structure, which is based on the equivalent linear analysis with the use of performance curves. In addition, this study proposes and evaluates a concept of optimal design, which is concentrated in the implementation of the dissipators at the floor to get the expected response before a seismic effect. This is evidenced by the development of an analysis on different types of structures (rigid, semi-rigid and flexible) able to compare the effectiveness of different criteria based on the damage distribution with the level of primary structure.

Key-words: seismic protection, dissipating energy, dynamic response, modélisation, equivalent linear, performance.

ملخص

غالبا ما يتعرض الهيكل إلى أضرار كبيرة بسبب التشوهات اللدنة التي يتسبب فيها ارتفاع مستوى الطاقة الناتجة عن الحركة الزلزالية. وللحماية من الزلازل، تم وضع و تطوير تكنولوجيات جديدة متمثلة في "أجهزة تبديد الطاقة". يعرض هذا العمل ويطور طريقة تصميم أفضل مبدد معدني للطاقة و تنفيذ هذا التصميم يضمن أقصى قدر من الأداء للهيكل، هذا التصميم الذي يقوم على أساس تحليل خطي مكافئ لاستعمال منحنيات الأداء. بالإضافة إلى ذلك، تقترح هذه الدراسة وتقييم مفهوم التصميم الأمثل، والتي تتركز في وضع أجهزة تبديد الطاقة على مستوى السقف (الروافد) للحصول على رد الفعل المتوقع من قبل تأثير الزلازل. ويتجلى ذلك من خلال وضع التحليل على أنواع مختلفة من الهياكل (صلبة وشبه صلبة ومرنة) قادرة على المقارنة الفعلية بمعايير مختلفة على أساس توزيع الضرر مع مستوى الهيكل الأساسي.

الكلمات المفتاحية: الحماية الزلزالية، أجهزة تبديد الطاقة، الاستجابة الحركية، التمثيل، خطي مكافئ، أقصى قدر من الأداء

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 1

Figure 1-1: Schéma général des techniques de contrôle de vibrations.....	5
Figure 1-2: Appui en caoutchouc fretté.....	13
Figure 1-3: Appui en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb.....	13
Figure 1.4: Appui à friction.....	14
Figure 1.5: Appui à pendule glissant.....	14
Figure 1.6: Appui à billes.....	15
Figure 1.7: Dispositifs amortisseurs métalliques proposé par Skinner et al (1975) a) poutre de torsion, b) poutre de flexion, c) la bande-U.....	17
Figure 1.8: Dispositifs amortisseurs métalliques a) amortisseur de la forme-X, b) amortisseur des plaques triangulaires.....	17
Figure 1.9: Dispositifs amortisseurs à frottement : a) amortisseur à frottement de Pall b) amortisseur à frottement de Sumitomo, c) amortisseur de EDR, d) amortisseur de SBC..	19
Figure 1.10: Dispositifs des amortisseurs viscoélastiques VE: a) détail d'un amortisseur VE, b) la connexion de l'amortisseur VE à la membrure c) la connexion de l'amortisseur VE au diagonale de contreventemen.....	20
Figure 1.11: Dispositifs amortisseurs fluide visqueux: a) amortisseur fluide visqueux de GERB, b) mur d'amortissement visqueux (VDW).....	22
Figure 1.12: Amortisseur de masse accordé installé sur la structure.....	23
Figure 1.13: Amortisseur de vibration dynamique.....	23
Figure 1.14: Les types du TLD: a) amortisseur trempé avec des mailles et des tiges, b) amortisseur de colonne avec orifice.....	25
Figure 1.15: Le diagramme de système de contrôle actif.....	26
Figure 1.16: Schéma de comparaison entre l'amortisseur de masse actif (AMD) et l'amortisseur de masse accordée (TMD).....	28
Figure 1.17: Système de câble actif.....	28
Figure 1.18: Système de contreventement actif avec actionneur hydraulique.....	29
Figure 1.19: Contrôle hybride amortisseur-actionneur de contreventement: a) configuration b) installation de dispositif.....	30

CHAPITRE 2

Figure 2-1: Vibration libre avec différentes fractions de l'amortissement critique (a) 2%, (b) 5%, (c) 10%, (d) 20%.....	33
Figure 2-2: Facteur d'amplification dynamique [Blake, 1961].....	34
Figure 2-3: Relation Force-déplacement - couplage rigidité/amortissement visqueux.....	35
Figure 2-4: Amortisseur visqueux de type Taylor [9].....	41
Figure 2-5: Amortisseur à friction (9).....	42
Figure 2-6: Relation contrainte-déformation pour les matériaux élastiques, visqueux et viscoélastiques	43
Figure 2-7: Comportement hystérétique d'un matériau élastoplastique	46
Figure 2-8: a) et b) Dissipateur de type ADAS c) Courbe hystérétique ADAS.....	47
Figure 2-9: Dissipateur de type TADAS.....	48
Figure 2-10: a) et b) Dissipateur de type HoneyComb c) Courbe hystérétique HoneyComb..	49
Figure 2-11: a) et b) Dissipateur de plaques rainurées c) Courbe hystérétique.....	50
Figure 2-12 Modèle ADAS en cuivre [DE LA Llera et al 2004].....	51
Figure 2-13: Composants pour les différents modèles expérimentaux. (a) Modèle ADAS 100_13 (h/t =11.54). (b) Modèle ADAS 75_10 (h/t =15).DE LA LLERA et al., 2004.....	53
Figure 2-14: Schéma structurel. Diagonale type chevron.....	54
Figure 2-15: Schéma structurel, portique avec dissipateur d'énergie [DE LA CRUZ].....	54

CHAPITRE 3

Figure 3-1: Schéma d'analyse.....	55
Figure 3-2: Modèle bilinéaire.....	69
Figure 3-3: Modèle bilinéaire de Jacobsen.....	70

CHAPITRE 4

Figure 4.1 Relation : Coût de réparation / Intensité d'endommagement.....	75
Figure 4.2 Relation entre le déplacement inter-étage / déformation dans les bâtiments en aciers (d'après A. Celikbas, Economics of Damage Controlled Seismic Design ; Massachusetts Institute of Technology, Feb 1999.....	76
Figure 4-3 : Signification physique de la courbe de capacité [2].....	80
Figure 4-4: Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité [6].....	80
Figure 4-5 : La courbe Pushover qui représente la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet du bâtiment.....	85
Figure 4-6 : diagramme conceptuel pour la transformation de système à plusieurs degrés de liberté au système à un seul degré de liberté.....	85
Figure 4-7 : Caractéristiques force-déplacement d'un système à plusieurs degrés de liberté et d'un système équivalent à un seul degré de liberté.....	87
Figure 4-8 : Courbe pushover bilinéaire idéalisée.....	88
Figure 4-9 : Spectre de demande inélastique et courbe de capacité tracé dans le format (AD).....	90
Figure 4-10 boîte de dialogue des données d'analyse pushover.....	92
Figure 4-11 : Courbe force-déplacement ou moment- rotation pour une définition de rotule utilisée dans ETABS (courbe de déformation plastique.....	95
Figure 4-12 : Représentation graphique de la méthode de spectre de capacité.....	98
Figure 4-13 : Représentation de format (ADRS) où les périodes naturelles sont données par lignes radiales.....	101

CHITPRE 5

Figure 5-1: configuration du modèle (bâtiment a huit étages).....	102
Figure 5-2 : Spectre de réponse élastique de conception d'UBC 97.....	103
Figure 5-3: courbe pushover (force –déplacement).....	107
Figure 5-4: courbe pushover bélinéaire du modèle sans dissipateur (batiment a huit étage).109	
Figure 5-5:Déplacement en fonction de l'effort tranchant à la base modèle sans dissipateur (batiment a huit étage).....	110
Figure 5-6: courbe spectral déplacement-spectral accélération du modèle sans dissipateur (batiment a huit étage).....	110

Fureig.5-7: Détermination du point de performance de la structure sans dissipateur (batiment a huit étage).....	111
Figure 5-8: Distribution des rotules plastiques du modèle sans dissipateur (batiment a huit étage).....	112
Figure 5-9: courbe pushover bélinéaire du modèle avec dissipateur (batiment a huit étage)	113
Figure 5-10:Déplacement en fonction de l'effort tranchant à la base modèle avec dissipateur (batiment a huit étage).....	113
Figure 5-11: courbe spectral déplacement-spectral accélération du modèle avec dissipateur (batiment a huit étage).....	114
Figure 5-12: Détermination du point de performance de la structure avec dissipateur (batiment a huit étage).....	114
Figure 5-13 : Distribution des rotules plastiques du modèle avec dissipateur (batiment a huit étage).....	116
Figure 5-14: configuration du modèle (bâtiment a quatre étages).....	118
Figure 5-15: courbe pushover bélinéaire du modèle sans dissipateur (batiment a quatre étage).....	120
Figure 5-16:Déplacement en fonction de l'effort tranchant à la base modèle sans dissipateur (batiment a quatre étage).....	120
Figure 5-17: courbe spectral déplacement-spectral accélération du modèle sans dissipateur (batiment a quatre étage).....	121
Figure 5-18: Détermination du point de performance de la structure sans dissipateur (batiment a quatre étage).....	121
Figure 5-19: Distribution des rotules plastiques du modèle sans dissipateur (bâtiment a quatre étage).....	123
Figure 5-20: courbe pushover bélinéaire du modèle avec dissipateur (batiment a quatre étage).....	124
Figure 5-21: Déplacement en fonction de l'effort tranchant à la base modèle avec dissipateur (batiment a quatre étage).....	124

Figure 5-22: courbe spectral déplacement-spectral accélération du modèle avec dissipateur (batiment a quatre étage).....	125
Figure 5-23: Détermination du point de performance de la structure avec dissipateur (batiment a quatre étage).....	125
Figure 5-24: Distribution des rotules plastiques du modèle avec dissipateur (bâtiment a quatre étage).....	126
Figure 5.25: Configuration du modèle (bâtiment seize étages).....	129
Figure 5-26: courbe pushover bélinéaire du modèle sans dissipateur (batiment a seize étage).....	133
Fig.5.27.:Déplacement en fonction de l'effort tranchant à la base modèle sans dissipateur (batiment a seize étage).....	133
Figure 5.28. courbe spectral déplacement-spectral accélération du modèle sans dissipateur (batiment a seize étage).....	134
Figure.5.29.: Détermination du point de performance de la structure sans dissipateur (batiment a seize étage).....	134
Figure 5.30:Distribution des rotules plastiques du modèle sans dissipateur (bâtiment a seize étage).....	136
Figure 5.31 courbe pushover bélinéaire du modèle avec dissipateur (batiment a seize étage)....	137
Figure.5.32: Déplacement en fonction de l'effort tranchant à la base modèle avec dissipateur (batiment a seize étage).....	137
Figure 5.33: courbe spectral déplacement-spectral accélération du modèle avec dissipateur (batiment a seize étage).....	138
Figure.5.34: Détermination du point de performance de la structure avec dissipateur (batiment a seize étage).....	138
Figure 5.35:Distribution des rotules plastiques du modèle avec dissipateur (bâtiment a seize étage).....	139

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 2

Tableau 2-1: Propriétés géométriques, ADAS cuivre [DE La Llera et al 2004].....	51
Tableau 2-2: Propriétés du dissipateur de type ADAS en cuivre [DE La Llera et al 2004]..	52

CHAPITRE 5

Tableau 5.1: Tableau les propriétés des chargement modèle (bâtiment a huit étages).....	105
Tableau 5.2: Tableau descente des chargement du modèle (bâtiment à huit étages).....	106
Tableau 5.3: Tableau les paramètres du dispositif ADAS (bâtiment à huit étages).....	109
Tableau 5.4. Tableau du spectre de capacité du modèle sans dissipateur (batiment a huit étage).....	111
Tableau 5.5: Tableau du spectre de capacité du modèle avec dissipateur (batiment a huit étage).....	115
Tableau 5.6: Tableau résumant les valeurs de performance de structure à huit étages.....	117
Tableau 5.7: Tableau les propriétés des chargement modèle (bâtiment a quatre étages)...	119
Tableau 5.8: Tableau descente des chargement du modèle (bâtiment à quatre étages).....	119
Tableau 5.9: Tableau les paramètres du dispositif ADAS(bâtiment à quatre étages).....	119
Tableau 5.10: Tableau du spectre de capacité du modèle sans dissipateur (batiment a quatre étage).....	122
Tableau 5.11: Tableau du spectre de capacité du modèle avec dissipateur (batiment a quatre étage).....	126
Tableau 5.12: Tableau résumant les valeurs de performance de structure à quatre étages.....	128
Tableau 5.13: Tableau les propriétés des chargement modèle (bâtiment a seize étages).....	130
Tableau 5.14: Tableau descente des chargement du modèle (bâtiment à seize étages).....	131
Tableau 5.15: Tableau les paramètres du dispositif ADAS (bâtiment à seize étages).....	132
Tableau 5.16: Tableau du spectre de capacité du modèle sans dissipateur (batiment a seize étage).....	135
Tableau 5.17: Tableau du spectre de capacité du modèle avec dissipateur (batiment a seize étage).....	139
Tableau 5.18: Tableau résumant les valeurs de performance de structure à seize étages.....	141

INTRODUCTION GENERALE

Les progrès récents dans les technologies de contrôle de vibration telles que l'isolation sismique et la dissipation d'énergie, dont la fonction principale est de réduire la vulnérabilité des bâtiments à l'action de forts séismes, ont été largement utilisés dans des pays comme le Japon, les Etats-Unis, la Nouvelle-Zélande, l'Italie et la Chine, et son utilisation est en expansion depuis plusieurs années à des pays comme notre.

Ces dernières années il y a eu de nombreuses études expérimentales concernant l'analyse et la conception des dispositifs de dissipation d'énergie dans les bâtiments, parmi lesquels des dispositifs incluant des alliages de cuivre SMA, des dissipateurs ADAS en cuivre recyclé, la balance de torsion avec amortisseurs à friction et certains autres.

Par ailleurs, dans la dernière décennie, la conception basée sur la performance du bâtiment a pris de l'ampleur dans l'ingénierie structurelle parasismique à travers le monde. A présent, les structures sont conçues pour atteindre une performance limitée pour les déplacements correspondant à un état limite spécifié.

Dans le cadre de ce travail, nous nous intéressons essentiellement à la technologie de dissipation d'énergie dans les bâtiments avec la philosophie de conception basée sur des critères de performance afin de parvenir à un concept global de calcul qui permet d'obtenir un niveau optimal de réduction de la réponse sismique de la structure.

Le concept de dissipation d'énergie est une phase importante et nécessaire lors de la conception de grandes structures, et cela est encore accentué dans les pays à nature sismique comme le nôtre. Ce qui nous conduit donc à souligner l'importance de la mise en œuvre des dissipateurs pour le contrôle de vibration des structures.

Ces dispositifs réduisent la demande de déformation et les contraintes causées par le séisme en augmentant l'amortissement structural. En conséquence, les contraintes induites par le séisme dans la structure peuvent être plus de 50% inférieures à ceux correspondant à la structure sans dissipateurs réduisant de manière substantielle les incursions inélastiques de la structure.

Le bâtiment sans dissipation d'énergie survit à un séisme sévère en dissipant l'énergie dans ses éléments principaux, ceux qui subissent des dommages. Si la structure est soumise à des déformations qui peuvent devenir excessives, cela pourrait refléter une mauvaise performance structurelle. Bien que la conception parasismique traditionnelle surestime le niveau des dommages dans la structure pour éviter son effondrement, ces dommages pourraient conduire à des situations hautement indésirables telles que le coût élevé de la réhabilitation structurelle.

Concevoir et analyser une structure dans la gamme inélastique peut conduire à certaines incertitudes au moment des prévisions sur le comportement et l'intensité des dommages dans les différents éléments structuraux. Ceci est largement dû à la non convergence des méthodes théorique d'analyse non linéaire appliquées et des logiciels existants vers une prédiction exacte de la réponse. Compte tenu de cela, si l'on adopte le concept d'un système spécialement implémenté dans la structure pour absorber l'énergie au moyen d'un dispositif métallique, on peut obtenir une conception avec un meilleur niveau de certitude.

Cependant, le calcul de l'amortissement et de la rigidité additionnels dans une structure équipée de dispositifs de dissipation d'énergie peut conduire à des solutions infinies de réponse dynamique maximum souhaitée. C'est pourquoi nous allons adopter une philosophie de conception optimale des dissipateurs où les structures seront dimensionnées pour atteindre et garantir avec grande certitude une performance limite pour les déplacements correspondants à un état limite spécifié.

Compte tenu de ce qui précède, notre travail s'intéressera donc à l'analyse et la conception de structures avec la dissipation d'énergie métallique à base de critères de performance et de leur mise en œuvre.

Pour réaliser cela nous considérons dans le cadre de ce travail trois structures constituées de portiques plans de bâtiments symétriques en acier, de faible et moyenne hauteur, respectivement de 4, 8 et 16 étages, où le système de dissipation ne pourra agir qu'à travers les dissipateurs d'énergie qui peuvent être incorporés dans le bâtiment avec des diagonales de type chevron.

Ce travail vise à exposer et évaluer une méthode de dimensionnement basé sur les critères de performance des structures équipées de système de réduction des vibrations. Par conséquent, notre objectif s'articulera donc autour de deux points essentiels :

- L'analyse et le dimensionnement des structures avec des dissipateurs d'énergie métalliques à base de critères qui garantissent une bonne performance dans la structure primaire.
- La proposition et l'évaluation de nouveaux critères de répartition en hauteur des dissipateurs d'énergie qui assurent une conception optimale de ceux-ci dans le bâtiment.

Le mémoire est organisé dans un ordre logique qui permet de suivre la procédure de conception et calcul, qui va de l'analyse du dissipateur jusqu'à la réponse dynamique de façon conjointe avec la structure primaire. Pour cela, les chapitres seront répartis comme suit :

Après une introduction générale au premier chapitre, le deuxième chapitre passe en revue les aspects généraux des principaux systèmes de réduction des vibrations qui existent à l'heure actuelle, avec un accent particulier sur les dissipateurs en acier qui agissent en fonction du déplacement inter-étage.

Le troisième chapitre présente la formulation théorique ainsi que la méthode de résolution globale du modèle dynamique de la structure qui introduit le comportement hystérétique des dissipateurs à travers l'analyse linéaire équivalente.

Et dans cet chapitre aussi, nous montrons les outils utilisés et recommandés pour la modélisation constitutive des dissipateurs hystérétiques. Nous présentons également et de manière théorique la technique de linéarisation équivalente du cycle d'hystérésis pour introduire par la suite les propriétés d'amortissement et la raideur d'un dissipateur dans l'équation générale du mouvement.

Le quatrième chapitre explique la méthodologie de conception générale basée sur la performance. Il comprend également toutes les considérations prises en compte dans l'analyse non linéaire par la méthode « Pushover » pour le dimensionnement des structures.

Enfin, le dernier chapitre présente les conclusions et l'évaluation globale de la procédure et les résultats développés dans ce travail.

CHAPITRE 1

CONTROLES DES VIBRATIONS

1.1. Introduction

Sur la base des considérations découlant de l'avancement technologique, le problème de rendre les bâtiments plus sûrs et la sollicitation sismique affectant moins les structures peut être résolu par l'implémentation de systèmes de dissipation d'énergie conçu réduire et contrôler les vibrations d'un bâtiment provoquées par les sollicitations sismiques. L'idée est d'attacher à une structure un système mécanique qui peut absorber une partie de l'énergie sismique.

L'utilisation de systèmes de dissipation d'énergie dans les bâtiments présentent certains avantages qui peuvent être résumés comme suit: la réduction de la demande sismique dans la structure principale, la concentration des dégâts dans les points et les éléments identifiés, la facilité de remplacement après un événement sismique grave sismique et l'augmentation de la rigidité du bâtiment, ce qui implique la protection des éléments non structuraux.

Ce chapitre présente un aperçu général des aspects techniques des dispositifs métalliques actuellement utilisées dans la dissipation passive d'énergie, et en particulier ceux agissant grâce au fluage des métaux en tirant parti des déformations relatives inter-étages.

Toutes les structures vibrantes tendent à dissiper l'énergie produites par les efforts internes, la rupture, la déformation plastique, etc. Plus la capacité de dissipation d'énergie est grande, plus l'amplitude des vibrations est faible. Certaines structures ayant peu d'amortissement subissent de fortes amplitudes de vibration, même pour des séismes modérés. Les méthodes d'augmentation de la capacité de dissipation d'énergie sont très efficaces dans la réduction de l'amplitude des vibrations. Enfin, les systèmes de contrôle des vibrations permettent de réduire et de contrôler la réponse de la structure, provenant principalement des excitations de nature sismique.

Les techniques de contrôle de la réponse sismique peuvent être classées en fonction de la forme selon laquelle l'énergie sismique est imposée, son absorption et sa dissipation [SOONG et al., 2001]. On appelle dissipateurs d'énergie les mécanismes ou dispositifs intégrés à la structure qui permettent d'apporter une quantité supplémentaire de dissipation, et on appelle isolateurs à la base les systèmes qui permettent de réduire l'énergie sismique d'entrée appliqué au système structurel. Généralement, on utilise le concept de l'énergie comme un outil pour déterminer le comportement et la réponse d'une structure sous chargement dynamique.

Selon la norme internationale ISO 3010 " *Basis for design of structures Seismic action on structures* " un classement général qui se compose de trois systèmes de contrôle de réponse sismique est donné ci-dessous (Figure 1.1).

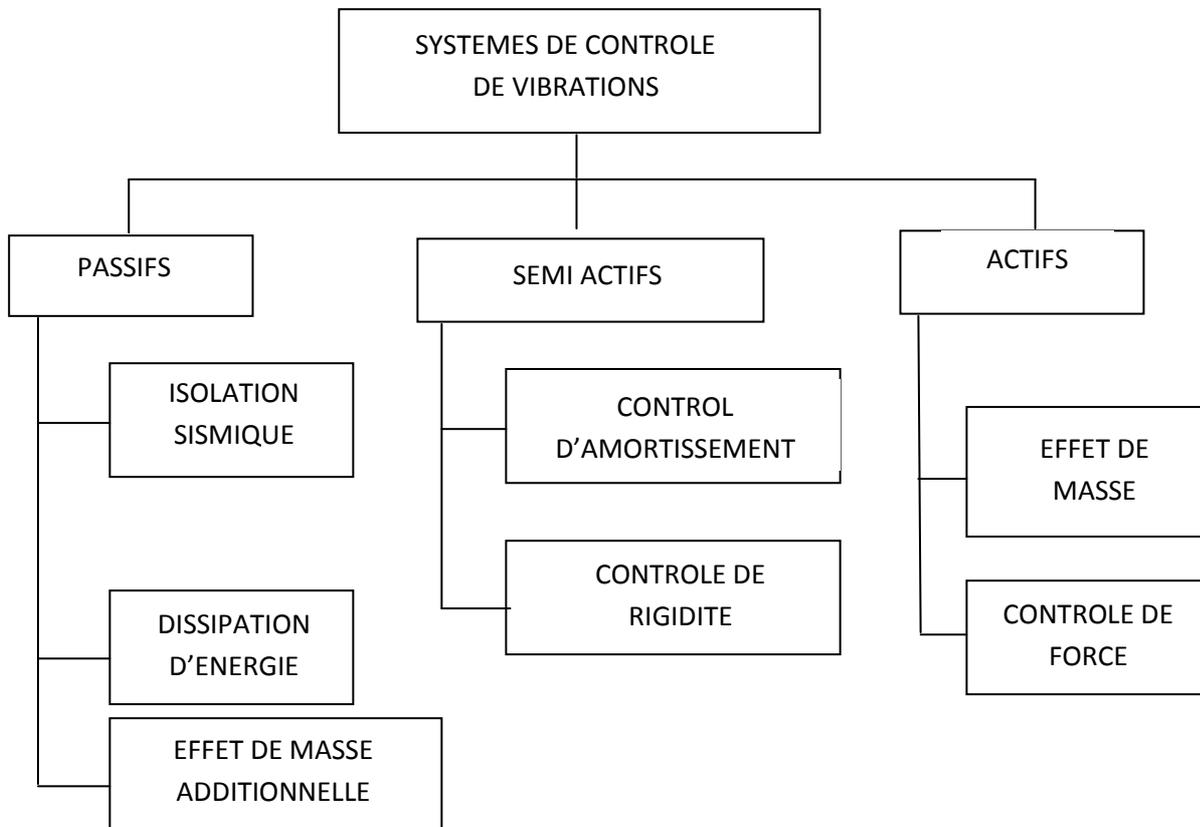


Figure.1.1. Schéma général des techniques de contrôle de vibrations

L'intérêt de contrôle des structures en génie civil revêt divers aspects, évoqué dans plusieurs projets scientifiques, tels que l'accroissement de la productivité des chantiers, de la durée de vie de l'ouvrage ou de ses composants, de la durée de mise en service qui due à la possibilité de la réhabilitation, l'adaptation des ouvrages existants à une évolution des niveaux de performances requises ou de l'environnement, le maintien en fonctionnement d'un ouvrage à la suite d'un séisme, le confort, qui peut aussi s'avère un critère limitant pour l'utilisation d'un ouvrage tel qu'un pont ou une passerelle piétonnière, la stabilité aéroélastique et l'économie de matériaux. En conséquence et pour atteindre tous ces objectifs, de nouveaux concepts de protection structurale ont été améliorés dans le domaine de contrôle de vibration des structures. Les méthodes innovantes de contrôle sont devenues, dans les dernières années,

d'actualité importante, ils permettent de projeter des structures pour résister, sans dégâts appréciables, à des actions dynamiques, par exemple des tempêtes, une grande action sismique, etc. Parallèlement on exige, pendant la construction, de protéger les structures par des systèmes de protections efficaces et en même temps fiables, en réduisant la réponse. Entre ces méthodes innovantes de contrôle, on peut distinguer trois approches différentes: passif, actif et semi-actif; à celles-ci on peut ajouter une quatrième qui est le contrôle hybride.

Le contrôle passif consiste à superposer à la structure un dispositif qui modifie la rigidité ou l'amortissement du système structural sans demande d'une source d'énergie externe et sans introduire de l'énergie pour son fonctionnement.

Le contrôle actif vise à imposer une force ou un déplacement en certains points du système à contrôler, en fonction notamment de l'état mesuré ou de l'historique de celui-ci. Ce type de contrôle nécessite une source importante d'énergie externe pour opérer les actionneurs qui fournissent les forces de contrôle dont les magnitudes sont déterminées en utilisant les mesures, à partir des capteurs, des excitations et/ou de réponse de la structure.

Le contrôle semi-actif combine les principaux traits des systèmes actifs et passifs. Ces systèmes exigent une faible source d'énergie pour modifier la propriété mécanique de dispositif de contrôle. Alors, qu'un système de contrôle est hybride s'il utilise une combinaison de système de contrôle passif et actif.

Le but de ce chapitre est de fournir une brève vue d'ensemble de beaucoup de nouvelles technologies qui deviennent rapidement très répandues dans la conception sismique des structures du bâtiment. Ces technologies comportent des détails sur les dispositifs spéciaux à même de changer le comportement dynamique des bâtiments. Les systèmes structuraux qui utilisent ces technologies peuvent être largement classés par catégorie en tant que systèmes passifs, actifs ou hybrides.

1.2 Le concept d'amortissement

Tous les bâtiments vibrent quand ils sont soumis à des charges latérales telles que le vent et les séismes. Ces excitations peuvent être considérées comme un apport d'énergie au système structurel considéré. Lorsqu'un bâtiment se déforme élastiquement, il stocke une partie de cet apport d'énergie en tant qu'énergie de déformation et commence à osciller autour de son point d'équilibre. Ce qui empêche un bâtiment d'osciller éternellement c'est son amortissement interne, ou de façon équivalente sa capacité de dissipation d'énergie. Non seulement l'amortissement atténue l'oscillation entretenue du bâtiment, mais il affecte aussi l'amplitude des oscillations dans l'histoire du temps de réponse de l'immeuble. Alors l'endommagement des structures est principalement déterminé par les déplacements, plus précisément inter-étage, et on peut facilement conclure que, en augmentant l'amortissement dans une structure, l'énergie stockée en tant qu'effort dans les éléments peut être réduite, et donc au total les dommages structurels et non structurels peuvent être atténués. Plusieurs sources de dissipation d'énergie dans une structure peuvent être mentionnées.

- Dissipation due à la viscosité du matériau, comme dans le cas des amortisseurs viscoélastiques.
- Dissipation et absorption causée par la déformation inélastique cyclique ou hystérésis
- Dissipation d'énergie résultant de l'interaction avec l'environnement, comme dans les forces de traînée
- Dissipation due à des appareils externes avec capacité de dissipation/absorption, tels que les amortisseurs inertiels comme les TMD ou les systèmes de contrôle actif.

Les aspects bénéfiques de la dissipation de l'énergie ont été bien traités dans la littérature. Pour cette raison, des efforts ont été faits tant en milieu universitaire et aussi de l'industrie pour développer des dispositifs qui peuvent améliorer la capacité de dissipation d'énergie des bâtiments. Un marché pour les systèmes de dissipation passive a émergé dans ce sens, et a contribué aux efforts fructueux pour atténuer les dommages dus aux séismes. Dans ce qui suit, nous donnons une brève description de quelques-unes des nouvelles technologies qui sont avérées efficaces dans le marché du contrôle des mouvements structurels et d'atténuation des dommages.

1.3 Systèmes de contrôle passif des vibrations

Le contrôle passif diffère du contrôle actif dans le sens où il ne donne pas toute l'énergie externe dans le bâtiment. Toutes les forces générées par ces appareils proviennent du mouvement du bâtiment plutôt que d'un actionneur ou d'un système mécanique entraîné par l'énergie externe. Bien que l'on peut facilement dire que le contrôle actif fournit plus de puissance et de flexibilité en tant que système dissipatif pour réduire la vibration, le contrôle passif est considéré comme plus pratique et plus avantageux pour plusieurs raisons.

La première raison est la question des coûts. Un système actif, lorsqu'il est employé pour un bâtiment, augmente considérablement les coûts initiaux du projet; une considération clé pour les développeurs et les concepteurs. Du point de vue fiabilité, la dépendance énergétique extérieure de ces systèmes devient un aspect clé pour limiter leur champ d'application. Par ailleurs, le contrôle et la prédiction du comportement des dispositifs de contrôle actif posent encore quelques questions importantes. Une chose importante à noter ici est que puisque ces dispositifs induisent une énergie d'entrée dans le système, une attention particulière doit être accordée pour s'assurer que la stabilité du système est assurée à tout moment. Considérant que l'instabilité peut conduire à des dommages irréparables et l'effondrement de l'immeuble, la dissipation passive par utilisation de dispositifs intrinsèquement stables à moindre coût est favorable du point de vue dimensionnement.

L'objectif de cette étude est de mettre l'accent sur la première branche du schéma ci-dessus (Fig.1.1). Les systèmes passifs de dissipation d'énergie comprennent différents types de matériaux et de dispositifs qui permettent d'améliorer l'amortissement, la rigidité et la résistance d'une structure. Ils sont fondés sur des éléments qui répondent de façon inertielle à l'action sismique et contrairement aux autres systèmes, leur fonctionnement ne nécessite pas un apport énergétique.

Les dispositifs passifs sont des éléments à caractère réactif dont la réponse n'est pas contrôlable et dépend uniquement des conditions de travail (conditions limites). Ces systèmes impliquent la modification des propriétés dynamiques de la construction, entraînant une réduction de la réponse structurelle.

Ceci peut être réalisé soit par conversion de l'énergie cinétique ou par le transfert d'énergie entre les modes de vibration.

La première méthode comprend des appareils qui fonctionnent sur des principes tels que le frottement, le fluage des métaux, les transformations de phase dans les métaux, la déformation des solides viscoélastiques. La deuxième méthode implique l'incorporation d'oscillateurs additionnels, qui agissent comme des amortisseurs de vibrations dynamiques.

Les avantages de ces systèmes sont la compétitivité économique et la robustesse de comportement. En bref, les systèmes de contrôle passif peuvent être classés en :

- Les systèmes d'isolation à la base
- Les systèmes dissipatifs
- Les systèmes inertiels couplés

Ils peuvent être utilisés tant pour la réduction des risques naturels, que pour la réhabilitation des structures endommagées ou structures déficientes. Ces dernières années, de sérieux efforts ont été entrepris pour transformer le concept de dissipation d'énergie, ou amortissement supplémentaire en une technologie possible et un nombre considérable de ces appareils a été installés dans les structures à travers le monde. En général, tous ces systèmes se caractérisent par leur capacité à améliorer la dissipation d'énergie des systèmes structuraux dans lesquels ils sont installés.

Il convient de noter la possibilité de combinaison des systèmes d'isolation en élastomère avec les systèmes de dissipation d'énergie. Un exemple de la combinaison des isolateurs en élastomères et dissipateurs visqueux est réalisé récemment dans de grands projets comme le renforcement structurel de bâtiment à Los Angeles aux États-Unis.

Le but de cette combinaison d'isolateur en caoutchouc et dissipateur visqueux est l'utilisation de l'action centrale de l'isolateur en élastomère conjointement avec la grande capacité dissipative de l'amortisseur visqueux. Un autre système hybride a été utilisé avec succès au Japon avec un isolateur en élastomère combiné avec dissipateur métallique hélicoïdal [NCh2745, 2003].

Ces systèmes sont conçus pour absorber une grande partie de l'énergie sismique d'entrée dans des dispositifs spécialisés. Puisque la déformation et le rendement sont

concentrés dans le dispositif, l'endommagement rapporté aux éléments du bâtiment peut être réduit. Ces systèmes sont passifs du fait qu'ils n'exigent aucune source d'énergie additionnelle pour fonctionner et sont activés par la sollicitation sismique. L'isolation sismique et la dissipation passive d'énergie sont des systèmes de contrôle passif.

Il est intéressant de noter que plusieurs de ces dispositifs peuvent être utilisés à la base d'une structure en tant qu'élément d'un système d'isolation, ou en combinaison avec armatures ou murs entretoisés en tant que dispositifs de dissipation d'énergie.

Les techniques passives d'amortissement des vibrations structurales utilisent l'intégration ou l'ajout de matériaux ou systèmes, possédant des propriétés amortissantes, couplés à la structure de telle façon que les vibrations de la structure soient amorties passivement, c'est à dire, sans aucune intervention extérieure supplémentaire et sans apport d'énergie de l'extérieure. Principalement, il existe deux catégories de systèmes passifs: la première est **l'isolation sismique** et la deuxième est **la dissipation d'énergie**.

1.3.1 Systèmes d'isolation sismique

L'objectif de ces systèmes est de découpler la fondation des composants préjudiciables du séisme, pour empêcher la superstructure du bâtiment d'absorber l'énergie sismique. La superstructure entière doit être soutenue sur les isolants discrets dont les caractéristiques dynamiques sont choisies pour découpler le mouvement au sol. Quelques isolants sont également conçus pour ajouter l'amortissement substantiel. Le déplacement et le rendement sont concentrés au niveau des dispositifs d'isolation, et la superstructure se comporte comme un corps infiniment rigide.

Le principe de l'isolation sismique n'est pas nouveau: les premières expériences remontant au début de 20^{ème} siècle. La première application de la technologie moderne de l'isolation sismique a été réalisée en 1969. Actuellement quelques milliers de bâtiments et de ponts à travers le monde sont munis de systèmes d'isolation sismique. Ces systèmes consistent à mettre, entre les fondations et la superstructure, des dispositifs qui ont une déformabilité horizontale très importante et une rigidité verticale très élevée. Ces dispositifs permettent de découpler le mouvement du sol de la structure dans le but de réduire les forces transmises à cette dernière. L'isolateur capte les déformations (inélastiques) et filtre les

accélération (hautes fréquences) de sorte que la superstructure isolée se déplace essentiellement selon un mode rigide subissant de faibles accélérations et presque pas de déformations. Par conséquent, les forces d'inertie transmises aux éléments de fondations sont limitées et demeurent en deçà de la capacité élastique de tels éléments. Ce comportement se traduit par la limitation des dommages subis par la superstructure et les éléments de fondation et par la préservation de la fonctionnalité de la structure après le séisme.

L'isolation à la base repose sur le principe que si la période de vibration est augmentée suffisamment pour s'éloigner de la période d'excitation prédominante du tremblement de terre, alors les accélérations transmises à la structure (et par conséquent les forces d'inertie) sont considérablement réduites. En revanche, l'augmentation de la période engendre des déplacements plus importants concentrés au niveau de l'isolateur. Dès lors l'incorporation d'un dispositif de dissipation d'énergie à l'isolateur est requise afin de contrôler le déplacement et de réaliser un compromis satisfaisant entre la réduction de la force et l'accroissement du déplacement. Les systèmes d'isolations sismique sont composés, principalement de :

- *Un appui capable de transmettre les charges verticales mais ayant une faible rigidité horizontale* : c'est le noyau de l'isolateur. La rigidité latérale de l'appui est le paramètre clé dans l'augmentation de la période et par conséquent dans la réduction des forces sismiques. De plus, la rigidité latérale de l'appui joue un rôle très important dans le déplacement sismique de l'ouvrage et son recentrage après le séisme (déplacement résiduel).
- *Un dispositif de dissipation d'énergie* : ce dispositif sert à contrôler la déformation de l'isolateur et par conséquent le déplacement absolu de la superstructure située au-dessus. Plusieurs dispositifs ont été mis au point avec une application plus au moins répandue.
- *Un système de retenue* : le système d'isolation doit avoir une rigidité initiale élevée afin de minimiser les déplacements sous les charges de service tel que le freinage et le vent.

Les systèmes d'isolation sismique sont largement utilisés dans le monde dont l'application a été plus au moins répandue et une revue exhaustive de ces systèmes dépasse le cadre de ce travail. Néanmoins, on peut grossièrement classer les systèmes d'isolation sismiques grossièrement en deux catégories :

- L'isolation à la base
- La dissipation d'énergie

a-Contrôle passif avec isolateurs à la base:

Les isolateurs à la base sont des dispositifs caractérisés par une grande souplesse horizontale et une rigidité verticale, ils sont placés entre les fondations et la superstructure pour dissiper le maximum d'énergie.

Il existe plusieurs types d'isolateurs à la base. Certains ont été déjà utilisés, d'autres sont restés au stade d'études théoriques ou d'essais. Parmi ces catégories et selon leur mode de fonctionnement on peut citer, [Zacek. M, (1996)]:

a-1 Appuis à déformation:

Les appuis à déformation utilisés pour isoler les constructions des vibrations sont analogues aux appuis couramment utilisés pour les ponts et ils ont toujours montré un comportement satisfaisant. Ils sont en général constitués de couches d'élastomère naturel (caoutchouc) ou synthétique (Néoprène) alternées et séparées par des frettes en métalliques.

Les frettes métalliques confère aux appuis une grande rigidité verticale alors permettent de supporter la charge verticale tandis que l'élastomère se déforme en cisaillement horizontal et assure l'isolation de la structure. Ces appareils d'appuis sont flexibles et permettant d'obtenir une grande souplesse vis-à-vis des efforts horizontaux agissant sur le bâtiment car le comportement est viscoélastique. Évidemment différents types d'élastomère peuvent être employés avec des caractéristiques visqueuses plus ou moins élevées. Une étude numérique est généralement réalisée pour déterminer la meilleure configuration pour chaque application.

Le seul inconvénient de cet appui est qu'il possède par nature une période fondamentale élevée, or dans le cas de séisme à très basse fréquence ou en présence de sols mous, ce type d'isolateur est susceptible de rentrer en résonance, ce qui n'est pas souhaitable.

On distingue différents types d'appuis à déformation tels que les appuis en caoutchouc fretté (figure 1.2), les appuis en néoprène fretté et les appuis en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb (Figure 1.3).

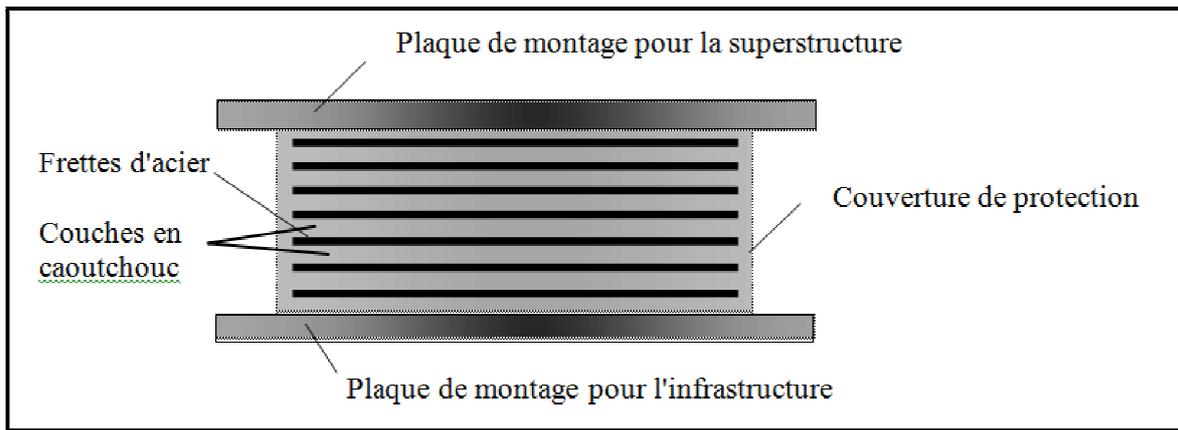


Figure 1.2: Appui en caoutchouc fretté

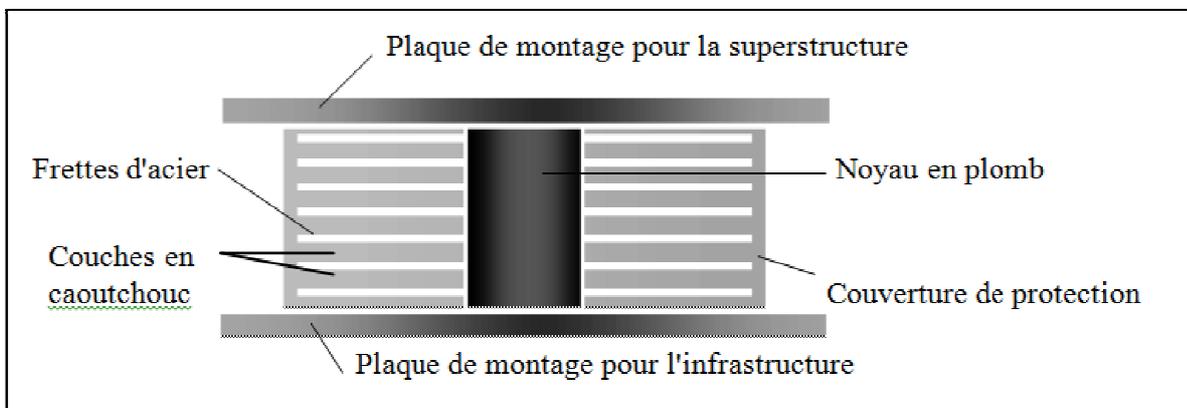


Figure 1.3: Appui en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb

a-2 Appuis à glissement:

Le système d'appuis à glissement est constitué d'une part de plaques solidaires de la superstructure et, d'autre part, de plaques fixées aux fondations. Leur interface constitue le plan de glissement et le matériau des deux séries de plaques n'est pas nécessairement le même.

Ces systèmes permettent le découplage des mouvements horizontaux et verticaux de la superstructure de ceux des éléments de fondations qui est dû à la différence importante des fréquences d'oscillation dans les deux directions. La réponse à l'excitation sismique d'une structure reposant sur des plaques de glissement ne dépend que de sa masse et du coefficient de frottement entre les plaques.

Parmi ces appuis, on peut citer:

a-2-1 Appuis à frottement:

Cet appui présenté à la figure 1.4 est constitué d'une interface acier inoxydable contre du téflon. Le comportement est purement plastique car si le coefficient de friction est faible (environ 10%), il assure une grande flexibilité et donc une réduction sensible des sollicitations sismiques subies par les structures. L'acier inoxydable est généralement poli et le téflon peut être renforcé de fibres de verre ou de carbone. Aucune force de rappel n'est assurée.

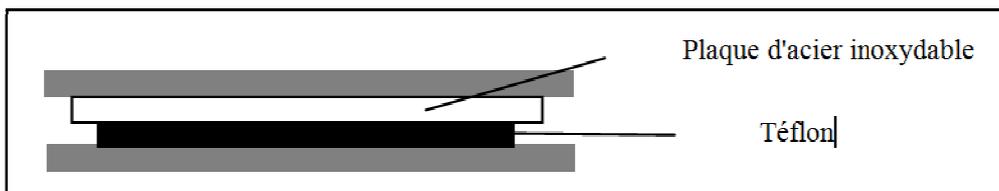


Figure 1.4: Appui à friction

a-2-2 Appuis à pendule glissant:

Cet appui présenté à la (figure 1.5) a été développé à l'Université de Californie à Berkeley, en Californie. Une réduction sensible des sollicitations sismiques est assurée par glissement des interfaces. Une force de recentrage est activée par gravité grâce à la concavité de la surface de glissement (portion d'une sphère) lorsque la rotule glissante s'écarte du centre géométrique de l'isolateur qui confère à la structure un mouvement global similaire à un pendule. Cet isolateur a en plus l'avantage d'être assez compact car il est d'une faible épaisseur comparé à un appui d'élastomère. Il est cependant susceptible de recevoir des chocs si le déplacement réel dépasse le déplacement de calcul de l'appui.

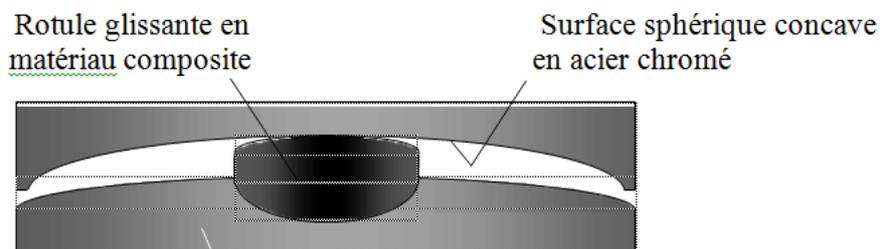


Figure 1.5: Appui à pendule glissant

a-3 Appuis à déformation et glissement:

Ce système d'appuis résulte de l'association de plaques de glissement et des appuis à déformation cette association supprime l'inconvénient pour ces derniers la présence de sols mous. Dans un premier temps, le système se déforme latéralement grâce à la distorsion de l'élastomère. Lorsque la force nécessaire à l'accroissement de la distorsion devient supérieure à la force de frottement entre les plaques, ce qui ne se produit que lors des séismes de très forte intensité, le glissement commence. Pendant un séisme violent ce système de protection sismique est très efficace il peut se produire plusieurs glissement. Ce système entraîne une réduction à la fois des accélérations et des déplacements en superstructure et conduit ainsi à une diminution importante des efforts tranchants à la base.

a-4 Appuis à roulement:

Bien que plusieurs systèmes d'appuis à roulement aient été proposés, il n'existe que très peu de réalisations de ce type en raison des inconvénients qu'ils présentent.

Pour permettre des mouvements dans deux directions, on utilise des billes sphériques ou deux couches orthogonales de rouleaux cylindriques (voir la figure 1.6). Lors de chaque déplacement, les ovoïdes entraînent un léger soulèvement de la construction qui a alors tendance à revenir à sa position initiale. Un dispositif de blocage vis-à-vis de l'action du vent ainsi que des amortisseurs parasismiques peuvent être prévus.

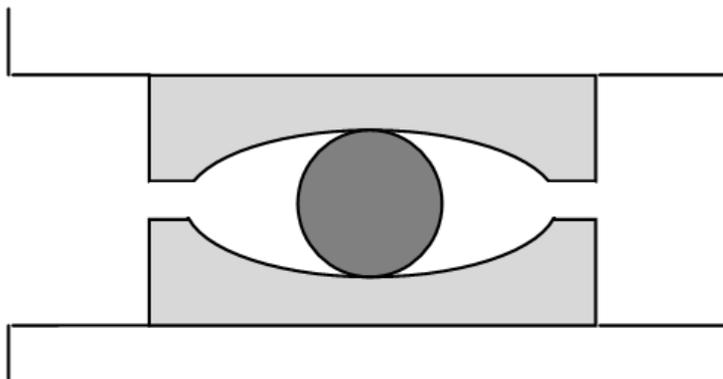


Figure 1.6 : Appui à billes

b- Contrôle passif avec dissipateurs d'énergie

Les systèmes de contrôle passif avec dissipateurs d'énergie ont le même principe de base que les isolateurs sismiques lorsqu'ils sont incorporés dans la structure ils peuvent absorber une portion de l'énergie d'excitation extérieure. En plus, ils peuvent réduire substantiellement le mouvement différentiel entre les éléments de la structure et par conséquent réduire les dégâts de cette dernière. Ces dernières années, des efforts sérieux ont amélioré le concept des systèmes de dissipation d'énergie, et plusieurs appareils ont été installés dans des structures partout dans le monde. En général, ils sont caractérisés par leur capacité de dissiper l'énergie de vibration de la structure ou de la convertir en un autre mode de vibration ou en une autre forme d'énergie.

Les principaux systèmes sont [Amortissement semi-actif des structures flexibles, Smart Structure, Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering] :

b-1 Amortisseurs métalliques:

Un des mécanismes les plus efficaces disponibles pour la dissipation de l'énergie, entrée à une structure pendant un tremblement de terre. En structures métalliques traditionnelles la conception parasismique dépend de la ductilité des pièces de charpente pour absorber l'énergie sismique. L'idée d'employer les amortisseurs hystérétiques métalliques séparés dans une structure pour absorber une grande partie de l'énergie sismique a commencé par le travail conceptuel et expérimental de Kelly et al (1972) et Skinner et al (1975). De Plusieurs dispositifs amortisseurs hystérétiques métalliques considérés par ces chercheurs ont inclus la poutre de torsion, poutre de flexion, la bande-U comme affiché schématiquement dans (la figure 1.7) et l'appui en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb affiché dans (figure 1.3). Ce sont des pièces réalisées en matériaux très ductiles tels que l'acier doux, plomb, alliage malléables, etc. La dissipation d'énergie est obtenue à travers les déformations plastiques auxquelles ils sont soumis lors des déplacements relatifs de la superstructure et des fondations. Son montage devrait permettre un remplacement facile, ils ne demandent pas d'entretien et Ils peuvent supporter plusieurs centaines de cycles de déformations post-élastiques avant de se rompre.

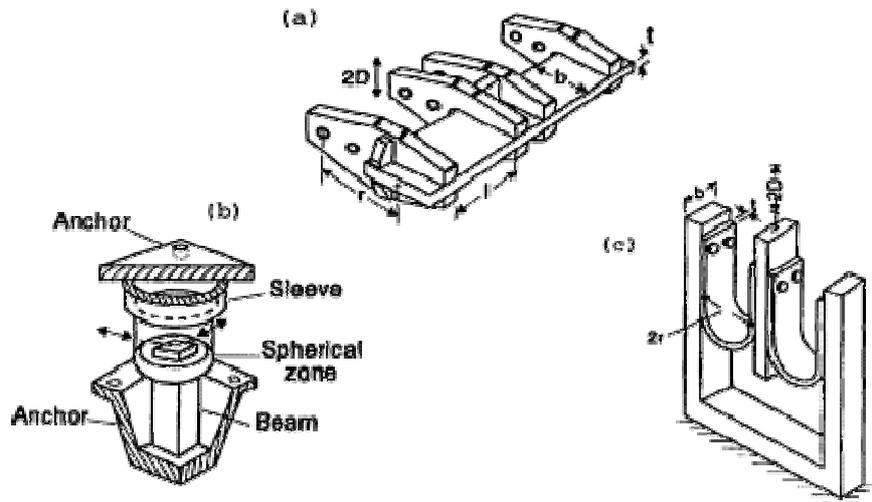
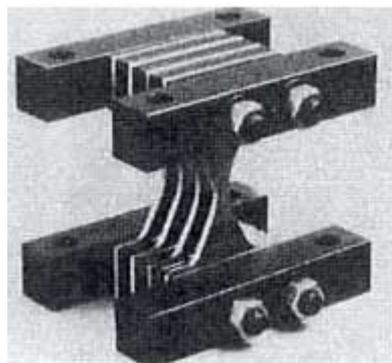
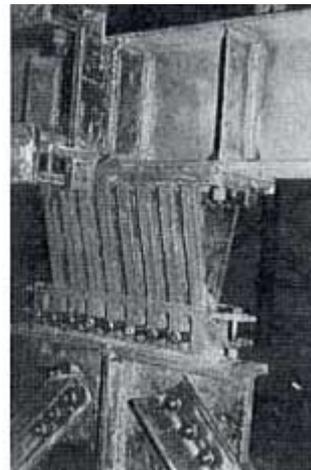


Figure 1.7 : Dispositifs amortisseurs métalliques proposé par Skinner et al (1975)
 a) poutre de torsion, b) poutre de flexion, c) la bande-U

Des progrès considérables ont été accomplis dans le développement des amortisseurs métalliques. Par exemple, on a beaucoup de nouvelles conceptions, y compris les amortisseurs de la forme-X et des plaques triangulaires affichés dans (figure 07).



(a)



(b)

Figure 1.8: Dispositifs amortisseurs métalliques
 a) amortisseur de la forme-X, b) amortisseur des plaques triangulaires

b-2 Amortisseurs à frottement

Le frottement est un mécanisme efficace, fiable, économique, et largement appliqué, Le principe de ces amortisseurs repose sur le phénomène de dissipation de l'énergie par friction qui apparaît sur les boucles d'hystérésis du diagramme charges-déformations, qui peuvent être rectangulaires.

Pour réaliser ce mécanisme de frottement, l'amortisseur comprennent une série de plaques fixées les unes aux autres par des boulons en acier à haute résistance et spécialement traités pour produire un degré de friction maximal.

Au début des années 80, Pall et Marsh ont commencé le développement des amortisseurs de friction passifs pour améliorer la réaction sismique des structures sur la base du modèle des freins à friction. Depuis ces années, des progrès considérables ont accomplis dans les dispositifs de frottement, et leur comportement a étudié analytiquement et expérimentalement. La figure 1.11 montre plusieurs types de dispositifs de frottement développés autour du monde.

Pall et Marsh (1982)[Pall, A.S. and Marsh, C., (1982),] ont proposé une conception auxquelles des garnitures de freins sont fixées aux croisements des diagonales de contreventement d'une ossature métallique, boulonnées ensemble à travers un trou oblong (voir la figure 1.110.a). Les déformations de l'ossature provoquent des glissements des garnitures avant qu'une plastification des diagonales ou le flambage des poteaux ne puissent se produire. Le glissement allonge la période propre de la structure, ce qui est en général favorable.

Deux dispositifs de frottement uniaxiaux plus récents sont affichés dans (figures.1.9.b et c). Le premier est un amortisseur de frottement de Sumitomo utilise une enveloppe cylindrique en métal avec les garnitures de freins en alliage de cuivre ou en bronze glissent le long de la surface intérieure du cylindre, la force normale de résistante est produit par l'action de ressort contre les cales intérieurs et extérieurs et le deuxième (la figure 1.9.c)présente en quelque sort la dispositif la plus sophistiqué pour absorber l'énergie dissipé (EDR) Energy Dissipating Restraint développé par Nims et al [Smart Structure]. Dans cette conception, la dissipation se produit sur l'interface par frottement entre les cales en bronze et l'enveloppe métallique de cylindre, cette combinaison produit un déplacement relatif proportionnel à la force de frottement de dispositif. Un autre type d'amortissement une connexion boulonnée ensemble à travers un trou oblong Slotted Bolted Connection (SBC) elle a proposé par Fitzgerald et al (1989) and Grigorian et al (1993)[Handbook of structural engineering],cet amortissement utilise tous les composants d'acier de construction et fixée aux diagonales de contreventement d'une ossature métallique (figure 1.9.d).

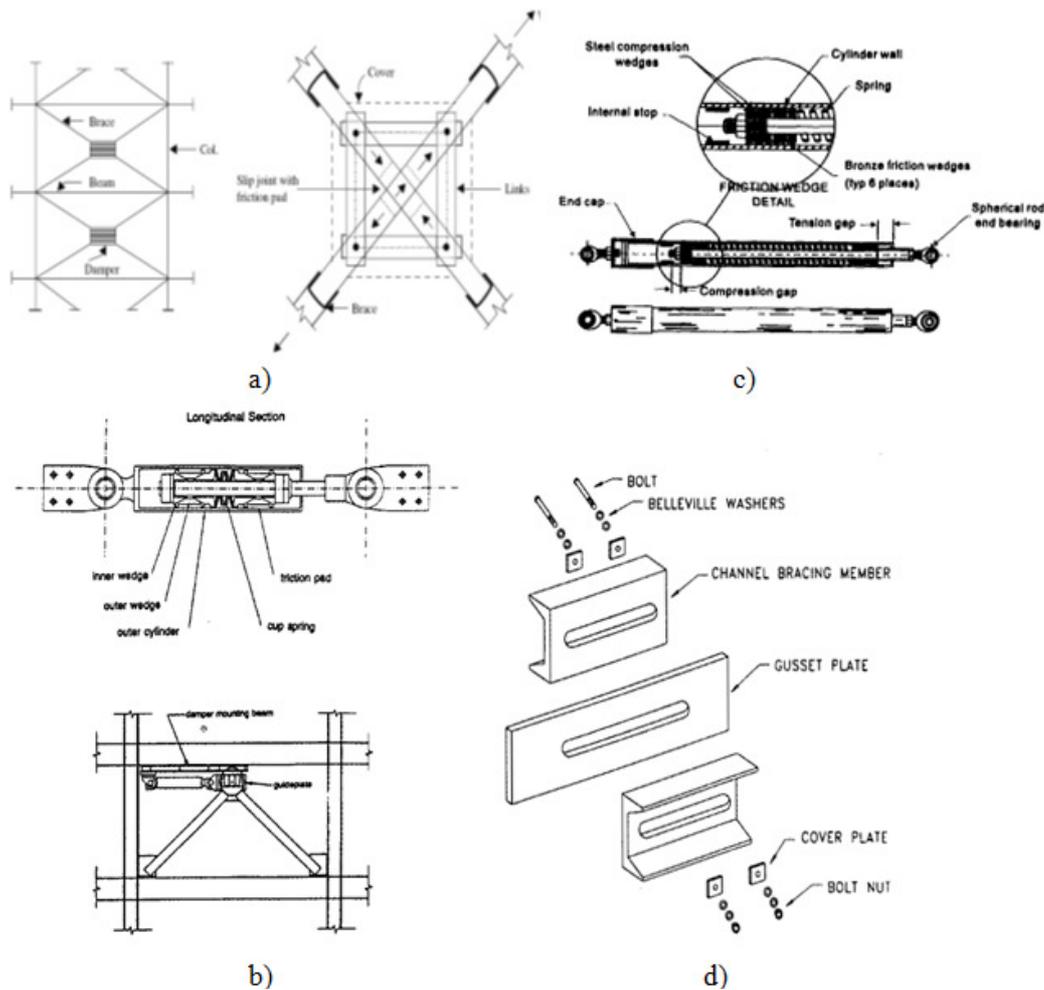


Figure 1.9: Dispositifs amortisseurs à frottement : a) amortisseur à frottement de Pall
 b) amortisseur à frottement de Sumitomo, c) amortisseur de EDR, d) amortisseur de SBC

b-3 Amortisseurs viscoélastiques (VE)

Les amortisseurs viscoélastiques se composent des matériaux VE de grands amortissements tels que le caoutchouc, les polymères, et les substances vitreuses pour dissiper et absorber l'énergie par la déformation de cisaillement. Un amortisseur VE typique consiste des couches des matériaux VE sur des plaques métalliques suivant les indications de la figure (1.10.a). Des composants d'amortisseur VE sont montés sur une structure en tant que une partie de la membrure (figure 1.10.b) et système des diagonales de contreventement (figure 1.10.c). La déformation de cisaillement se produit et l'énergie est absorbée quand la vibration structurale induit le mouvement relatif entre les ailes horizontales des plaques métalliques externes et la plaque centrale

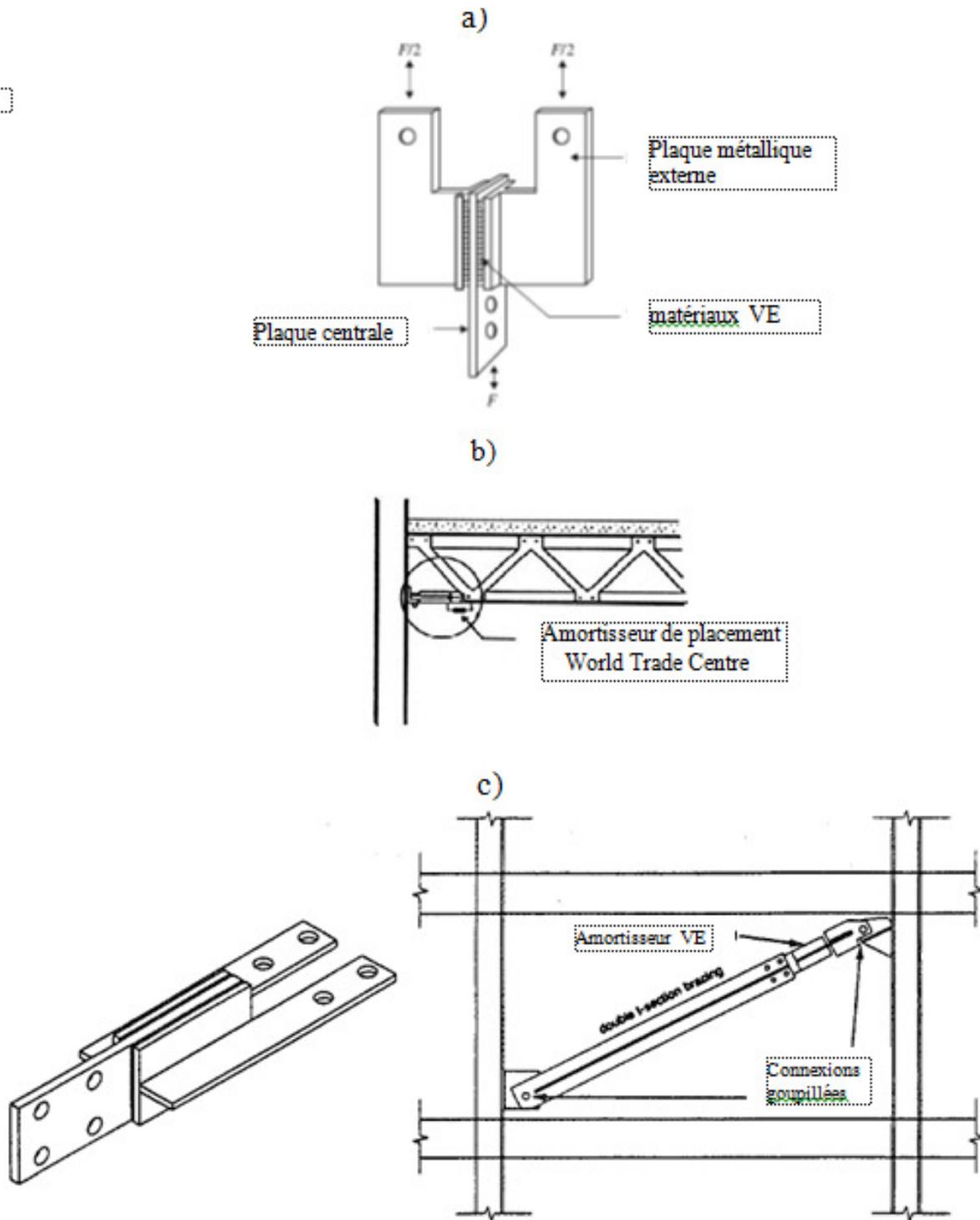


Figure 1.10: Dispositifs des amortisseurs viscoélastiques VE:
a) détail d'un amortisseur VE, b) la connexion de l'amortisseur VE à la membrure
c) la connexion de l'amortisseur VE au diagonale de contreventement.

b-4 Amortisseurs fluides visqueux

Dans les années 70, la première mise en place complète des amortisseurs fluides visqueux a été faite pour des ponts en Italie. Dans les années 80, des efforts importants ont été faits vers la conversion de cette technologie industrielle pour les structures de génie civil. Ces efforts ont mené au développement, l'analyse et la modélisation, le test et la mise en place complète des amortisseurs fluides visqueux.

La conception des amortisseurs fluides visqueux est affichée sur la (figure 1.11). Une conception simple est réalisée avec dashpot classique, et la dissipation se produit en convertissant l'énergie cinétique en chaleur pendant le piston déplace et déformer un fluide épais et très visqueux. Cet amortisseur liquide visqueux (figure 1.11.a) a fabriqué à la première fois par le contrôle de vibration de GERB et utiliser comme composant des systèmes sismiques avec isolateurs à la base.

Le mouvement relatif d'un amortisseur piston dans l'amortisseur du boîtier provoque le fluide visqueux pour entrer et sortir dans les deux sens à trévere l'orifice, et l'énergie a absorbée par le frottement entre le fluide visqueux et l'orifice. Ce genre d'amortissement peut fournir la dissipation d'énergie et l'amortissement de mouvement dans les six degrés de liberté, donc dans n'importe quelle direction de vibration du fluide visqueux.

Le concept d'employer dans la superstructure une conception alternative du mur d'amortissement visqueux (VDW) (figure 1.11.b), a élaboré par l'entreprise de construction Japonaise Sumitomo, le piston est simplement une plaque métallique provoquer pour se déplacer dans son plan dans un récipient rectangulaire en métallique étroit a rempli de fluide visqueux. Pour installer un VDW, le piston est fixé au plancher ci-dessus, et le récipient est fixé au plancher ci-dessous. Le mouvement des planchers déforme le fluide, ainsi le frottement entre la plaque intérieure et le fluide visqueux absorbe l'énergie.

Semblable aux amortisseurs VE, les amortisseurs fluides visqueux se comportent linéairement avec la température et sont liés à la fréquence. Des joints de haute résistance sont exigés pour empêcher le fluide visqueux de fuir. Le coût de cet amortissement relativement bas par contre son efficacité est haute.

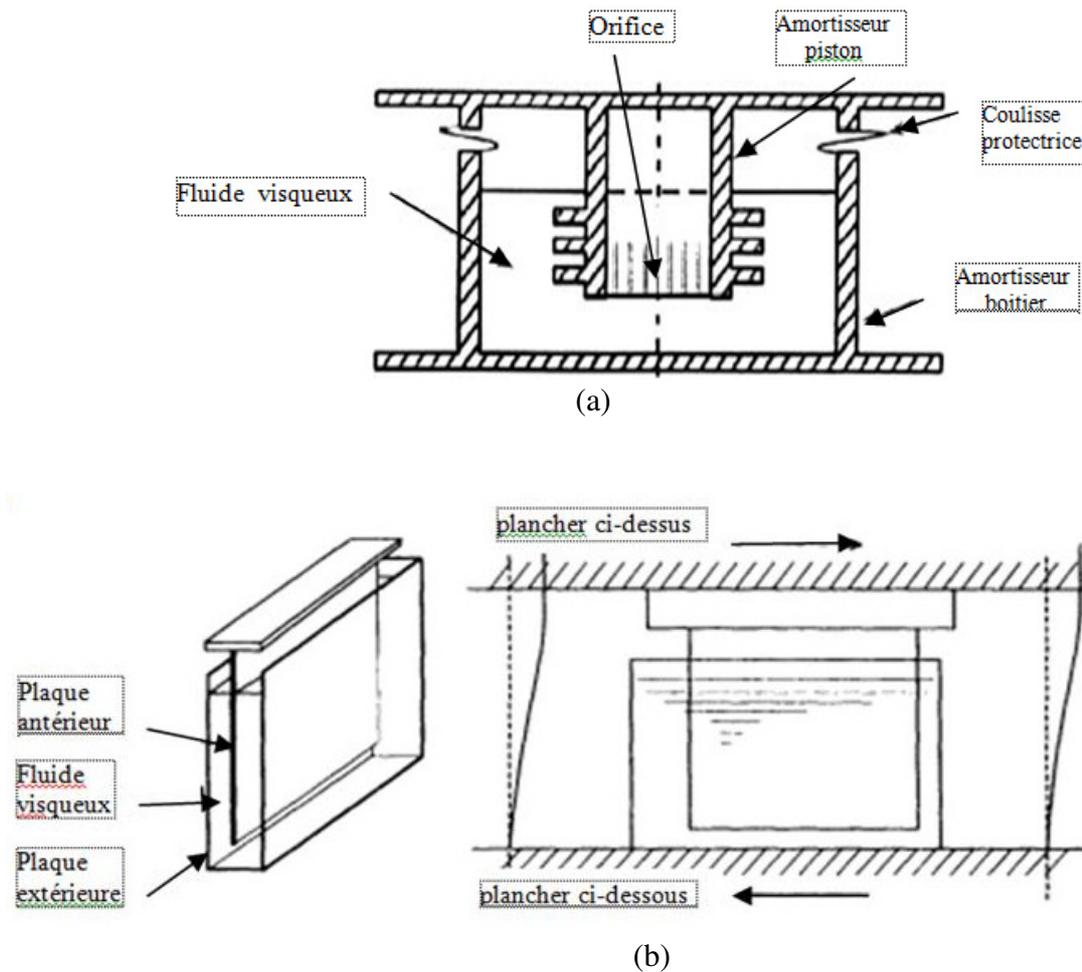


Figure 1.11: Dispositifs amortisseurs fluide visqueux:
a) amortisseur fluide visqueux de GERB, b) mur d'amortissement visqueux (VDW)

c- Contrôle passif avec systèmes inertiels couplés

Un contrôle passif avec systèmes inertiels couplés consiste une masse solide ou liquide située à l'un des étages les plus élevés du bâtiment qu'il équipe et liée à celui-ci via un ressort et un mécanisme d'amortissement (visqueux ou viscoélastique). L'inertie crée par le mouvement de cette masse couplé avec l'inertie de la structure ou bâtiment pour réduire les vibrations induites par le séisme. Le mouvement de la masse s'effectue dans le sens opposé à celui de l'immeuble et avec la même fréquence. Ainsi, situé au plus haut de la construction, le mouvement pendulaire amortit la déformation et limite les dommages sur la structure.

On distingue deux types de contrôle passif avec systèmes inertiels couplés le premier est l'amortisseur de masse accordé TMD (Tuned Mass Damper) et la deuxième l'amortisseur liquide accordé TLD (Tuned Liquid Damper).

c-1 Amortisseur de masse accordée

Les amortisseurs de masse accordés, sous leur forme plus simple, se composent d'un système auxiliaire de masse (m_d)-ressort (k_d)-amortisseur (c_d) ancré ou fixé à la structure principale. habituellement sur le dessus de la structure, suivant les indications de la figure (1.12). Le mécanisme de base d'un TMD est un amortisseur de vibration dynamique, suivant les indications de la figure (13). L'amortisseur se compose d'une petite masse m_d et un ressort de rigidité k_d est fixé à la masse principale m avec un ressort de rigidité K . Sous un chargement harmonique simple $P_0 \sin \omega t$, la masse principale reste stationnaire quand la fréquence naturelle de l'amortisseur est égale à la fréquence d'excitation c.-à-d. $\omega_n = \omega_d = \sqrt{k_d/m_d}$.

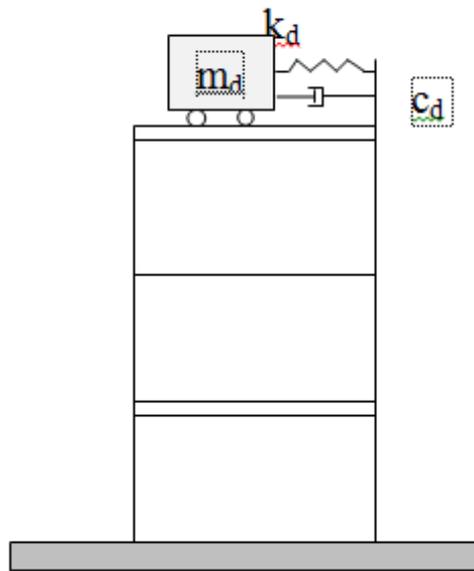


Figure 1.12: Amortisseur de masse accordé installé sur la structure.

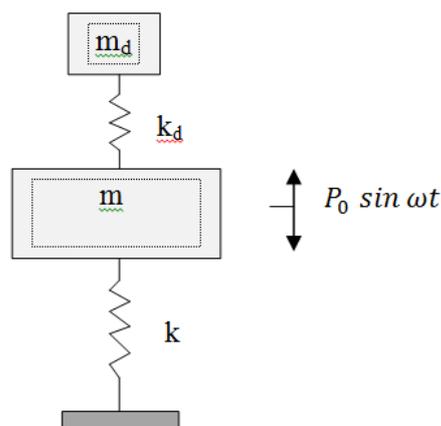


Figure 1.13: Amortisseur de vibration dynamique.

Cette force d'excitation externe $P_0 \sin \omega t$ sur la masse principale m peut être équilibrée par la force de restitution de la petite masse m_d .

La capacité du système qui absorbe l'énergie de vibration dépend du rapport de masse du TMD à la structure principale (entre 1/300 et 1/100, la réduction des oscillations est de 1/3)[Japan], du rapport de rigidité (k_d/k), du rapport de la fréquence naturelle du TMD à la structure, et des constantes d'amortissement du TMD et de la structure.

L'effet d'un TMD peut être visualisé en tant que l'équivalent à changer la constante d'amortissement de la structure elle-même en plus grande valeur. Pour des réponses des structures légèrement atténuées avec un mode dominant, le TMD peut effectivement réduire la réponse maximale. Bien que les TMD sont plus en plus utilisés pour les structures sensibles au vent ou mouvement excessif des bâtiments pour assurer le confort d'exploitation.

c-2 Amortisseur liquide accordé TLD

Un autre type d'amortisseur dynamique pour absorber la vibration structurale est le TLD, cet amortisseur a été employé couramment dans les bateaux et mis en application pour le contrôle de vibration des structures dans les années 80 ; dans le TLD l'eau ou un autre liquide assure le mouvement de la masse, et la force de restitution est produite par gravitation. Les secousses de la vibration structurale induit le mouvement de liquide à l'intérieur du récipient, la turbulence de l'écoulement de liquide et le frottement entre le liquide et le récipient convertissent l'énergie dynamique du flux de fluide à la chaleur, ainsi l'énergie de vibration structurale est absorbé.

Le principe de base du TLD et TMD est le même pour absorber l'énergie de vibration avec les mêmes mécanismes simples.

Le TLD peut être divisé en deux types. Le premier est l'amortisseur trempé suivant les indications de (figure 1.14a). La fréquence naturelle de vibration est réglée et rectifier par la taille du récipient ou la profondeur du liquide et la capacité d'amortissement est augmentée en mettant des mailles ou des tiges dans le liquide. La seconde est l'amortisseur liquide accordé de colonne suivant les indications montrées en figure 1.14b. La fréquence naturelle de vibration est réglée par la forme de colonne ou de pression atmosphérique dans la colonne et la capacité d'amortissement est augmentée par réglage de l'orifice dans la colonne qui produit de la turbulence élevée.

Semblable aux TMD, les TLD ont été utilisés pour absorber les vibrations des structures élevées, telles que les tours d'aéroport et les édifices hauts. Les TLD ont deux avantages, Un TLD simple peut être pertinent dans n'importe quelle direction des vibrations transversales, et l'eau utilisée pour le TLD peut servir en tant qu'élément de protection contre les incendies du bâtiment. Les TLD ont deux propriétés défavorables, Ils exigent plus d'espace parce que les liquides ont moins de densité de masse par rapport aux matériaux de TMD, tel que le béton ou l'acier. Les TLD ont également une réponse fortement non linéaire due au liquide. Cette non linéarité complique le processus d'analyse et de conception pour les systèmes de TLD.

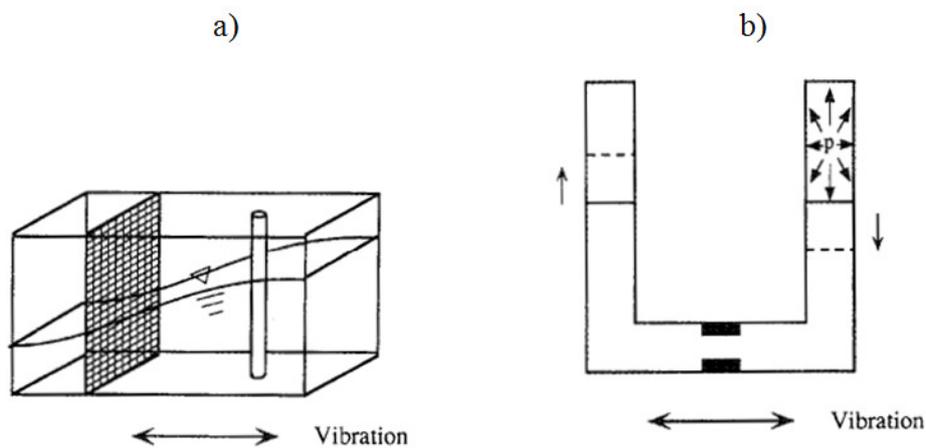


Figure 1.14: Les types du TLD: a) amortisseur trempé avec des mailles et des tiges, b) amortisseur de colonne avec orifice.

1.4 Système de contrôle actif

Un contrôle passif est fondamentalement conçu pour réduire seulement un mode de vibration particulier de la structure. En revanche, un contrôle actif peut amortir une large bande de fréquence. L'étude du contrôle actif des structures est une extension logique de technologie de contrôle passif. Un système de contrôle est actif si un ou plusieurs actionneurs appliquent des forces sur une structure en utilisant une source d'énergie externe. Ces forces peuvent être utilisées pour ajouter ou dissiper l'énergie de la structure à contrôler. Afin de construire un tel système, il existe deux approches qui sont radicalement différentes : la première consiste à identifier la perturbation qui crée les vibrations pour l'annuler en lui superposant une excitation inverse. Cette stratégie de contrôle actif est appelée contrôle par anticipation (*feedforward*). La deuxième consiste à identifier la réponse de la structure plutôt que l'excitation qui la fait vibrer. Elle nécessite, donc, la modélisation du comportement

dynamique de la structure. Le travail de contrôle des vibrations qui porte sur ce type de stratégie est appelé contrôle par boucle de rétroaction (*feedback*).

Un système de contrôle actif des structures a la configuration de base comme est indiquée dans la figure (1.15).

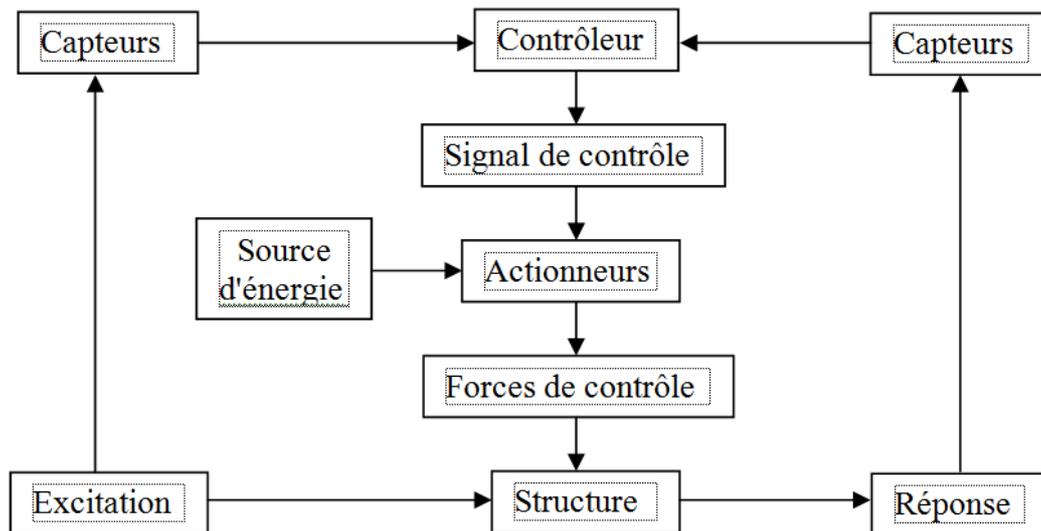


Figure 1.15: Le diagramme de système de contrôle actif.

Un système de contrôle actif consiste, premièrement, à placer les capteurs sur la structure pour identifier, à chaque instant, la réponse ou l'excitation. Seulement lorsque la réponse de la structure est mesurée, la configuration de contrôle est connue sous le nom de contrôle à boucle fermée : la réponse est mesurée à chaque instant et cette information est utilisée pour la correction de la force de contrôle appliquée instantanément. Mais, seulement lorsque l'excitation est mesurée, le contrôle prend le nom de boucle ouverte. Par contre, si la réponse et l'excitation sont mesurées ensemble le terme utilisé dans la littérature est le contrôle à boucle fermée-ouverte. En deuxième étape, il consiste à choisir un système de contrôle convenable qui permet à l'actionneur, à chaque instant, de produire une force de contrôle, en apportant de l'énergie de l'extérieur. Le système de contrôle actif des réponses sismiques a suscité une attention considérable ces dernières années dû aux avantages suivants :

- Améliorer l'efficacité de contrôle. Dans la théorie, les systèmes actifs peuvent être aussi puissants comme désirés. Dans la pratique, le degré d'efficacité de contrôle est limité seulement par la capacité de l'actionneur. L'industrie moderne peut produire des
-

- actionneurs capables de produire des forces de contrôle plus importantes que les systèmes de contrôle passifs ou semi actifs.
- Adaptabilité au mouvement de terrain. Un système de contrôle actif peut sentir les mouvements de terrain et puis ajuster ses efforts de contrôle.
- Sélectivité des objectifs de contrôle. Le système de contrôle actif peut être conçu pour différents objectifs, tels que la sécurité structurale ou le confort humain.
- Applicabilité à différents mécanismes d'excitation. Le contrôle actif couvre une large bande de fréquence, c-à-d, tous les modes significatifs de la structure. Un système de contrôle actif peut effectivement réduire l'effet structural sous le vent et/ou les excitations de tremblement de terre.

Les chercheurs ont développé plusieurs dispositifs de contrôle actifs, tels que l'AMD, le câble actif et le contreventement actif.

1.4-a Système d'amortisseur de masse actif AMD

Un AMD s'appelle également un gestionnaire de masse actif. Il a été évolué de TMD avec l'introduction d'un mécanisme de contrôle actif. Les TMD sont seulement effectifs pour le contrôle de la réponse structural quand le premier mode est dominant, comme le vent a induit la vibration structurale. Le développement des AMD se concentre sur le contrôle de la réponse sismique structurale avec une large bande de fréquence. Un modèle conceptuel d'une structure avec AMD est affiché sur la figure 15, avec une comparaison schématique entre l'AMD et TMD. Un actionneur est installé entre le système primaire (la structure) et auxiliaire (TMD). Le mouvement du système auxiliaire peut être contrôlé par l'actionneur pour augmenter l'efficacité de contrôle.

Les AMD ont été proposés et étudiés analytiquement au début des années 80. Suivants les indications du modèle conceptuel (figure 1.16), un actionneur est installé sur la structure AMD-contrôlée. Cet actionneur est mis entre les systèmes primaires (la structure) et les systèmes auxiliaires (AMD). Le mouvement de ce dernier peut être contrôlé par l'actionneur pour augmenter l'efficacité du système de contrôle. L'étude analytique est visée comment

actionner l'actionneur pour soumettre la réponse du système primaire (la structure) la plus effective avec la loi de contrôle optimale pour trouver la rétroaction (feedback) approprié de l'AMD afin d'obtenir les données de contrôle optimale.

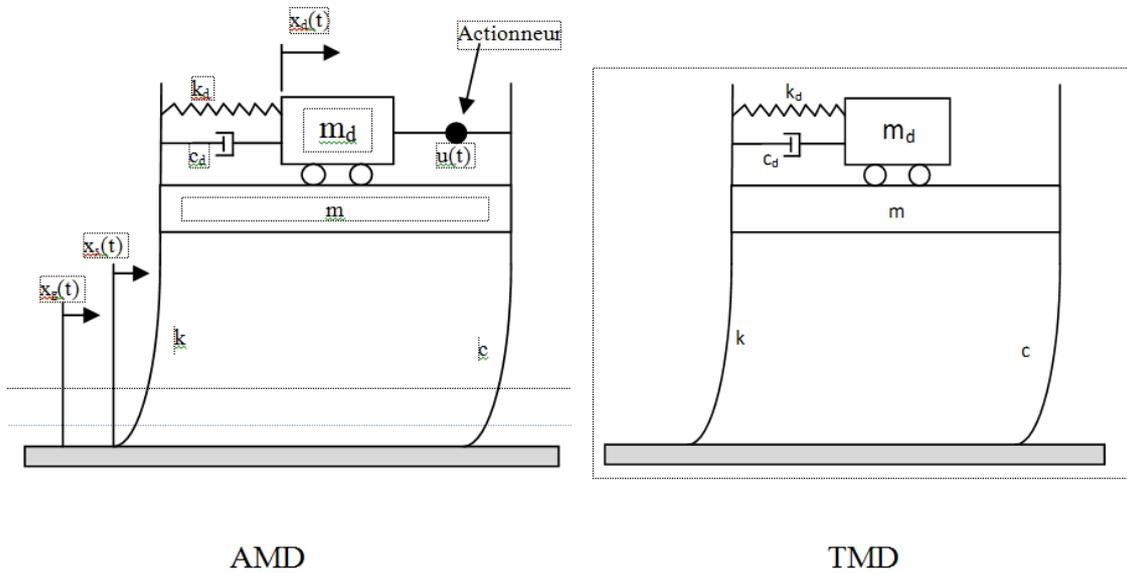


Figure 1.16: Schéma de comparaison entre l'amortisseur de masse actif (AMD) et l'amortisseur de masse accordée (TMD).

1.4-b Système de câble actif

Les systèmes de contrôle avec des câbles actifs se composent d'un ensemble de câbles précontraints dont la tension est contrôlée par les servomécanismes électro-hydrauliques.

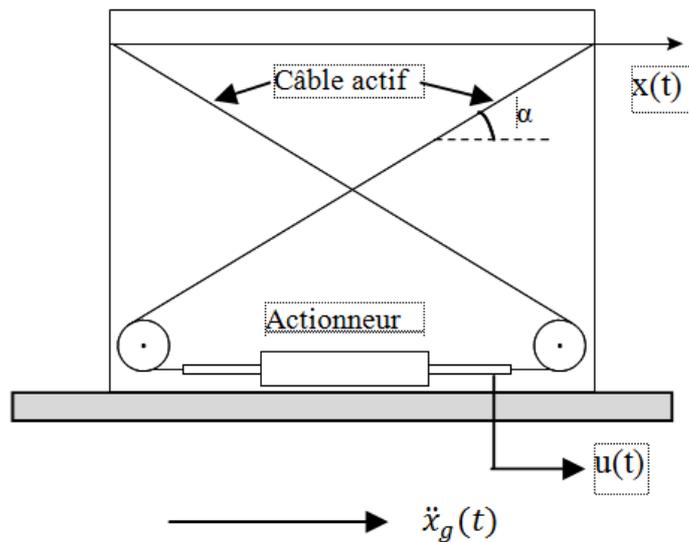


Figure 1.17: Système de câble actif.

1.4-c Système de contreventement actif

Un système de contreventement actif emploie les contreventements structuraux existants pour installer un dispositif de contrôle actif (actionneur). Trois types de système de contreventement actif : la diagonale de contreventement, les contreventements en K et en X, les mêmes que ceux pour les amortisseurs passifs. Des actionneurs hydrauliques de contrôle servovalve capables de produire une force de contrôle importante sont montés sur le système de contreventement entre deux planchers adjacents. La figure 1.18 affiche un système de contreventement actif avec un actionneur hydraulique monté sur un contreventement en K. Le cylindre d'actionneur est boulonné au plancher, et la tige de piston d'actionneur est fixée au contreventement. Les systèmes de contreventement actif offrent le même avantage que les systèmes de câble actif, des modifications à la structure sont réduites au minimum parce que les pièces de charpente existantes peuvent être utilisées pour installer l'actionneur.

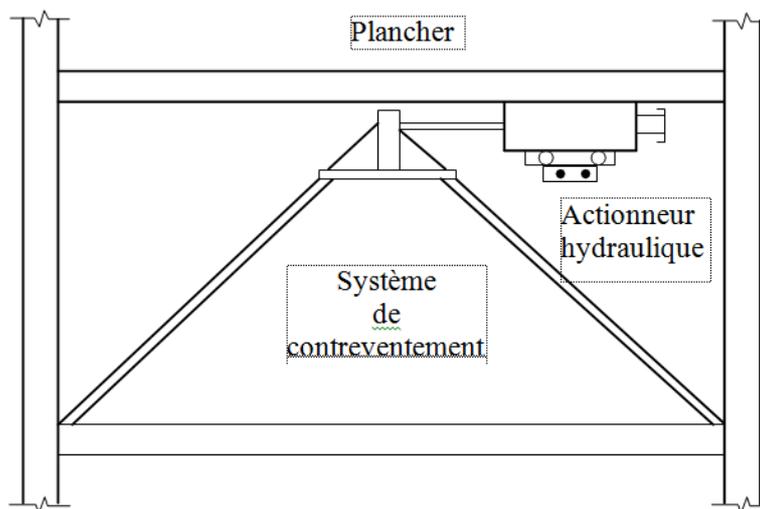


Figure 1.18: Système de contreventement actif avec actionneur hydraulique.

1.5 Système de contrôle hybride

Les systèmes de contrôle actifs sont introduits pour améliorer la capacité et l'intelligence limitées des amortisseurs passifs et semi actifs, mais le contrôle actif a toujours eu deux inconvénients. Le premier est son fonctionnement qui dépend d'une source d'énergie externe et il exige un système compliqué pour détecter les réponses et les excitations et pour le traitement de signal. Cette complexité limite son application et réduit la fiabilité de contrôle. Le deuxième pour l'application de contrôle actif aux structures de génie civil, nécessite des grands équipements pour produire la force de contrôle, c.-à-d., des grands actionneurs sont exigés.

Les systèmes innovateurs de contrôle hybrides sont réalisés en combinant les techniques de contrôle passif et actif. Quand ces techniques fonctionnent ensemble, la fiabilité est assurée par le contrôle passif et la capacité est fournie par le contrôle actif.

Les systèmes de contrôle hybrides ont suscité une attention considérable depuis les années 90, trois types de système de contrôle hybride typiques ont été développés notamment le contrôle hybrides avec amortisseur-actionneur de contreventement.

1.5.1 Contrôle hybride amortisseur-actionneur de contreventement

Au début des années 90, Cheng et ses associés ont commencé à développer un Contrôle hybride amortisseur-actionneur de contreventement (également appelé un système hybride de contreventement) monté sur un contreventement en K suivant les indications de la figure (1.19a).

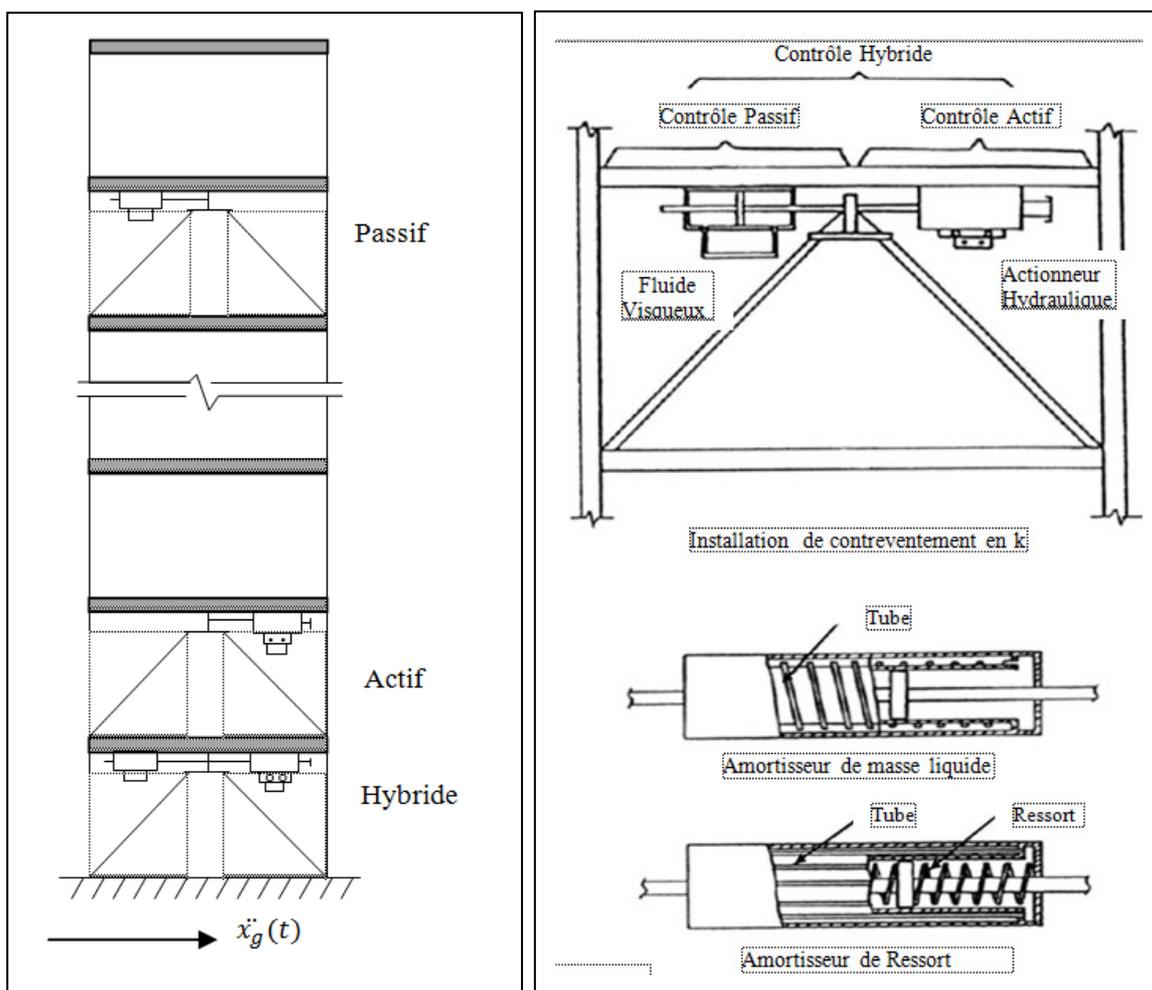


Figure 1.19: Contrôle hybride amortisseur-actionneur de contreventement:
 a) configuration b) installation de dispositif.

CHAPITRE 2

DISSIPATION D'ENERGIE

2.1 Etat de l'art sur la dissipation de l'énergie sismique

Le calcul parasismique conventionnel permet le dimensionnement pour des forces inférieures à celles attendues de la réponse élastique dans une structure avec un potentiel de dissipation d'énergie significatif qui lui permettra de survivre à un séisme sévère sans s'effondrer. Cette action inélastique est typiquement destinée à se produire dans les régions spécialement critiques de la structure, généralement dans les poutres ou situées à proximité des nœuds poutre-poteau. Le comportement inélastique dans ces régions, comme il est capable de dissiper l'énergie substantielle, il est aussi souvent le résultat de dommages importants dans l'élément de structure, et bien que les régions puissent être bien spécifiées, leur comportement hystérétique va se dégrader avec le cycle inélastique répété. En outre, les grands déplacements inter-étages nécessaires pour réaliser d'importantes dissipations d'énergie hystérétique dans les régions critiques donnent lieu, habituellement, à des dommages substantiels dans les éléments non structurels tels que le remplissage des murs, les cloisons, etc.

L'objectif de l'utilisation des dispositifs de dissipation d'énergie est de dissiper préférentiellement l'énergie sismique induite à la structure dans les appareils conçus spécialement à cet effet, et afin de minimiser (ou même d'éliminer dans le cas idéal) la demande de dissipation d'énergie, et ainsi l'action inélastique dans les éléments structurels tels que les poutres, les poteaux ou les murs. En contrôlant la réponse de cette manière, les déplacements inter-étage peuvent être réduits, réduisant ainsi les dommages non structuraux. Les basses accélérations et les forces de cisaillement entraînent alors une baisse des demandes sur la structure primaire et sur la structure secondaire. Les systèmes actuels d'amortissement sont capables de fournir un système structurel avec les performances de déplacement d'une structure équipée de diagonales et les performances d'accélération d'une structure en portique.

De nombreuses applications analogues existent dans d'autres domaines de contrôle des vibrations structurales. Certains de ces derniers incluent les amortisseurs pour véhicules, les isolateurs de vibrations des équipements, les systèmes d'amortissement pour contrôler les vibrations induites par le vent dans les bâtiments. Cependant, certains appareils ont été appliqués spécifiquement pour réduire les effets sismiques. Plusieurs dispositifs qui ont émergé pour le contrôle sismique passif ont été d'abord développés en tant que composantes d'amortissement pour les systèmes d'isolation sismique, et un certain nombre des premières applications sont pour l'isolation. Des systèmes en acier et en plomb ont été développés en Nouvelle-Zélande dans les années 1970 (Kelly et al, 1972; Robinson et Greebank, 1976), et depuis, ils ont été adoptés pour des applications de dissipation d'énergie passive. Une variété de dispositifs de dissipation d'énergie ont été développées en Italie en 1980 en tant que composantes d'amortissement pour l'isolation sismique des ponts (Medeot, 1991).

2.2 Effet de l'amortissement critique sur la réponse dynamique

La présence d'un amortissement (dissipation de l'énergie) dans les bâtiments conventionnels est depuis longtemps reconnue et acceptée par les ingénieurs de structure. Bien que la nature de la dissipation d'énergie dans les bâtiments n'a pas été explicitement identifiés, l'amortissement visqueux équivalent inhérent dans la gamme critique de 2% à 5% est désormais accepté dans la pratique pour l'analyse de la réponse linéaire de bâtiments typiques. En fait, la plupart des spectres de calcul sont développés en supposant un taux de 5% comme amortissement visqueux critique dans le système.

Quand un système à 1 DDL avec un amortissement inférieur à l'amortissement visqueux critique qui est initialement au repos est libéré d'une position déplacée, il se met à vibrer avec une diminution des amplitudes comme le montre la figure 2.1 pour 2%, 5%, 10% et 20% de l'amortissement critique. Si la réponse sismique d'un bâtiment est considérée comme une série de réponses aux impulsions sismiques, il est conclu que la réponse des systèmes fortement amortis est moindre parce que les réponses décroissent rapidement et ne peuvent pas s'accumuler.

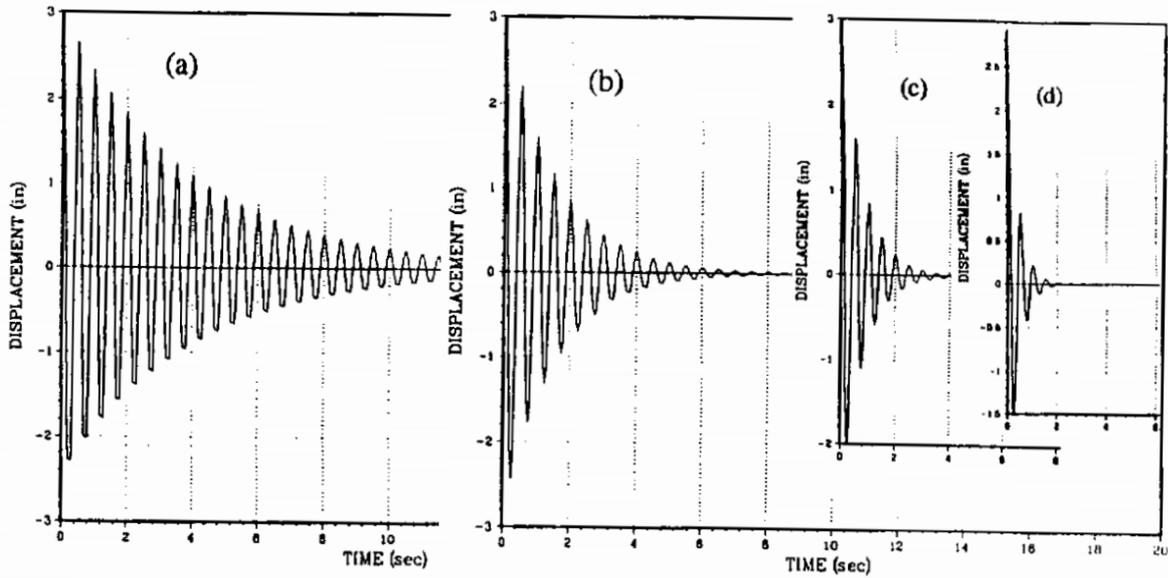


Figure 2.1. Vibration libre avec différentes fractions de l'amortissement critique
 (a) 2%, (b) 5%, (c) 10%, (d) 20%

La réponse classique du système à une excitation sinusoïdale est montrée dans la figure 2.1 Le facteur d'amplification dynamique fournit une base pour déterminer la réponse maximale de déplacement de la masse pour différents rapports de la fréquence d'excitation à la fréquence naturelle et pour différents rapports de l'amortissement visqueux par rapport à l'amortissement visqueux critique. Il convient d'observer que l'augmentation de l'amortissement a un effet significatif sur la réponse dynamique du système uniquement lorsque la fréquence d'excitation est proche de la fréquence naturelle du système. Ainsi, si les fréquences du système ne sont pas proches des fréquences d'excitations attendues, l'ajout d'un ajouté amortissement visqueux n'aura pas un impact significatif sur la réponse.

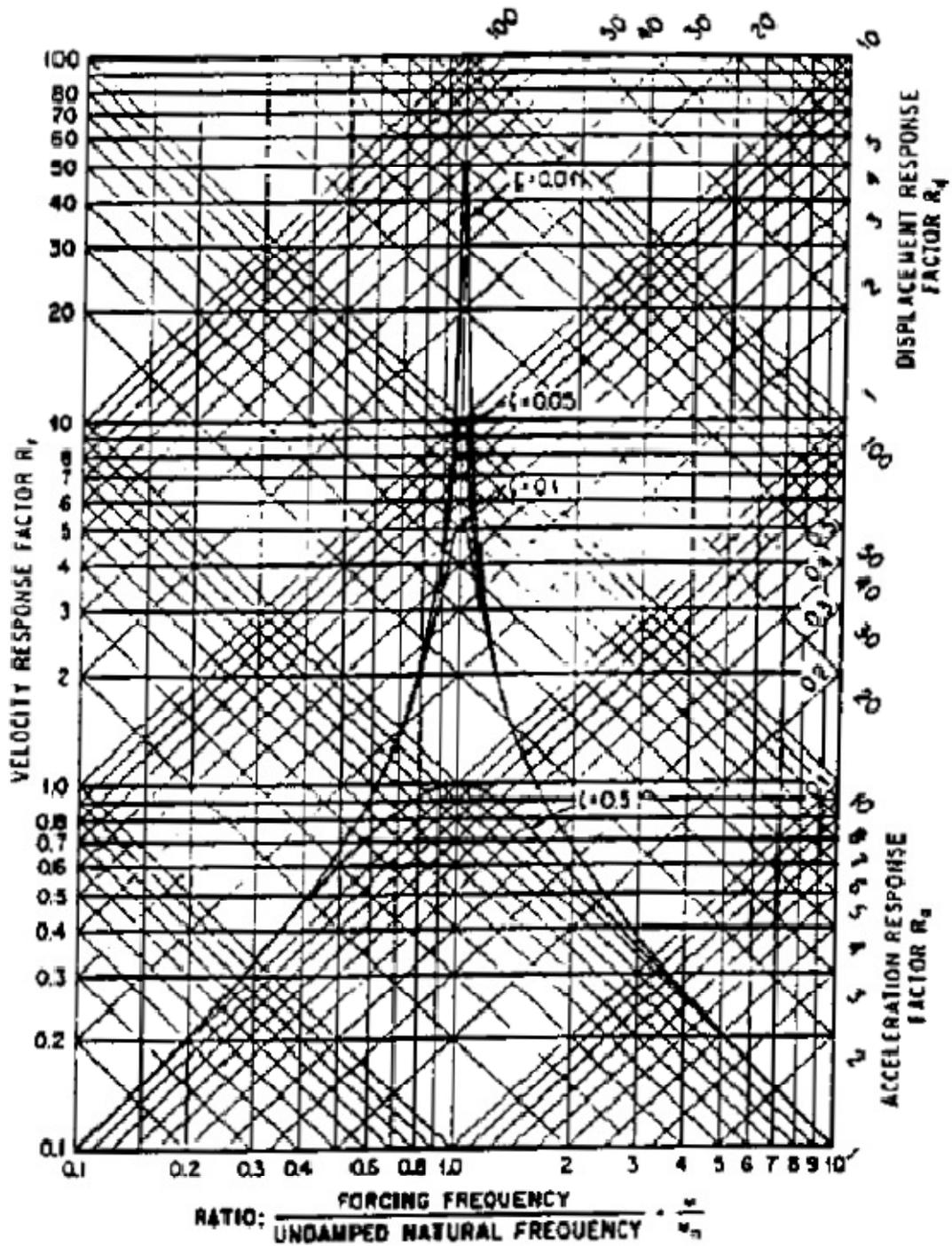


Figure 2.2 Facteur d'amplification dynamique [Blake, 1961]

2.3 Amortissement visqueux équivalent

Un moyen pratique pour visualiser l'amortissement visqueux est de combiner la rigidité et les termes de l'amortissement, $(c\dot{x} + kx)$, de l'équation de mouvement d'un système à un seul degré de liberté.

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{u} \quad (2.1)$$

Le taux d'amortissement est alors donné par l'expression :

$$\beta = \frac{c}{2\sqrt{km}} \quad (2.2)$$

Bien que les termes de ces équations expriment les propriétés de la structure entière, c'est la même forme même celle utilisée pour les dispositifs individuels. Par conséquent, il faut prendre soin d'inclure à la fois la rigidité du dispositif d'amortissement et la rigidité de la structure dans la détermination de la rigidité totale total pour ces équations.

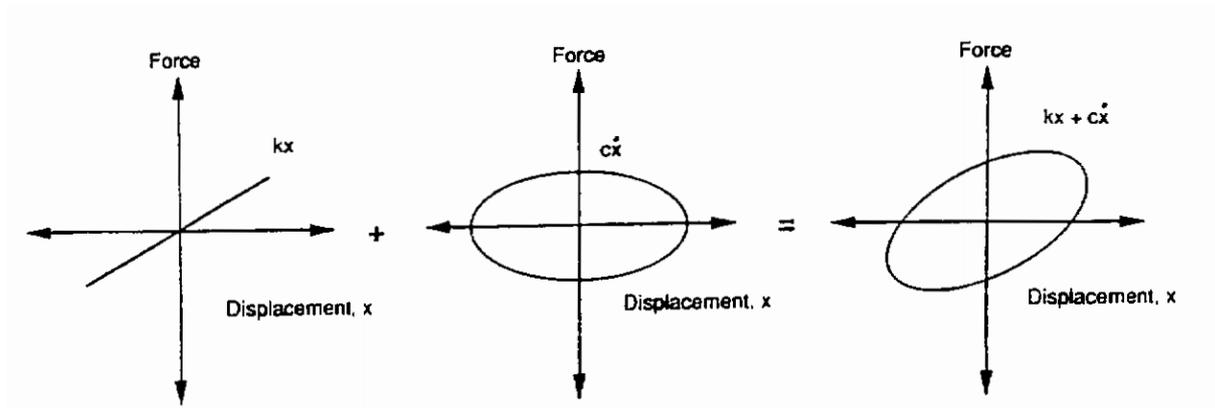


Figure.2.3. Relation Force-déplacement - couplage rigidité/amortissement visqueux

Le coefficient d'amortissement visqueux équivalent est choisi de manière que l'énergie dissipée par cycle pour l'appareil et pour l'amortisseur visqueux équivalent soient égales. Ceci est accompli en définissant la zone à l'intérieur de la boucle d'hystérésis périphérique égale à la surface de l'hystérésis de l'amortisseur visqueux (figure 2.3).

$$c_{eq} = \frac{W_D}{\pi\omega(x_{max})^2} \quad (2.3)$$

Où W_D est l'énergie cyclique dissipée, ω la fréquence de la réponse et x_{max} le déplacement maximum considéré.

Dès 1930, Jacobsen a reconnu la relation entre la dissipation de l'énergie et l'énergie de déformation maximale comme un moyen pour approcher l'amortissement visqueux équivalent pour les structures à réponse non linéaire. Avec une légère modification dans la définition des termes, cette relation est maintenant communément définie comme suit:

$$W_D = 4 \pi \beta W_S \quad (2.4)$$

dans laquelle l'énergie cyclique de pointe, W_S peut être calculée par :

$$W_S = \frac{1}{2} k (S_D)^2 \quad (2.5)$$

Où S_D est le déplacement spectral maximal du système.

L'énergie cyclique de pointe pour des excitations sismiques des structures a été définie par Hudson [1956] comme suit :

$$W_S = \frac{1}{2} k (S_V)^2 \quad (2.6)$$

Dans laquelle S_V représente la vitesse de réponse pseudo spectrale. Cette relation suppose que l'énergie de déformation maximale dans le système équivaut à l'énergie cinétique maximale dans le système. Il semble que cette relation est valable pour les séismes avec au moins plusieurs impulsions et pour des pourcentages d'amortissement critiques d'environ 20%.

Connaissant W_S et W_D pour un système structural particulier, l'équation (2.4) peut être utilisée pour calculer l'amortissement visqueux équivalent du système, β . Il faut noter que W_S n'est pas directement lié au mouvement du sol, mais plutôt déterminée à partir de la réponse structurelle au mouvement incluant l'amortissement de la structure.

Dans les années 1960 et 1970 plusieurs chercheurs ont largement étudié l'amortissement visqueux équivalent possible de la réponse inélastique des structures, Jennings [1964 et 1968], Hudson [1965], et Ray [1968]. Les systèmes structuraux analysés impliquent un comportement initial élastique avec aucune dissipation d'énergie et un comportement inélastique subséquent accompagné d'une dissipation d'énergie. Ce système idéalisé est entièrement compatible avec le concept de comportement ductile de réponse qui prévaut aujourd'hui pour le calcul parasismique conventionnel des structures. Il est important de noter que les portions de réponse élastique et inélastique de ce système agissent en série. La conclusion de ces chercheurs ont établi que l'amortissement visqueux équivalent pour les bâtiments ductiles pourrait varier entre un minimum d'environ 10% à un maximum d'environ 55%, selon la période de vibration effective admise de la structure [Rosenblueth, 1965].

Les dispositifs de dissipation d'énergie qui sont récemment devenus disponibles dans le commerce impliquent l'ajout d'un système d'amortissement complémentaire au système principal de structure, et en effet, la philosophie de conception de certains de ces appareils est de garder la réponse du système élastique pendant un séisme. Ainsi, le système supplémentaire agit en parallèle avec le système de base pour assurer l'amortissement désiré. Bien que les paramètres de base pour évaluer l'amortissement visqueux équivalent pour les systèmes en série et les systèmes en parallèles, appelé demande d'énergie et dissipation d'énergie, soient les mêmes, il faut prendre en compte en même temps la rigidité et la contribution d'énergie de déformation à la fois du système structurel de base et les dispositifs de dissipation d'énergie.

2.4. Dissipation d'énergie dans le bâtiment

Tous les bâtiments vibrent quand ils sont soumis à des charges latérales telles que le vent et les séismes. Ces excitations peuvent être considérées comme un apport d'énergie au système structurel considéré. Lorsqu'un bâtiment se déforme élastiquement, il stocke une partie de cet apport d'énergie en tant qu'énergie de déformation et commence à osciller autour de son point d'équilibre. Ce qui empêche un bâtiment d'osciller éternellement c'est son amortissement interne, ou de façon équivalente sa capacité de dissipation d'énergie. Non seulement l'amortissement atténue l'oscillation entretenue du bâtiment, mais il affecte aussi l'amplitude des oscillations dans l'histoire du temps de réponse de l'immeuble. Alors l'endommagement des structures est principalement déterminé par les déplacements, plus

précisément inter-étage, et on peut facilement conclure que, en augmentant l'amortissement dans une structure, l'énergie stockée en tant qu'effort dans les éléments peut être réduite, et donc au total les dommages structurels et non structurels peuvent être atténués

Il n'est habituellement pas pratique de concevoir des fondations pour résister à un séisme grave tout en maintenant la réponse structurale purement élastique. La conception sismique conventionnelle est basée, au lieu de cela, sur le concept de la ductilité où les pièces de charpente subissent la grande déformation non élastique et par conséquent absorbent l'énergie sismique d'entrée. Cependant, la structure est préconçue de manière à ce que les dommages soient concentrés seulement dans le secteur où l'intégrité structurale ne serait pas affectée. Cette philosophie de conception se concentre sur le fait d'empêcher l'effondrement structural, mais les déplacements d'inter-étages exigés pour réaliser la dissipation significative d'énergie sont souvent grands et génèrent des dommages graves aux composants non structuraux. Les dommages substantiels dans les composants structuraux et non structuraux peuvent affecter les fonctionnalités globales des structures.

Pendant approximativement 25 années, il a été identifié par des chercheurs et des praticiens que l'incorporation des dispositifs passifs de la dissipation d'énergie (PED) dans des bâtiments peut améliorer leurs réponses dynamiques (c.-à-d., réduire les déplacements, les accélérations, etc...). Les dispositifs métalliques de dissipation d'énergie sont basés sur la déformation plastique des matériaux métalliques, tels que l'acier doux. Les amortisseurs de frottement absorbent l'énergie par le frottement qui se développe entre deux corps pleins glissant relativement l'un à l'autre. Les amortisseurs viscoélastiques emploient les matériaux polymères fortement dispersifs, qui absorbent l'énergie une fois soumis aux déformations de cisaillement. D'autres formes de dispositifs passifs de dissipation d'énergie incluent les amortisseurs liquides visqueux, les amortisseurs de masse accordés, les amortisseurs liquides accordés, et l'extrusion en métal.

2.5 Systèmes de dissipation d'énergie

Les systèmes passifs de dissipation d'énergie ont le même principe de base que les isolateurs sismiques lorsqu'ils sont incorporés dans la structure: ils peuvent absorber une portion de l'énergie d'excitation extérieure. En plus, ils peuvent réduire substantiellement le mouvement différentiel entre les éléments de la structure et par conséquent réduire les dégâts

de cette dernière. Ces dernières années, des efforts sérieux ont amélioré le concept des systèmes de dissipation d'énergie, et plusieurs appareils ont été installés dans des structures partout dans le monde. En général, ils sont caractérisés par leur capacité de dissiper l'énergie de vibration de la structure ou de la convertir en un autre mode de vibration ou en une autre forme d'énergie.

Plusieurs sources de dissipation d'énergie dans une structure peuvent être mentionnées.

- Dissipation due à la viscosité du matériau, comme dans le cas des amortisseurs viscoélastiques.
- Dissipation et absorption causée par la déformation inélastique cyclique ou hystérésis
- Dissipation d'énergie résultant de l'interaction avec l'environnement, comme dans les forces de traînée
- Dissipation due à des appareils externes avec capacité de dissipation/absorption, tels que les amortisseurs inertiels comme les TMD ou les systèmes de contrôle actif.

Les aspects bénéfiques de la dissipation de l'énergie ont été bien traités dans la littérature. Pour cette raison, des efforts ont été faits tant en milieu universitaire et aussi de l'industrie pour développer des dispositifs qui peuvent améliorer la capacité de dissipation d'énergie des bâtiments. Un marché pour les systèmes de dissipation passive a émergé dans ce sens, et a contribué aux efforts fructueux pour atténuer les dommages dus aux séismes. Dans ce qui suit, nous donnons une brève description de quelques-unes des nouvelles technologies qui sont avérées efficaces dans le marché du contrôle des mouvements structurels et d'atténuation des dommages.

Les principaux systèmes sont:

- Les amortisseurs métalliques
- Les amortisseurs à frottement (FPS)
- Les amortisseurs viscoélastiques
- Les amortisseurs à fluide visqueux
- les amortisseurs à masse accordée (TMD), les amortisseurs à liquide accordée (TLD) et les matériaux intelligents

L'objectif de ces systèmes est de fournir l'amortissement supplémentaire afin de réduire de manière significative la réponse structurale due aux mouvements sismiques. Ceci peut comporter l'ajout de l'amortissement visqueux par l'utilisation des amortisseurs viscoélastiques, ou l'addition de l'amortissement par hystérésis avec des dispositifs de frottement-glisement. En utilisant ces systèmes, le bâtiment absorbera une grande partie de l'énergie sismique par des déformations non élastiques.

2.5.1 Amortissement visqueux

L'amortissement visqueux se réfère à tous les types de mécanismes d'amortissement qui créent une force dissipative qui est fonction de la vitesse, ou du taux de variation du déplacement. En supposant une relation linéaire entre la force et la vitesse, la force d'amortissement d'un amortisseur visqueux peut être formulée comme suit :

$$F_d = c\dot{u} \quad (2.7)$$

L'énergie dissipée par un amortisseur visqueux soumis à un mouvement périodique peut être donnée comme suit :

$$W_{visq} = c\pi\Omega\hat{u}^2 \quad (2.8)$$

où Ω est la fréquence de l'onde sinusoïdale et \hat{u} sa magnitude.

Le concept d'amortissement visqueux est très important dans l'analyse dynamique des structures, car il fournit un schéma linéaire mathématiquement simple pour la prise en compte de la dissipation d'énergie dans l'équation de mouvement. Pour cette raison, les formulations des types d'amortissement non linéaires introduisent la notion d'amortissement visqueux équivalent 'c'. Une telle idéalisation fonctionne généralement bien pour des excitations périodiques, mais peut être plus subjective dans le cas d'excitations aléatoires tels que les séismes. En analyse dynamique, ce coefficient 'c' est converti en un taux d'amortissement modal, qui varie de 0,01 à 0,2 pour des structures civiles typiques. Un taux plus élevé d'amortissement indique une plus grande capacité de dissipation d'énergie et implique besoin minimal de stocker l'énergie d'entrée. Un autre aspect d'amortissement visqueux qui dérive de l'analyse dynamique est le fait que les forces dissipatives générés par ces appareils sont de 90° en opposition de phase avec les déplacements dans le bâtiment.

Les amortisseurs visqueux tels que celui illustré à la figure 2.4 ont gagné l'acceptation globale du marché des systèmes passifs de dissipation d'énergie pour les bâtiments. Aux États-Unis, les appareils de Taylor sont les plus dominants pour de tels systèmes. En Europe, les entreprises comme GERB et FIP Industrielle fournissent des solutions visqueuses respectivement pour les amortisseurs de protection sismique et d'autres applications d'isolation des vibrations.

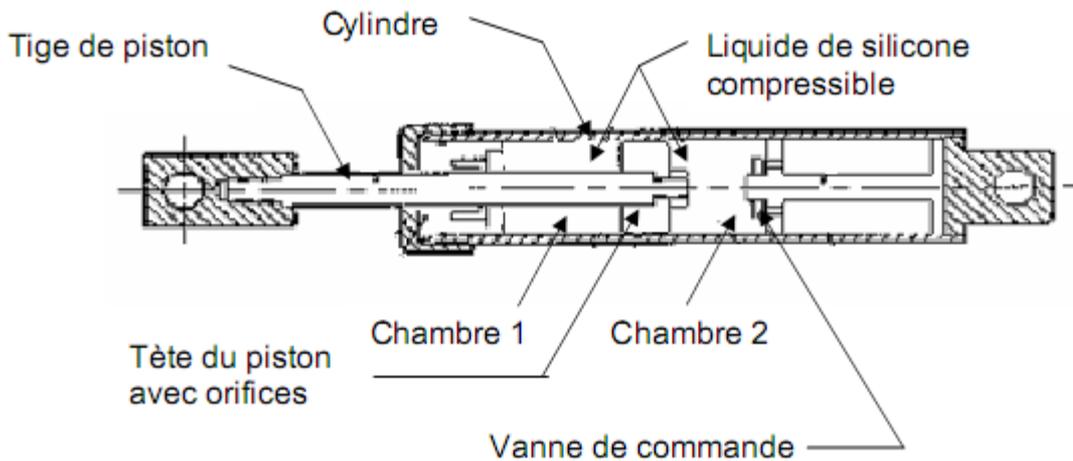


Figure.2.4 Amortisseur visqueux de type Taylor

2.5.2. Amortisseurs à friction

La friction (frottement) est un mécanisme de dissipation qui dérive de la force de contact entre les surfaces adjacentes. Ils ont été utilisés comme système principal dans l'industrie automobile. Deux types de frottement doivent être définis en termes de considérations de conception structurelle, le premier est le frottement de Coulomb, ou frottement sec, et l'autre est l'amortissement structural. Le frottement de Coulomb en mouvement génère une force constante en grandeur dont la direction dépend du mouvement du système.

D'autre part, l'amortissement structural a une grandeur qui peut changer avec l'ampleur des déplacements. Les amortisseurs à friction comme le montre la figure 2.5 utilisent des surfaces de glissement qui dissipent l'énergie sous forme de chaleur.

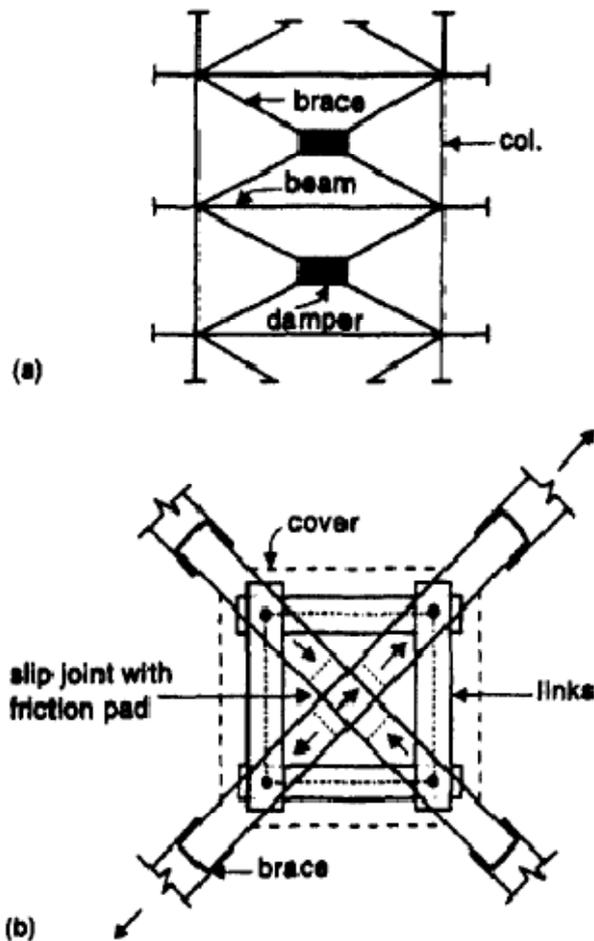


Figure 2.5 Amortisseur à friction (9)

2.5.3 Amortisseurs viscoélastiques

Les amortisseurs viscoélastiques sont des dispositifs qui se comportent de manière à avoir les caractéristiques d'un amortissement visqueux et un ressort élastique. La composante élastique a une relation linéaire avec la déformation, tandis que la force visqueuse a une différence de phase tel que mentionnée précédemment. La relation contrainte-déformation correspondant est montrée dans la figure (2.6).

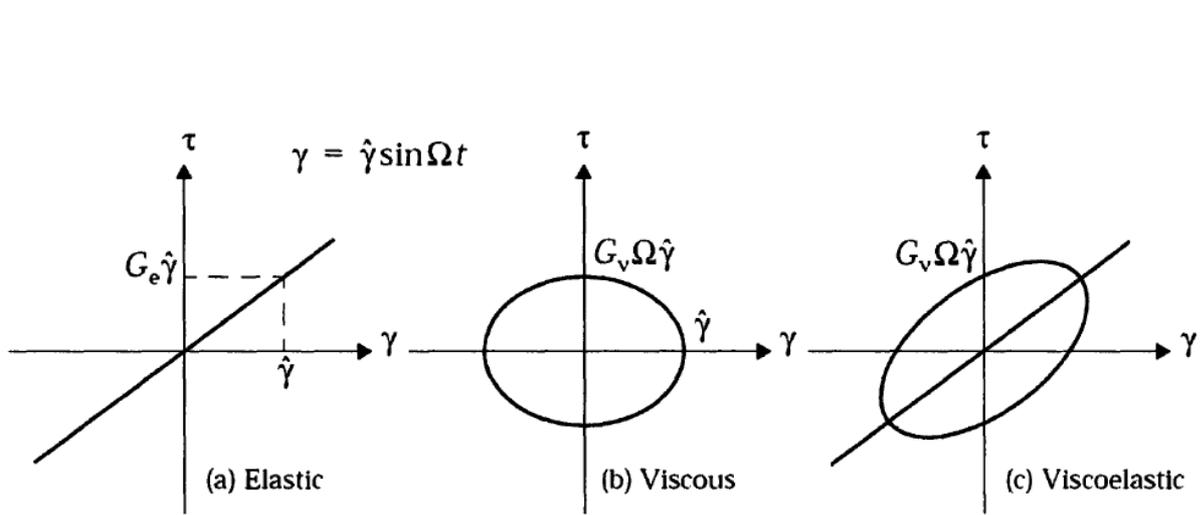


Fig.2.6 Relation contrainte-déformation pour les matériaux élastiques, visqueux et viscoélastiques

L'utilisation de matériaux viscoélastiques a été courante dans l'industrie aérospatiale depuis près d'un demi-siècle. La première application dans le domaine du génie civil a été dans les tours jumelles du World Trade Center, à New York en 1969, quand environ 10.000 amortisseurs viscoélastiques ont été installés dans chaque tour pour réduire les vibrations induites par le vent.

2.6. Amortissement Hystérétique

2.6.1 Introduction

Comme mentionné précédemment, le dimensionnement traditionnel est généralement basé sur l'hypothèse que la structure se comporte linéairement sous excitations modérées. Dans le cas d'un événement extrême, il est supposé que la déformation élastique des éléments structurels entre en jeu pour faire face à l'intense énergie d'entrée pour le bâtiment. La plupart des structures conventionnelles sont conçues avec l'approche poteau-poutre à fortes sections, qui utilise la déformation plastique à l'extrémité de la poutre pour dissiper l'énergie d'entrée à partir du mouvement du sol. À cet égard, les éléments de structure sont conçus pour avoir une certaine capacité de déformation inélastique, ce qui contribue à la ductilité de l'immeuble. Un système ductile est plus favorable qu'un système fragile, car une rupture fragile se produit soudainement, sans aucun avertissement ou une déformation importante. Dans le cas d'un séisme sévère, le rendement des éléments porteurs dans une structure ductile permet une dissipation d'énergie. D'autre part, ce comportement entraîne également une déformation permanente et étendue des dommages structurels et non structurels.

L'idée de structures primaires et secondaires, introduite par les travaux de Wada et Connor, et également mentionné dans les Règles FEMA, est un concept important pour comprendre comment fonctionnent les amortisseurs hystérétiques. Après avoir déclaré l'importance de la conception ductile, nous avons mentionné que le rendement d'un système de contreventement est acceptable d'un point de vue de prévention du risque d'effondrement, mais pas optimal économiquement. D'autre part, si le bâtiment a été complété par des diagonales de contreventement qui seraient capable de subir une déformation inélastique avant l'intervention du système primaire, alors le dimensionnement serait à la fois économique et sûr. En d'autres termes, sous un événement extrême, la rigidité latérale du système ne serait pas tout à fait perdue, et l'énergie serait encore dissipée par l'action inélastique du système secondaire. Ainsi, une structure secondaire composée de diagonales qui fournissent à la fois la rigidité latérale et la capacité de déformation inélastique pourrait être un outil très utile pour l'atténuation des dommages sismiques. Comme il sera expliqué ce qui suit, les amortisseurs hystérétiques sont avérés comme étant des dispositifs fiables qui ont ces deux caractéristiques souhaitables.

2.6.2 Description de l'amortissement hystérétique

La plupart des bâtiments en acier sont conçus avec soit par un système de portiques ou un système de diagonales pour reprendre les charges latérales. Les problèmes de performances liés au système en portiques ont été bien traités par les chercheurs après le séisme de Northridge 1994. D'autre part, l'utilisation des diagonales de contreventement n'est pas en soi une solution parfaite non plus. Les diagonales classiques sont habituellement sensibles au flambage et ont une faible capacité en compression qu'en traction. Le flambement entraîne une perte significative de la raideur.

Par ailleurs, lorsque ces diagonales cèdent sous chargement cyclique, leur capacité peut se dégrader rapidement. À cet égard, une diagonale idéale aurait, de manière prévisible, une relation élasto-plastique contrainte-déformation comme celle montrée à la figure (2.7). La courbe de déplacement montrée est un exemple d'une boucle d'hystérésis. La capacité de dissipation d'énergie d'une diagonale idéale présentant ce type de comportement hystérétique peut être donné par :

$$W_{hysteretique} = 4F_y \bar{u} \left[\frac{\mu - 1}{\mu} \right] \quad (2.9)$$

où F_y est synonyme de la force de résistance de l'élément, u est le taux de ductilité défini comme le rapport entre le déplacement maximal au déplacement de champ, et c'est le déplacement maximal observé. La dissipation d'énergie d'un amortisseur hystérétique idéal peut être assimilée à celle d'un amortisseur visqueux pour obtenir un coefficient d'amortissement visqueux équivalent donné par :

$$c_{eq} = \frac{4F_y \bar{u}}{\pi \Omega \hat{u}} \left[\frac{\mu - 1}{\mu} \right] \quad (2.10)$$

Bien que ce coefficient d'amortissement équivalent soit utile pour l'analyse des systèmes soumis à une excitation périodique, il n'est pas directement applicable pour des excitations aléatoires, telles que les séismes. C'est principalement parce que le rendement de l'élément n'aurait pas lieu à chaque cycle et la courbe force-déplacement dans la réalité serait plus irrégulière, ayant différentes boucles et des cycles élastiques de rechargement et de déchargement.

Pour des excitations aléatoires et des diagonales non idéales, l'énergie dissipée est égale à l'aire enfermée dans la boucle d'hystérésis.

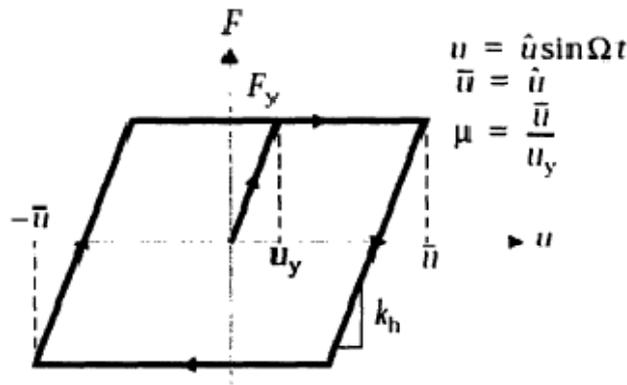


Figure.2.7 Comportement hystérétique d'un matériau élastoplastique

2.6.3 Dissipateurs hystérétiques

Dans les systèmes passifs, on trouve les systèmes d'absorption ou dissipation d'énergie, qui dissipent l'énergie sismique d'entrée pour réduire la réponse vibratoire de la structure. Ceux-ci, sont à leur tour, classés en dispositifs d'amortissement visqueux et hystérétique.

Ce travail se concentre spécialement sur l'utilisation des dispositifs de dissipation d'énergie sismique à travers l'hystérésis plastique du métal. Ils utilisent le déplacement relatif des étages, "drift", généré par les excitations principalement causées par l'action sismique.

Ce type de dispositifs offre une grande capacité d'amortissement avec de faibles volumes par rapport à l'ensemble du bâtiment. Ceci est principalement en raison de ses formes géométriques, puisque le fluage est présent dans une grande partie ou la totalité du métal, ainsi que la variation de l'effet d'amortissement avec l'amplitude de la réponse ou de vibrations.

Les amortisseurs par hystérésis sont des dispositifs en métal qui peuvent absorber l'énergie sismique par des déformations non élastiques des métaux. D'ailleurs, ils ont habituellement des formes spéciales ; par exemple, triangulaire ou en forme de X, de sorte à avoir des diffusions de rendement uniformément dans tout le matériel à travers la section (Soong et Constantinou, 1994). L'amortissement supplémentaire typique et les amortisseurs métalliques supplémentaires triangulaires sont désignés respectivement par les appellations ADAS et TADAS.

2.6.3.1 Dispositifs de type ADAS

Added Damping And Stiffness (ADAS), composé de plusieurs plaques d'acier parallèles sous forme de «X» comme indiqué dans les figures 2.8a et 2.8.b.

Le nombre de plaques parallèles est variable, permettant le réglage du dissipateur pour les besoins de la structure dans laquelle il est incorporé. Chaque plaque du dispositif est empêchée de tourner sur les deux extrémités, de sorte qu'un déplacement relatif entre elles dans la direction perpendiculaire au plan de la plaque produira une distribution linéaire des moments de flexion, symétrique avec double courbure. La largeur du dissipateur est linéairement proportionnelle avec la distribution des moments de flexion, ce qui conduit à une généralisation de la plastification à court intervalle de déplacement [Cahis, 2000].

L'avantage particulier des plaques en forme de X réside dans le fait qu'elles permettent une distribution uniforme de la déformation plastique sur toute la hauteur de l'appareil. En évitant les zones indésirables de concentration des déformations, et qu'on peut atteindre un comportement plastique stable (Figure 2.8 c).

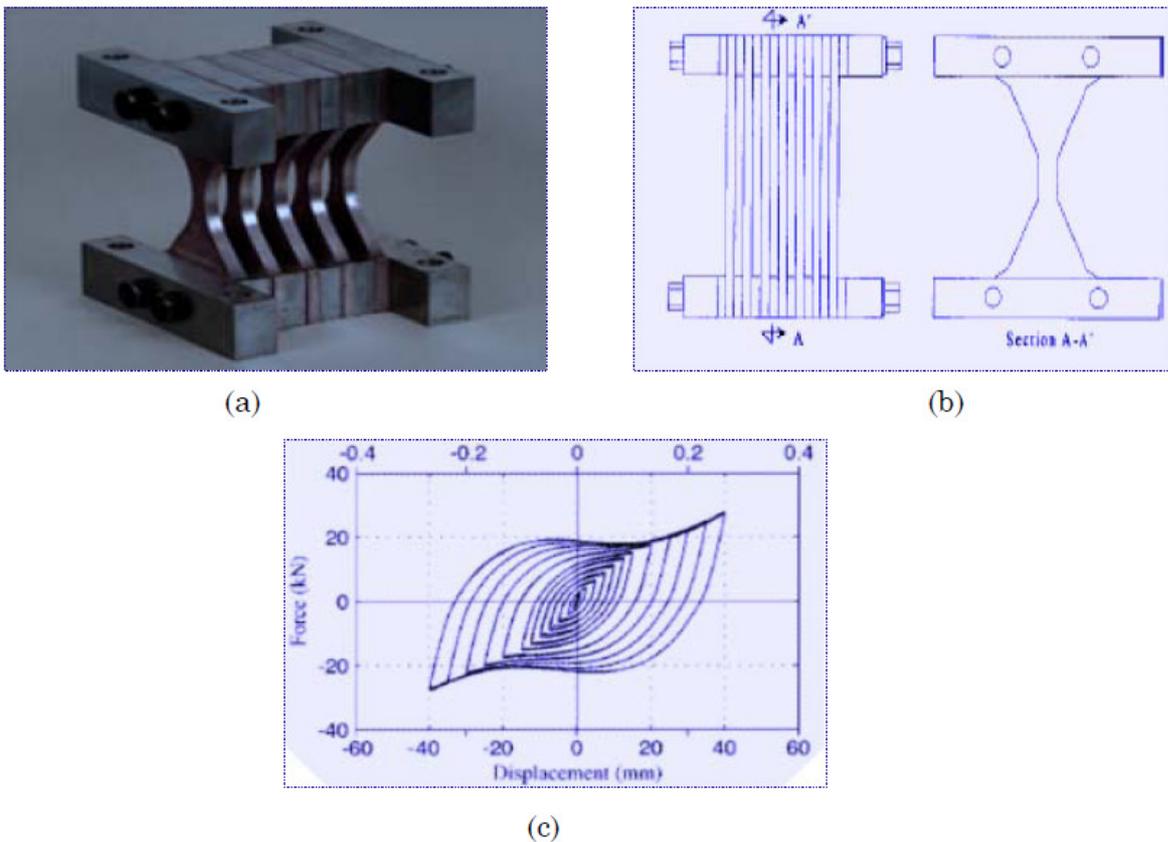


Figure 2.8. a) et b) Dissipateur de type ADAS
c) Courbe hystérétique ADAS

2.6.3.2 Dispositif de type TADAS

Triangular Plate Added Damping And Stiffness (TADAS), est un dissipateur composé de plaques triangulaires en acier, disposés en parallèle comme le montre la figure 2.9. La grande base de la plaque est reliée au niveau de la poutre d'une structure en portique, tandis que l'autre est articulée avec un assemblage de boulon à deux contreventements dirigés à la base des poteaux du portique. Avec un déplacement relatif entre les extrémités de la lame perpendiculaire à son plan, on obtient la plastification par flexion simple. L'intégration de ce système dans un portique en acier à grande échelle a montré que les réductions dans la réponse sont similaires à ceux obtenus avec le système ADAS.

La caractéristique essentielle du système TADAS est que l'effet de charges de gravité de la structure peut être complètement séparé du dissipateur, en utilisant les trous ovales (oblong). Ainsi, pour les grandes déformations, les déplacements verticaux à cette extrémité ne sont pas limités. Par conséquent, seule la plastification par flexion se produit, puis la réponse inélastique de l'appareil est hautement prévisible. En outre, il n'y a pas de risque d'instabilité de la plaque par charge axiale excessive.



Figure.2.9 Dissipateur de type TADAS

2.6.3.3 Dissipateur de type HONEYCOMB

Comme le montre la figure 2.10a 2.10b, ces systèmes sont connus sous le nom générique ‘‘HoneyComb’’ (Nid d’abeilles) du fait des espaces vides laissés entre les dissipateurs. Sa géométrie a comme objet une plastification aussi uniforme que possible dans la zone dissipative. Leur comportement hystérétique s’est avéré très stable et de forme presque rectangulaire (figure 2.10c), avec une réponse plus proche de plastique-rigide que dans le cas du système ADAS, qui est plus souple [CAHIS, 2000].

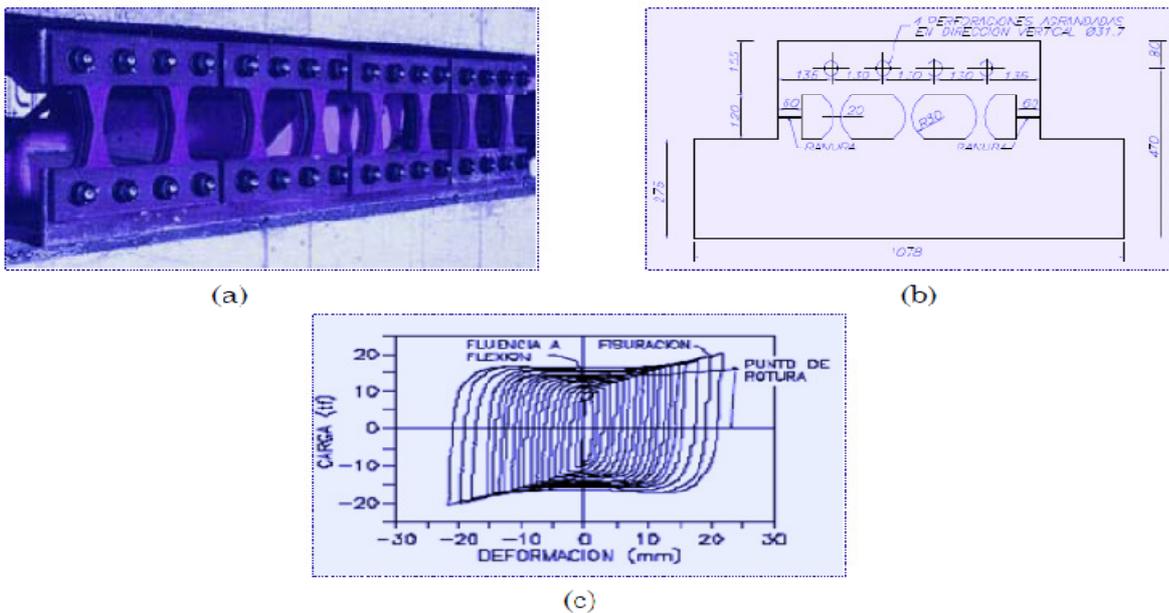


Figure 2.10. a) et b) Dissipateur de type HoneyComb
c) Courbe hystérétique HoneyComb

2.6.3.4 Dispositifs de plaques rainurées (plaques à fentes)

Ces dispositifs sont des plaques d’acier hystérétique à épaisseur constante, comme le montre la figure 2.11a et 2.11b.

Ils sont installés par le serrage des parties inférieures des poutres et une paire de contreventement généralement attachés à la jonction poutre-poteau.

Contrairement à l’ADAS, ces plaques reçoivent l’effort de cisaillement parallèlement à leur plan. Expérimentalement, ce type de dissipateurs a un comportement hystérétique stable pour plusieurs cycles. En outre, ces cycles sont de chargement et de rechargement symétrique (figure 2.11c).

Il convient de noter qu'étant donné la nature de ces dispositifs (dépendant du déplacement relatif) il est nécessaire de les placer dans des endroits où les déplacements sont assez suffisants pour qu'ils puissent fonctionner [Marin et al.2006].

Il faut noter également la simplicité de fabrication de ce type de dissipateurs à base de plaques d'acier, ce qui peut se traduire par de faibles coûts d'implémentation.

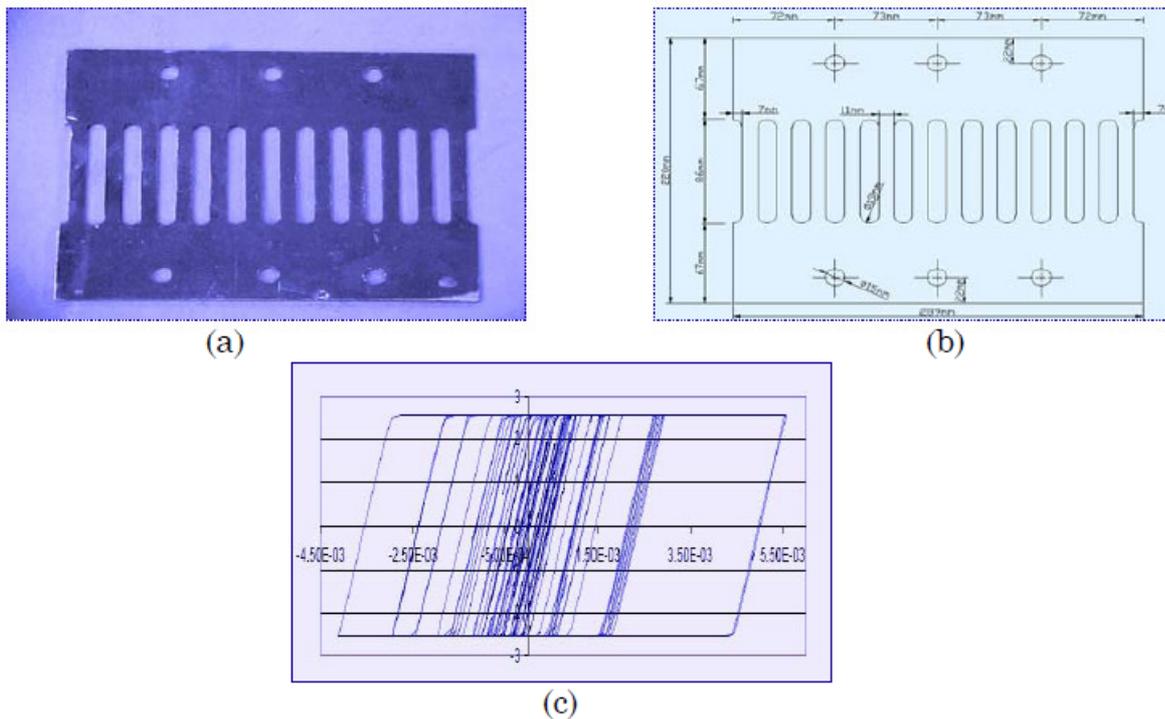


Figure 2.11. a) et b) Dissipateur de plaques rainurées
c) Courbe hystérétique

2.7. Dispositif considéré

Dans le cadre de ce travail, nous utilisons des courbes hystérétiques de deux dissipateurs en cuivre de type ADAS étudié expérimentalement par De La Llera et Esguerra, publié en 2004, pour l'analyse du comportement. Pour le dimensionnement effectué dans ce travail, nous utilisons des graphiques qui simulent le comportement hystérétique de chacun de ces dissipateurs.

Les modèles utilisés comme référence sont : ADAS 100_13 et ADAS 75_10 (fig 2.12 et tableau 2.1)

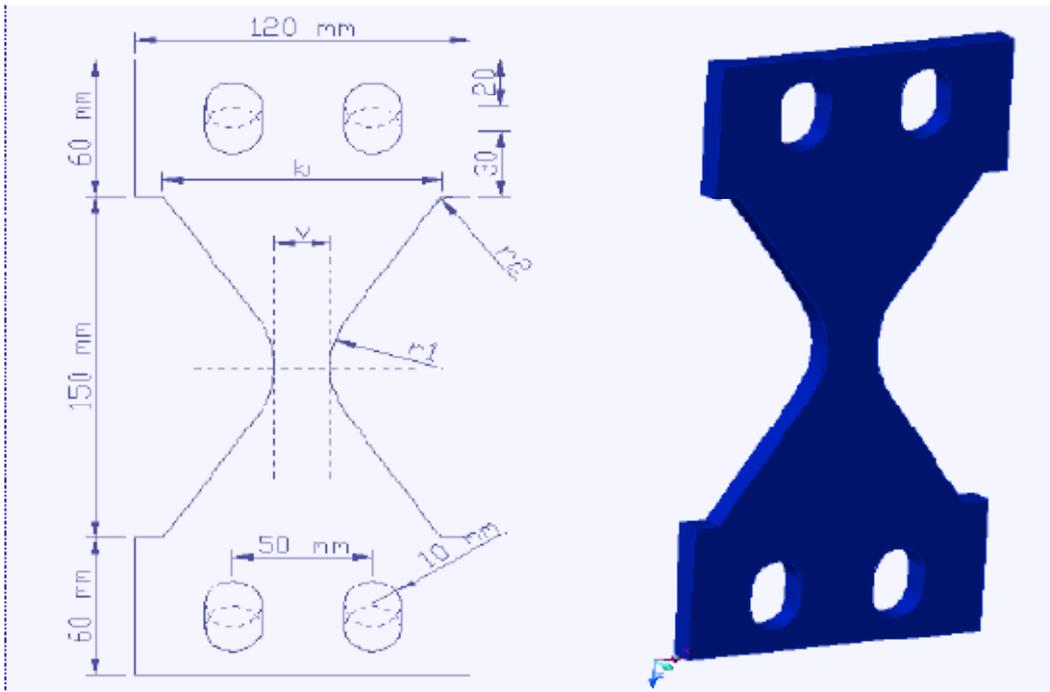


Figure 2.12 Modèle ADAS en cuivre [DE La Llera et al 2004]

Tableau 2.1 Propriétés géométriques, ADAS cuivre [DE La Llera et al 2004]

Dispositifs	Base <i>b</i> (mm)	Hauteur <i>h</i> (mm)	épaisseur <i>t</i> (mm)	gorge <i>v</i> (mm)	Courbures	
					<i>R</i> 1 (mm)	<i>R</i> 2 (mm)
ADAS100_13	100	150	13		∞	∞
ADAS75_10	75	150	10	23	37.5	∞
ADAS75_8	75	150	8	20	92.5	9.2
ADAS75_8B	75	150	8	23	37.5	∞
ADAS75_6	75	150	6	14	60.1	16.7

La plaque en forme de "X" de l'ADAS peut être modélisée comme un dispositif à évidement double, ainsi, quand il est soumis à une force perpendiculaire à son plan (effort causé par le déplacement inter-étage "drift" à chaque niveau), il en résulte un diagramme de moment à double courbure. ESGUERRA utilise ce principe pour démontrer les formules suivantes:

$$K_{et} = \frac{P}{\delta} = \frac{N 2 E b t^3}{3 h^3} \quad (2.5)$$

$$\delta_y = 0.5 \varepsilon_y \frac{h^2}{t} \quad (2.5)$$

$$F_y \approx \frac{\sigma_y b t^2}{3 h} \quad (2.6)$$

Pour $E = 117210(\text{MPa})$, on obtient le tableau suivant : (*Unités en KN,mm*).

Dispositif	h/t	K_{el}	δ_y	z_0	μ	$y_0 = \frac{\delta_0}{h}$	Ncycles
ADAS100_13	11.54	5.176	0.75	27.9	26.7	0.133	27
ADAS100_13	11.54	5.087	0.51	27.7	78.9	0.267	39
ADAS75_10	15	1.736	0.66	15.2	60.7	0.267	42
ADAS75_8	18.75	0.889	0.82	13.4	66.7	0.367	54
ADAS75_6	25	0.675	1.10	8.1	36.4	0.267	43

Tableau 2.2 Propriétés du dissipateur de type ADAS en cuivre [DE La Llera et al 2004]

Il faut mentionner que, compte tenu des résultats expérimentaux, ce type de dispositifs a un comportement stable pour de multiples amplitudes d'excitation dans des cycles différents. En outre, ces boucles d'hystérésis sont symétriques dans le déchargement et de rechargement, et ne sont pas affectées de manière significative par les fréquences d'excitation (figure 2.13).

Toutefois, pour les grandes déformations de cisaillement, on peut remarquer de petites asymétries produites par les charges axiales de traction générées par les déformations résiduelles, ce qui entraîne un effet de déformation lors du passage par la position initiale dans le comportement cyclique du dissipateur.

Le choix de ce type de dissipateurs pour le développement de ce travail est que son comportement hystérétique ne dépend pas de la vitesse de déformation, qui lui permet de s'attacher parfaitement avec la philosophie de calcul et dimensionnement basée sur le déplacement.

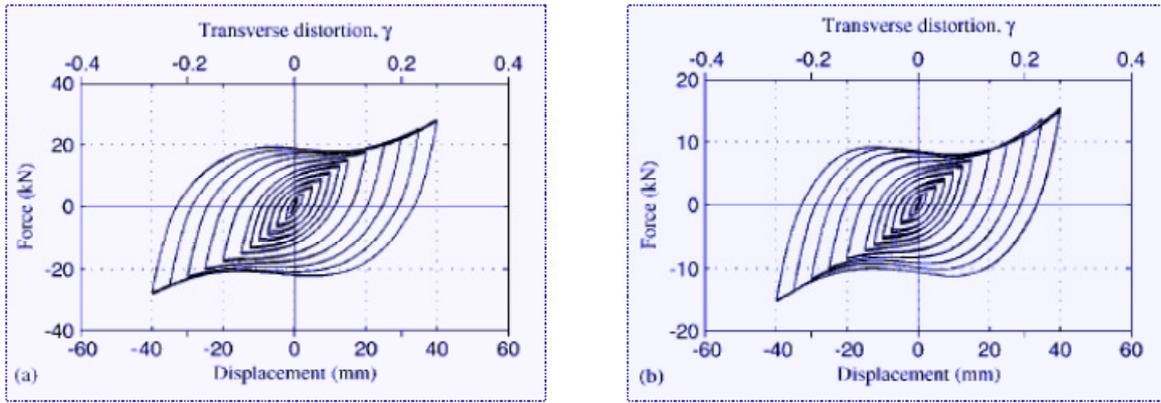


Fig.2.13 Composants pour les différents modèles expérimentaux.

(a) Modèle ADAS 100_13 ($h/t = 11.54$).

(b) Modèle ADAS 75_10 ($h/t = 15$).

DE LA LLERA *et al.*, 2004.

2.8. Mécanisme structurel de dissipation

Comme mentionné précédemment, ces systèmes sont des dispositifs relativement petits installés dans les bâtiments pour dissiper l'énergie d'entrée. Ils sont situés généralement entre la structure principale et le système d'appui [DE LA CRUZ]. Dans le cadre de ce travail nous utilisons exclusivement les dispositifs métalliques qui fonctionnent en relation avec la déformation inter-étage de la structure, et qui peuvent être joints à des diagonales de type chevron (figure 2.14). Ce système représente un mécanisme stable au moment de la transmission de la déformation relative inter-étage au moyen de l'effort de cisaillement sur le dissipateur.

La figure (2.15) présente la structure d'un bâtiment constitué de deux systèmes indépendants complémentaires: la structure primaire et le système de résistance au chargement latéral (diagonales de contreventement et dissipateurs).

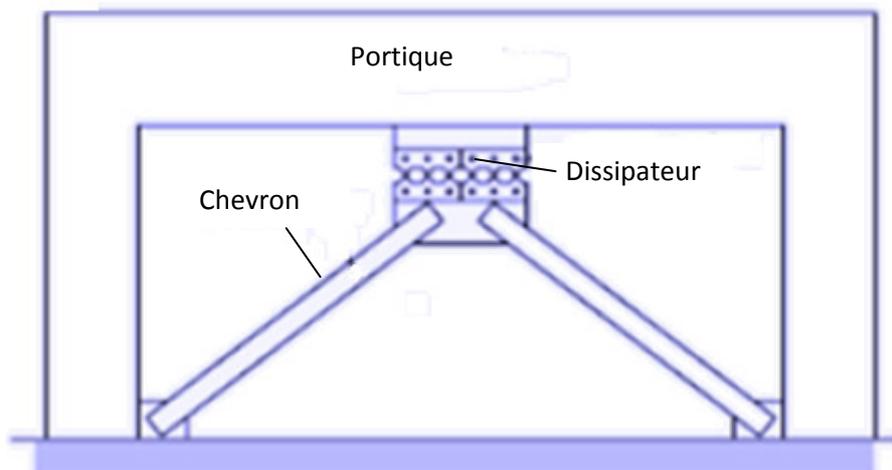


Fig.2.14 Schéma structurel. Diagonale type chevron

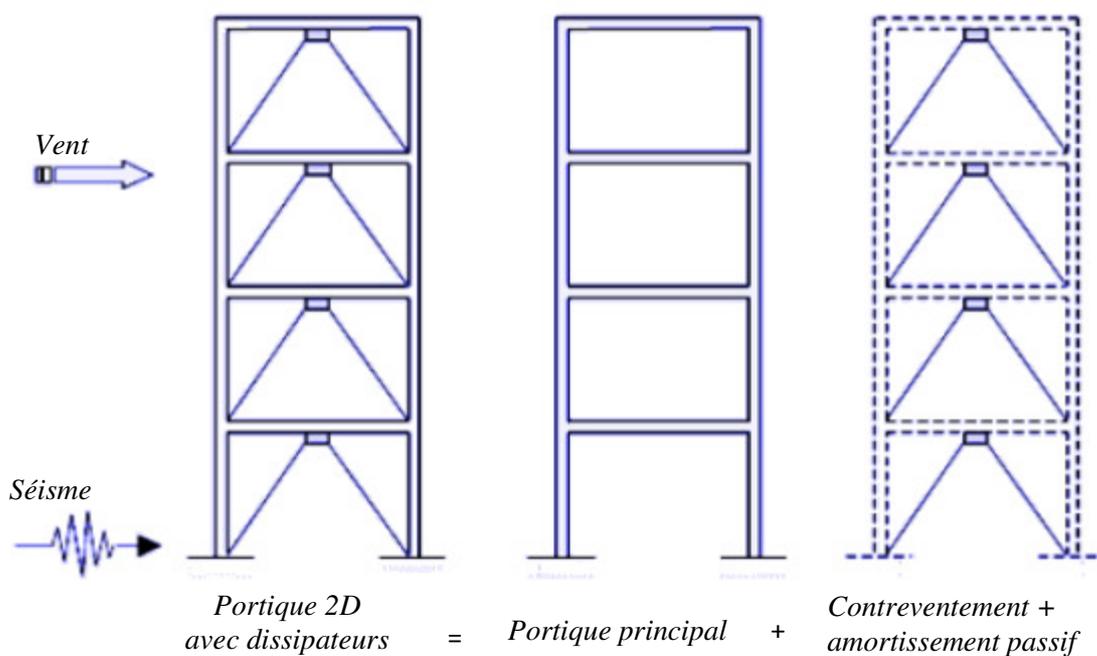


Fig.2.15 Schéma structurel, portique avec dissipateur d'énergie [DE LA CRUZ]

CHAPITRE 3

FORMULATION ET RESOLUTION DU MODELE DYNAMIQUE

3.1 Mise en équation et Résolution

La figure présente le schéma général d'un bâtiment (2D) équipé de dissipateurs d'énergie caractérisés par une raideur (k) et un amortissement (c) relatif à chaque niveau. La structure classique (sans dispositif de dissipation d'énergie) est définie par ses matrices de masse (M), de raideur (K) et d'amortissement (C).

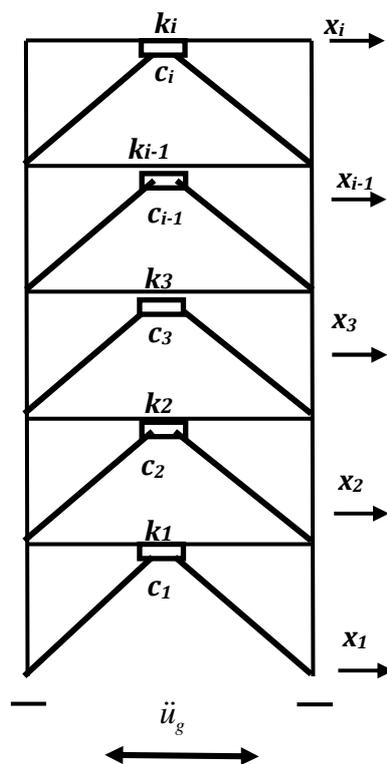


Figure. 3.1 Schéma d'analyse

- **Équation de mouvement**

L'équation d'équilibre dynamique de la structure à n degrés de liberté est donnée par l'expression suivante :

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx + \Phi^T \Gamma = -Mr \cdot \ddot{x}_g \quad (3.1)$$

Avec

M = Matrice de masse de la structure

K = Matrice de rigidité de la structure

C = matrice d'amortissement de la structure

Φ = matrice de transformation qui relie les déformations u du dissipateur aux degrés de liberté x de

la structure, soit : $\Phi = \frac{u}{x}$

r = vecteur de l'excitation sismique \ddot{x}_g

$\Gamma = \Gamma(u, \dot{u}, t)$ est le vecteur de forces non linéaires des dissipateurs ; ce vecteur dépend des déformations et des vitesses de déformation du système de dissipation d'énergie.

Les équations régissant le mouvement d'une structure équipée de dispositifs de dissipation d'énergie sont interprétées à travers une formulation de premier ordre utilisant les algorithmes de différentiation numériques tel que la méthode de Runge-Kutta.

3.2 Méthode de RUNGE - KUTTA

La méthode de RUNGE - KUTTA de quatrième ordre est conçue pour rapprocher les solutions numériques de série de Taylor des équations de premier ordre.

L'équation de mouvement est sous la forme :

$$\{\ddot{x}(t)\} = M^{-1}(\{p(t)\} - [K]\{x(t)\} - [C]\{\dot{x}(t)\}) \quad (3.2)$$

Ou sous la forme symbolique [19] :

$$\{\ddot{x}(t)\} = \{f(t, x(t), \dot{x}(t))\} \quad (3.3)$$

Pour transformer l'équation (3.2) de second ordre au premier ordre, on pose $\dot{x} = s$, Or l'équation (3.3) peut être scindée en deux équations de premier ordre comme suit

$$\{\dot{s}(t)\} = \{f(t, x, s)\} \quad (3.4)$$

et

$$\{\dot{x}(t)\} = \{p(t, x)\} \quad (3.5)$$

Nous pouvons employer des formules de quatrième ordre de Runge Kutta pour résoudre l'équation (3.3) et (3.4). Les dérivés de ces formules sont détaillées comme suit :

A partir de l'équation du premier ordre $y = \frac{dy}{dx}$, $f(x, y) = f$, et avec les conditions initiales $y(x_0) = y_0$, la solution $y(x_0 + h)$ peut être exprimée sous forme de série de Taylor comme suit

$$y(x_0 + h) = y_0 + hy'_0 + \frac{h^2}{2!} y''_0 + \frac{h^3}{3!} y'''_0 + \frac{h^4}{4!} y^{iv}_0 + \dots \quad (3.6)$$

Avec :

$$h = (x - x_0)$$

On pose : $y' = f$ avec $dy' = \left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)dy$; ce qui conduit à exprimer la relation de y'' comme suit :

$$y'' = \frac{dy'}{dv} = \frac{\partial f}{\partial v} + \frac{\partial f}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial v} = f_v + f_y f \quad (3.7)$$

Faisant même opération pour y''' , on obtient :

$$\begin{aligned} y''' &= \frac{dy''}{dv} = \frac{\partial y''}{\partial x} + \frac{\partial y''}{\partial y} \frac{dy}{dx} = \frac{\partial(f_v + f_y f)}{\partial x} + \frac{\partial(f_v + f_y f)}{\partial y} \frac{dy}{dx} \\ &= f_{vv} + 2ff_{vy} + f^2 f_{yy} + f_y f_v + ff_y f_v \end{aligned} \quad (3.8)$$

En posant aussi :

$$D = \frac{\partial}{\partial x} + f \left(\frac{\partial}{\partial y} \right),$$

ce qui permet d'écrire D^2 , D^3 comme suit :

$$D^2 = \left[\frac{\partial}{\partial x} + f \left(\frac{\partial}{\partial y} \right) \right]^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + 2f \left[\left(\frac{\partial^2}{\partial x \partial y} \right) \right] + f^2 \left(\frac{\partial^2}{\partial y^2} \right)$$

et

$$D^3 = \frac{\partial^3}{\partial x^3} + 3f \frac{\partial^3}{\partial x^2 \partial y} + 3f^2 \frac{\partial^3}{\partial x \partial y^2} + f^3 \frac{\partial^3}{\partial y^3}$$

On déduit :

$$\begin{aligned}
 y' &= f \\
 y'' &= f_v + ff_y = Df \\
 y''' &= f_{vv} + 2ff_{vy} + f^2 f_{yy} + f_y (f_v + ff_y) = D^2 f + f_y Df
 \end{aligned}
 \tag{3.9}$$

Similaire à l'équation :

$$D^3 f = \frac{\partial^3 f}{\partial x^3} + 3f \frac{\partial^3 f}{\partial x^2 \partial y} + 3f^2 \frac{\partial^3 f}{\partial x \partial y^2} + f^3 \frac{\partial^3 f}{\partial y^3}$$

Alors nous avons :

$$y^{iv} = \frac{\partial(D^2 f + f_y Df)}{\partial x} + \frac{\partial(D^2 f + f_y Df)}{\partial y} \frac{dy}{dx} = D^3 f + f_y D^2 f + 3Df Df_y
 \tag{3.10}$$

En substituant les équations (3.9) et (3.10) dans l'équation (3.6) on aura :

$$\begin{aligned}
 y(v_0 + h) - y(v_0) &= hy'_0 + \frac{h^2}{2!} y''_0 + \frac{h^3}{3!} y'''_0 + \frac{h^4}{4!} y^{iv}_0 \dots \\
 &\approx hy'_0 + \frac{h^2}{2!} y''_0 + \frac{h^3}{3!} y'''_0 + \frac{h^4}{4!} y^{iv}_0 \\
 &= \left[hf + \frac{h^2}{2!} Df + \frac{h^3}{3!} (D^2 f + f_y Df) + \frac{h^4}{4!} (D^3 f + f_y D^2 f + 3Df Df_y) \right]_{v=v_0}
 \end{aligned}
 \tag{3.11}$$

On néglige tout terme dont son ordre est supérieur au quatrième ordre. On observe que l'équation (3.11) a une erreur de troncation de h^5 .

Par ailleurs $f = \frac{dy}{dx}$ avec $dy = f dx$, donc l'équation (3.6) peut être exprimée comme suit :

$$y(x_0 + h) = y(x_0) + \int_{x_0}^{x_0+h} \frac{dy}{dv} dx = y(x_0) + \int_{x_0}^{x_0+h} f(x, y) dx
 \tag{3.12}$$

L'intégrale d'équation (3.12) peut être exprimée comme suit :

$$y(x_0 + h) - y(x_0) = \int_{x_0}^{x_0+h} f(x, y) dx = hf(x_0 + \theta h, y(x_0 + \theta h))
 \tag{3.13}$$

Où :

$$0 < \theta < h$$

On note que les équations (3.13) et (3.11) sont équivalentes. Donc l'équation linéaire s'écrit :

$$hf(x_0 + \theta h, y(x_0 + \theta h)) = y(x_0 + h) - y(x_0) = \mu_1 k_1 + \mu_2 k_2 + \mu_3 k_3 + \mu_4 k_4 \quad (3.14)$$

Avec :

$$\begin{aligned} k_1 &= hf(x_0, y_0) = hf_0 \\ k_2 &= hf(x_0 + \alpha h, y_0 + \beta k_1) \\ k_3 &= hf(x_0 + \alpha_1 h, y_0 + \beta_1 k_1 + \gamma_1 k_2) \\ k_4 &= hf(x_0 + \alpha_2 h, y_0 + \beta_2 k_2 + \gamma_2 k_2 + \delta_2 k_3) \end{aligned} \quad (3.15)$$

Où $\mu_1, \mu_2, \mu_3, \mu_4, \kappa, \beta, \kappa_1, \beta_1, \beta_2, \gamma_1, \gamma_2$ et δ_2 sont les constantes à déterminer, en appliquant le théorème de série de Taylor en remplaçant les fonction $f(x_0, y_0), f(x_0 + \alpha h, y_0 + \beta k_1), f(x_0 + \alpha_1 h, y_0 + \beta_1 k_1 + \gamma_1 k_2)$ et $f(u_0 + \kappa_2 h, y_0 + \beta_2 k_2 + \gamma_2 k_2 + \delta_2 k_3)$ dans l'équation (3.15). La série de Taylor de la fonction de deux variables est résumée comme suit :

$$f(u_0 + \kappa_r, y_0 + \beta_r) = \left[f(u, y) + D_r f(u, y) + \frac{D_r^2 f(u, y)}{2!} + \frac{D_r^3 f(u, y)}{3!} + \frac{D_r^4 f(u, y)}{4!} + \dots \right]_{u=y_0} \quad (3.16)$$

Et l'opération est définie comme :

$$D_r = \kappa_r \frac{\partial}{\partial u} + \beta_r \frac{\partial}{\partial y} \quad (3.17)$$

Où κ_r et β_r sont des scalaires.

D'après la série de Taylor on exprime k_1, k_2, k_3 et k_4 à partir des deux équations (3.6) et (3.7), comme suit :

$$k_1 = hf(u_0, y_0) = hf_0 \quad (3.18a)$$

$$k_2 = hf(u_0 + \kappa h, y_0 + \beta k_1) = h \left[f + D_1 f + \frac{D_1^2 f}{2!} + \frac{D_1^3 f}{3!} + \frac{D_1^4 f}{4!} + \dots \right]_{u=u_0}$$

$$= h \left[f + D_1 f + \frac{h^2}{2!} D_1^2 f + \frac{h^3}{3!} D_1^3 f + \frac{h^4}{4!} D_1^4 f + \dots \right]_{u=u_0} \quad (3.18b)$$

Où :

$$D_{11} = (\kappa h) \frac{\partial}{\partial u} + (\beta k_1) \frac{\partial}{\partial y} \quad \text{et} \quad D_1 = D_{11}/h$$

De même,

$$D_{21} = \kappa_1 h \left(\frac{\partial}{\partial u} \right) + (\beta_1 k_1 + \gamma_1 k_2) \left(\frac{\partial}{\partial y} \right) \quad \text{et} \quad D_2 = \kappa_1 \left(\frac{\partial}{\partial u} \right) + (\beta_1 + \gamma_1) f_0 \left(\frac{\partial}{\partial y} \right)$$

Alors :

$$\begin{aligned} D_{21} &= \kappa_1 h \left(\frac{\partial}{\partial u} \right) + (\beta_1 k_1 + \gamma_1 k_2) \left(\frac{\partial}{\partial y} \right) = h \left(\kappa_1 \frac{\partial}{\partial u} + \beta f_0 \frac{\partial}{\partial y} \right) + \gamma_1 k_2 \frac{\partial}{\partial y} \\ &= h D_2 + \gamma_1 (k_2 - h f_0) \frac{\partial}{\partial y} = h D_2 + \gamma_1 \left[h^2 D_1 f + \frac{h^3}{2!} D_1^2 f + \frac{h^4}{3!} D_1^3 f + \dots \right]_{u=u_0} \frac{\partial}{\partial y} \\ &= h D_2 + \gamma_1 (k_2 - h f_0) \frac{\partial}{\partial y} = h D_2 + \gamma_1 h^2 \left[D_1 f + \frac{h}{2!} D_1^2 f + \frac{h^2}{3!} D_1^3 f + \dots \right]_{u=u_0} \frac{\partial}{\partial y} \end{aligned} \quad (3.19)$$

$$D_{31} = \kappa_2 h \left(\frac{\partial}{\partial u} \right) + (\beta_2 k_1 + \gamma_2 k_2 + \delta_2 k_3) \left(\frac{\partial}{\partial y} \right) = h D_3 + [\gamma_2 (k_2 - h f_0) + \delta_2 (k_3 - h f_0)] \frac{\partial}{\partial y}$$

D'après l'équation (3.10), k_3 peut être exprimé comme suit :

$$\begin{aligned} k_3 &= h f (u_0 + \kappa_1 y_0 + \beta_1 k_1 + \gamma_1 k_2) = h \left[f + D_2 f + \frac{D_2^2 f}{2!} + \frac{D_2^3 f}{3!} + \frac{D_2^4 f}{4!} + \dots \right]_{u=u_0} \\ &= h \left\{ \left[f + h D_2 f + \frac{h^2}{2!} D_2^2 f + \frac{h^3}{3!} D_2^3 f + \frac{h^4}{4!} D_2^4 f + \dots \right] \right. \\ &\quad \left. + h^2 \gamma_1 \left[f_y D_1 f + \frac{h}{2!} f_y D_1^2 f + h D_1 f D_2 f_y + \frac{h^2}{3!} f_y D_1^3 f + \dots \right] \dots \right\} \end{aligned} \quad (3.20)$$

La relation de formule D_{31} s'écrit comme suit:

$$D_{31} = hD_3 + h^2 \left\{ \begin{array}{l} \gamma_2 \left[D_1 f + \frac{h}{2!} D_1^2 f + \frac{h^2}{3!} D_1^3 f + \frac{h^3}{4!} D_1^4 f + \frac{h^4}{4!} D_2^4 f + \dots \right] \\ + \delta_2 \left[D_2 f + \frac{h}{2} (D_2^2 f + 2\gamma_1 f_y D_1 f) + \frac{h^2}{3!} D_2^3 f + \frac{h}{2!} \gamma_1 f_y D_1^2 f + h^2 \gamma_1 D_1 f D_2 f_y + \dots \right] \end{array} \right\}_{u=u_0} \frac{\partial}{\partial y}$$

Pour trouver k_4 , on remplace k_2 et k_3 dans l'équation (3.18) et (3.20) on aura :

$$k_4 = hf(x_0 + \alpha_2 h, y_0 + \beta_2 k_1 + \gamma_2 k_2 + \delta_2 k_3) = h \left[f + D_{31} f + \frac{D_{31}^2 f}{2!} + \frac{D_{31}^3 f}{3!} + \frac{D_{31}^4 f}{4!} + \dots \right]_{u=u_0}$$

$$= h \left\{ \begin{array}{l} f + hD_3 f + h^2 f_y \left[\begin{array}{l} \gamma_2 \left(D_1 f + \frac{h}{2!} D_1^2 f + \frac{h^2}{3!} D_1^3 f + \dots \right) \\ + \delta_2 \left(D_2 f + h\gamma_1 f_y D_1 f + \frac{h}{2!} D_2^2 f + \frac{h^2}{2} \gamma_1 f_y D_1^2 f + h^2 \gamma_1 D_1 f D_2 f_y + \frac{h^2}{3!} D_2^3 f + \dots \right) \end{array} \right] \\ + \frac{1}{2!} \left[\begin{array}{l} h^2 D_3^2 f + 2h^3 D_3 f_y \left[\gamma_2 \left(D_1 f + \frac{h}{2} D_1^2 f + \dots \right) + \delta_2 \left(D_2 f + \frac{h}{2!} D_2^2 f + h\gamma_1 f_y D_1 f + \dots \right) \right] \\ + h^4 f_{yy} \left[\gamma_2^2 D_1^2 f + 2\gamma_2 \delta_2 D_1 f D_2 f + \delta_2^2 (D_2 f)^2 \right] \end{array} \right] \\ + \frac{1}{3!} (h^3 D_3^3 f + 3h^4 D_3^2 f_y [\gamma_2 D_1 f + \delta_2 D_2 f + \dots]) + \frac{1}{4!} (h^4 D_3^4 f + \dots) + \dots \end{array} \right\}_{u=u_0} \quad (3.21)$$

Les constantes $\kappa, \kappa_1, \kappa_2, \gamma_1, \gamma_2, \mu_1, \mu_2, \mu_3, \mu_4, \delta_2$ sont donnés successivement $\frac{1}{2}, \frac{1}{2}, 1, \frac{1}{2}, 0, \frac{1}{6}, \frac{1}{3}, \frac{1}{3}, \frac{1}{6}, 1$

avec $\beta = \frac{1}{2}, \beta_1 = 0$ et $\beta_2 = 0$

Après le remplacement des constantes dans l'équation (3.14) et (3.15) on aura :

$$\begin{aligned} k_1 &= hf(x_0, y_0) \\ k_2 &= hf\left(x_0 + \frac{h}{2}, y_0 + \frac{k_1}{2}\right) \\ k_3 &= hf\left(x_0 + \frac{h}{2}, y_0 + \frac{k_2}{2}\right) \\ k_4 &= hf\left(x_0 + \frac{h}{2}, y_0 + k_3\right) \end{aligned} \quad (3.22a)$$

$$\text{et: } y(x_0 + h) - y(x_0) = \mu_1 k_1 + \mu_2 k_2 + \mu_3 k_3 + \mu_4 k_4$$

$$= \frac{1}{6} [k_1 + 2k_2 + 2k_3 + k_4] \quad (3.22b)$$

Cette dernière équation représente une formule de quatrième ordre de RUNGE - KUTTA. Comme mentionné précédemment, la méthode RUNGE-KUTTA de quatrième ordre sert à rapprocher les solutions des équations de premier ordre.

En se basant sur les deux équations (3.5) et (3.6) fondées de l'équation (3.22a), on peut exprimer $s(t + \Delta t)$ comme suit :

$$s(t + \Delta t) = s(t) + \frac{1}{6}(k_1 + 2k_2 + 2k_3 + k_4) \quad (3.23)$$

Où :

$$\begin{aligned} k_1 &= (\Delta t)f(t, u(t), s(t)) \\ k_2 &= (\Delta t)f\left(t + \frac{\Delta t}{2}, u(t) + \frac{q_1}{2}, s(t) + \frac{k_1}{2}\right) \\ k_3 &= (\Delta t)f\left(t + \frac{\Delta t}{2}, u(t) + \frac{q_2}{2}, s(t) + \frac{k_2}{2}\right) \\ k_4 &= (\Delta t)f(t + \Delta t, u(t) + q_3, s(t) + k_3) \end{aligned} \quad (3.24)$$

A partir de l'équation (3.24) on peut écrire :

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \frac{1}{6}(q_1 + 2q_2 + 2q_3 + q_4) \quad (3.25)$$

Où :

$$\begin{aligned} q_1 &= (\Delta t)F(s(t)) = (\Delta t)s(t) \\ q_2 &= (\Delta t)F\left(s(t) + \frac{k_1}{2}\right) = (\Delta t)\left(s(t) + \frac{k_1}{2}\right) \\ q_3 &= (\Delta t)F\left(s(t) + \frac{k_2}{2}\right) = (\Delta t)\left(s(t) + \frac{k_2}{2}\right) \\ q_4 &= (\Delta t)F(s(t) + k_3) = (\Delta t)(s(t) + k_3) \end{aligned} \quad (3.26)$$

Maintenant on remplace l'équation (3.26) dans les équations (3.25) et (3.14), on aura :

$$\begin{aligned}
k_1 &= (\Delta t)f(t, x(t), s(t)) \\
k_2 &= (\Delta t)f\left(t + \frac{\Delta t}{2}, v(t) + \frac{\Delta t}{2}s(t), s(t) + \frac{k_1}{2}\right) \\
k_3 &= (\Delta t)f\left(t + \frac{\Delta t}{2}, x(t) + \frac{\Delta t}{2}\left(s(t) + \frac{k_1}{2}\right), s(t) + \frac{k_2}{2}\right) \\
k_4 &= (\Delta t)f\left(t + \Delta t, v(t) + \Delta t\left(s(t) + \frac{k_2}{2}\right), s(t) + k_3\right) \\
&= (\Delta t)f\left(t + \Delta t, v(t) + (\Delta t)s(t) + \frac{\Delta t}{2}k_2, s(t) + k_3\right)
\end{aligned} \tag{3.27}$$

et

$$\begin{aligned}
x(t + \Delta t) &= u(t) + \frac{1}{6}(q_1 + 2q_2 + 2q_3 + q_4) \\
&= x(t) + \frac{1}{6}\left[\Delta t s(t) + 2\Delta t\left(s(t) + \frac{k_1}{2}\right) + 2\Delta t\left(s(t) + \frac{k_2}{2}\right) + \Delta t(s(t) + k_3)\right] \\
&= x(t) + \frac{1}{6}\Delta t[6s(t) + k_1 + k_2 + k_3] \\
&= x(t) + \Delta t\dot{u}(t) + \frac{\Delta t}{6}[k_1 + k_2 + k_3]
\end{aligned} \tag{3.28}$$

D'après les équations (3.22), (3.27), et (3.28), la solution numérique pour l'équation de mouvement (3.2) basée sur la méthode de quatrième ordre de RUNGE-KUTTA peut être résumée comme suit :

$$\{x(t + \Delta t)\} = \{x(t)\} + \Delta t\{\dot{x}(t)\} + \frac{\Delta t}{6}[\{k_1\} + \{k_2\} + \{k_3\}] \tag{3.29}$$

$$\{\dot{x}(t + \Delta t)\} = \{\dot{x}(t)\} + \frac{1}{6}(\{k_1\} + 2\{k_2\} + 2\{k_3\} + \{k_4\}) \tag{3.30}$$

Où :

$$\begin{aligned}
\{k_1\} &= \Delta t\{t, x(t), \dot{s}(t)\} \\
&= \Delta t[M]^{-1}(\{p(t)\} - [K]\{x(t)\} - [C]\{\dot{v}(t)\})
\end{aligned} \tag{3.31}$$

$$\{k_2\} = (\Delta t) \left\{ f \left(t + \frac{\Delta t}{2}, u(t) + \frac{\Delta t}{2} s(t), s(t) + \frac{k_1}{2} \right) \right\} \quad (3.32)$$

$$= \Delta t [M]^{-1} \left(\left\{ p \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) - [K] \left\{ u(t) + \frac{\Delta t}{2} \{ \dot{u}(t) \} \right\} \right\} - [C] \left\{ \dot{u}(t) + \frac{1}{2} \{k_1\} \right\} \right)$$

$$\{k_3\} = (\Delta t) \left\{ f \left(t + \frac{\Delta t}{2}, u(t) + \frac{\Delta t}{2} s(t), s(t) + \frac{\Delta t}{4} k_1, s(t) + \frac{k_2}{2} \right) \right\} \quad (3.33)$$

$$= \Delta t [M]^{-1} \left(p \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) - [K] \left(u(t) + \frac{\Delta t}{2} \left\{ \dot{u}(t) + \frac{\Delta t}{4} \right\} \right) - [C] \left(\{ \dot{u}(t) \} + \frac{1}{2} \{k_2\} \right) \right)$$

$$\{k_4\} = (\Delta t) \left\{ f \left(t + \Delta t, u(t) + \Delta t s(t), s(t) + \frac{\Delta t}{2} k_2, s(t) + k_3 \right) \right\} \quad (3.34)$$

$$= \Delta t [M]^{-1} \left(p(t + \Delta t) - [K] \left(u(t) + \Delta t \{ \dot{u}(t) \} + \frac{\Delta t}{2} \right) - [C] (\{ \dot{u}(t) \} + \{k_3\}) \right)$$

Il est donc possible, à partir de cette forme, d'intégrer sous forme exacte le comportement linéaire de la structure et concentrer l'analyse non linéaire aux dissipateurs d'énergie avec le terme $(\Phi^T \Gamma)$ qui correspond à la contribution des forces non linéaires.

Dans ce genre de problème, l'état du système est défini comme le vecteur des déplacements et des vitesses des masses en mouvement.

Pour l'application de cette méthode, il serait préférable de réécrire l'équation de mouvement sous la forme suivante

$$M^{-1} Kx + M^{-1} C\dot{x} + M^{-1} \Phi^T \Gamma + r\ddot{x}_g = -\ddot{x} \quad (3.35)$$

L'équation (2) est une équation différentielle linéaire du second ordre.

Nous posons le vecteur z pour représenter le déplacement et la vitesse du système, soit :

$$z = \begin{pmatrix} x \\ \dot{x} \end{pmatrix}, \quad \dot{z} = \begin{pmatrix} \dot{x} \\ \ddot{x} \end{pmatrix}$$

Par conséquent, à partir de ces expressions de vecteur, l'équation (2) peut s'écrire comme suit :

$$\dot{z} = Az + B_\Gamma \Gamma + B_x \ddot{x}_g \quad (3.36)$$

L'équation (3) qui régit le mouvement est une équation différentielle linéaire de premier ordre.

A, B_Γ, B_x sont données par :

$$A = \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ M^{-1}K & M^{-1}C \end{bmatrix} \quad B_\Gamma = \begin{bmatrix} 0 \\ M^{-1}\Phi^T \end{bmatrix} \quad B_x = \begin{bmatrix} 0 \\ r \end{bmatrix} \quad (3.37)$$

Par conséquent, en résolvant l'équation différentielle (3.36) du premier ordre, on peut aboutir à la solution de n'importe quel système dynamique en une seule phase ou en valeurs discrètes.

3.3. Linéarisation des équations de mouvements

La force restitutive Γ du dispositif de dissipation d'énergie peut être représentée d'une manière approchée, comme étant une combinaison linéaire de u et \dot{u} . Par conséquent, il est possible de donner une forme linéaire du dissipateur comme suit :

$$\Gamma = c\dot{u} + ku \quad (3.38)$$

Et en remplaçant Γ dans l'équation (1), on obtient :

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx + \Phi^T (c\dot{u} + ku) = -Mr.\ddot{x}_g \quad (3.39)$$

Comme nous avons $\Phi = \frac{u}{x}$, l'équation (3.39) après arrangement, peut être écrite comme suit :

$$M\ddot{x} + (C + \Phi^T c_d \Phi)\dot{x} + (K + \Phi^T k_d \Phi)x = -Mr.\ddot{x}_g \quad (3.40)$$

c_d , et k_d sont respectivement l'amortissement équivalent et la rigidité équivalente du dissipateur d'énergie pour chaque niveau.

À partir de l'équation (3.40), on peut définir respectivement les matrices équivalentes d'amortissement et de rigidité du système global, soit :

$$C_e = (C + \Phi^T c_d \Phi), \quad K_e = (K + \Phi^T k_d \Phi) \quad (3.41)$$

Par conséquent, on obtient de nouvelles expressions des matrices qui représentent le comportement de la structure en prenant en compte le comportement du dissipateur, soit :

$$A_e = \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ M^{-1}K_e & M^{-1}C_e \end{bmatrix} \quad (3.42)$$

On peut donc dire, par voie de conséquence, qu'il est possible de formuler la linéarisation de l'équilibre dynamique de la structure équipée de dissipateurs d'énergie à comportement non-linéaire.

Les propriétés du dissipateur peuvent donc être incorporées de manière approchées, sous forme linéaire équivalente dans l'équation dynamique qui régit le phénomène puis effectuer sa résolution par la méthode de Runge-Kutta.

3.4. Solution du modèle dynamique de l'isolateur à comportement linéaire

La solution du modèle dynamique de l'isolateur à comportement linéaire de l'équation

$$[M^*] \{\ddot{v}^*\} + [C^*] \{\dot{v}^*\} + [K^*] \{v^*\} = -[M_0] \{r^t\} \ddot{u}_g$$

par la méthode de RUNGE – KUTTA est effectuée selon les étapes suivantes :

1- Calcul des vecteurs de l'accélération $\{\ddot{u}_0\}$ à partir des conditions initiales à

$t = 0, \{\dot{u}\} = \{0\}, \{u\} = \{0\}$ comme suit :

$$[M] \{\dot{v}_0^*\} = [M_0] \{r^t\} \ddot{u}_g(0) - [C] \{\dot{v}^*(0)\} - [K] \{v^*(0)\} \quad (3.43)$$

2- Choix du pas d'intégration Δt .

3- Incrémentation du temps $t_{n+1} = t_n + \Delta t$ avec, $n = 1, 2, 3, \dots, t_d / \Delta t$

4- Calcul des constantes k_1, k_2, k_3 et k_4 d'après les équations (3.22), (3.23), (3.24) et (3.25) on aura:

$$k_1 = t_{n+1} [M]^{-1} \left[[M_0] \{r^t\} \ddot{u}_g(0) - [C] \{\dot{v}^*(0)\} - [K] \{v^*(0)\} \right] \quad (3.43)$$

$$k_2 = t_{n+1} M^{-1} \left[[M_0] \{r^t\} \ddot{u}_g \left(\frac{t_{n+1}}{2} \right) - [k] \left(\{v^*(0)\} + \frac{t_{n+1}}{2} \{\dot{v}^*(0)\} \right) - [C] \left(\{\dot{v}^*(0)\} + \frac{[K_1]}{2} \right) \right] \quad (3.44)$$

$$k_3 = t_{n+1} \left[M^{-1} \left[[M_0] \{r^t\} \ddot{u}_g \left(\frac{t_{n+1}}{2} \right) - [K] \left(\{v^*(0)\} + \frac{t_{n+1}}{2} \{\dot{v}^*(0)\} + \frac{t_{n+1}}{4} [K_1] \right) - [C] \left(\{\dot{v}^*(0)\} + \frac{[K_2]}{2} \right) \right] \right] \quad (3.45)$$

$$k_4 = t_{n+1} \left[M^{-1} \left[[M_0] \{r^t\} \ddot{u}_g (t_{n+1}) - [K] \left(\{v^*(0)\} + t_{n+1} \{\dot{v}^*(0)\} + \frac{t_{n+1}}{2} [K_2] \right) - [C] \left(\{\dot{v}^*(0)\} + [K_3] \right) \right] \right] \quad (3.46)$$

5- Calcul du vecteur de déplacement, et la vitesse, par les équations (3.29), (3.30) comme suit :

$$\{v^*_{n+1}\} = \{v^*(0)\} + t_{n+1} \{\dot{v}^*(0)\} + \frac{\Delta t}{6} ([K_1] + [K_2] + [K_3]) \quad (3.47)$$

$$\{\dot{v}^*_{n+1}\} = \{\dot{v}^*(0)\} + \frac{1}{6} ([K_1] + 2[K_2] + 2[K_3] + [K_4]) \quad (3.48)$$

6- Calcul du vecteur de l'accélération à partir de l'équation (3.2) comme suit :

$$\{\ddot{v}^*_{n+1}\} = \{M^{-1}\} \left[[M_0] \{r^t\} \ddot{u}_g (t_{n+1}) - [K] \{v^*\} (t_{n+1}) - [C] \{\dot{v}^*\} (t_{n+1}) \right] \quad (3.49)$$

3.5 Modélisation du dissipateur à comportement hystérétique

3.5.1 Introduction

Dans le cas général non linéaire, l'énergie dissipée dans un cycle de déformation par un système de dissipation d'énergie est directement reliée à la zone délimitée par la boucle de l'hystérésis contrainte-déformation. Il est alors possible de choisir un système linéaire équivalent dans un cycle qui dissipe la même énergie que le système non linéaire.

Nous présentons, dans ce qui suit les formulations nécessaires à la modélisation des éléments constituant les dissipateurs hystérétiques incluant la méthode de linéarisation équivalente.

Concrètement, ce chapitre traitera les diverses techniques utilisées dans la modélisation du comportement hystérétique du dissipateur à travers la variable non linéaire (Γ) établie dans la mise en équation du mouvement dynamique.

3.5.2 Modélisation hystérétique

Le mouvement dynamique d'une structure à plusieurs degrés de liberté (N DDL) est représenté par l'équation différentielle suivante :

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx + \Phi^T \Gamma = -Mr.\ddot{x}_g \quad (3.50)$$

où le comportement non linéaire du dissipateur est représenté par la force (Γ). Pour la modélisation analytique de cette variable et son intégration dans l'équation, il existe plusieurs procédés et techniques de modélisation, parmi lesquels :

- Modèle bilinéaire : ce modèle dépend des paramètres k_1, k_2, F_y et d_y .
- Interprétation géométrique par cycle : où nous obtenons des valeurs linéaires équivalentes de rigidité et d'amortissement pour chaque cycle.
- Linéarisation équivalente : où une estimation est faite en minimisant l'erreur entre la force linéaire du dissipateur avec $\Gamma = \Gamma(u, \dot{u}, t)$, et la force réel du dissipateur dans chaque cycle

3.5.2.1 Modèle bilinéaire

Une fois la courbe expérimentale de la dissipation d'énergie obtenue, il est nécessaire de trouver un modèle de comportement mathématique qui représente le dissipateur et qui fournit un bon ajustement des données. Les données obtenues peuvent être adaptées au modèle bilinéaire ; ce modèle est le plus recommandé pour simuler le comportement hystérétique des dissipateurs d'énergie.

Dans le comportement du modèle bilinéaire, l'hystérésis obtenue dans l'essai de chargement cyclique est approchée par des lignes droites, comme le montre la figure (3.2).

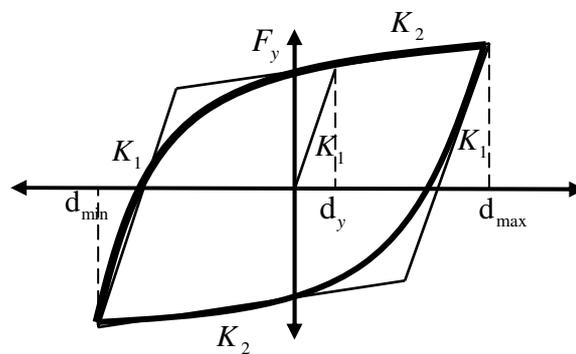


Fig.3.2 : Modèle bilinéaire

La figure 3.2 illustre les relations suivantes :

- Une rigidité initiale (K_1) associée à la réaction du dissipateur aux charges de faible amplitude. On l'obtient en traçant une tangente à des domaines du cycle de charge inférieure.
- Une rigidité post-élastique (K_2), associée à la réaction du dissipateur aux charges plus élevées du cycle. Ceci est obtenu en traçant une tangente à la courbe qui passe par le point de grand déplacement de l'hystérésis.
- Une charge limite (F_y), avec son déplacement correspondant (d_y), qui établit une valeur conventionnelle de transition entre les relations charge-déformation déjà mentionnées. Elle est obtenue au point d'intersection de la ligne de rigidité post-élastique avec la rigidité initiale, celle-ci doit passer par l'origine des coordonnées.

Ce modèle trouve son principal avantage dans la simplicité de représentation du modèle de la courbe d'hystérésis. L'inconvénient majeur est que la région de transition à l'état élasto-plastique se rapproche plus d'une courbe que d'une ligne, et les déformations considérées sont bien inférieures aux déformations réelles.

3.5.3. Interprétation géométrique par cycle

Une des méthodes approchées de l'analyse consiste à remplacer le système actuel non linéaire par un système équivalent linéaire. Les résultats sur les caractéristiques de la réponse du système non linéaire peuvent alors être déduits par analyse de la réponse du système linéaire. Il s'agit généralement de la méthode de linéarisation équivalente.

La figure (3.3) présente deux graphiques tirés de diverses études existantes, où on peut voir graphiquement les concepts des propriétés effectives de chaque cycle de modèle bilinéaire. L'amortissement est directement lié à la zone délimitée par la courbe d'hystérésis correspondant à l'énergie dissipée dans un cycle. Et la rigidité sécante correspond à la pente de la ligne reliée à la déformation maximale atteinte par le cycle.

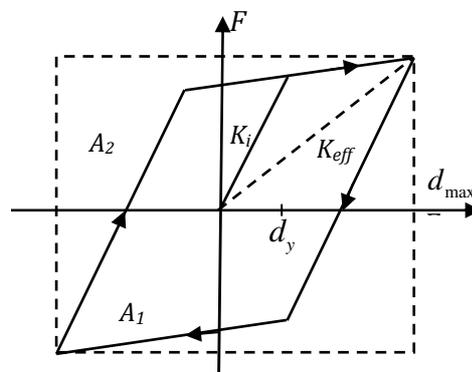


Fig.3.3 : Modèle bilinéaire de Jacobsen

On voit sur ce graphique que l'amortissement équivalent de Jacobsen associé à la méthode de rigidité sécante ont été adoptés pour le processus de linéarisation dans le calcul basé sur le déplacement. Cette approche est appliquée au modèle bilinéaire qui considère une rigidité initiale (K_i), une déformation élastique limite (d_y) et une déformation maximale (d_0), alors que l'aire A_1 représente l'amortissement équivalent tandis que la rigidité effective est représentée par la pente de la droite K_{eff} .

3.5.4. Linéarisation équivalente

L'estimation de l'amortissement visqueux équivalent peut être une étape importante dans la méthodologie de conception basée sur le déplacement.

La méthode consiste à réduire au minimum l'intégrale en un cycle d'une erreur quadratique entre la véritable force du système de réduction des vibrations (dissipateur) et l'estimation linéaire de celle-ci. Puisque la déformation imposée est harmonique, la méthode est appelée linéarisation harmonique.

Étant donné un système de réduction des vibrations (dissipateur) avec le comportement non linéaire générale.

$$\Gamma = \Gamma(u, \dot{u}, z, t) \quad (3.51)$$

où z est le vecteur d'état du dissipateur, l'estimation linéaire proposée est de la forme :

$$\tilde{\Gamma} = c_e \dot{v} + k_e v \quad (3.52)$$

Où c_e et k_e sont respectivement l'amortissement et la rigidité équivalents du dissipateur.

On a donc l'erreur :

$$e(t) = \Gamma(u, \dot{u}, z, t) - c_e \dot{v} + k_e v \quad (3.53)$$

Le but est alors de minimiser la valeur de l'erreur quadratique dans un cycle.

$$I(c_e, k_e) = \int_0^T e^2 dt \quad (3.54)$$

où $T = \frac{2\pi}{\omega}$

Si nous réduisons l'erreur quadratique dans un cycle par différenciation par rapport aux vecteurs de rigidité et d'amortissement pris égal à zéro on obtient :

$$k_e = \frac{\int_0^T \Gamma(u, \dot{u}, z, t) u(t) dt}{\int_0^T u(t)^2 dt} = \frac{\int_0^T \Gamma(u, \dot{u}, z, t) d_0 \sin(\omega t) dt}{\pi d_0^2} \quad (3.55)$$

En différenciant par rapport à (c_e) , on obtient :

$$c_e = \frac{\int_0^T \Gamma(u, \dot{u}, z, t) \dot{u}(t) dt}{\int_0^T \dot{u}(t)^2 dt} = \frac{\int_0^T \Gamma(u, \dot{u}, z, t) d_0 \cos(\omega t) dt}{\omega \pi d_0^2} = \frac{E_d}{\omega \pi d_0^2} \quad (3.56)$$

L'équation (3.56) montre la cohérence entre cette estimation et la condition d'égalité de l'énergie dissipée par cycle.

3.5.5. Linéarisation équivalente pour le modèle bilinéaire

Le cycle bilinéaire force-déformation peut être décrit essentiellement par les rigidités représentées par les tracés qui le composent, à savoir la rigidité initiale k_1 et la rigidité post-élastique k_2 . Avec ceci, nous obtenons les mêmes propriétés pour le modèle bilinéaire en appliquant les équations (3.55 et 3.56) pour une charge harmonique.

Avec cela, nous avons la rigidité équivalente d'un cycle bilinéaire

$$k_e = \frac{d_y}{\pi d_0} \left((k_1 - k_2) \left[\left(2 - \frac{d_0}{d_y} \right) C + D \right] + (k_1 + k_2) \frac{\pi d_0}{2 d_y} \right) \quad (3.57)$$

avec

$$C = \frac{2}{d_0} \sqrt{(d_0 - d_y)} \quad D = -\frac{d_0}{d_y} \arcsin \left(1 - \frac{2d_y}{d_0} \right)$$

En appliquant pour un amortissement équivalent en un cycle, on obtient :

$$c_e = \frac{4(k_1 - k_2)(d_0 - d_y)}{\omega \pi d_0^2} d_y \quad (3.58)$$

Avec :

d_y : déformation élastique limite.

d_0 : déformation maximum du cycle hystérétique.

Ceci permet d'obtenir une courbe représentative des propriétés équivalentes d'un dissipateur avant chaque cycle de déformation maximale de chaque cycle bilinéaire.

3.5.6. Modèle utilisé

La méthode de linéarisation équivalente sera utilisée dans l'analyse du modèle hystérétique du dissipateur et son incorporation en tant que paramètre de l'équation dynamique générale.

$$c_e = \frac{4(k_1 - k_2)(d_0 - d_y)}{\omega\pi.d_0^2} d_y$$

- Amortissement équivalent c_e ; Comme indiqué dans l'équation (3.56), la variable c_e dépend directement de l'aire sous la courbe d'hystérésis. Par conséquent, nous proposons d'obtenir la zone des points de la courbe directement à partir de la base de données fournit par l'interprétation géométrique (§ 4.2).
- Rigidité équivalente, k_e , pour obtenir cette valeur il est nécessaire de modéliser avec précision la forme du cycle hystérétique réel. C'est pourquoi on choisit de rapprocher le modèle de courbe bilinéaire.

CHAPITRE 4

DIMENSIONNEMENT BASE SUR LA PERFORMANCE

4.1 Introduction

Les méthodes de dimensionnement basées sur les efforts ont généralement été utilisées dans le passé pour définir la capacité et la demande pour un système structural sous l'action sismique. Toutefois, il est maintenant généralement admis que les méthodes de dimensionnement basées sur le déplacement ou la performance sont plus appropriées, et qui peuvent combler les lacunes inhérentes au dimensionnement classique basé sur les efforts de la structure. Une alternative des méthodes basées sur le déplacement est la méthode dite de «Déplacement Direct" proposée par Priestley en 1997. Dans ce cas, les structures sont dimensionnées pour atteindre une performance optimale pour les déplacements correspondant à un état limite spécifié [Priestley, 2005].

4.2 Aspect économique du contrôle de l'endommagement des bâtiments basé sur la performance

Le comportement structurel dû à séisme peut être complexe et imprévisible. Lorsqu'un bâtiment subit un grave séisme, la flexibilité de la construction et la présence d'éléments de structure redondante pourrait être très importante pour la sécurité de la structure et de son contenu. Cependant, et jusqu'à récemment, les codes du bâtiment comportaient uniquement des considérations de contrainte. Cette philosophie de dimensionnement, qui ne considère que le comportement élastique de la construction et admet une déformation inélastique limite dans un événement extrême, peut être adéquate pour les problèmes de sécurité. En effet, les séismes de 1989 de Loma Prieta et 1994 de Northridge ont causé une perte minimale en vie humaine, ce qui valide ce point. D'autre part, l'impact économique de ces deux tremblements de terre a été énorme, avec au moins 20 milliards de dollars des dommages résultant du séisme de Northridge. En réponse à ces constatations, de nombreuses études ont affirmé la nécessité de limiter les dégâts dans les bâtiments pour des considérations économiques. Ceci a conduit à une nouvelle perception du coût, qui est actuellement considérée comme une variable clé dans la conception des bâtiments.

Du point de vue gestion de projet, le développement initial et les coûts d'entretien d'une installation fait environ le coût total du projet. Du point de vue structurel, le coût initial inclut le matériel,

la fabrication, le montage et les coûts d'équipement. D'un autre côté, l'entretien est principalement lié à l'endommagement et la détérioration des éléments structuraux. Dans la plupart des projets, l'estimation des coûts pour l'entretien n'est pas prise en considération. Il est aussi ambigu, dans la plupart des cas, sur la question qui doit supporter les coûts en cas de défaillance partielle ou totale du bâtiment. Par conséquent, l'ajout d'un coût primaire pour le contrôle des dégâts peut devenir difficile à justifier tant du point de vue des concepteurs et des propriétaires, principalement parce que les avantages obtenus par cet ajout peuvent être difficile à valider avec précision par les intervenants. Toutefois, il a été démontré que le contrôle des dommages d'un bâtiment en raison de l'aléa sismique est un moyen efficace pour réduire le coût total à vie du bâtiment et son impact dans l'économie locale.

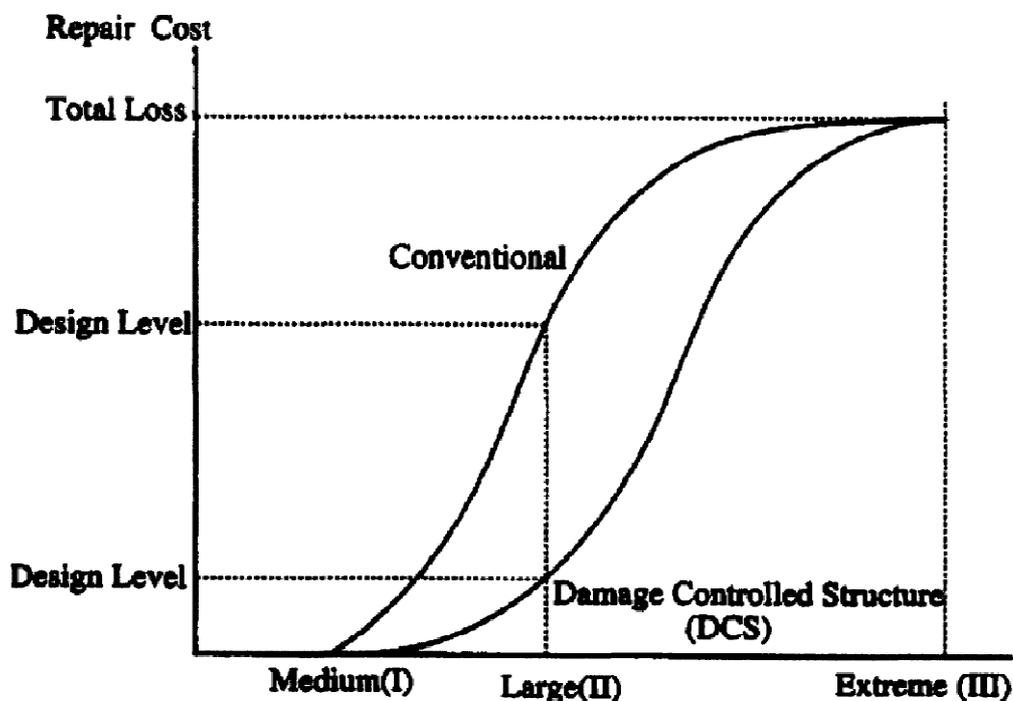


Figure 4.1 Relation : Coût de réparation / Intensité d'endommagement(Connor et al)

Cette idée de contrôle de l'endommagement des structures remonte au début des années 90 et a été introduite par Connor et al. La figure (4.1) illustre les avantages associés à ce concept. À la lumière de cette recherche, ainsi que d'autres, la réhabilitation de bâtiments nouveaux et les codes de conception parasismique sont basés sur l'évaluation de la performance de rendement du cycle de vie d'un bâtiment. Ces nouveaux codes appellent à des exigences de performance rigoureuses qui sont basées sur le contrôle des mouvements d'un bâtiment afin d'atténuer les dommages dus aux séismes.

Ces récentes tendances ont accéléré l'utilisation de méthodes de dimensionnement basé sur le critère de performance à travers le monde.

Quantifier les dommages dans les structures est une tâche laborieuse, car elle dépend de divers facteurs qui ont des composants à la fois structurelles et non structurelles. Plusieurs indices d'endommagement qui permettent de quantifier les dommages basés sur le pic d'accélération, la vitesse, l'intensité du spectre, les propriétés du sol, le ratio de ductilité, l'augmentation de la période, ou la dégradation de la rigidité ont été proposés.

La référence traite de l'état de l'art des indices de dommages et propose un nouvel indice basé sur la demande de ductilité par rapport à la ductilité ultime de l'édifice à s'effondrer.

Dans le cadre de ce travail, le dommage est supposé être directement lié au déplacement inter-étages. La figure (4.2) montre une relation assez représentative entre les l'endommagement et les déplacements inter-étages dans les structures en acier.

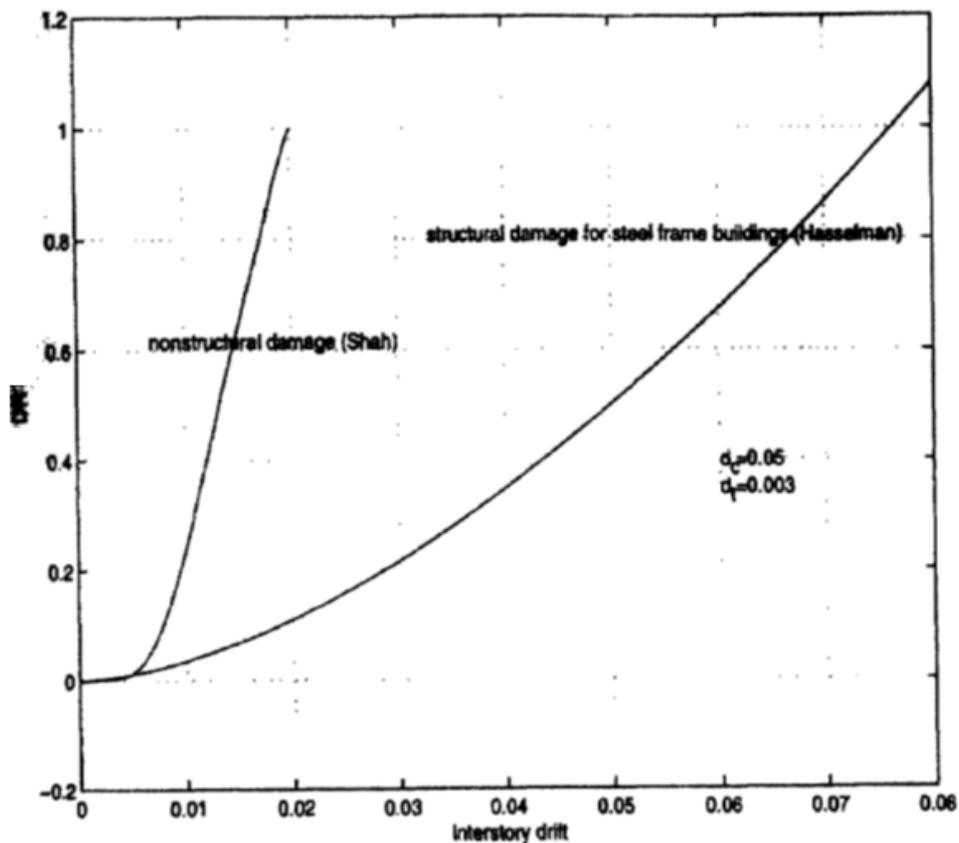


Figure 4.2 Relation entre le déplacement inter-étage / déformation dans les bâtiments en aciers (d'après A. Celikbas, Economics of Damage Controlled Seismic Design ; Massachusetts Institute of Technology, Feb 1999).

4.3 Critère de performance selon le code parasismique FEMA

Le code FEMA, créé en 1997 a été le premier d'une série de documents qui ont pour but de fournir les directives de base pour la conception parasismique des bâtiments. Le FEMA - 273, le document original, a été la base de la plus récente norme pour les nouveaux bâtiments et la réhabilitation des structures existantes.

Bien que les directives aient été élaborées à l'origine pour la réhabilitation des bâtiments existants, une grande partie des idées issues de ce travail ont été incorporées dans la conception et le dimensionnement de nouveaux bâtiments. L'un des concepts-clés introduits concernait les niveaux de performance structurelle, définie comme le comportement parasismique attendu du bâtiment dans le dimensionnement en termes de limitation des niveaux de dommages des composants structuraux et non structuraux. Ces niveaux de performance sont utilisés pour évaluer si les objectifs de réhabilitation souhaités sont atteints. Un objectif de réhabilitation concerne un risque spécifié, ou le niveau d'intensité sismique à endommagement correspondant, ou un niveau de performance. Le code FEMA présente un Objectif de Sécurité de Base (*Basic Safety Objective*), qui a des niveaux de performance et des risques conformes aux risques sismiques traditionnellement considérés comme acceptables. Des objectifs alternatifs qui fournissent des niveaux de performance plus bas ou plus haut sont également définis dans ce code en tant qu'objectifs limités ou objectifs améliorés.

Pour les niveaux de danger, les lignes directrices du code FEMA considèrent quatre différents niveaux d'excitation sismique. Deux de ces niveaux de risque sismique sont particulièrement utiles pour évaluer la performance du bâtiment dans les événements modérée et extrême. Ils sont représentés respectivement par les séismes de catégorie BSE-1 et BSE-2. D'autre part, des niveaux de performance ont été considérés séparément à partir de perspectives structurales et non structurales et ont également été intégrées dans les critères combinés appelé Niveaux de Performance du Bâtiment.

Un autre point essentiel abordé dans les lignes directrices du code FEMA est la différenciation des composants structuraux comme étant primaire et secondaire. Le système primaire fournit la capacité portante principale de la structure. La rupture de ce système doit être évitée à tout moment, étant donné que cela implique l'effondrement du bâtiment. Le système secondaire se compose de tous les autres membres qui contribuent à la rigidité latérale, mais ne sont pas

essentiels en termes de sécurité et de prévention d'effondrement. En résumé, le concept d'éléments primaires et secondaires permet à l'ingénieur en structure de différencier les performances requises d'éléments qui sont essentiels à la capacité du bâtiment à résister à l'effondrement et de ceux qui ne le sont pas. La méthodologie de conception proposée s'appuie sur ce concept pour apporter une nouvelle stratégie pour le dimensionnement des structures avec amortisseurs hystérétiques.

Sur la base des définitions précédentes de l'aléa sismique et des niveaux de performance correspondants, nous pouvons maintenant établir les critères de conception. Selon les lignes directrices du code FEMA, un bâtiment doit maintenir le niveau de performance de sécurité face à un séisme modéré et un niveau de prévention à l'effondrement sous un séisme extrême pour atteindre l'objectif de sécurité de base (Basic Safety Object). Comme mentionné précédemment, les événements modérés et extrêmes sont représentés respectivement par les séismes de catégorie BSE-1 et BSE-2. Considérant les résultats illustrés par Wada et les travaux de Connor sur le contrôle d'endommagement des structures, une approche plus conservatrice qui fournit des niveaux d'endommagement inférieurs peut être prise en considération dans le cadre de recherche. En conséquence, le schéma proposé vise le niveau d'occupation immédiat (IOL - *Immediate occupancy Level*) pour le séisme de catégorie BSE-1 et satisfait le niveau de prévention d'endommagement (CPL-*Collapse Prevention Level*) sous le séisme de catégorie BSE-2.

4.4 Principe fondamental du dimensionnement basé sur la performance

Dans le contexte de l'ingénierie basée sur la performance, la variable clé est l'amplitude maximale de déplacement relatif d'une structure soumise à une sollicitation sismique.

Fondamentalement, la méthode de dimensionnement présentée dans le cadre de ce travail, vise à maintenir la structure primaire dans son état élastique, par conséquent, ce critère est adopté comme état limite de conception. En conséquence, il cherche à concentrer le comportement inélastique de la structure dans le dissipateur, résultant en une analyse et un dimensionnement avec moins d'incertitude puisque leurs caractéristiques d'hystérésis sont déjà connues.

La méthode que nous allons utiliser dans ce sens est la méthode statique non linéaire Pushover.

4.5 La méthode Pushover

Une évaluation faible du comportement d'un bâtiment face à un séisme, en termes de dommages, requiert un outil permettant une analyse des structures au-delà du domaine élastique.

La méthode d'analyse de type "pushover", basée sur les courbes de capacité (ou bien les courbes "pushover"), représente une nouvelle approche d'estimation de dommage (structurels et non structurels), incluant notamment les effets du comportement post-élastique.

Les techniques d'analyse de structures consistent essentiellement à comparer un paramètre de demande de déplacement avec un paramètre de capacité.

L'effort tranchant a été le paramètre utilisé traditionnellement pour la conception parasismique des bâtiments. L'ingénieur calcule la sollicitation (la force) provoquée par un séisme donné (ou plusieurs) à la base de la structure, et la compare avec la résistance de ce bâtiment.

Dans le calcul traditionnel, les forces sont réduites d'une manière artificielle (c'est à dire avec des coefficients de pondération), afin de garder la conception dans le domaine élastique.

Alors que dans le domaine post-élastique, le dommage apparaît progressivement, en diverses parties du bâtiment, provoquant la plastification de certains éléments, aussi il apparaît par conséquent une redistribution des efforts, la demande dépendant ainsi du comportement qu'à la force. Ces facteurs ont conduit au développement des outils d'analyse non linéaire, tels que la méthode "de la sécante" ou l'analyse "time-history" non linéaire. Toutefois, les deux méthodes sont relativement complexes pour un usage généralisé.

Dans cette étude, nous allons développer des courbes moyennes de capacité pour une construction dans le but d'appliquer la méthode *pushover* afin d'estimer l'état d'endommagement du bâtiment.

4.6 Définition de l'analyse pushover

L'analyse *pushover* est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure [H.Krawinkler1998].

Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe (voir figure 4.3) qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure.

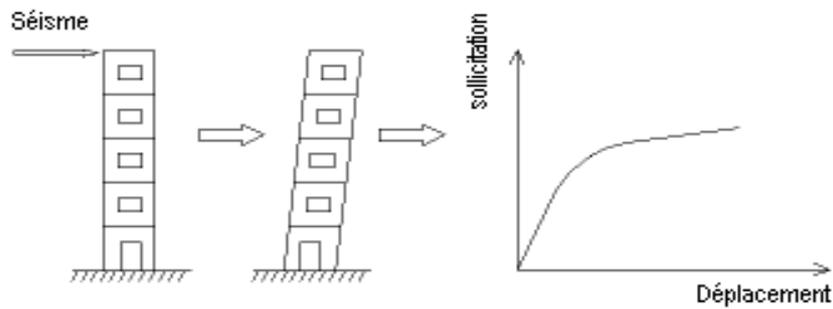


Figure 4.3 : Signification physique de la courbe de capacité.
(Chopra A.K, and Goel R.K(2002))

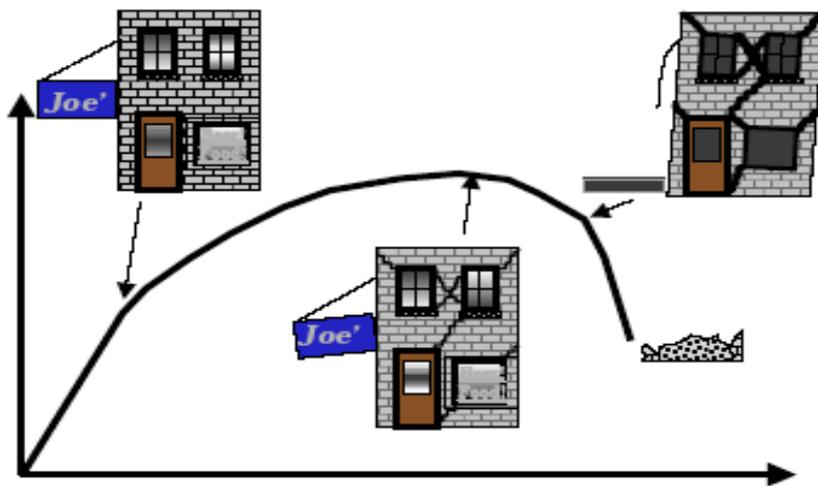


Figure 4.4 : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité.
(M.Inel, M.Edgar, F.Black, A.Mark. USEE 2001)

D'après la figure (4.4) on remarque que la courbe est composée de quatre segments, chaque segment correspond à une étape d'endommagement.

- **A** le premier niveau correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non endommagement).
- **B** le deuxième niveau d'endommagement correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est susceptible de se développer.
- **C** le troisième niveau représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger. Au-delà de ce niveau, la structure est susceptible à l'effondrement, ne présentant aucune capacité de résistance.

4.7 Etat de l'art sur l'analyse Pushover

L'analyse statique pushover est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme.

Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximale) donnée par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent.

Néanmoins, nous avons noté qu'elle se distingue par quelques approximations, ces approximations ont fait que ces procédures présente certaines faiblesses comme ne pas prendre en considération les effets de mode supérieur et ne se base pas sur un mode de chargement invariable. Pour cela, plusieurs chercheurs ont étudié cette faiblesse et ont essayé de l'améliorer, comme exemple **Fajfar** et **Fischinger** ont offert l'utilisation de force de niveau invariable proportionnelle avec la forme de déviation de la structure.

Dans le même sujet **Eberhard** et **Sozen** ont offert des modes de chargement latéral basés sur les formes de mode (mode propre) extraite de la rigidité sécante à chaque étape de charge.

Dans une étude similaire **Park** et **Eom** ont offert une nouvelle procédure de conception qui utilise la rigidité sécante et ont démontré que cette nouvelle méthode calcule directement la résistance non linéaire et les demandes de déformation plus efficace, **Moghaddam** a étudié une méthode de détermination des effets de mode supérieur dans les constructions élevées, une suite d'analyse pushover est exécutée sur les constructions dans lesquelles les formes de modes élastiques sont utilisés comme mode de charge.

Sasaki, **Freeman** et **Paret** ont proposé un procédé multimodal pour prévoir les effets de mode supérieur, le procédé proposé serait réussi dans la prévision dans des effets de mode élevé mais il ne peut pas fournir la réponse sismique exacte de telles structures.

Différemment des procédures citées plus haut, **Chopra** et **Goel** ont formé une procédure d'analyse pushover et l'ont nommé Analyse Pushover Modale (Modal Pushover Analysis, MPA), la comparaison des résultats obtenus par cette procédure avec les différents mode de chargement a indiqué que le MPA est le plus précis des méthodes d'analyse pushover dans l'estimation des déplacements de niveau, la déviation de niveau, la rotation des rotules plastiques et l'emplacement des rotules plastiques alors que les autres

méthodes pushover sous-estiment la déviation de niveau et mènent à de grandes erreurs dans les rotations de la rotule plastique.

En outre, ils ont affirmé que les résultats MPA sont semblables aux résultats d'analyse temporelle, dans une autre étude, **Chintanapakdee** et **Chopra** ont évalué l'exactitude du procédé MPA et démontré que les résultats MPA étaient en bonne corrélation avec les analyses dynamiques non linéaires. Dans cette étude, le procédé MPA est également utilisé dans l'estimation des demandes sismiques pour les systèmes non élastiques. Avec la demande sismique est définie au moyen du spectre élastique de conception.

Les mêmes auteurs ont étudié l'exactitude du procédé d'analyse pushover des portiques irréguliers, dans cette étude, ils ont démontré que le MPA était le plus fiable que la méthode FEMA356.

Attard et **Fafitis** ont étudié une méthode MPA modifiée dans laquelle le mode de chargement est obtenu à partir de la forme de mode (mode propre) d'une limite élastique, dans cette étude, après exécution de l'analyse temporelle, la méthode utilisée donne les mêmes résultats.

Dans une autre étude, par **Chopra** et **Goel** le rôle des effets du mode supérieur dans l'analyse pushover est étudié, ils ont découverts que les courbes pushover du mode supérieur mènent aux mécanismes de rotule non détectés par le mode de chargement du premier mode effectif ou par la distribution des forces données par FEMA 356, d'une part, ils affirment que ces mécanismes ne se développent pas pendant le mouvement terrestre dans une construction régulière sans étage souple ou faible.

Gupta et **Kunnath** ont étudié les procédures FEMA-356 et présenté une nouvelle procédure appelée Procédure Pushover Adaptive (Adaptive Pushover Procedure, APM) pour expliquer les effets de mode supérieur et surmonter les points faibles du procédé FEMA356, ils ont constaté que le procédé FEMA-356 a échouer dans la détermination exacte des demandes de ductilité et APM est plus précis dans la détermination des demandes sismiques.

Janv. et al ont proposé une nouvelle forme d'analyse pushover qui considère les effets de mode supérieur, appelés Upper Bound Pushover Analysis Procedure, donnant de très bons résultats pour les constructions de haute élévation, par contre dans les constructions de basse élévation l'analyse pushover avec le chargement triangulaire et l'analyse pushover MPA donnent les meilleurs résultats, comparativement avec les résultats de l'analyse dynamique non linéaire.

Additivement aux études sur les procédures statiques non linéaires pushover, citées précédemment, d'autres études sur les différents modes de chargement ont été également effectués.

Mwafy et **Elnashai** ont étudié l'application et l'exactitude de l'analyse pushover statique non linéaire dans la prédiction la réponse sismique de construction en béton armé, ils ont affirmé que si le mode de chargement est choisi soigneusement, le modèle peut représenter la réponse non élastique des constructions de basse ou moyenne élévation, pour les constructions élevées en raison des effets de mode supérieur, ils ont recommandé l'utilisation d'un grand nombre de mode de chargement. Comme, ils font ressortir aussi que les résultats du chargement triangulaire sont très liés aux résultats d'analyse dynamique non linéaire, ces prédictions sont très conservateurs de la capacité, son estimation est raisonnable pour les déformations et sont suffisants pour la prédiction de la réponse des structures spécialement celles de basse et moyenne élévation.

Krawinkler et **Seneviratna** ont résumé les concepts fondamentale sur lesquels peut se baser l'analyse pushover, additivement à cela, ils ont estimé l'exactitude des prédictions des procédures pushover et déterminé les conditions par lesquelles l'analyse pushover présente des informations suffisantes, comme ils ont déterminé les cas où les prédictions de l'analyse pushover sont insuffisantes et peut être même trompeur, et cela par l'exécution d'une étude détaillée qui discute les avantages et les inconvénients de l'analyse pushover, ils recommandent l'application de cette analyse avec prudence et sagesse car il contient plusieurs limitations, vu que la méthode est de nature approximative. Comme cette étude contient plusieurs issues non définies et qui doivent être étudiées.

4.8. But de l'analyse Pushover

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

L'analyse pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite:

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales
-

- sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations est supposée être grandes.
- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- L'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement.

4.9. Principe fondamental

L'analyse Pushover est utilisée généralement pour se référer aux procédures statiques non linéaires appliquées pour évaluer la performance sismique des structures existantes, aussi bien que la conception des nouveaux bâtiments.

L'analyse Pushover est un outil puissant pour la méthodologie de conception basée sur la performance, qui est présentée dans plusieurs règlement et directives sismiques récentes. L'analyse Pushover est effectuée en appliquant une série d'analyses statiques inélastiques sur le bâtiment en utilisant un mode de chargement latéral présélectionné basé sur le premier mode de vibration de la structure ou les modes de chargement latéral statiques équivalents dans les règlements sismiques.

Le mode de chargement demeure sans changement pendant l'analyse Pushover, mais sa grandeur est augmentée de manière incrémentale jusqu'à ce que le bâtiment atteigne un déplacement cible spécifique. Généralement, ce déplacement cible est pris pour représenter le déplacement au sommet du bâtiment quand il éprouve une excitation sismique.

Les résultats de l'analyse Pushover sont employés pour estimer la capacité du bâtiment en traçant la variation du déplacement au sommet en fonction de l'effort tranchant à la base du bâtiment. Cette courbe est connue sous le nom « Courbe Pushover » comme illustré dans la Figure (4.4)

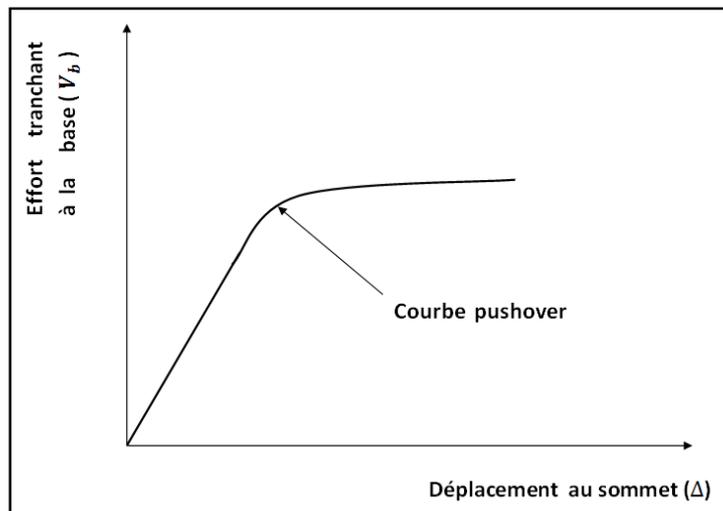


Figure 4.5 : La courbe Pushover qui représente la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet du bâtiment (EnricoSpacone, and al).

L'analyse Pushover n'a pas une base théorique rigoureuse. Elle est basée sur la supposition que la réponse de la structure peut être reliée à celle d'un système à un seul degré de liberté équivalent. Ceci que la réponse est dominée par un seul mode, et que la forme de ce mode reste constante tout au long de l'analyse figure (4.5).

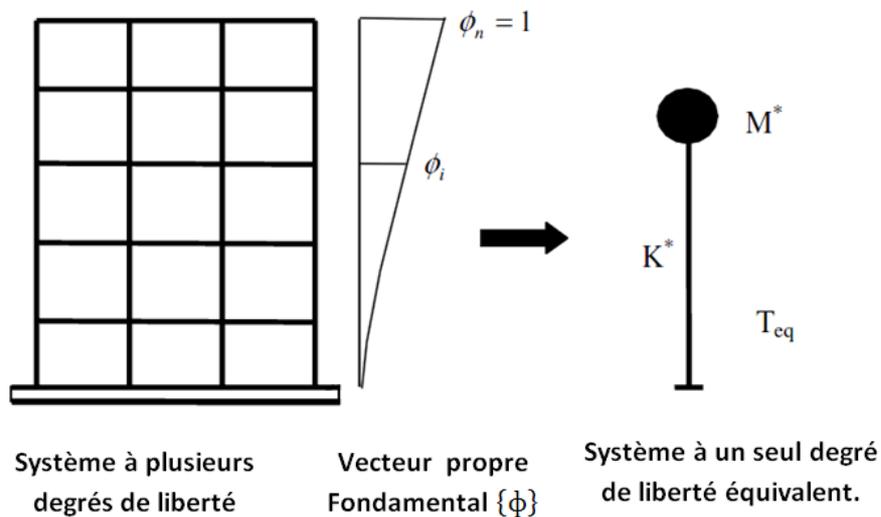


Figure 4.6 : diagramme conceptuel pour la transformation de système à plusieurs degrés de liberté au système à un seul degré de liberté (Krawinkler H. and Seneviratna K(2001))

Clairement, ces deux suppositions sont incorrectes, mais des études pilotes entreprises par de nombreux chercheurs ont indiqué que ces suppositions aboutissent à des prédictions plutôt

bonnes de la réponse sismique maximale correcte d'un système à plusieurs degrés de liberté pourvu que leur réponse soit dominée par un seul mode.

La formulation du système à un seul degré de liberté équivalent n'est pas unique, mais la supposition fondamentale connue à toutes les approches est que la forme déformée du système à plusieurs degrés de liberté peut être représentée par un vecteur propre $\{\Phi\}$ qui reste constant durant toute l'analyse indépendamment du niveau de déformation.

L'équation différentielle du système à plusieurs degrés de liberté peut être écrite sous la forme:

$$M\ddot{\mu} + C\dot{\mu} + q\mu = -M\{1\}\ddot{\mu}_g \quad (4.1)$$

Où M et C sont les matrices masse et amortissement du bâtiment respectivement, q le vecteur des forces dans les niveaux, $\{1\}$ est le vecteur d'unité et μ est le vecteur du déplacement relatif et $\ddot{\mu}_g$ est l'action sismique.

Puisque dans l'analyse Pushover, la réponse du bâtiment est supposé être dominée par un seul vecteur propre $\{\Phi\}$ qui reste constant durant toute l'analyse.

Le vecteur du déplacement relatif peut être exprimé en termes de $\{\Phi\}$ et le déplacement au sommet du bâtiment (Δ) comme suit :

$$\mu = \{\Phi\} \Delta \quad (4.2)$$

En substituant l'équation (4.2) dans l'équation (4.1) et en multipliant par $\{\Phi\}^T$ nous obtenons :

$$\{\Phi\}^T M \{\Phi\} \ddot{\Delta} + \{\Phi\}^T C \{\Phi\} \dot{\Delta} + \{\Phi\}^T q \{\Phi\} \Delta = -\{\Phi\}^T M \{1\} \ddot{\mu}_g \quad (4.3)$$

Nous définissons le déplacement de référence du système à un seul degré de liberté μ^* par

$$\mu^* = \frac{\{\Phi\}^T M \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T M \{1\}} \Delta \quad (4.4)$$

Et alors, le remplacement (Δ) dans l'équation (4.3) en utilisant l'équation (4.4), on obtient l'équation différentielle suivante pour la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent :

$$m^* \ddot{\mu}^* + c^* \dot{\mu}^* + q^* \mu^* = -m^* \ddot{\mu}_g \quad (4.5)$$

m^* , C^* et q^* représentent les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent et sont données par :

$$m^* = \{\Phi\}^T M \{1\} \quad (4.6)$$

$$c^* = \{\Phi\}^T C \{\Phi\} \frac{\{\Phi\}^T M \{1\}}{\{\Phi\}^T M \{\Phi\}} \quad (4.7)$$

$$q^* = \{\Phi\}^T q \quad (4.8)$$

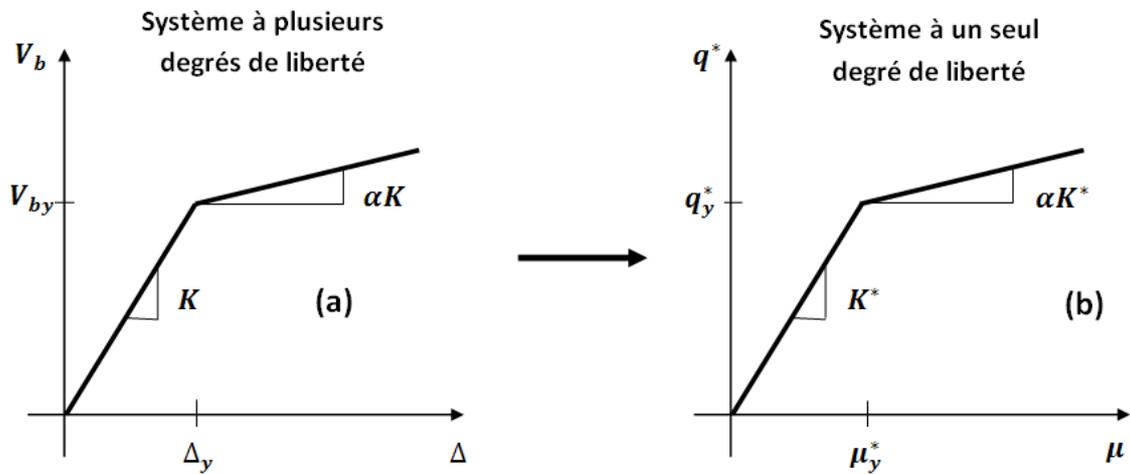


Figure 4-7 : Caractéristiques force-déplacement d'un système à plusieurs degrés de liberté et d'un système équivalent à un seul degré de liberté (Krawinkler H. and Seneviratna K(2001)).

Présument, que le vecteur propre $\{\Phi\}$ est connu, les caractéristiques force/déformation du système à un seul degré de liberté équivalent (la relation $q^* - \mu^*$) (Fig 4.6 b) peuvent être déterminées à partir des résultats d'une analyse non linéaire incrémentale du système à plusieurs degrés de liberté qui résulte en un diagramme Effort tranchant à la base -déplacement au sommet comme indiqué sur la figure (4.7) . Dans le but d'identifier la résistance nominale globale et les déplacements, le diagramme multilinéaire ($V_b - \Delta$) doit être représenté par une relation bilinéaire qui définit une résistance plastique V_{by} , une rigidité élastique effective $K_e = \frac{V_{by}}{\Delta_y}$ et une rigidité raidie ou adoucie $K_s = \alpha K_e$ pour la structure [KRAWINKLER H. and SENEVIRATNA K 1998]

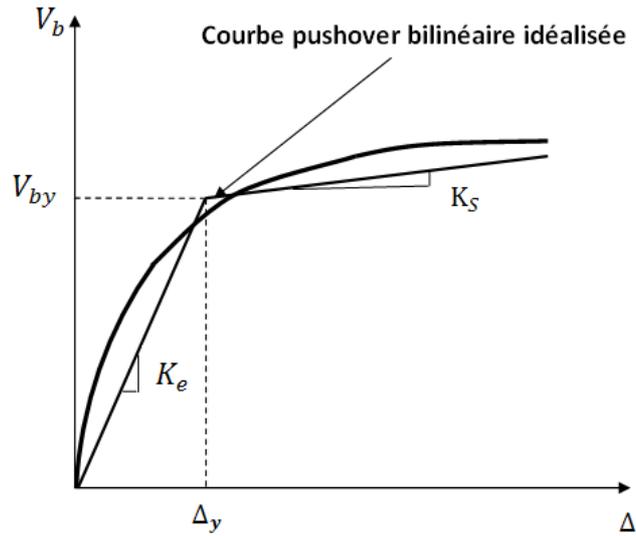


Figure 4.8 : Courbe pushover bilinéaire idéalisée (Krawinkler H. and Seneviratna K(2001))

Cette courbe bilinéaire simplifiée (effort tranchant à la base - déplacement au sommet), qui est montrée sur la figure (4.6 a), est requise pour définir les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent.

La valeur de plastification de l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet correspondant de la figure (4.6.a) sont utilisés avec les équations (4.4) et (4.8) pour calculer la relation force-déplacement pour le système à un seul degré de liberté équivalent comme suit :

$$\mu_y^* = \frac{\{\Phi\}^T M \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T M \{1\}} \Delta_y \quad (4.9)$$

$$q_y^* = \{\Phi\}^T q_y \quad (4.10)$$

Où, q_y est le vecteur des forces de niveau à la plastification, en d'autres termes :

$$V_{by} = \{1\}^T q_y \quad (4.11)$$

La période initiale du système à un seul degré de liberté équivalent est donnée par :

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{m^* u_y^*}{q_y^*}} \quad (4.12)$$

Les propriétés de base d'un système à un seul degré de liberté équivalent sont maintenant connues.

L'analyse Pushover est exécutée jusqu'à ce qu'on atteigne un déplacement cible auquel la performance sismique du bâtiment est évaluée. Le déplacement cible est comme une estimation du déplacement globale prévu du bâtiment en vertu d'un tremblement de terre de conception.

Il peut être estimé en appliquant l'analyse temporelle (chronologique) non linéaire sur un système à un seul degré de liberté équivalent, ceci exige en premier lieu la construction de la demande de déplacement non élastique pour déterminer le déplacement cible, puisque l'analyse Pushover est un outil de conception. L'exécution de mouvement terrestre est représentée par un spectre de réponse élastique plutôt que par son véritable spectre de réponse.

Dans ce cas, la demande de déplacement non élastique doit être déduite des données spectrales et de l'information auxiliaire qui expliquent les différences entre la demande de déplacement élastique et non élastique. Il existe plusieurs études qui se concentrent sur ce point et conçoivent des relations pratiques entre une demande de déplacement élastique et non élastique.

La demande de déplacement élastique S_d peut être directement déterminée à partir de la pseudo-accélération S_a du spectre de réponse comme suit :

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (4.13)$$

Dans lequel T est la période naturelle de vibration du système à un seul degré de liberté.

Cette demande de déplacement est la ligne de base pour prévoir la demande de déplacement non élastique, qui doit être accomplie avec la considération due à la résistance plastique et les caractéristiques hystérétique du système à un seul degré de liberté.

Alternativement, la réponse inélastique et les spectres des conceptions pour la demande de déplacement peuvent être construits en utilisant un système à un seul degré de liberté équivalent.

Dans ce cas, la courbe de capacité du bâtiment représenté par la relation force-déplacement du système à un seul degré de liberté équivalent et la courbe de demande représentée par le spectre inélastique sont tracées sur le même graphe, en considérant le format (ADRS) Pseudo-accélération-déplacement comme illustré dans la figure (4.8).

Le point d'intersection de ces deux courbes représente une approximation adéquate du déplacement maximal du système à un seul degré de liberté équivalent qui, après la conversion, donne une évaluation raisonnable du déplacement cible de l'analyse Pushover pour le bâtiment.

Une fois que le déplacement cible est estimé, le bâtiment est poussé incrémentalement en utilisant un mode de chargement latéral prédéfini jusqu'à ce que le déplacement au sommet du bâtiment atteigne le déplacement cible.

A cet état, les réponses et les forces induites sont prévues à représenter en juste proportion les quantités de réponses du bâtiment sous l'excitation de tremblement de terre de conception.

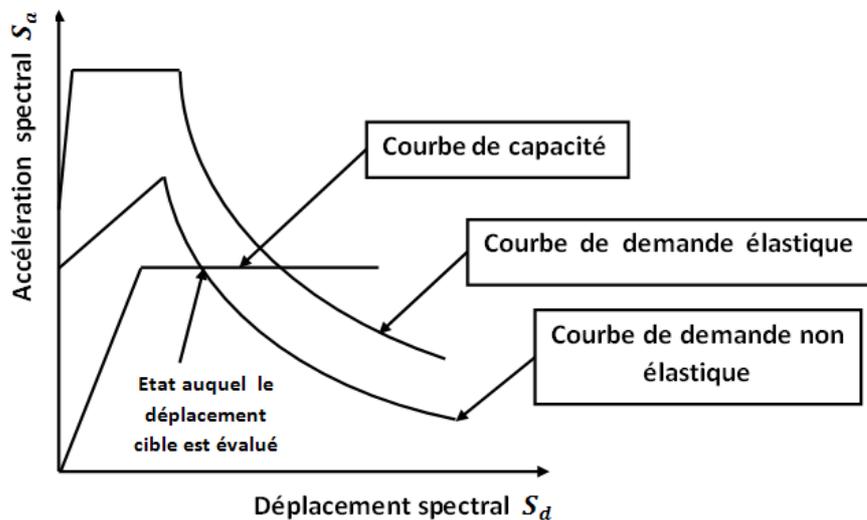


Figure 4.9 : Spectre de demande inélastique et courbe de capacité tracé dans le format (AD) (Miranda E)

Pour l'évaluation du comportement global de structures en acier par l'analyse pushover, plusieurs modèles analytiques bidimensionnels, sont considérés dans cette étude. Le programme ETABS est considéré comme l'un des programmes qui facilitent l'exécution de ce type d'analyse, dans ce chapitre, les principes et les caractéristiques de ce programme lors de l'analyse pushover sont détaillés.

Et ce chapitre clarifie en détail, les modèles analytiques utilisés dans cette étude avec des informations sur les différents modes de chargements utilisés dans l'analyse pushover, pour la représentation de la distribution probable des forces d'inertie imposée aux modèles lors des séismes.

4.10. Analyse Pushover avec ETABS

L'analyse statique non linéaire ou l'analyse Pushover pourrait être exécutée directement par des logiciels spéciaux qui peuvent modéliser le comportement non linéaire pour les éléments de la structure qui résistent aux charges latérales. Parmi ces logiciels, le logiciel ETABS.

Le programme d'analyse structurelle ETABS est un logiciel basé sur la méthode des éléments finis pour la modélisation et l'analyse.

L'analyse Pushover est une caractéristique très puissante offerte dans la version non-linéaire de ETABS, et elle peut être exécutée sur les deux modèles structuraux bidimensionnels et tridimensionnels.

L'analyse Pushover peut comprendre tout nombre de cas de Pushover et chaque cas peut avoir une distribution différente de charge latérale sur la structure. Un cas de Pushover peut commencer à partir des conditions initiales zéro ou à partir de la fin d'un cas de Pushover précédent.

ETABS exécute l'analyse Pushover en contrôlant soit la force ou soit en contrôlant le déplacement.

Le figure (4.9) ci-dessous illustre la boîte de dialogue, des données d'analyse pushover ,elle représente la phase la plus importante dans l'analyse pushover au moyen de ETABS et elle comprend les options suivantes:

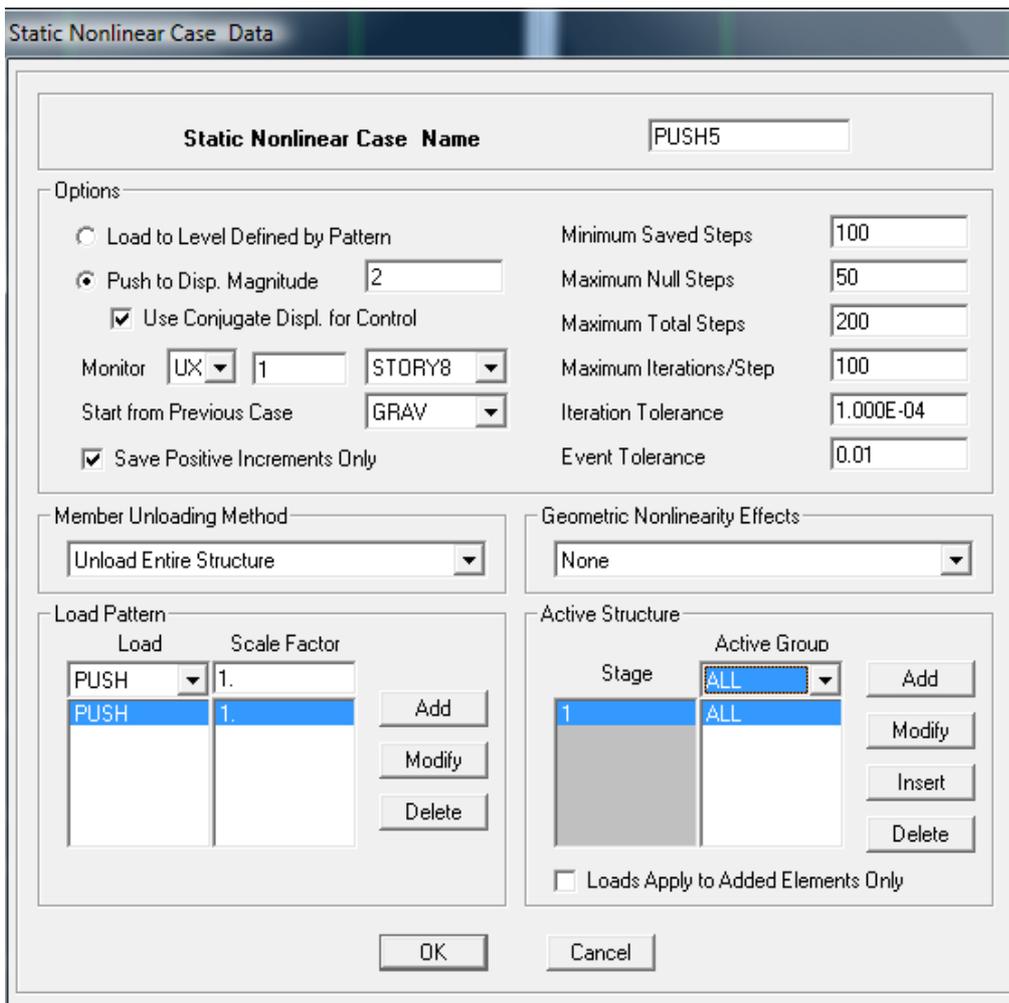


Figure 4.10: boîte de dialogue des données d'analyse pushover

Le bouton d'option **'Push to load level defined by Pattern'** est utilisé pour effectuer l'analyse dans laquelle la force est contrôlée.

Cette option est utile pour l'application de la charge gravitaire sur la structure.

L'analyse Pushover procède typiquement à la valeur de chargement totale qui est la somme de toutes les charges incluses dans la boîte **'Load pattern'**

Le bouton **'the push to displacement magnitude'** est utilisé pour effectuer l'analyse dans laquelle le déplacement est contrôlé.

Cette option est utile pour l'application de la charge latérale sur la structure.

L'analyse Pushover procède typiquement au déplacement spécifié dans la direction de contrôle spécifiée au nœud de contrôle spécifié.

Les paramètres dans la partie droite de la zone '**options**' (figure 4.9) contrôlent l'analyse Pushover :

- Les options '**minimum saved steps**' et '**maximum total steps**' sont utilisées pour contrôler le nombre de points réellement sauvegardés dans l'analyse Pushover.

Seulement les étapes aboutissant aux changements significatifs dans la forme de courbe de Pushover sont sauvegardés pour la sortie.

- L'option '**the maximum null steps**' est un compteur cumulatif durant toute l'analyse pour prendre en compte la non-convergence dans une étape en raison de la sensibilité numérique dans la solution ou une défaillance catastrophique dans la structure.
- Les options '**iteration tolerance**' et '**maximum iteration/step**' sont des paramètres de contrôle pour vérifier l'équilibre statique à la fin de chaque étape d'une analyse Pushover.

La charge non équilibrée est calculée comme étant la différence entre les charges extérieurement appliquées et les forces internes dans les éléments, si le rapport entre la charge non équilibrée et la charge appliquée dépasse la valeur de l'option '**itération tolérance**' la charge non équilibrée est appliquée sur la structure dans une deuxième itération pour cette étape. Ces itérations continuent jusqu'à ce que la valeur de la charge non équilibrée soit compatible avec la valeur de l'option '**itération tolérance**' ou le nombre maximal d'itérations spécifié dans l'option '**maximum iteration/step**' atteint.

La constante '**event tolerance**' pour tous les éléments est employée pour déterminer quand un événement se produit réellement pour une rotule

La non-linéarité géométrique peut être considérée à partir des effets de P-delta ou des effets de P-delta plus de grands déplacements . (figure 4.9).

Des modes de charge latérale modale et uniforme peuvent être directement définis par ETABS en plus de n'importe quel cas de charge latéral statique défini par l'utilisateur.

Le mode de charge modale est défini pour n'importe quel mode 'd'Eigen' ou 'Ritz'. Tandis que le mode de charge uniforme est défini par l'accélération uniforme agissant dans l'une des trois directions globales (acc dir X, acc dir Y, acc dir Z)

La case '**membre unloading method**' est utilisé pour résoudre le problème du déchargement de rotule, il y a trois méthodes incluses dans le programme utilisées pour résoudre ce problème, ces méthodes sont : '**unload entire structure**', '**apply local redistribution**' et '**restart using secant stiffness**'.

Bien que les courbes Pushover obtenus à partir de chaque méthode aient la même capacité de l'effort à la base et le même déplacement latéral maximal, l'analyse Pushover est généralement exécutée en utilisant la méthode de déchargement '**unload entire structure**' avec l'option '**save positive increments only**' car cette méthode est la méthode la plus efficace et utilise un nombre modéré d'étapes totales et nulles.

4.11. Les propriétés des rotules dans ETABS

Dans ETABS, le comportement linéaire des éléments d'ossature est déterminé par les dimensions des sections et les propriétés des matières assignées à ces éléments. Les caractéristiques non linéaires force-déplacement pour les éléments d'ossature individuels sont modélisées comme des rotules plastiques représentées par une série de segments de droite.

Dans cette étude, les rotules plastiques sont situées aux extrémités des éléments parce que ce site représente la zone des contraintes maximales pour les poteaux et les poutres.

La courbe de déformation plastique est une courbe force-déplacement (moment-rotation) qui donne la valeur de plastification et déformation plastique après plastification. Cette courbe se compose de cinq points comme illustré dans la figure (4.10) :

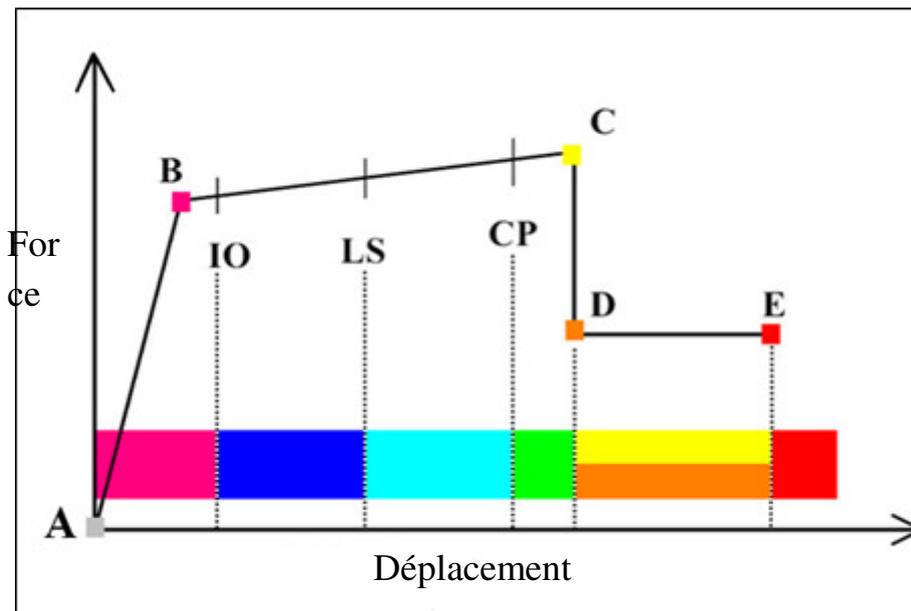


Figure 4.11 : Courbe force-déplacement ou moment-rotation pour une définition de rotule utilisée dans ETABS (courbe de déformation plastique)

- Le point (A) représente l'origine
- Le point (B) représente l'état de plastification
- Le point (C) représente la capacité ultime pour l'analyse Pushover
- Le point (D) représente la résistance résiduelle pour 'analyse Pushover
- Le point (E) représente l'échec total.

Avant d'atteindre le point B, la déformation est linéaire et se produit dans l'élément d'ossature lui-même, et non dans la rotule.

La déformation plastique au-delà du point B se produit dans la rotule en plus de n'importe quelle déformation élastique pouvant se produire dans l'élément, la résistance résiduelle à partir de D à E permet aux éléments d'ossature de supporter des charges de gravité

L'utilisateur peut spécifier des mesures additionnelles de déformation aux points IO (le début d'exploitation), LS (l'état d'exploitation secrétaire) et CP (l'état de dommage), ceux-ci sont des mesures informationnelles qui sont rapporté dans les résultats d'analyse et utilisées pour la conception basé sur la performance, n'ayant aucun d'effet sur le comportement de la structure Selon FEMA-273:

- Le niveau IO (début d'exploitation)

Indique que l'état des dommages suite au séisme est très limité, les systèmes de résistances des forces horizontales et verticales de la construction conservent à peu près leur résistance et rigidité antérieur au séisme. Le danger sur la vie présenté par les dommages structurels est très faible, malgré cela, certaines réparations structurelles simples doivent avoir lieu qui ne sont pas généralement exigibles avant la réutilisation de la construction.

- Le niveau LS (l'état d'exploitation sécuritaire)

Indique que l'état des dommages après le séisme subit par la structure est importante, mais, il existe une marge contre l'effondrement, certains éléments et composants structurels sont très endommagés, mais ceci n'entraîne pas la chute de débris importants tant à l'intérieur qu'à l'extérieur de la construction. Les dommages peuvent avoir lieu durant le séisme, mais le danger sur la vie résultant de ces dommages est faible, l'utilisation de la construction peut être interdite jusqu'à réparation.

- Le niveau CP (l'état des dommages)

Il indique que la construction est sur le point de faire face à un effondrement partiel ou total, comme il indique que le grand dommage subit par les éléments structurels et non structurels avec la probabilité d'une très grande dégradation dans la rigidité des systèmes de résistance de chargement latéral avec la présence d'une marge infime contre l'effondrement, à ce niveau et en présence d'une grande dégradation des systèmes de résistances des chargement latéral, il est impératif pour les éléments principaux des systèmes de résistance aux forces de gravité doit continuer à résister. Il peut exister un grand danger à cause de la chute des débris structurels et il n'est pas pratique techniquement de réparer la structure, sécuritairement il est inutilisable, par l'existence de répliques. Qui peut entraîner l'effondrement de la construction.

- Il y a trois types de propriété de rotule dans ETABS: les propriétés de rotule par défaut, les propriétés de rotule définies par l'utilisateur et les propriétés de rotule engendrées.

Seulement, les propriétés de rotule par défaut et les propriétés de rotule définies par l'utilisateur peuvent être assignées aux éléments d'ossature.

Quand ces propriétés de rotules (par défaut et définies par l'utilisateur) sont assignées à un élément d'ossature, le programme crée automatiquement une nouvelle propriété de rotule

engendrée pour chaque rotule. Les propriétés de rotule par défaut ne peuvent être modifiées et dépendent de la section.

Quand les propriétés de rotule par défaut sont utilisées, le programme combine ses critères par défaut intégrés avec les propriétés de section définie pour chaque élément pour produire les propriétés de rotule finales. Les propriétés de rotule par défaut intégrées pour les membres en acier et en béton sont basées sur des critères de FEMA-273 et l'ATC-40. Les propriétés de rotule définies par l'utilisateur peuvent être basées sur les propriétés par défaut ou elles peuvent être complètement définies par l'utilisateur.

Quand les propriétés définies par l'utilisateur ne sont pas basées sur les propriétés par défaut, alors les propriétés peuvent être affichées et modifiées, les propriétés de rotule engendrées sont utilisées dans l'analyse, ils peuvent être affichés, mais non modifiés.

Dans cette étude, seulement deux types de rotules basées sur les propriétés par défaut sont utilisées, pour simuler la formation de rotule plastique lors du comportement non- linéaire de la structure.

Le premier type est la rotule de moment (M3) est assignée aux poutres, et le deuxième type est la rotule (PM2M3) qui combine entre la rotule axiale et la rotule de moment assignée aux poteaux, les propriétés de rotule de ce type sont basées sur la surface d'interaction qui représente où se produit la première plastification pour les combinaisons différentes de la force axiale, le moment secondaire, le moment principal agissant sur la section.

4.12. Les méthodes “*Pushover*” et leur application dans les règlements sismiques récents

La communauté d'ingénierie parasismique n'a pas prêté beaucoup d'attention aux méthodes d'analyse *pushover* jusqu'au milieu des années 90, quand une percée de ces méthodes s'est produite. Les exemples actuels des méthodes basées sur l'analyse *pushover* incluent la méthode du spectre de réponse de capacité et la méthode N2.

Les différentes variantes de la méthode du spectre de réponse de capacité sont appliquées dans les directives séismiques d'ATC-40.

Toutes les méthodes combinent une analyse *pushover* d'un modèle à plusieurs degrés de liberté avec l'analyse du spectre de réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent.

Les spectres inélastiques ou les spectres élastiques avec l'amortissement équivalent et période sont appliqués.

La méthode du spectre de capacité est une méthode qui permet une comparaison graphique entre la capacité de la structure et la demande de séisme.

La capacité de résistance latérale de la structure est représentée par une courbe force-déplacement obtenue à partir de l'analyse *pushover*, et la demande de séisme est représentée par sa courbe de spectre de réponse.

Les deux courbes sont tracées sur un graphique, en utilisant les mêmes coordonnées dans le format (ADRS) (*Acceleration Displacement Response Spectrum*) comme illustré dans la figure (4.12) où S_a est la pseudo-accelération spectral et S_d est le déplacement spectral.

L'intersection de la courbe de capacité avec la courbe de demande rapproche la performance prévue de les réponses maximales de la structure sous séisme donné. Cette méthode graphique montre la relation entre la capacité du bâtiment et la demande sismique.

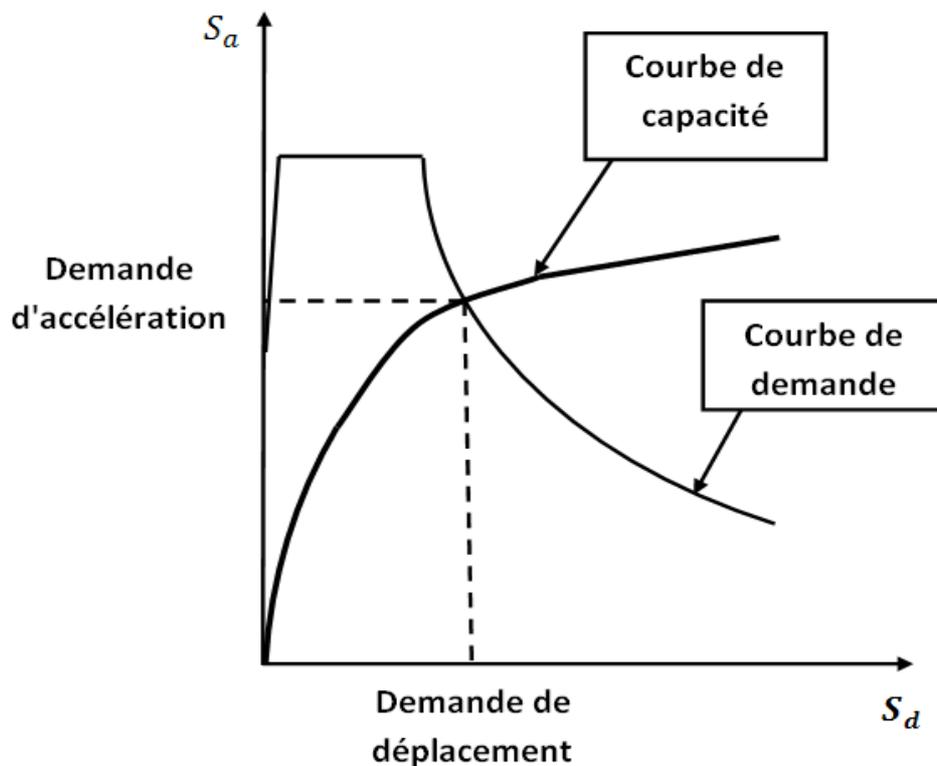


Figure 4.12 : Représentation graphique de la méthode de spectre de capacité

(Krawinkler H. and Seneviratna K(2001))

4.13. Le point de performance

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de comparer celle-ci avec la sollicitation d'un séisme, la courbe de capacité dans cette partie est obtenue par l'utilisation de l'analyse Pushover utilisant le mode de chargement du code, car les résultats de ce mode étaient les plus proches des résultats exacts selon le chapitre précédent.

Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise en général des courbes 'spectre d'accélération S_a , -spectre de déplacement S_d '.

Plusieurs méthodes d'assemblage des deux courbes sont appliquées l'Eurocode 8 par exemple, permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux. Les normes américaines, par contre prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux. Dans les deux cas, on trouve ce l'on appelle un point de performance qui permet de faire plusieurs considérations sur le comportement de la structure face au séisme. En principe ce point devrait correspondre avec le déplacement maximal qu'on obtiendrait par la méthode non linéaire dynamique temporelle.

4.14. Méthode de spectre de capacité

Dans la méthode du spectre de capacité, le programme ETABS travaille sur les principes des normes américaines pour l'obtention du point de performance, pour cela, il devient obligatoire l'application des coefficients de calibrage C_a et C_v , pour se conformer à l'allure des spectres américains. Pour cela, dans notre étude, nous procéderons à la détermination du point de performance de trois modèles (huit étages, quatre étages, seize étages), en utilisant les spectres américains pour la maîtrise exacte des techniques des méthodes pushover en la considérant en majorité des méthodes américaines. Suite à cela, nous déterminons le point de performance de tous les modèles par l'utilisation du spectre de réponse du code algérien RPA2003.

Cette méthode peut être résumée comme suit:

- 1) Analyse pushover du bâtiment
- 2) Tracer la courbe de capacité du bâtiment qui représenté par la relation entre l'effort tranchant à la base (V_b) et le déplacement au sommet (Δ).
- 3) Transformation la relation (V_b) d'un système à plusieurs degrés de liberté à la relation (S_a - S_d) qui considèrent les caractéristiques dynamique d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ou S_a et S_d sont la pseudo-accélération spectral et le déplacement spectral, respectivement.

- 4) Tracer la courbe de demande de l'excitation de séisme désiré représentée par son spectre de réponse dans le format (ADRS) de l'étape (3)

Et finalement

- 5) L'intersection de la capacité et de la demande dans le format (ADRS) définit la demande de déplacement maximale d'un système à un seul degré de liberté qui est ensuite transformé pour évaluer la réponse prévue du bâtiment.

Les caractéristiques globales force-accélération de la structure sont définies par sa courbe de capacité obtenue en traçant la relation entre l'effort tranchant à la base (V_b) et le déplacement au sommet (Δ) de la structure au cours de l'analyse pushover.

Les valeurs de l'effort tranchant à la base et les valeurs de déplacement au sommet sont converties à des valeurs de pseudo-accélération spectrale (S_a) et des valeurs de déplacement spectrale (S_d), respectivement par l'utilisation de certains facteurs déterminés à partir des caractéristiques dynamiques de la structure, dont les réponses sont supposées être dominées par un seul mode propre (Φ)

La courbe de demande est représentée par le spectre de réponse du séisme de conception.

Généralement, le spectre de réponse de 5% de pourcentage d'amortissement est utilisé pour représenter la courbe de demande lorsque la structure a une réponse élastique. Les spectres de réponse pour un pourcentage d'amortissement de 10% et 20% sont utilisés pour représenter la demande réduite dans le domaine inélastique pour expliquer l'amortissement hystérétique et les effets non linéaire.

Le spectre de réponse est un diagramme montrant la variation de la pseudo-accélération spectral (S_a) avec la période naturelle (T) de la structure

Dans le méthode du spectre de capacité, le spectre de réponse est transformé au format (ADRS) dans lequel (S_a) est tracée en fonction des valeurs de déplacement spectral (S_d).

Dans le format (ADRS), les périodes de vibration naturelles sont représentées par des lignes radiales comme indiqué dans la figure

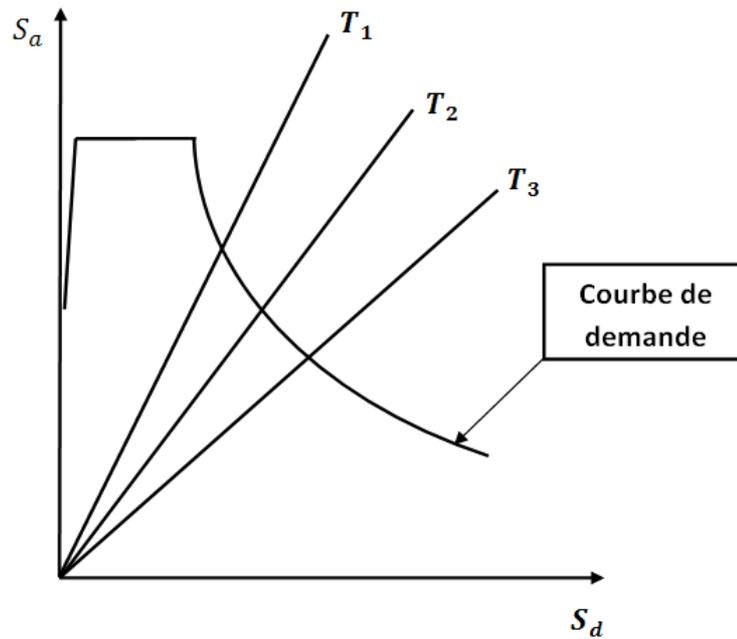


Figure 4.13 : Représentation de format (ADRS) où les périodes naturelles sont données par lignes radiales (Freeman S.A)

Finalement, l'intersection des courbes de capacité et de demande représente l'état auquel la performance du bâtiment est évaluée. Cet état de performance définit une estimation adéquate de l'accélération maximale et le déplacement maximale prévue pour être éprouvée par le structure pendant le séisme de conception

La méthode du spectre de capacité exige l'utilisation des spectres élastique fortement amortis pour la détermination de la demande sismique.

L'avantage principal de la méthode du spectre de capacité est la capacité de visualiser la relation entre la capacité de la structure et la demande de séisme, qui peut à son tour , mettre en évidence plusieurs concepts de comportement.

Les inconvénients incluant le manque d'un principe physique qui justifie la relation entre la dissipation d'énergie par hystérèse de la forme déformée extrême et l'amortissement visqueux équivalent. Aussi la méthode du spectre de capacité implique une approche itérative pour évaluer l'amortissement visqueux équivalent du système linéaire qui consomme le temps de calcul et n'est pas toujours convergente.

CHAPITRE 5

APPLICATION AU CAS DU BATIMENT

5.1. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage étudié est un bâtiment à huit niveaux de 24m de hauteur (**ouvrages courants et importance moyenne groupe 2**) situé à la région de Boumerdès (**zone sismique III**).

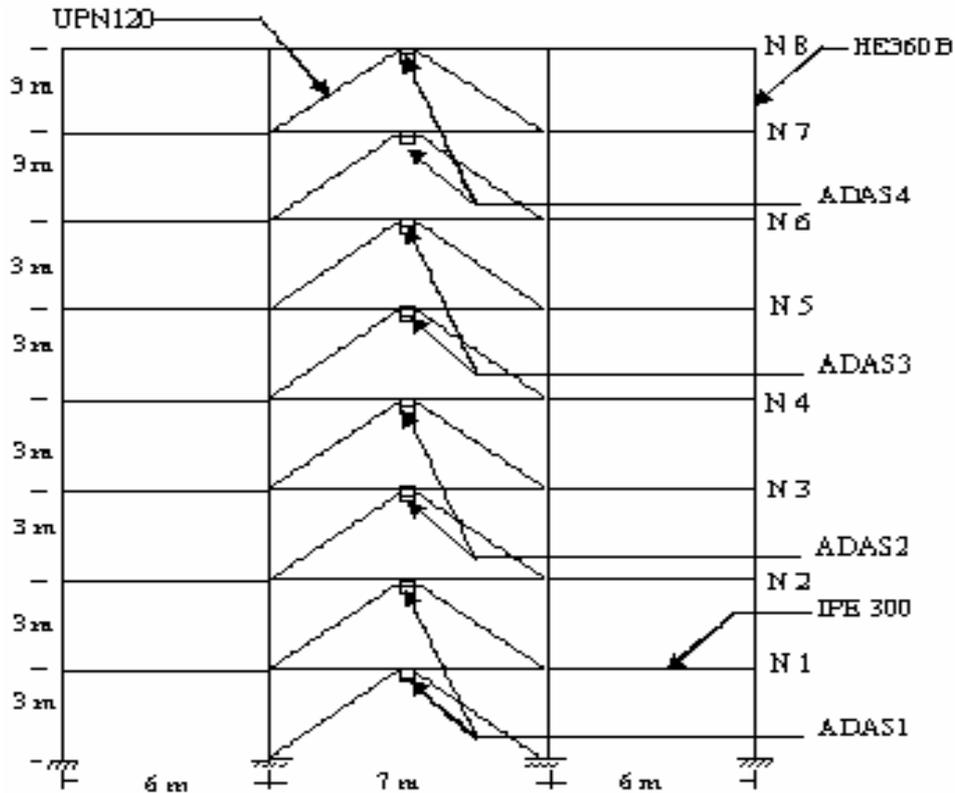


Figure 5.1: configuration du modèle (bâtiment a huit étages)

5.2. Détermination du point de performance par l'utilisation des spectres de réponse américains d'UBC 97(56)

Le spectre de réponse utilisé dans ce cas pour la représentation de la courbe de demande sismique est basé sur le spectre de réponse de conception élastique d'UBC 97(56). Ce spectre est créé par l'utilisation des coefficients C_a et C_v qui se basent sur la sismicité de la zone et le type de sol l'endroit.

Le spectre de réponse est représenté dans la figure suivante:

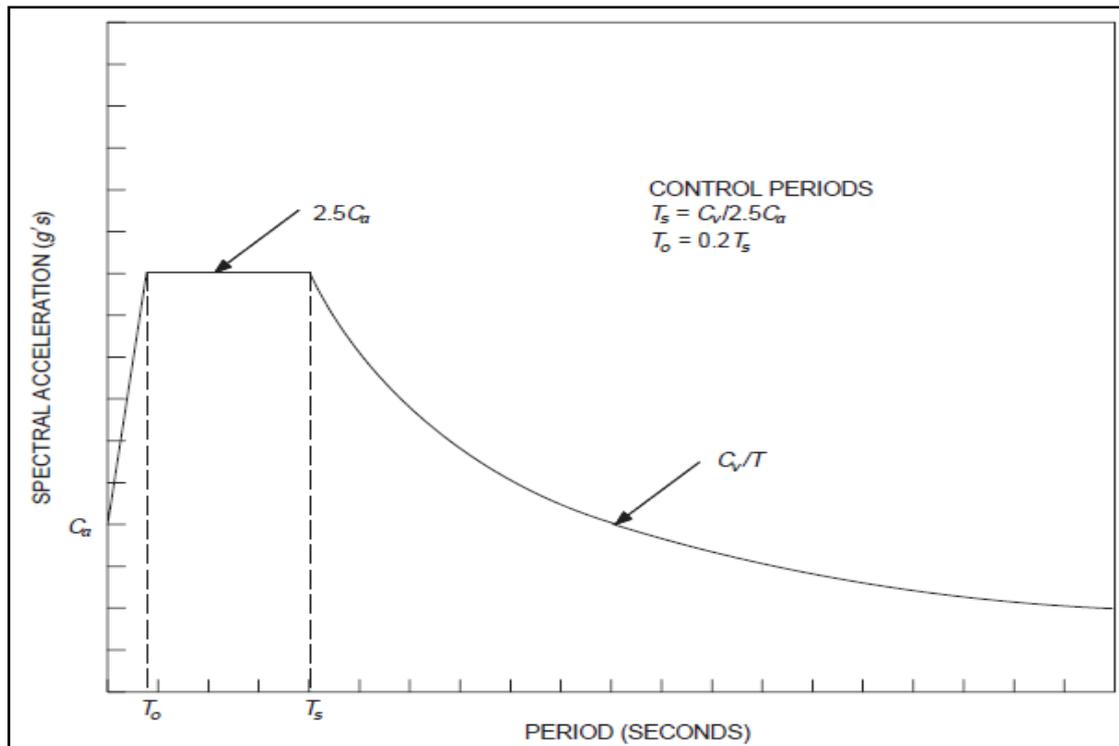


Figure 5.2 : Spectre de réponse élastique de conception d'UBC 97

Le site3 alors: T1=0.15 et T2=0.50

La détermination de les coefficients Ca et Cv à l'aide de la courbe montrée en la figure

donc : $C_a = 1.27 / 2.5 = 0.51$

et $T_2 = C_v / 2.5 C_a$

donc: $C_v = 0.50 \times 2.5 \times 0.51 = 0.64$

5.3. Calcul de force sismique totale

la force sismique totale calculée selon RPA99 v 2003 suivant la formule:

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

A: coefficient d'accélération de zone donnée par le tableau 4.1(RPA 99 v2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage de bâtiment.

Alors: le coefficient **A= 0.25 (zone III, groupe 2)**

D: le facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η) et de période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

ou:

$$\eta: \text{facteur de correction d'amortissement } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\zeta)}} \geq 0,7$$

ζ : pourcentage d'amortissement critique = 4% (ouvrage en acier remplissage léger)

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à catégories de site.

Pour le site 3 : $T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,50$ sec.

Donc on calcule la période T pour choisir la formule à appliquer

T : la période fondamentale de la structure est estimée par la formule suivante:

$$T = C_T H_N^{\frac{3}{4}}$$

H_N : hauteur totale du bâtiment = 24 m.

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage ($C_T = 0,085$ portique autostable en acier sans remplissage en maçonnerie) (tableau 4.6 ,RPA99 v2003).

$$T = C_T H_N^{\frac{3}{4}} = 0,085 \times 24 = 1,53 \text{ sec}$$

Alors : $T_2 \leq T \leq 3,0$ s

Donc on applique la formule N° 2 et on trouve **D = 1.28114**

Avec **R**:coefficient de comportement de la structure et **R=6** (portique auto stable ductile en acier), (tableau 4.3, RPA99 v 2003)

Q: facteur de qualité et **Q=1+ΣPq= 1.20** (tableau 4.4, RPA99 v 2003)

W: le poids total de la structure

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY8	CS	Top	274.76	0	0	0	0	-2610.228
STORY8	CS	Bottom	292.99	0	0	0	0	-2783.373
STORY7	CS	Top	565.47	0	0	0	0	-5371.941
STORY7	CS	Bottom	583.69	0	0	0	0	-5545.086
STORY6	CS	Top	856.17	0	0	0	0	-8133.654
STORY6	CS	Bottom	874.4	0	0	0	0	-8306.799
STORY5	CS	Top	1146.88	0	0	0	0	-10895.367
STORY5	CS	Bottom	1165.11	0	0	0	0	-11068.512
STORY4	CS	Top	1437.59	0	0	0	0	-13657.08
STORY4	CS	Bottom	1455.81	0	0	0	0	-13830.225
STORY3	CS	Top	1728.29	0	0	0	0	-16418.794
STORY3	CS	Bottom	1746.52	0	0	0	0	-16591.938
STORY2	CS	Top	2019	0	0	0	0	-19180.507
STORY2	CS	Bottom	2037.23	0	0	0	0	-19353.651
STORY1	CS	Top	2309.71	0	0	0	0	-21942.22
STORY1	CS	Bottom	2327.93	0	0	0	0	-22115.365

Tableau 5.1: Tableau les propriétés des chargement modèle (bâtiment a huit étages)

274.76	W N 08	274.76
292.99		
565.47	W N 07	290.71
583.69		
856.17	W N 06	290.7
874.4		
1146.88	W N 05	290.71
1165.11		
1437.59	W N 04	290.71
1455.81		
1728.29	W N 03	290.7
1746.52		
2019	W N 02	290.71
2037.23		
2309.71	W N 01	290.71
2327.93		

$$\sum W = 2309.71$$

Tableau 5.2: Tableau descente des chargement du modèle (bâtiment à huit étages)

$$W=2309.71 \text{ KG}$$

Alors :

$$V = \frac{0.25 \times 1.28114 \times 1.2}{6} 2309.71 = 147.9539 \text{ KN}$$

5.4. Calcule les paramètres du dispositif ADAS

Après le calcul de la force sismique, on choisit le type de dissipateur (ADAS) qui sera utilisé pour équiper notre bâtiment pour la dissipation d'énergie.

On prend un dispositif ADAS cuivre [d'après DE La Llera et al 2004], et on choisit le type (ADAS75-10) avec les propriétés géométriques suivantes:

la hauteur $h=150$ mm, la base $b=75$ mm, et l'épaisseur $t=10$ mm.

Le tableau 2.1 dans chapitre 2 présente les propriétés géométriques du dispositif ADAS utilisé dans notre structure pour la dissipation d'énergie.

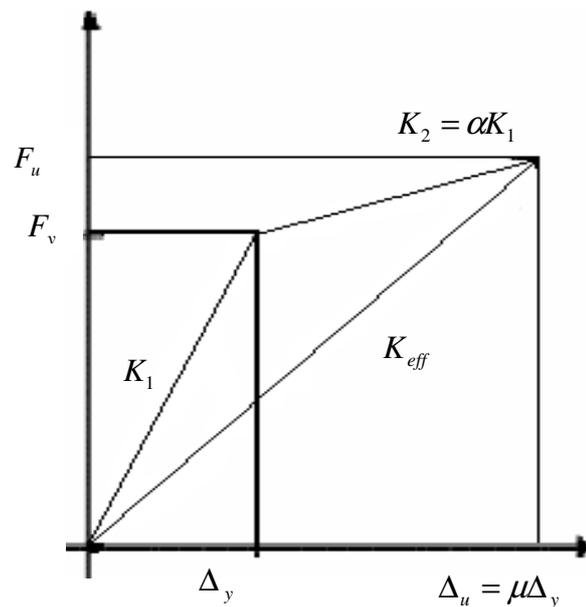


Figure. 5.3 courbe Pushover (force –déplacement)

$$\Delta_y = \frac{3 \cdot \sigma_y \cdot h^2}{4 \cdot E \cdot t}$$

$$\Delta_y = \frac{3 \cdot (25,30) \cdot (150)^2}{4 \cdot (21000) \cdot (10)} = 2.033 \text{ mm}$$

$$\Delta_u = \mu \cdot \Delta_y = 10 \times 2,033 = 20.33 \text{ mm}$$

$$F_u = K_{eff} \cdot \Delta_u$$

avec

$$F_u = \frac{\text{l'effort tranchant tiré du calcul statique} \times \text{pourcentage de rigidité des dissipateurs}}{\text{nombre des dissipateurs en étage}}$$

Pour l'étage N°01: le pourcentage de rigidité de dissipateur pour tous les étages est égale 50%

L'effort tranchant à la base est **147.95** kN

Le nombre de dissipateur en étage est 1 seul dissipateur

alors :

$$F_{u1} = \frac{147,9539 \times 0,5}{1} = 73,95 \text{ kN}$$

donc: $K_{eff} = \frac{F_{ul}}{0.02033} = \frac{73.95}{0.02033} = 3638.80 \text{ kN/m}$

ou bien:

$$K_{eff} = K_1 \cdot \Delta_y + K_2 (\Delta_u - \Delta_y)$$

Avec: $K_2 = \alpha K_1$ et $\Delta_u = \mu \cdot \Delta_y$

$$K_{eff} = K_1 \cdot \Delta_y + \alpha K_1 (\mu \cdot \Delta_y - \Delta_y)$$

$$K_{eff} = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} K_1$$

Avec:

$$\alpha = 0.05, \mu = 10$$

Alors: $K_{eff} = \frac{1 + 0,05(10 - 1)}{10} K_1 = 0,145 K_1$

Donc : $K_1 = \frac{K_{eff}}{0.145} = \frac{3638.80}{0.145} = 25095.23 \text{ kN/m}$

Et : $F_y = K_1 \Delta_y = 25095.23 \times 2.033 = 51.018 \text{ kN}$

Pour les autres étages on a répété les étapes précédentes et on résume les résultats dans le tableau ci-dessous.

N°	hi	Wi	Wi x hi	Fi	Vi	V _{ADAS} (50%) = Fu (kN)	K _{eff}	K ₁	Fy (kN)
01	3.0	290.71	872.13	4.1606	147.9539	73.9769	3638.8084	25095.23	51.0186
02	6.0	290.71	1744.26	8.3212	143.7934	71.8966	3536.4819	24389.53	49.5839
03	9.0	290.70	2616.3	12.4814	135.4722	67.7360	3331.8289	22978.13	46.7145
04	12.0	290.71	3488.52	16.6424	122.9908	61.4954	3024.86	20861.103	42.4106
05	15.0	290.71	4360.65	20.8030	106.3484	53.1742	2615.554	18038.303	36.6718
06	18.0	290.70	5232.6	24.9627	85.5454	42.7727	2103.9215	14509.804	29.4984
07	21.0	290.71	6104.91	29.1242	60.5827	30.2913	1489.9837	10275.75	20.8905
08	24.0	274.76	6594.24	31.4586	31.4586	15.7292	773.6982	5335.85	10.8477

$\Sigma =$	31013.61	147.9539
------------	----------	----------

Tableau 5.3: Tableau les paramètres du dispositif ADAS (bâtiment à huit étages)

5.5. Discussion des résultats

Nous allons utiliser pour l'obtention de la courbe pushover le logiciel ETABS. En premier lieu les résultats sont donnés sous forme de courbe non linéaire qui relie l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet de la structure (figure 5.4 et figure 5.5).

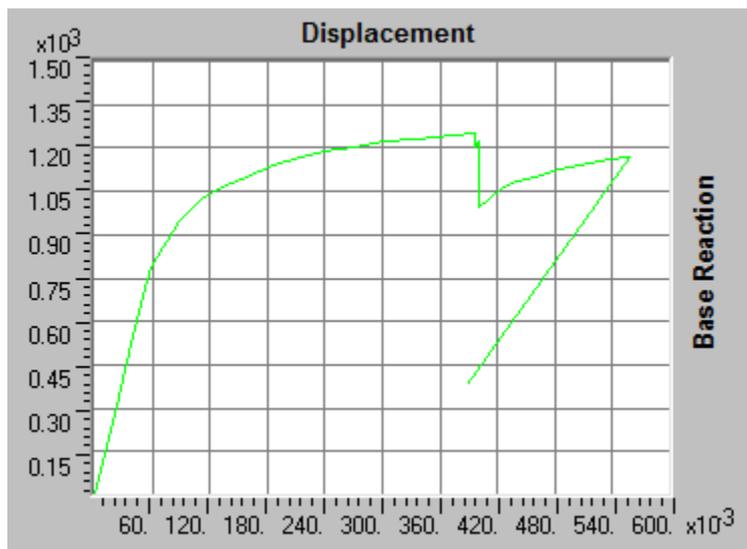


Figure 5.4 courbe pushover bélinéaire du modèle sans dissipateur (bâtiment à huit étages)

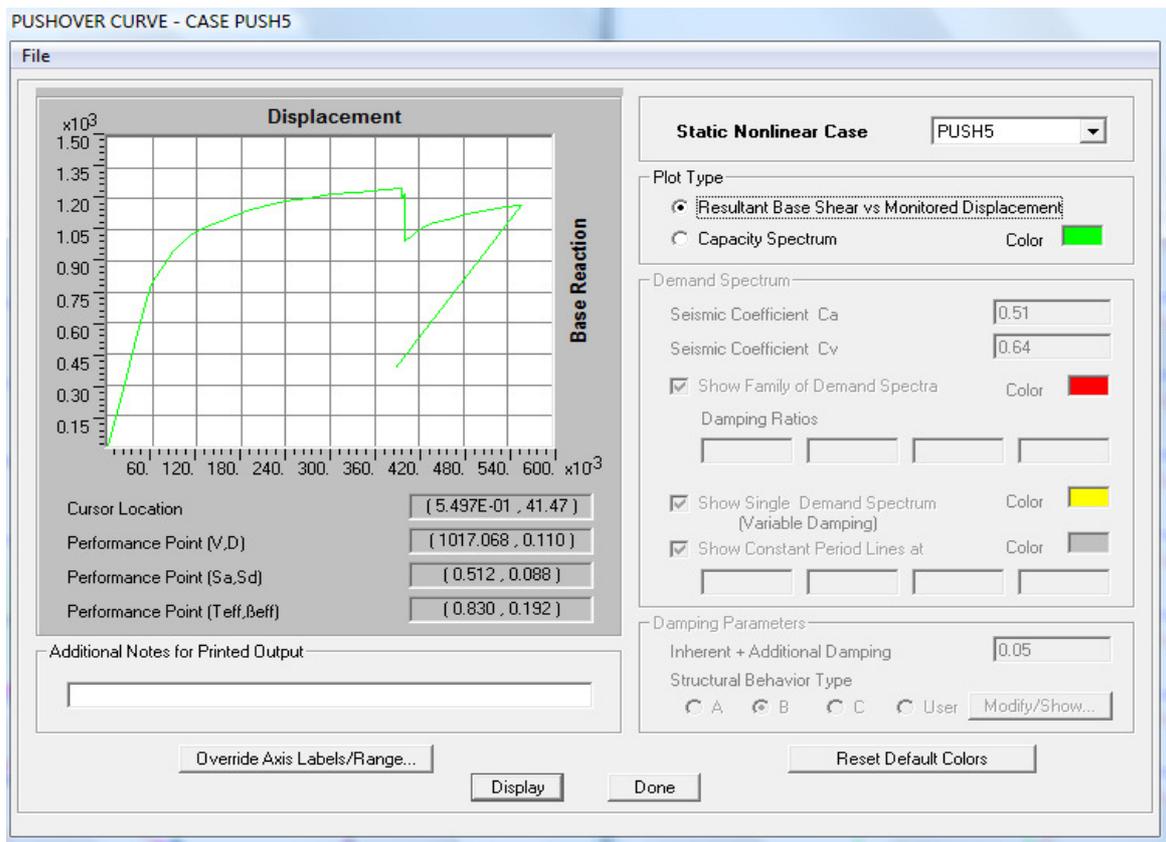


Figure.5.5.:Déplacement en fonction de l'effort tranchant à la base modèle sans dissipateur
(bâtiment a huit étages)

Dans la figure (5.6), on a la forme générale de notre courbe, on ajoutant le spectre de réponse dans notre structure sans dissipateur.

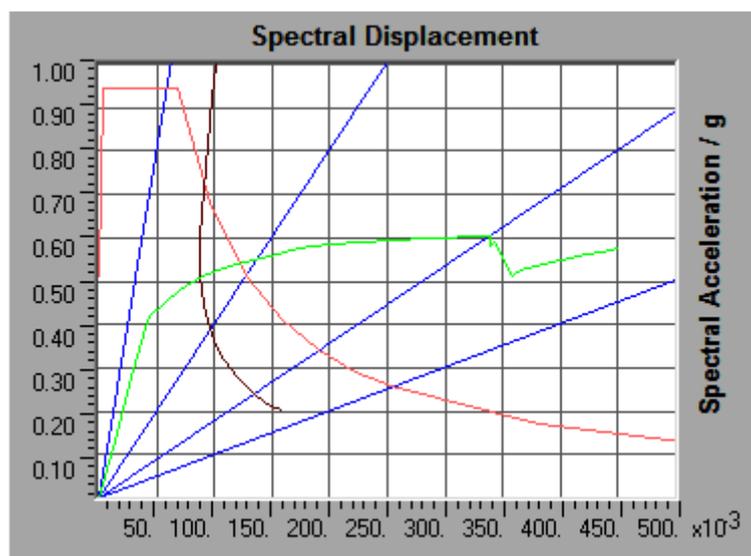


Figure 5.6. courbe spectral déplacement-spectral accélération du modèle sans dissipateur
(bâtiment a huit étages)

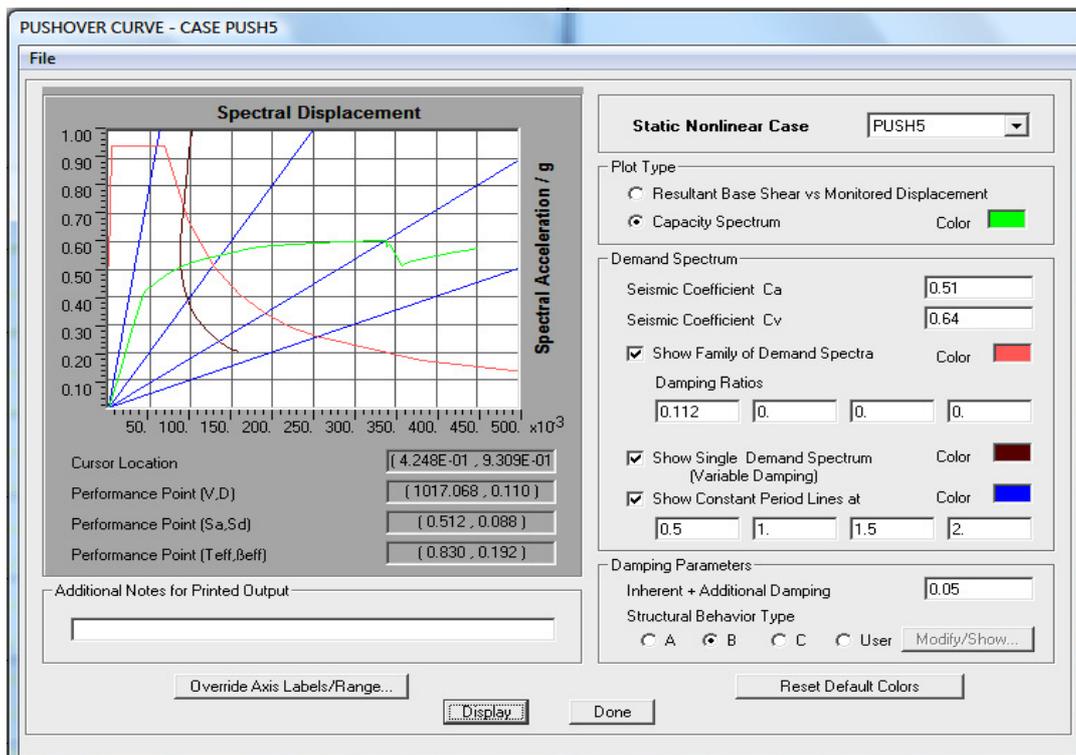


Figure .5.7.: Détermination du point de performance de la structure sans dissipateur
(bâtiment a huit étages)

Suivant la figure(5.7), le déplacement cible est égal à $D=0.110\text{m}$ et qui correspond à un effort tranchant à la base de valeur $V=1017.068\text{ kN}$.

Après analyse, nous remarquons que la valeur du déplacement cible est égal à $D=0.110\text{ m}$; nous constatons alors que cette valeur est compatible avec le 6^{ème} pas dans le tableau du spectre de capacité (Tableau 5.4) ou le déplacement atteint $D=0.1113\text{m}$. Cette valeur correspond à l'événement B qui indique la non existence de tout dommage des éléments structurels et non structurels et s'il existe, celui-ci est mineur.

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0.0000	0.0000	144	0	0	0	0	0	0	0	144
1	0.0200	274.9685	144	0	0	0	0	0	0	0	144
2	0.0400	549.9370	142	2	0	0	0	0	0	0	144
3	0.0536	737.3607	138	6	0	0	0	0	0	0	144
4	0.0589	789.6741	132	12	0	0	0	0	0	0	144
5	0.0887	944.7122	124	20	0	0	0	0	0	0	144
6	0.1113	1020.0664	117	27	0	0	0	0	0	0	144
7	0.1331	1062.4950	117	27	0	0	0	0	0	0	144
8	0.1531	1091.9855	115	29	0	0	0	0	0	0	144
9	0.1870	1137.4900	108	33	3	0	0	0	0	0	144
10	0.2083	1163.8241	104	33	7	0	0	0	0	0	144
11	0.2389	1186.1370	103	32	9	0	0	0	0	0	144
12	0.2703	1204.9856	100	31	13	0	0	0	0	0	144

Tableau 5.4. Tableau du spectre de capacité du modèle sans dissipateur (bâtiment a huit étages)

En plus ce logiciel nous permet de connaître la possibilité de la formation des rotules plastiques et leurs positionnements dans la structure, et leurs positionnements au niveau de la structure étudié, ce que l'on nous montre au-dessous la figure (5.8) :

Ceci est confirmé par l'observation de la distribution des rotules plastiques comme illustré dans la figure (5.8) ou les rotules dans les chevrons et les poutres du niveau 1 sont plastifiées lors de l'événement B.

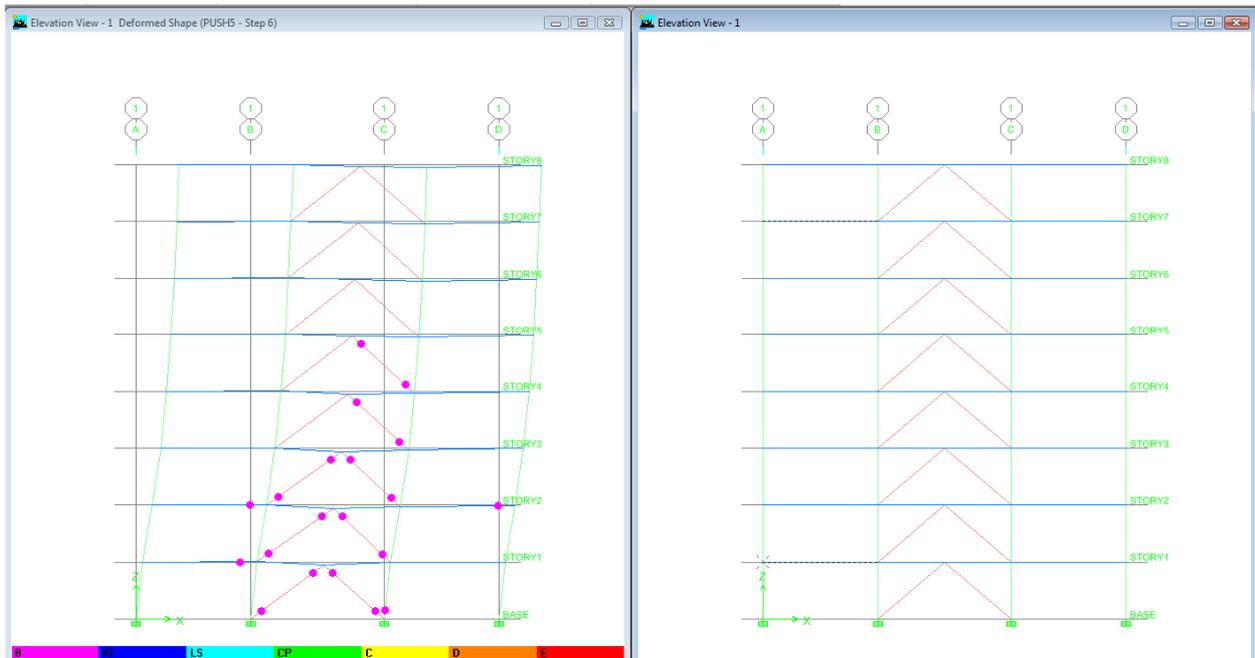


Figure.5.8: Distribution des rotules plastiques du modèle sans dissipateur (bâtiment à huit étages)

*** Commentaire 1 :**

D'après l'analyse pushover nous pouvons conclure que pour un effort tranchant d'une valeur de 1017.068 kN qui correspond à un déplacement de 0.11m, cela provoque l'apparition des rotules plastique de premier type (B).

Pour cette valeur de l'effort tranchant, la structure peut subir des déformation très limitées .

La déformation plastique au-delà du point B se produit dans la rotule en plus de n'importe quelle déformation élastique pouvant se produire dans l'élément.

Pour l'obtention de la courbe pushover, nous allons utiliser le logiciel ETABS. En premier lieu, les résultats sont donnés sous forme de courbe non linéaire qui relie l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet de la structure comme illustré en figure (5.9 et 5.10).

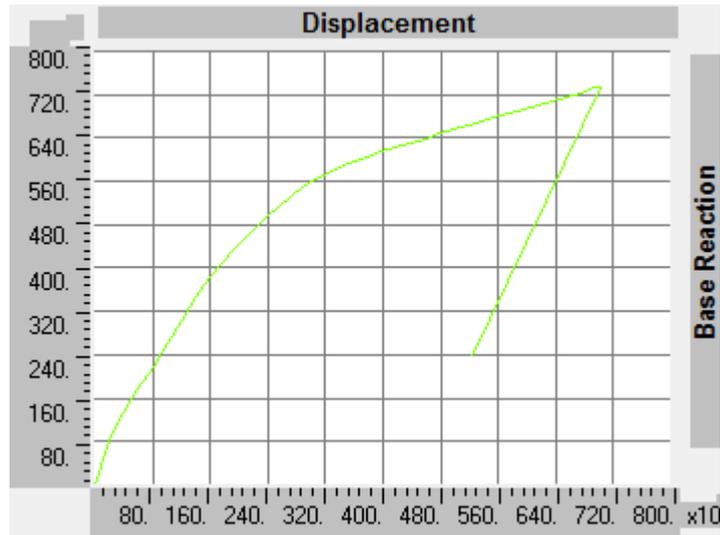


Figure 5.9 courbe pushover bélinéaire du modèle avec dissipateur (bâtiment a huit étages)

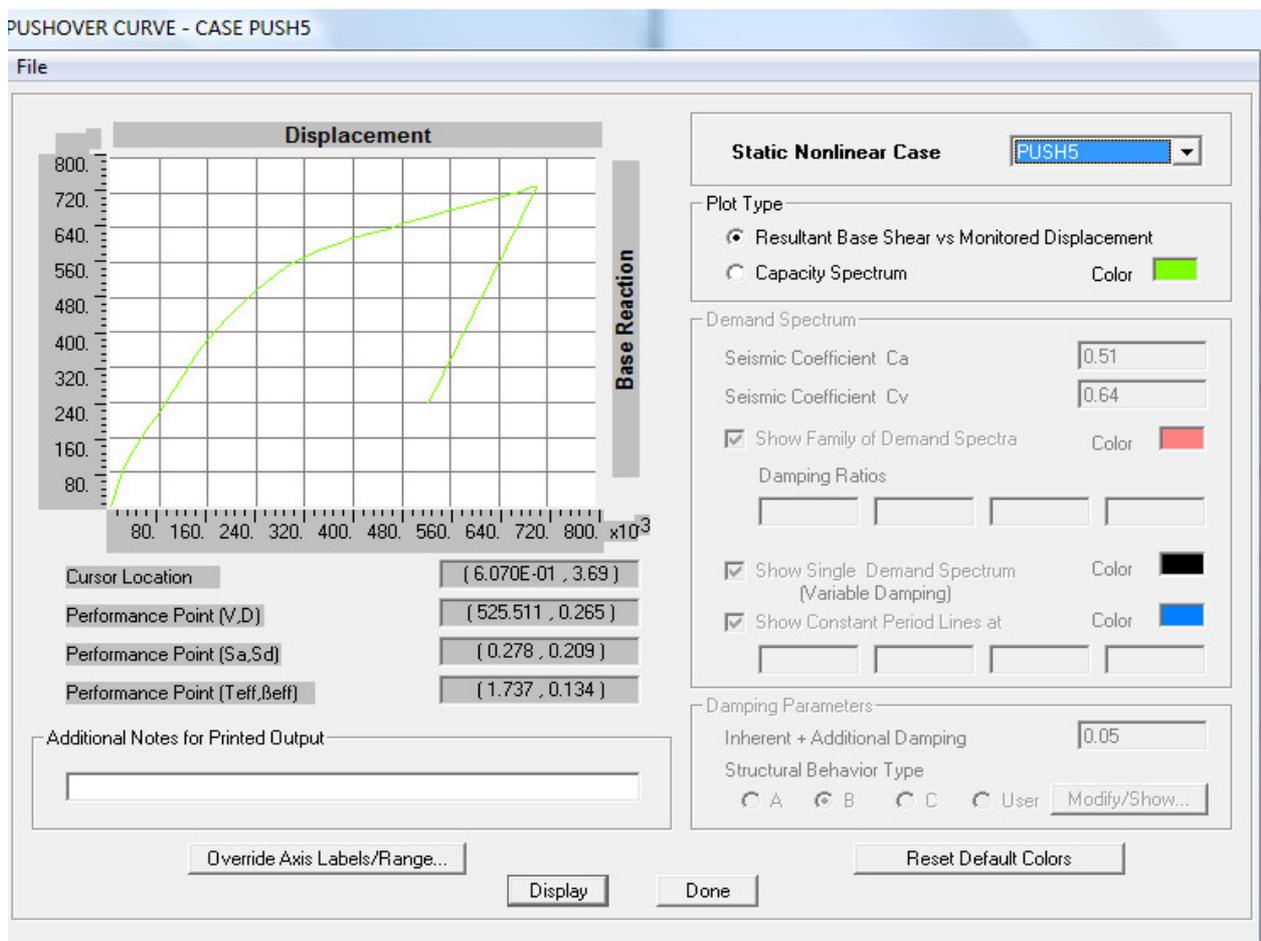


Figure 5.10: Déplacement en fonction de l'effort tranchant à la base modèle avec dissipateur (bâtiment a huit étages)

La figure (5.11), nous montre les résultats trouvés dans notre structure avec dissipateur.

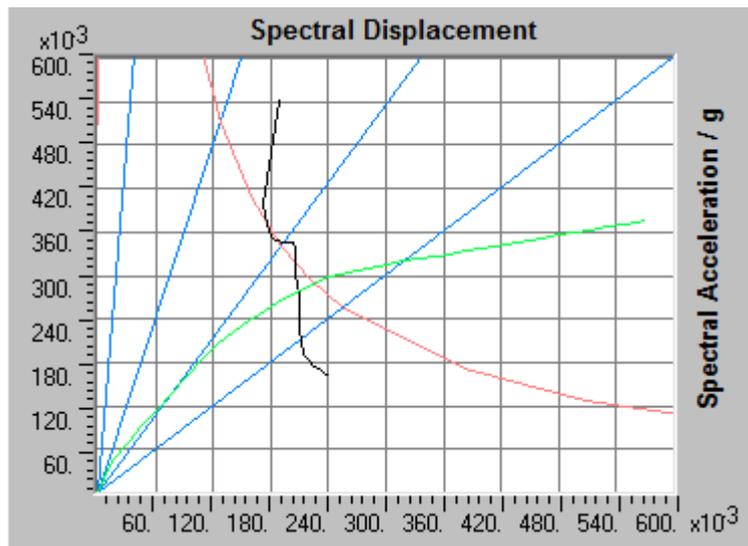


Figure 5.11. courbe spectral déplacement-spectral accélération du modèle avec dissipateur (bâtiment a huit étages)

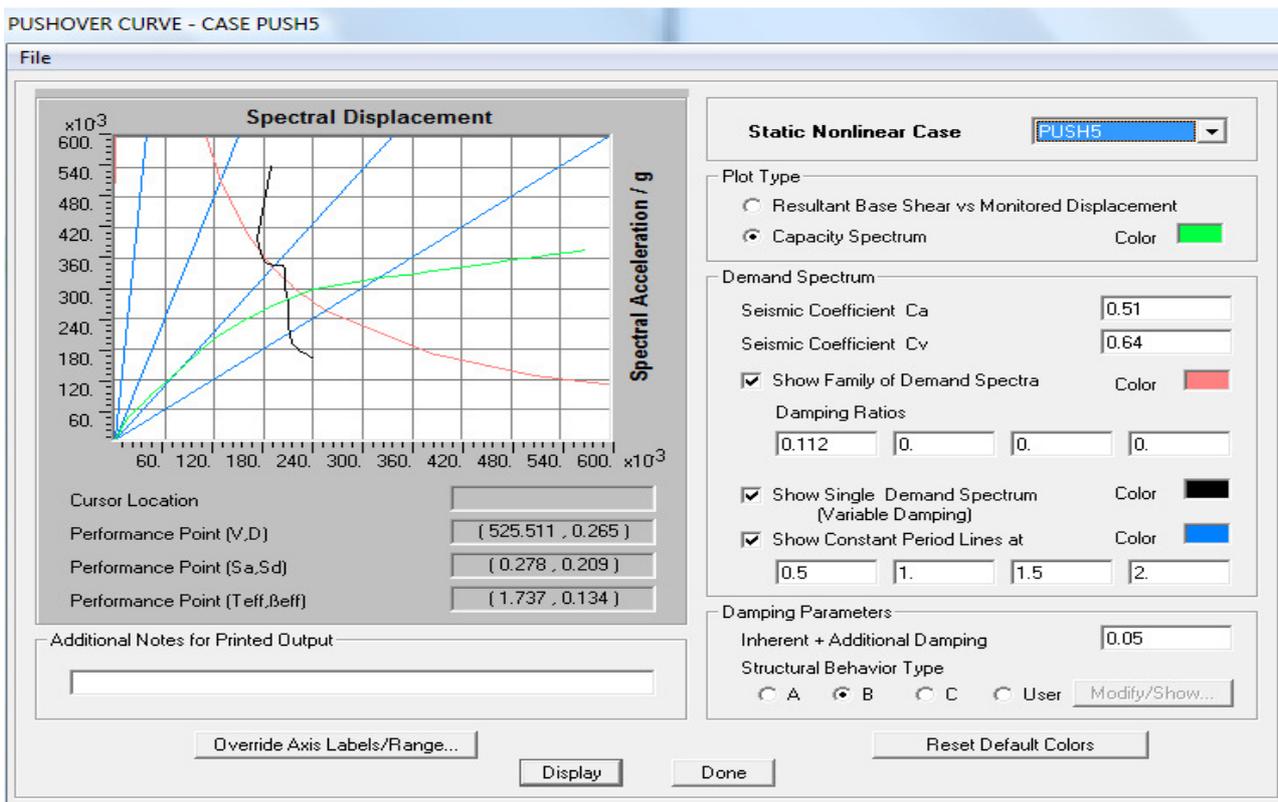


Fig.5.12.: Détermination du point de performance de la structure avec dissipateur (bâtiment a huit étages)

Les courbes de la demande et de la capacité sont superposées et l'intersection des deux courbes nous donne directement le point de performance sans itération.

Alors suivant la figure, le déplacement cible est égal à $D= 0.265\text{m}$ et qui correspond à un effort tranchant à la base d'une valeur de $V= 525.511\text{ kN}$.

Après exécution de la méthode, nous observons que la valeur du déplacement cible est égal à $D=0.110\text{ m}$, et nous constatons que cette valeur est compatible avec le 12^{ème} pas dans le tableau du spectre de capacité (Tableau 5.5) ou le déplacement atteint $D= 0.2736\text{m}$. Cette valeur correspond à l'événement B qui indique la non existence de tout dommage des éléments structurels et non structurels et s'il existe, celui-ci est mineur.

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0.0000	0.0000	144	0	0	0	0	0	0	0	144
1	0.0198	81.5794	144	0	0	0	0	0	0	0	144
2	0.0396	132.6917	144	0	0	0	0	0	0	0	144
3	0.0597	176.6600	144	0	0	0	0	0	0	0	144
4	0.0797	219.3117	144	0	0	0	0	0	0	0	144
5	0.0998	261.6386	144	0	0	0	0	0	0	0	144
6	0.1198	303.8440	143	1	0	0	0	0	0	0	144
7	0.1397	345.8049	139	5	0	0	0	0	0	0	144
8	0.1598	383.1999	136	8	0	0	0	0	0	0	144
9	0.1943	436.3338	132	12	0	0	0	0	0	0	144
10	0.2154	465.9005	130	14	0	0	0	0	0	0	144
11	0.2381	495.3806	127	17	0	0	0	0	0	0	144
12	0.2736	535.1910	120	21	3	0	0	0	0	0	144

Tableau 5.5: Tableau du spectre de capacité du modèle avec dissipateur(bâtiment a huit étages).

Ceci est confirmé par l'observation de la distribution des rotules plastiques comme illustré dans la figure (5.13) ou les rotules dans les chevrons et les poutres des niveaux (base, 1,...,5) sont plastifiées lors de l'événement B.

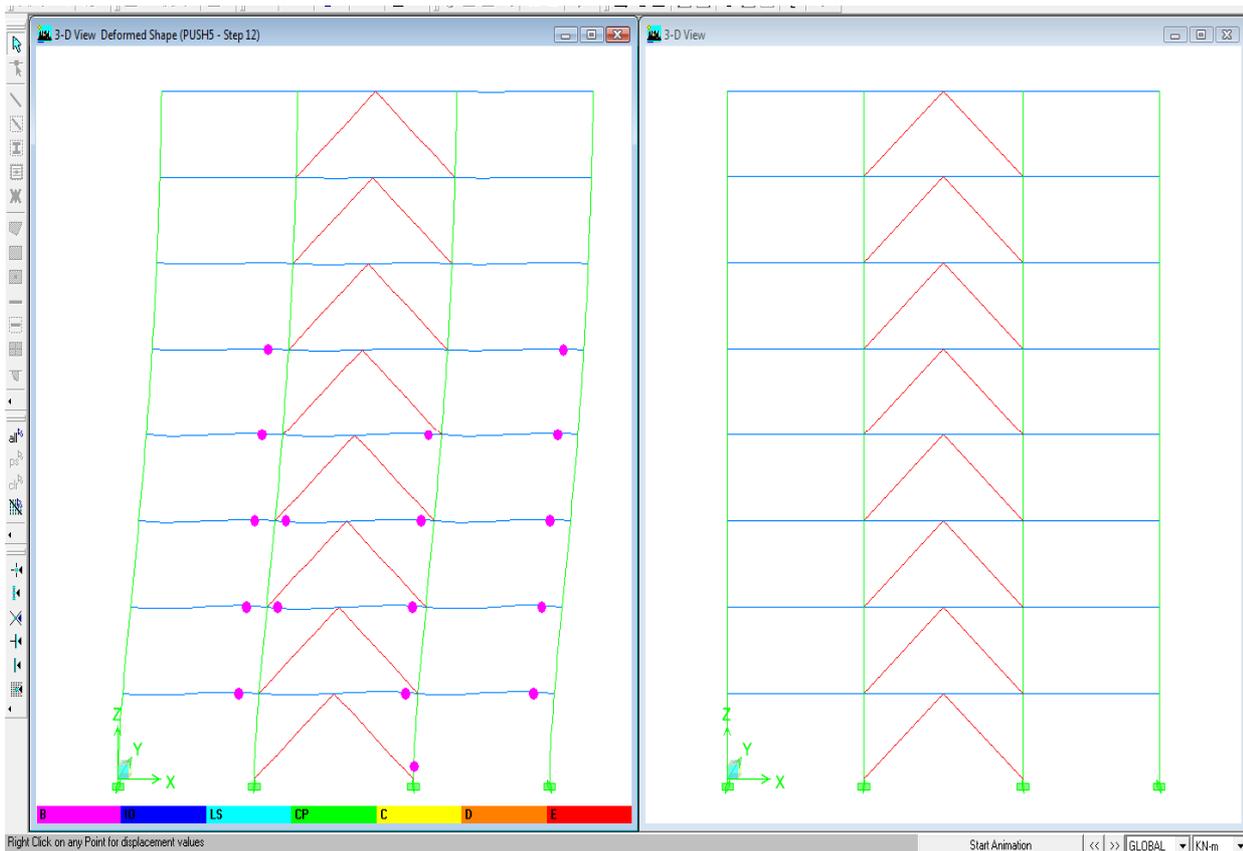


Figure 5.13 : Distribution des rotules plastiques du modèle avec dissipateur
(bâtiment a huit étages)

*** Commentaire 2 :**

D’après l’analyse pushover de la structure avec dissipateur, on remarque qu’il y a apparition de rotule du type **B** au niveau des poutres qui ne causeront pas un dommage.

*** Interprétation**

Le but principal de cette étude est la présentation de l’effet des dissipateurs d’énergie (les dispositifs ADAS) dans une structure soumise à un séisme important .

Les observations obtenues d’après la modélisation de la structure par (ETABS) et l’application de l’analyse Pushover sur les deux modèles (structure avec dispositif ADAS, et structure sans dispositif ADAS) sont les suivantes:

1^{er} cas : Structure avec dissipateurs

- le point de performance trouvé d’après le pas 12 ;
- l’effort tranchant au point de performance = 525.511kN ;

- le déplacement au point de performance = 0.265m ;
- on trouve les rotules plastiques de type **B** jusqu'au pas 12 ;
- on trouve les premières rotules plastiques type **IO** d'après le pas 13.

2^{ème} cas : Structure sans dissipateurs

- le point de performance trouvé d'après le 6^{ème} pas ;
- l'effort tranchant au point de performance = 1017.068 kN ;
- le déplacement au point de performance = 0.110m ;
- on trouve les rotules plastiques de type **B** jusqu'au pas 6 ;
- on trouve les rotules plastiques type **IO** d'après le 7 pas.

Par conséquent et d'après les constatations faites sur chaque modèle on peut dire que:

- Le pas nécessaire pour trouver le point de performance pour une structure avec dissipateur d'énergie est très grand par rapport au pas nécessaire pour trouver le point de performance pour une structure sans dissipateur d'énergie, c-a-d que le dissipateur donne à la structure une rigidité très élevée par rapport à la structure sans dissipateur.
- Le dissipateur d'énergie absorbe la moyenne de la totalité de l'effort tranchant appliqué sur la structure.
- Le dissipateur d'énergie travaille pour la réduction de la demande sismique dans la structure principale.
- Les dispositifs de dissipation d'énergie de type ADAS peuvent de manière significative augmenter la capacité structurale de dissipation d'énergie et réduire sensiblement la dissipation d'énergie exigée sur d'autres éléments.
- En raison de la capacité accrue de dissipation d'énergie à de petits déplacements, la sûreté structurale est augmentée.

	Structure avec dissipateurs	Structure sans dissipateurs	Le rapport %
Déplacement au sommet	0.265 m	0.11 m	58.5
Effort tranchant	525.511 kN	1017.068 kN	48

Tableau 5.6 : Tableau résumant les valeurs de performance de structure à huit étages

A la lecture du tableau, on constate que le déplacement dans la structure avec dissipateurs est nettement grand par rapport au déplacement dans la structure sans dissipateurs. Cela s'explique par le fait que le dispositif ADAS a dissipé de manière effective l'énergie dans la phase plastique, et dans cette phase le dissipateur est déformé.

Pour représenter l'effet des dissipateurs d'énergie dans les différents types de structures (structure rigide, semi rigide et souple). Pour cela nous présentons deux cas d'études théoriques:

1^{er} cas : bâtiment à 4 étages (structures rigide)

2^{ème} cas : bâtiments à 16 étages (bâtiment souple);

Pour les deux cas d'études cités ci-dessus, les caractéristiques restent les mêmes que celles du bâtiment à (08) étages étudié précédemment.

5.6. Exemple 2 bâtiment à 4 étages

Cet exemple est un bâtiment à quatre niveaux de 12m de hauteur (**ouvrages courants et importance moyenne groupe 2**) situé à la région de Boumerdès (**zone sismique III**).

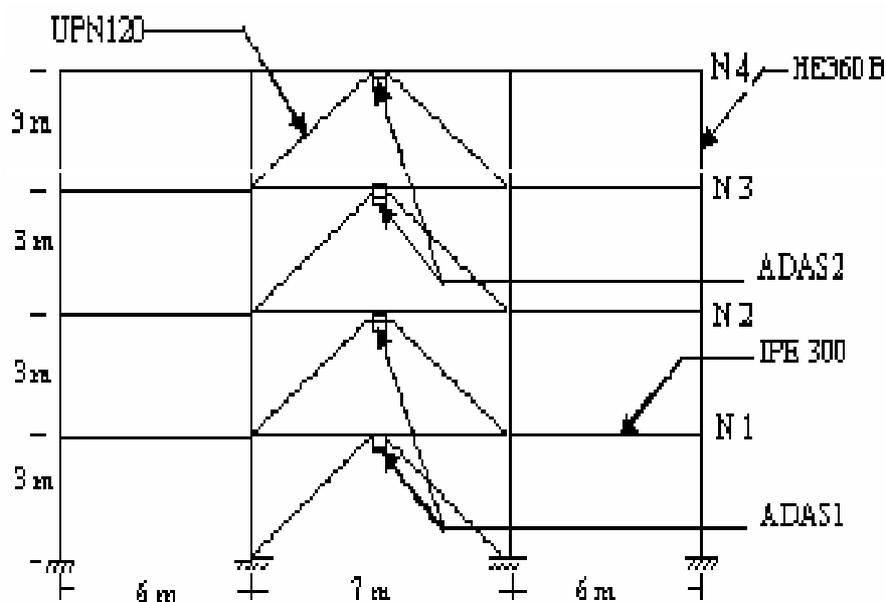


Figure 5.14: configuration du modèle (bâtiment à quatre étages)

D'après le calcul des paramètres nécessaire pour les utilisation du logiciel ETABS (V force sismique, K_{eff} , K_1 et F_y), avec la même méthode pour le bâtiment a huit étages, on a obtenus les résultats pour 4 étages dans les tableaux suivantes:

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY4	CS	Top	275	0	0	0	0	-2610.228
STORY4	CS	Bottom	293	0	0	0	0	-2783.373
STORY3	CS	Top	565	0	0	0	0	-5371.941
STORY3	CS	Bottom	584	0	0	0	0	-5545.086
STORY2	CS	Top	856	0	0	0	0	-8133.654
STORY2	CS	Bottom	874	0	0	0	0	-8306.799
STORY1	CS	Top	1147	0	0	0	0	-10895.367
STORY1	CS	Bottom	1165	0	0	0	0	-11068.512

Tableau 5.7: Tableau les propriétés des chargement modèle (bâtiment a quatre étages)

274.76	W N 04	274.76
292.99		
565.47	W N 03	290.71
583.69		
856.17	W N 02	290.7
874.4		
1146.88	W N 01	290.71
1165.11		

$$\sum W = 1146.88 \text{KG}$$

Tableau 5.8 Tableau descente des chargement du modèle (bâtiment à quatre étages)

Alors en trouve d'après le calcul la force sismique $V=73.4661 \text{KN}$

N°	hi	Wi	Wi x hi	Fi	Vi =	VADAS(50%) = Fu (KN)	Keff =	K1=	Fy (KN)=
01	3.0	290.71	872.13	7.5115	73.4661	36.73305825	1806.840052	12460.96587	25.33314362
02	6.0	290.71	1744.26	15.0229	65.9547	32.97732816	1622.10173	11186.90848	22.74298494
03	9.0	290.71	2616.39	22.5344	50.9317	25.46586798	1252.625085	8638.793691	17.56266757
04	12.0	274.76	3297.12	28.3974	28.3974	14.19867771	698.4101187	4816.621508	9.792191526

$$\sum = 8529.9 \quad 73.4661$$

Tableau 5.9: Tableau les paramètres du dispositif ADAS(bâtiment à quatre étages)

1^{er} cas : Structure sans dissipateurs

5.6.1 . Discussion des résultats

Nous allons utiliser pour l'obtention de la courbe pushover le logiciel ETABS. En premier lieu les résultats sont donnés sous forme de courbe non linéaire qui relie l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet de la structure (figure 5.15 et figure 5.16).

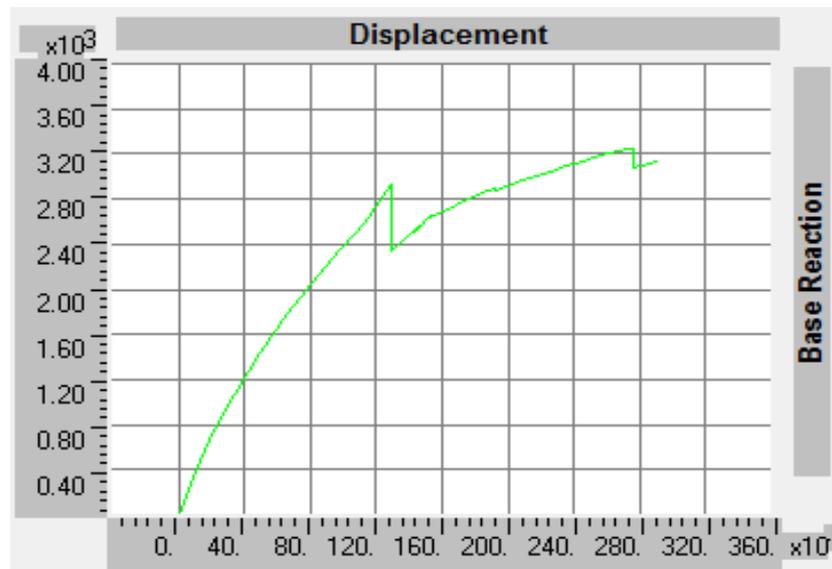


Figure 5.15 courbe pushover linéaire du modèle sans dissipateur (bâtiment a quatre étages)

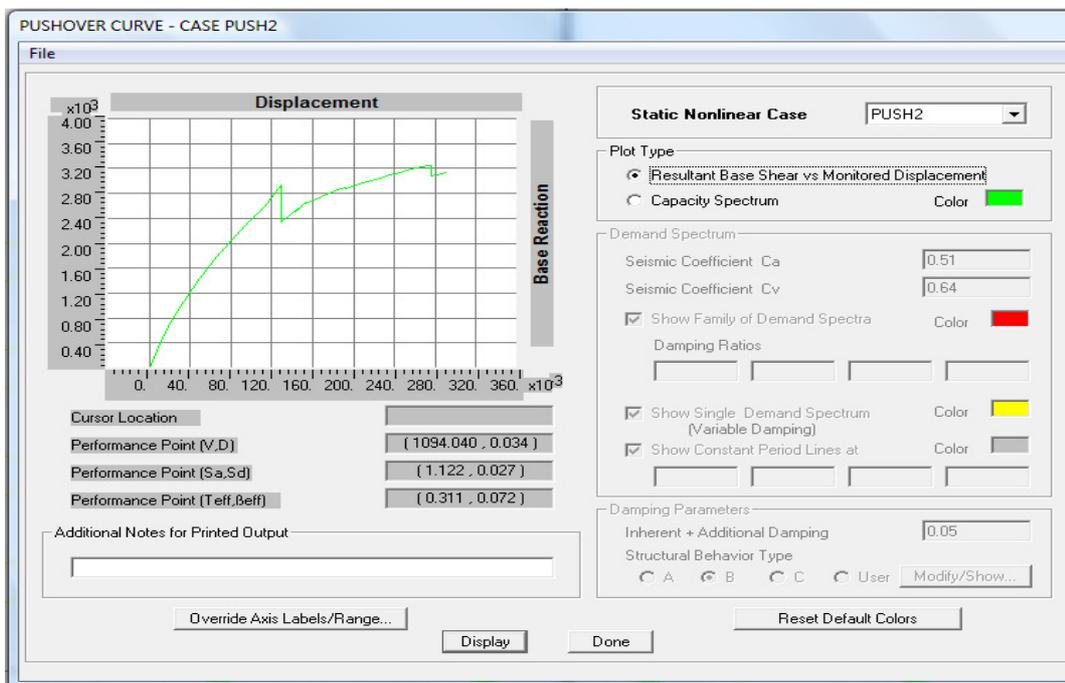


Figure.5.16.:Déplacement en fonction de l'effort tranchant à la base modèle sans dissipateur (bâtiment a quatre étages)

Dans la figure (5.17), on a la forme générale de notre courbe, on ajoutant le spectre de réponse dans notre structure sans dissipateur.

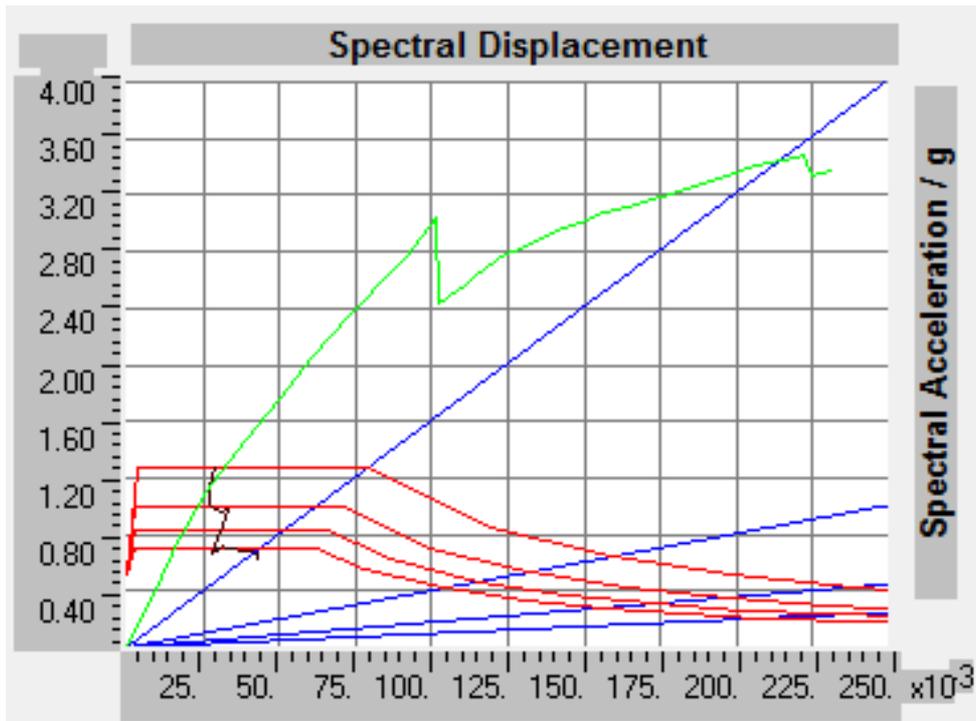


Figure 5.17. courbe spectrale déplacement-spectrale accélération du modèle sans dissipateur (bâtiment a quatre étages)

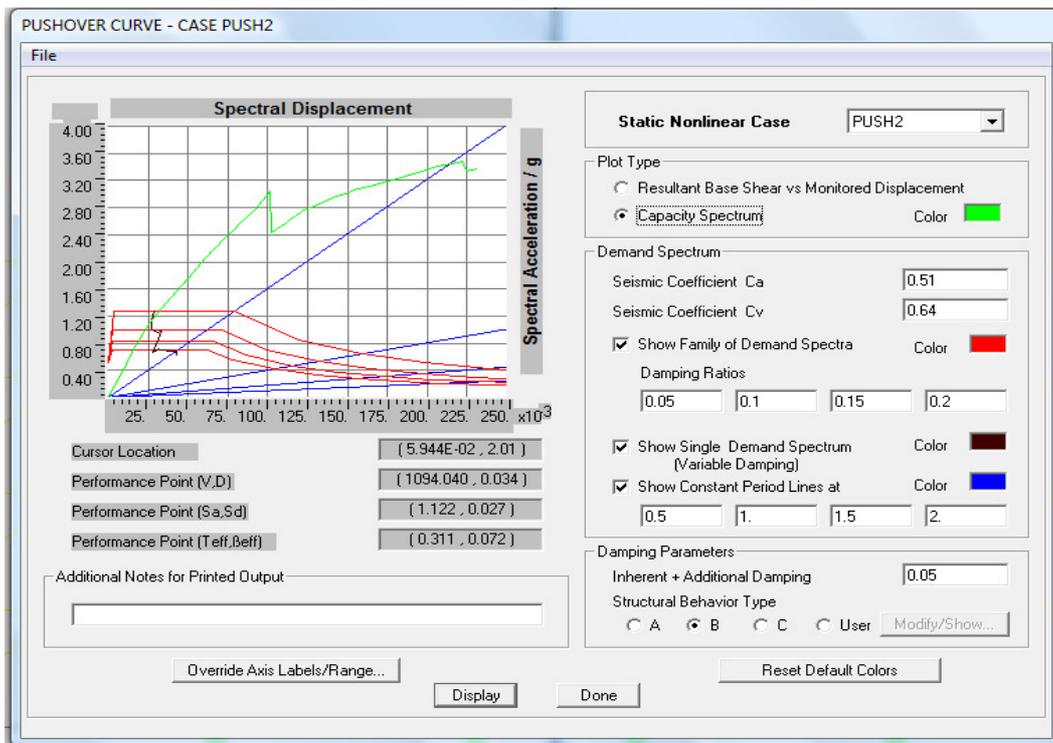


Figure.5.18.: Détermination du point de performance de la structure sans dissipateur (bâtiment a quatre étages)

Suivant la figure(5.18), le déplacement cible est égal à $D= 0.034\text{m}$ et qui correspond à un effort tranchant à la base de valeur $V=1094.040\text{ kN}$.

Après analyse, nous remarquons que la valeur du déplacement cible est égal à $D= 0.034\text{ m}$; nous constatons alors que cette valeur est compatible avec le 5^{ème} pas dans le tableau du spectre de capacité ou le déplacement atteint $D= 0.0498\text{m}$. Cette valeur correspond à l'événement **IO** qui indique que les dommages sont limités, et la conception est juste et la structure garde à peu près la résistance et la rigidité qu'il possédait avant le séisme. La structure sera utilisée pour but pour lequel il a été conçu.

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0.0000	0.0000	80	0	0	0	0	0	0	0	80
1	0.0096	327.9583	80	0	0	0	0	0	0	0	80
2	0.0192	655.9166	78	2	0	0	0	0	0	0	80
3	0.0231	789.1508	70	10	0	0	0	0	0	0	80
4	0.0336	1077.6832	68	9	3	0	0	0	0	0	80
5	0.0498	1433.3967	66	7	7	0	0	0	0	0	80
6	0.0670	1784.9917	62	10	8	0	0	0	0	0	80
7	0.0774	1988.9453	59	10	10	1	0	0	0	0	80
8	0.0935	2271.5886	58	8	10	4	0	0	0	0	80
9	0.1121	2585.4055	56	10	10	3	0	1	0	0	80
10	0.1152	2635.9126	56	10	10	3	0	0	1	0	80
11	0.1152	2631.3796	54	10	10	5	0	0	1	0	80
12	0.1269	2881.6704	54	10	10	4	0	1	1	0	80

Tableau 5.10: Tableau du spectre de capacité du modèle sans dissipateur(bâtiment a quatre étages).

En plus ce logiciel nous permet de connaître la possibilité de la formation des rotules plastiques et leurs positionnements dans la structure, et leurs positionnements au niveau de la structure étudié, ce que l'on nous montre au-dessous la figure (5.19) :

Ceci est confirmé par l'observation de la distribution des rotules plastiques , comme illustré dans la figure (5.19) ou les rotules sont plastifiées à l'événement IO, au niveau des chevrons du niveau deux.les autres élément plastifiés, ils sont plastifiés à l'événement B.

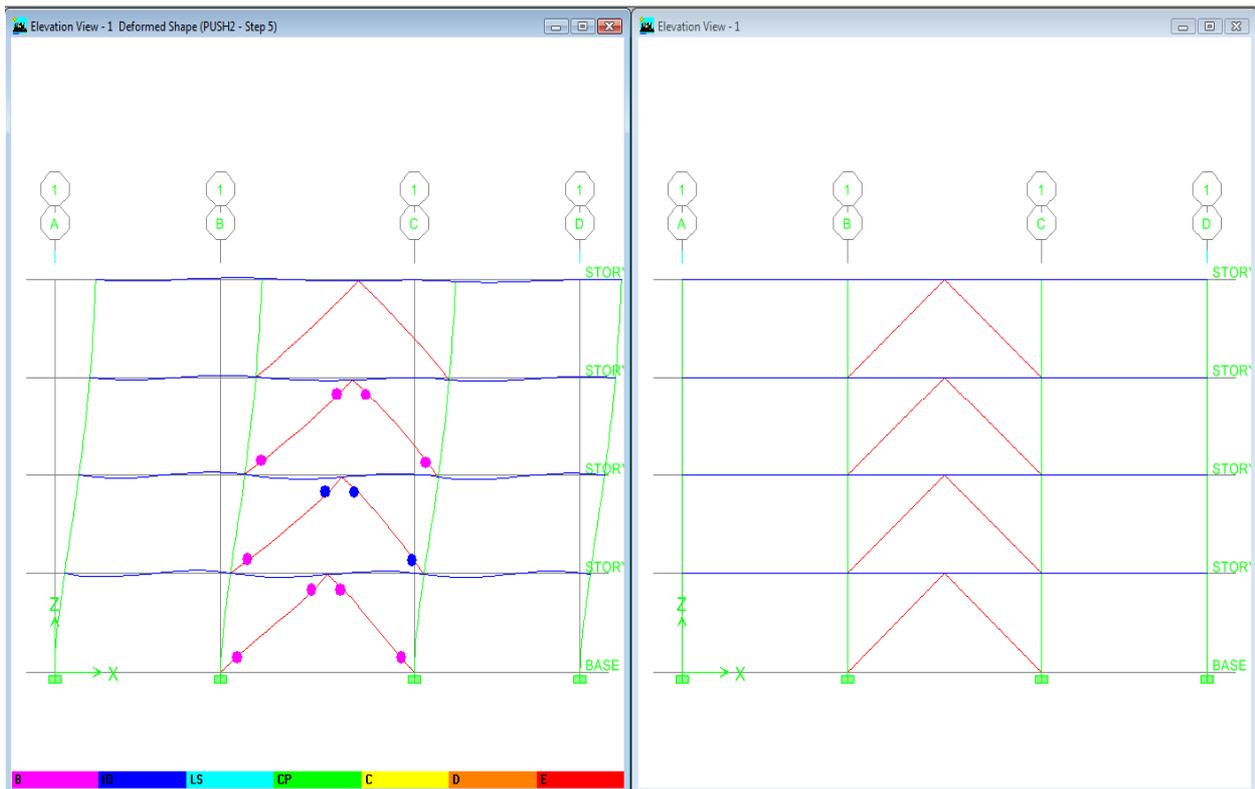


Figure 5.19: Distribution des rotules plastiques du modèle sans dissipateur

(bâtiment a quatre étages)

- **Commentaire1 :**

D'après l'analyse pushover nous pouvons conclure que pour un effort tranchant d'une valeur de 1094.040 kN qui correspond à un déplacement de 0.034m, cela provoque l'apparition des rotules plastique de deuxième type (IO) pour les chevrons du niveau deux et premier type (B) pour les autres élément.

Pour cette valeur de l'effort tranchant, la structure peut subir des déformation limitées .

2^{ème} cas : Structure avec dissipateurs

Pour l'obtention de la courbe pushover, nous allons utiliser le logiciel ETABS. En premier lieu, les résultats sont donnés sous forme de courbe non linéaire qui relie l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet de la structure comme illustré en figure (5.20 et 5.21).

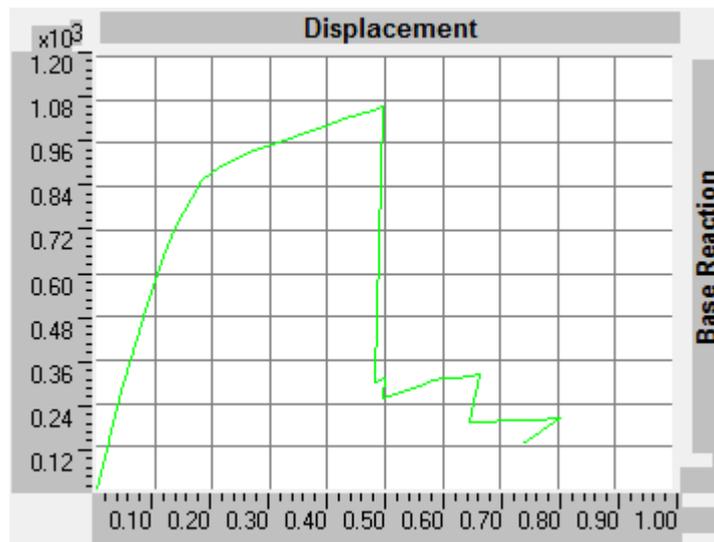


Figure 5.20 courbe pushover bélinéaire du modèle avec dissipateur (bâtiment a quatre étages)

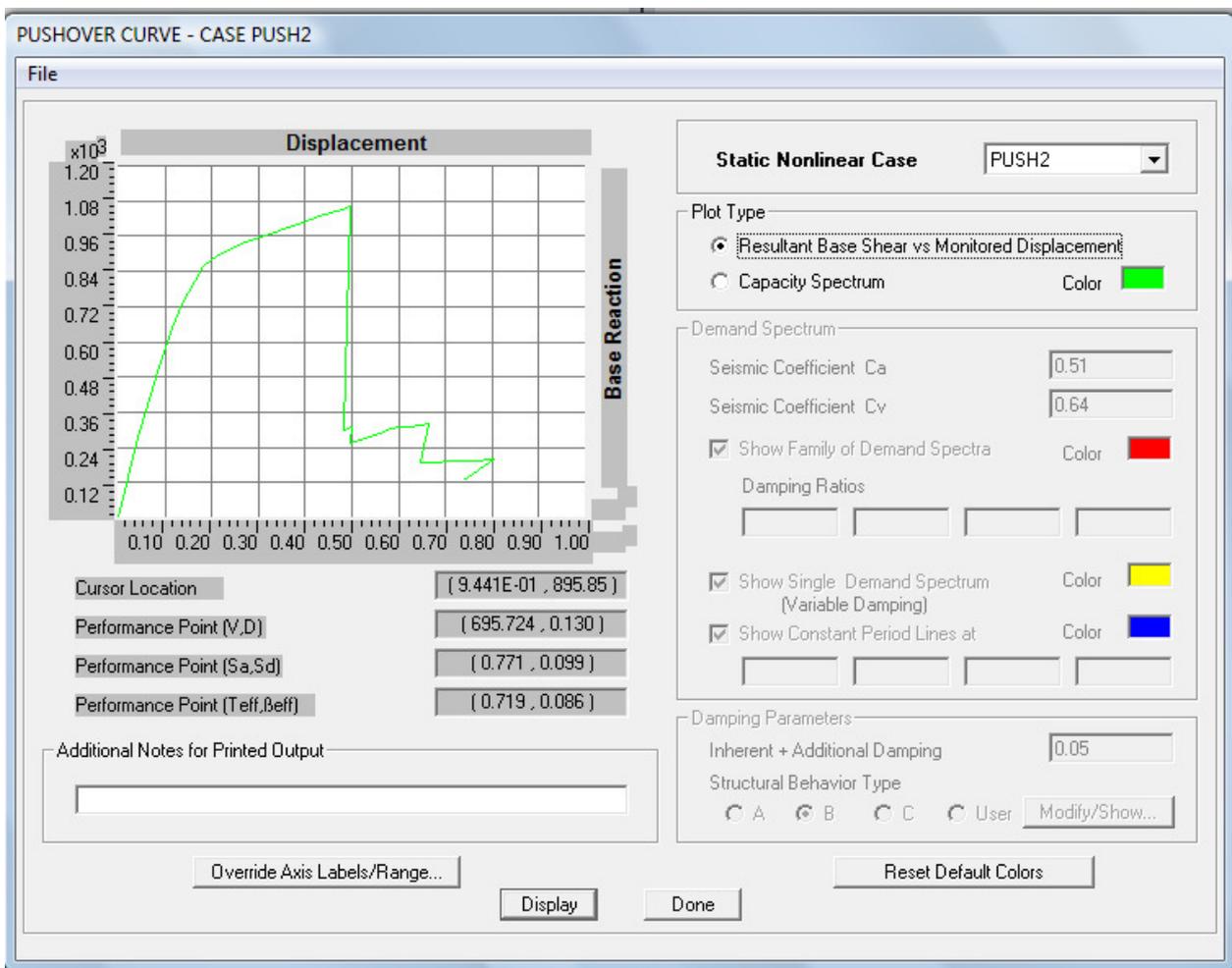


Figure.5.21.:Déplacement en fonction de l'effort tranchant à la base modèle avec dissipateur (bâtiment a quatre étages)

La figure (5.22), nous montre les résultats trouvés dans notre structure avec dissipateur.

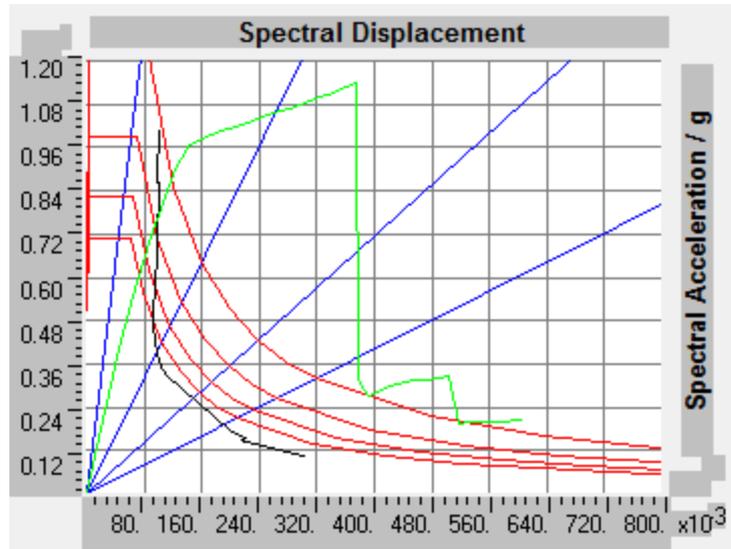


Figure 5.22. courbe spectral déplacement-spectral accélération du modèle avec dissipateur (bâtiment a quatre étages)

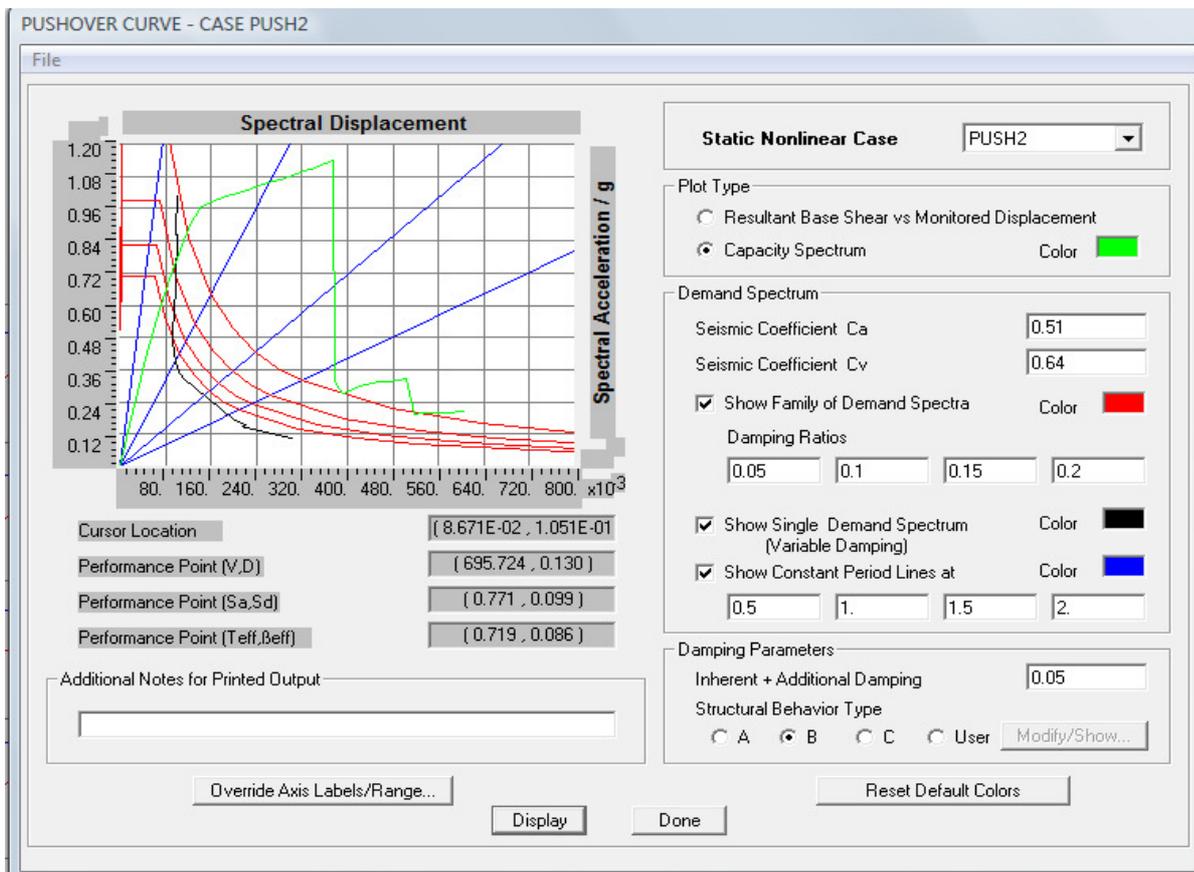


Figure.5.23.: Détermination du point de performance de la structure avec dissipateur (bâtiment a quatre étages)

Les courbes de la demande et de la capacité sont superposées et l'intersection des deux courbes nous donne directement le point de performance sans itération.

Alors suivant la figure, le déplacement cible est égal à $D= 0.130\text{m}$ et qui correspond à un effort tranchant à la base d'une valeur de $V= 695.724 \text{ kN}$.

Après exécution de la méthode, nous observons que la valeur du déplacement cible est égal à $D=0.130 \text{ m}$, et nous constatons que cette valeur est compatible avec le 7^{ème} pas dans le tableau du spectre de capacité (Tableau 5.11) ou le déplacement atteint $D= 0.1378\text{m}$. Cette valeur correspond à l'événement B qui indique la non existence de tout dommage des éléments structurels et non structurels et s'il existe, celui-ci est mineur.

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-ID	ID-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E TOTAL
0	0.0000	0.0000	72	0	0	0	0	0	0	72
1	0.0201	139.5872	72	0	0	0	0	0	0	72
2	0.0401	252.0054	72	0	0	0	0	0	0	72
3	0.0601	363.8447	72	0	0	0	0	0	0	72
4	0.0801	475.6127	71	1	0	0	0	0	0	72
5	0.0836	494.9807	65	7	0	0	0	0	0	72
6	0.1165	644.4088	63	9	0	0	0	0	0	72
7	0.1378	727.3146	59	13	0	0	0	0	0	72
8	0.1634	807.6046	52	18	2	0	0	0	0	72
9	0.1828	858.8898	51	19	2	0	0	0	0	72
10	0.1847	862.3143	49	19	4	0	0	0	0	72
11	0.2094	890.0633	46	15	11	0	0	0	0	72
12	0.2482	921.4304	44	11	17	0	0	0	0	72

Tableau 5.11: Tableau du spectre de capacité du modèle avec dissipateur (bâtiment a quatre étages).

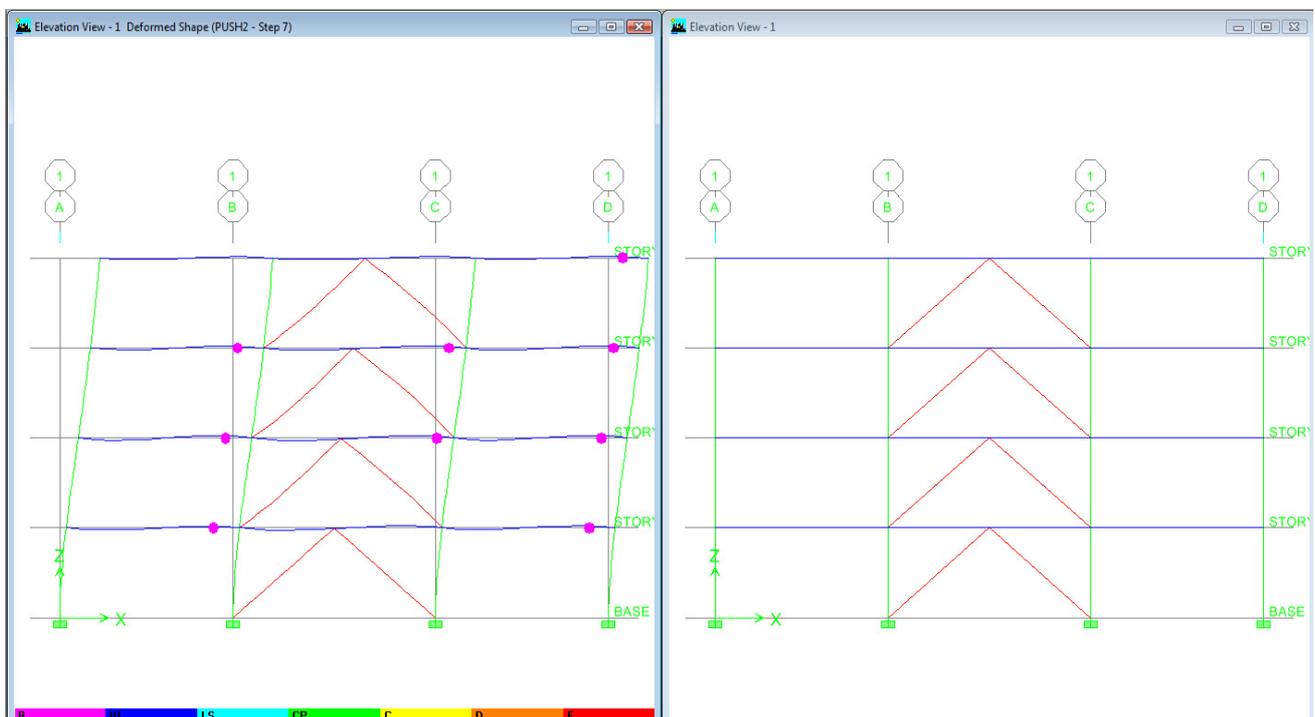


Figure 5.24: Distribution des rotules plastiques du modèle avec dissipateur (bâtiment a quatre étages)

Ceci est confirmé par l'observation de la distribution des rotules plastiques comme illustré dans la figure (5.24) où les rotules dans les poutres de tous les niveaux sont plastifiées lors de l'événement B.

- **Commentaire 2:**

D'après l'analyse pushover de la structure avec dissipateur, on remarque qu'il y a apparition de rotule du type **B** au niveau des poutres qui ne causeront pas un dommage.

- **Interprétation**

Le but principal de cette étude est la présentation de l'effet des dissipateurs d'énergie (les dispositifs ADAS) dans une structure soumise à un séisme important.

Les observations obtenues d'après la modélisation de la structure par (ETABS) et l'application de l'analyse pushover sur les deux modèles (structure avec dispositif ADAS, et structure sans dispositif ADAS) sont les suivantes:

1^{ème} cas : Structure sans dissipateurs

- le point de performance trouvé d'après le 5^{ème} pas ;
- l'effort tranchant au point de performance = 1094.040 kN ;
- le déplacement au point de performance = 0.034m ;
- on trouve les rotules plastiques de type **IO** jusqu'au pas 5 ;

2^{er} cas : Structure avec dissipateurs

- le point de performance trouvé d'après le 7^{ème} pas ;
- l'effort tranchant au point de performance = 695.724 kN ;
- le déplacement au point de performance = 0.130m ;
- on trouve les rotules plastiques de type **B** jusqu'au pas 7 ;
- on trouve les premières rotules plastiques type **IO** d'après le pas 8.

Par conséquent et d'après les constatations faites sur chaque modèle on peut dire que:

- Le pas nécessaire pour trouver le point de performance pour une structure avec dissipateur d'énergie est grand par rapport au pas nécessaire pour trouver le point de performance pour une structure sans dissipateur d'énergie, c-a-d que le dissipateur donne à la structure une rigidité élevée par rapport à la structure sans dissipateur.
-

- Le dissipateur d'énergie absorbe 36% de la totalité de l'effort tranchant appliqué sur la structure.
- Le dissipateur d'énergie travaille pour la réduction de la demande sismique dans la structure principale.
- Les dispositifs de dissipation d'énergie de type ADAS peuvent de manière significative augmenter la capacité structurale de dissipation d'énergie et réduire sensiblement la dissipation d'énergie exigée sur d'autres éléments.
- En raison de la capacité accrue de dissipation d'énergie à de petits déplacements, la sûreté structurale est augmentée.

	Structure avec dissipateurs	Structure sans dissipateurs	Le rapport %
Déplacement au sommet	0.130 m	0.034 m	73.85
Effort tranchant	695.724 kN	1094.040kN	36.50

Tableau 5.12: Tableau résumant les valeurs de performance de structure à quatre étages

A la lecture du tableau, on constate que le déplacement dans la structure avec dissipateurs est nettement grand par rapport au déplacement dans la structure sans dissipateurs. Cela s'explique par le fait que le dispositif ADAS a dissipé de manière effective l'énergie dans la phase plastique, et dans cette phase le dissipateur est déformé.

5.7. Exemple 3 bâtiment à 16 étages

Cet exemple est un bâtiment à seize niveaux de 48m de hauteur (**ouvrages courants et importance moyenne groupe 2**) situé à la région de Boumerdès (**zone sismique III**).

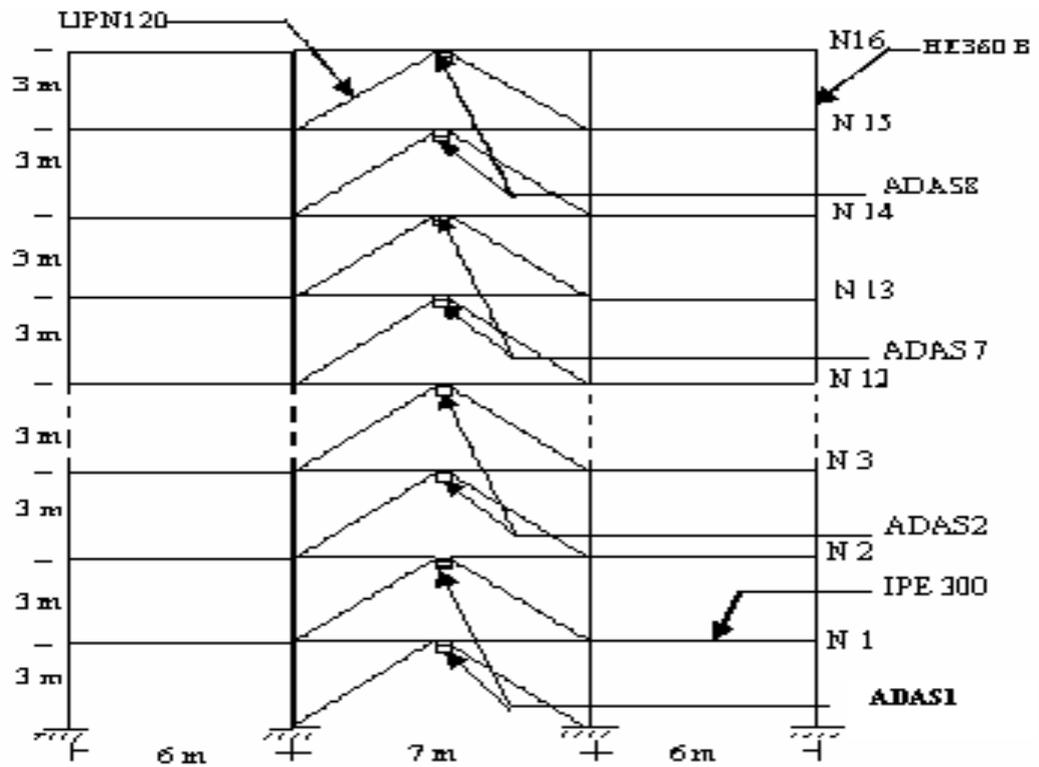


Figure 5.25: configuration du modèle (bâtiment seize étages)

D'après le calcul des paramètres nécessaire pour les utilisation du logiciel ETABS (V force sismique, K_{eff} , K_1 et F_y), avec la même méthode pour le bâtiment a huit étages, on a obtenus les résultats pour 4 étages dans les tableaux suivantes:

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY16	CS	Top	274.76	0	0	0	0	-2610.228
STORY16	CS	Bottom	292.99	0	0	0	0	-2783.373
STORY15	CS	Top	565.47	0	0	0	0	-5371.941
STORY15	CS	Bottom	583.69	0	0	0	0	-5545.086
STORY14	CS	Top	856.17	0	0	0	0	-8133.654
STORY14	CS	Bottom	874.4	0	0	0	0	-8306.799
STORY13	CS	Top	1146.88	0	0	0	0	-10895.367
STORY13	CS	Bottom	1165.11	0	0	0	0	-11068.512
STORY12	CS	Top	1437.59	0	0	0	0	-13657.08
STORY12	CS	Bottom	1455.81	0	0	0	0	-13830.225
STORY11	CS	Top	1728.29	0	0	0	0	-16418.794
STORY11	CS	Bottom	1746.52	0	0	0	0	-16591.938
STORY10	CS	Top	2019	0	0	0	0	-19180.507
STORY10	CS	Bottom	2037.23	0	0	0	0	-19353.651
STORY9	CS	Top	2309.71	0	0	0	0	-21942.22
STORY9	CS	Bottom	2327.93	0	0	0	0	-22115.365
STORY8	CS	Top	2600.41	0	0	0	0	-24703.895
STORY8	CS	Bottom	2618.64	0	0	0	0	-24877.08
STORY7	CS	Top	2891.12	0	0	0	0	-27465.64
STORY7	CS	Bottom	2909.35	0	0	0	0	-27638.825
STORY6	CS	Top	3181.83	0	0	0	0	-30227.385
STORY6	CS	Bottom	3200.06	0	0	0	0	-30400.57
STORY5	CS	Top	3472.54	0	0	0	0	-32989.13
STORY5	CS	Bottom	3490.77	0	0	0	0	-33162.315
STORY4	CS	Top	3763.25	0	0	0	0	-35750.875
STORY4	CS	Bottom	3781.48	0	0	0	0	-35924.06
STORY3	CS	Top	4053.96	0	0	0	0	-38512.62
STORY3	CS	Bottom	4072.19	0	0	0	0	-38685.805
STORY2	CS	Top	4344.67	0	0	0	0	-41274.365
STORY2	CS	Bottom	4362.9	0	0	0	0	-41447.55
STORY1	CS	Top	4090.42	0	0	0	0	-38858.99
STORY1	CS	Bottom	4108.65	0	0	0	0	-39032.175

Tableau 5.13: Tableau les propriétés des chargement modèle (bâtiment a seize étages)

274.76	W N 16	274.76
292.99		
565.47	W N 15	290.71
583.69		
856.17	W N 14	290.7
874.4		
1146.88	W N 13	290.71
1165.11		
1437.59	W N 12	290.71
1455.81		
1728.29	W N 11	290.7
1746.52		
2019	W N 10	290.71
2037.23		
2309.71	W N 9	290.71
2327.93		
2600.41	W N 08	290.7
2618.64		
2891.12	W N 07	290.71
2909.35		
3181.83	W N 06	290.71
3200.06		
3472.54	W N 05	290.71
3490.77		
3763.25	W N 04	290.71
3781.48		
4053.96	W N 03	290.71
4072.19		
4344.67	W N 02	290.71
4362.9		
4090.42	W N 01	290.71
4108.65		

$$\sum W = 4635.38$$

Tableau 5.14: Tableau descente des chargement du modèle (bâtiment à seize étages)

Alors en trouve d'après le calcul la force sismique $V = 296.9303 \text{ kN}$

N°	hi	Wi	Wi x hi	Fi	Vi =	VADAS(50%) = Fu (kN)	Keff =	K1=	Fy (KN)=
01	3.0	290.71	872.13	2.1975	296.9303	148.4651259	7302.76074	50363.867	102.389742
02	6.0	290.71	1744.26	4.3950	294.7328	147.3663767	7248.71504	49991.138	101.631984
03	9.0	290.71	2616.39	6.5925	290.3378	145.1688783	7140.62362	49245.68	100.116468
04	12.0	290.71	3488.52	8.7900	283.7453	141.8726307	6978.48651	48127.493	97.8431936
05	15.0	290.71	4360.65	10.9875	274.9553	137.4776339	6762.30369	46636.577	94.8121613
06	18.0	290.70	5232.6	13.1845	263.9678	131.983888	6492.07516	44772.932	91.023371
07	21.0	290.71	6104.91	15.3825	250.7832	125.3916196	6167.81208	42536.635	86.476979
08	24.0	290.71	6977.04	17.5800	235.4008	117.7003752	5789.49214	39927.532	81.1726725
09	27.0	290.71	7849.17	19.7775	217.8208	108.9103816	5357.12649	36945.7	75.110608
10	30.0	290.71	8721.3	21.9750	198.0433	99.02163888	4870.71514	33591.139	68.2907854
11	33.0	290.71	9593.43	24.1725	176.0683	88.03414694	4330.25809	29863.849	60.7132048
12	36.0	290.71	10465.56	26.3700	151.8958	75.94790579	3735.75533	25763.83	52.3778661
13	39.0	290.71	11337.69	28.5675	125.5258	62.76291546	3087.20686	21291.082	43.2847693
14	42.0	290.71	12209.82	30.7650	96.9584	48.47917593	2384.61269	16445.605	33.4339144
15	45.0	290.71	13081.95	32.9625	66.1934	33.0966872	1627.97281	11227.399	22.8253015
16	48.0	274.76	13188.48	33.2309	33.2309	16.61544928	817.287225	5636.4636	11.4589305

$\Sigma =$	117843.9	296.9303
------------	----------	----------

Figure 6.15: configuration du modèle (bâtiment seize étages)

Tableau 5.15: Tableau les paramètres du dispositif ADAS (bâtiment à seize étages)

5.7.1 . Discussion des résultats

1^{er} cas : Structure sans dissipateurs

Nous allons utiliser pour l'obtention de la courbe pushover le logiciel ETABS. En premier lieu les résultats sont donnés sous forme de courbe non linéaire qui relie l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet de la structure (figure 5.26 et figure 5.27).

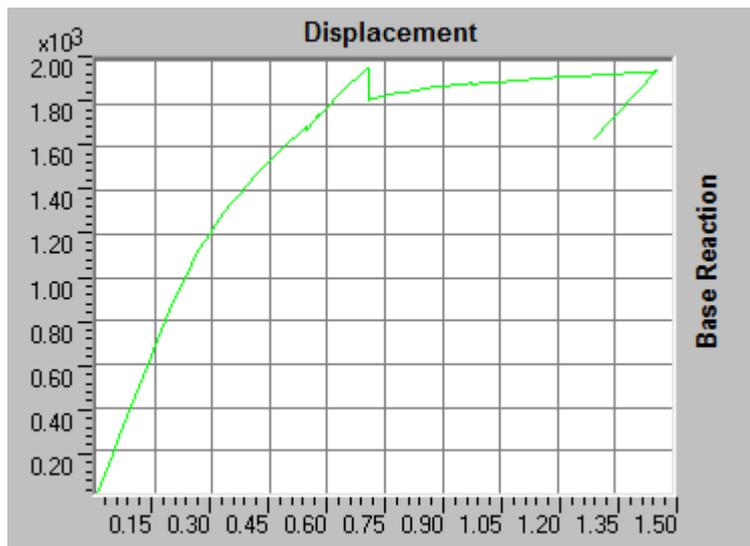


Figure 5.26: Courbe pushover bélinéaire du modèle sans dissipateur (bâtiment seize étages)

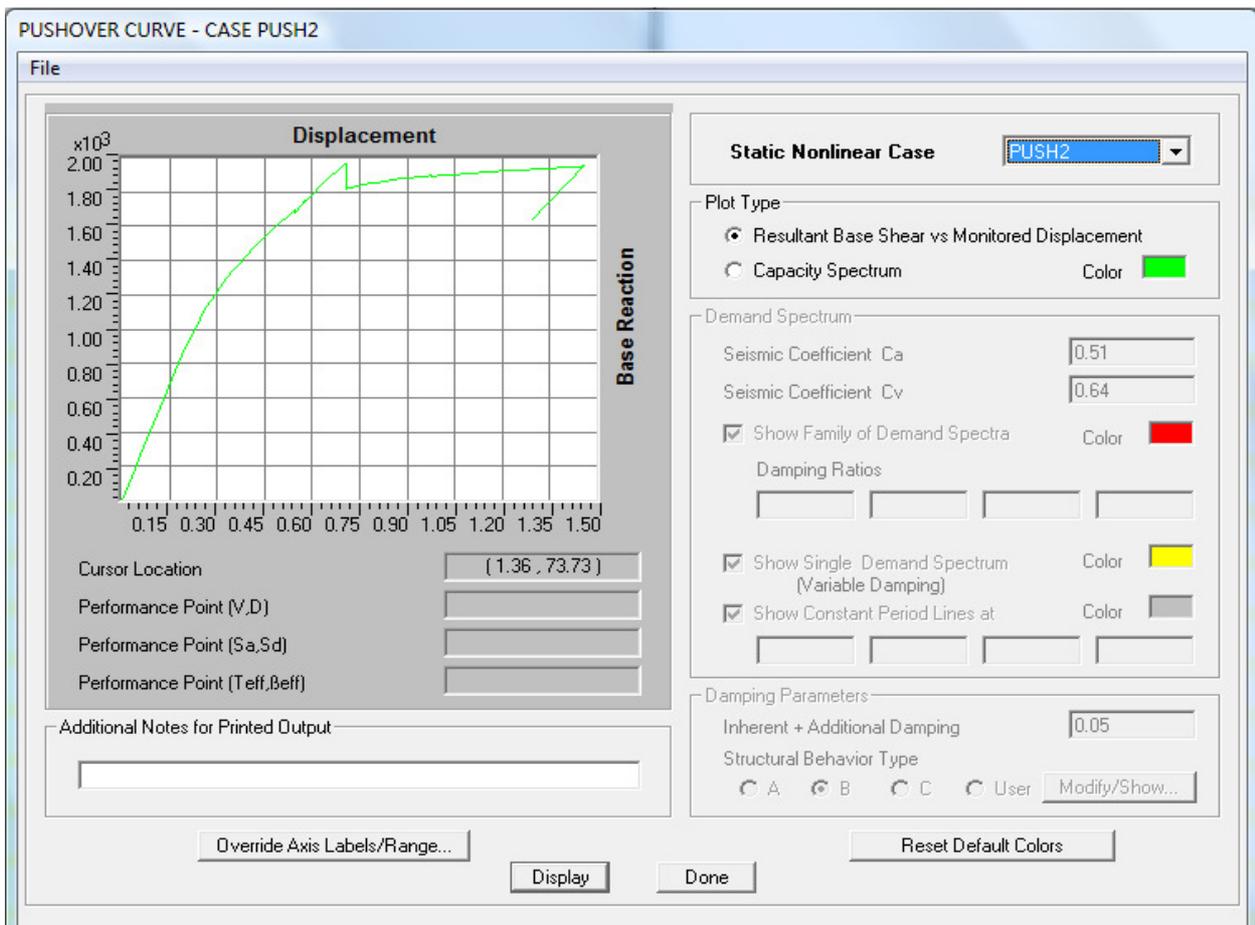


Figure.5.27.: Déplacement en fonction de l'effort tranchant à la base modèle sans dissipateur (bâtiment seize étages)

Dans la figure (5.28), on a la forme générale de notre courbe, on ajoutant le spectre de réponse dans notre structure sans dissipateur.

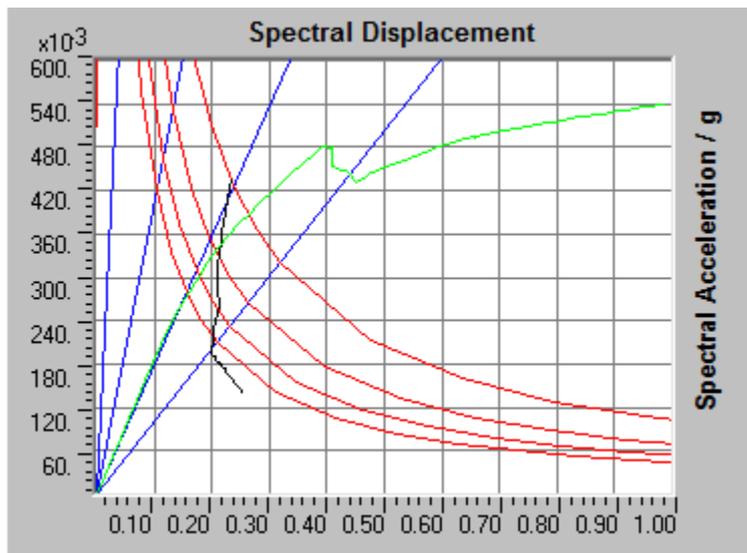


Figure 5.28. courbe spectral déplacement-spectral accélération du modèle sans dissipateur (bâtiment seize étages)

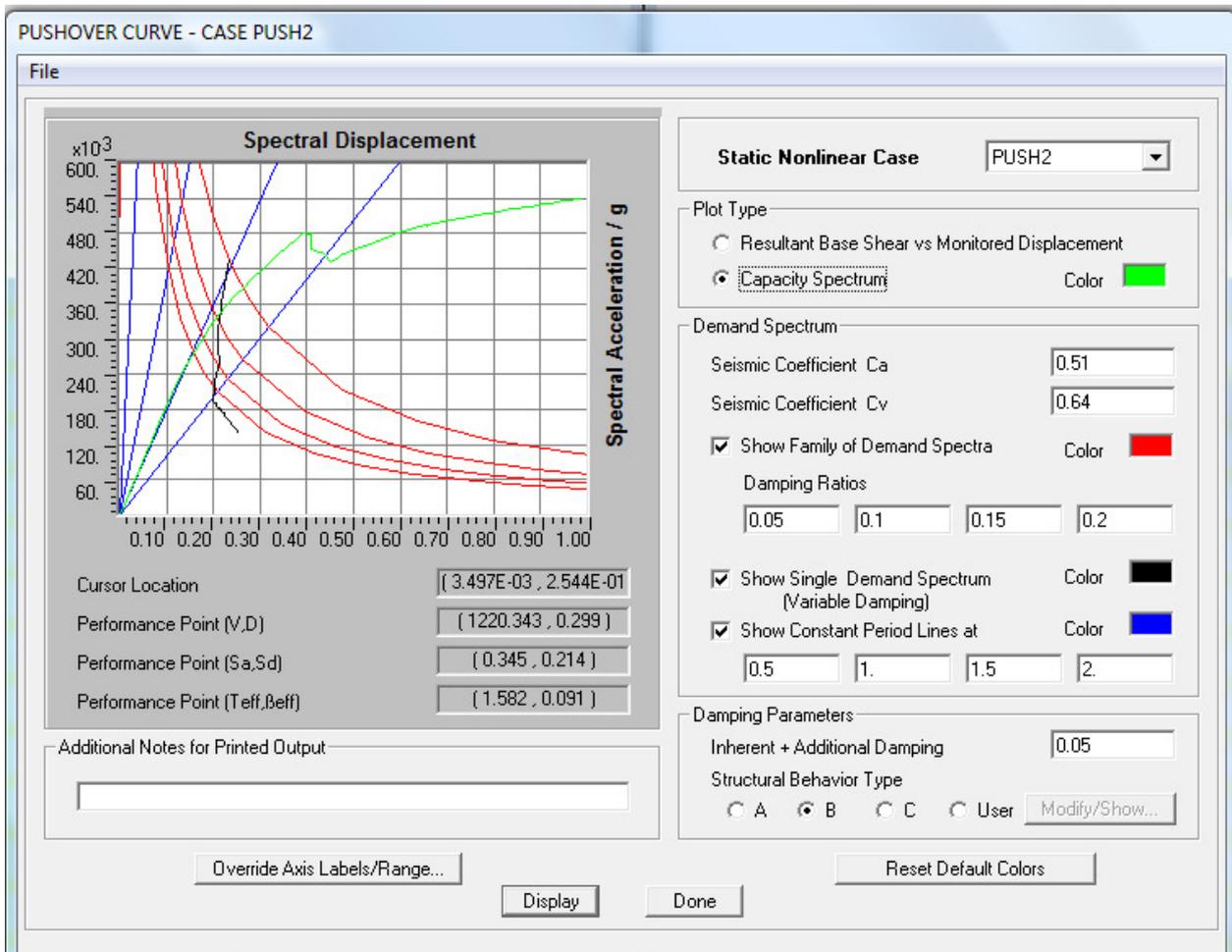


Figure.5.29.: Détermination du point de performance de la structure sans dissipateur (bâtiment seize étages)

Suivant la figure(5.29), le déplacement cible est égal à $D= 0.299\text{m}$ et qui correspond à un effort tranchant à la base de valeur $V=1220.343\text{ kN}$.

Après analyse, nous remarquons que la valeur du déplacement cible est égal à $D= 0.299\text{ m}$; nous constatons alors que cette valeur est compatible avec le 15^{ème} pas dans le tableau du spectre de capacité (Tableau 5.16) ou le déplacement atteint $D= 0.3203\text{m}$. Cette valeur correspond à l'événement **IO** qui indique que les dommages sont limités, et la conception est juste et la structure garde à peu près la résistance et la rigidité qu'il possédait avant le séisme. La structure sera utilisée pour but pour lequel il a été conçu.

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
3	0.0600	271.3603	320	0	0	0	0	0	0	0	320
4	0.0800	361.8137	320	0	0	0	0	0	0	0	320
5	0.1000	452.2671	320	0	0	0	0	0	0	0	320
6	0.1200	542.7205	320	0	0	0	0	0	0	0	320
7	0.1400	633.1740	318	2	0	0	0	0	0	0	320
8	0.1569	709.6782	311	9	0	0	0	0	0	0	320
9	0.1777	797.8989	305	15	0	0	0	0	0	0	320
10	0.2011	891.5953	297	23	0	0	0	0	0	0	320
11	0.2238	977.4279	290	30	0	0	0	0	0	0	320
12	0.2489	1064.4755	280	36	4	0	0	0	0	0	320
13	0.2690	1131.3905	274	40	6	0	0	0	0	0	320
14	0.2914	1200.6699	262	47	11	0	0	0	0	0	320
15	0.3203	1275.7114	256	48	16	0	0	0	0	0	320

Tableau 5.16: Tableau du spectre de capacité du modèle sans dissipateur (bâtiment seize étages).

En plus ce logiciel nous permet de connaître la possibilité de la formation des rotules plastiques et leurs positionnements dans la structure, et leurs positionnements au niveau de la structure étudié, ce que l'on nous montre au-dessous la figure (5.30) :

Ceci est confirmé par l'observation de la distribution des rotules plastiques , comme illustré dans la figure 5.30 ou les rotules sont plastifiées à l'événement IO, au niveau des chevrons du niveau deux.les autres élément plastifiés, ils sont plastifiés à l'événement B.

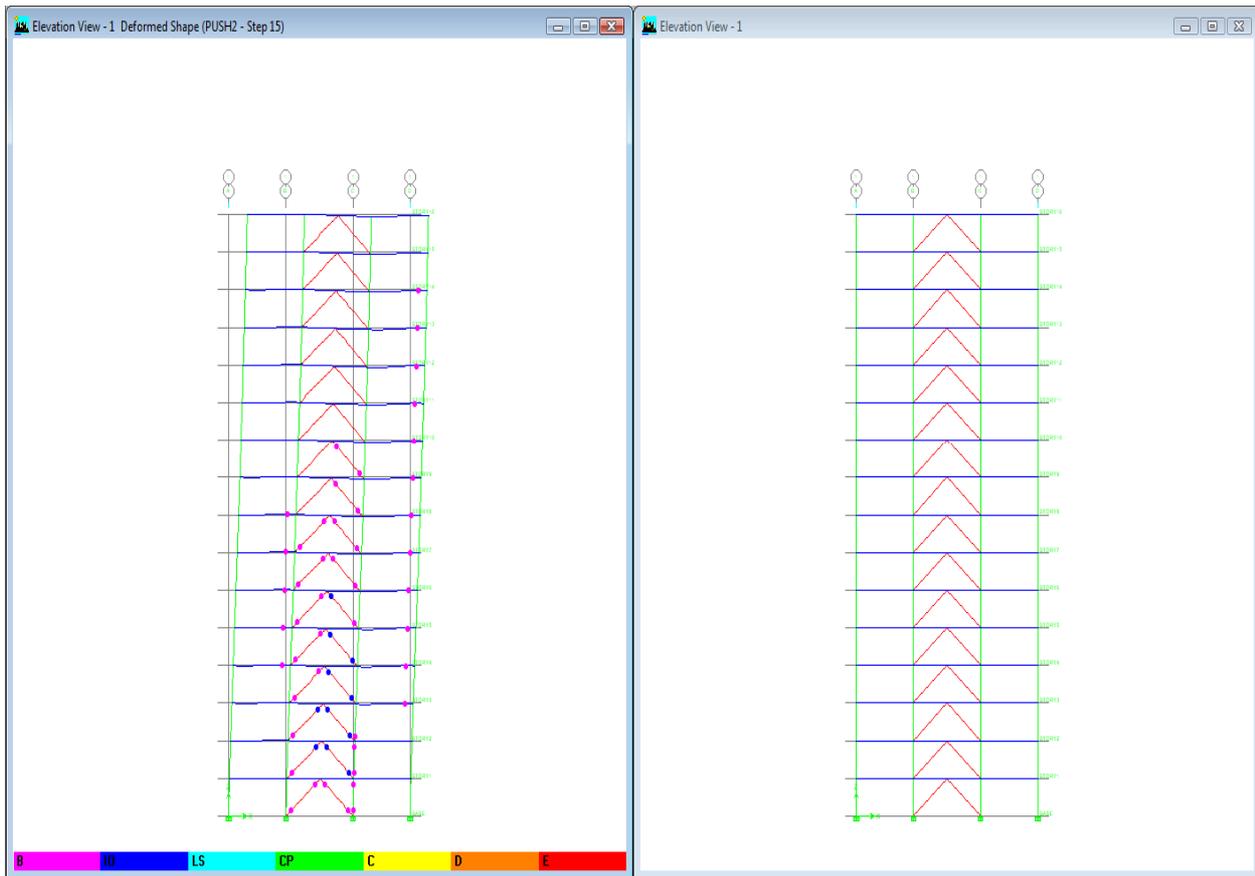


Figure 5.30: Distribution des rotules plastiques du modèle sans dissipateur
(bâtiment a seize étages)

- **Commentaire 1 :**

D'après l'analyse Pushover nous pouvons conclure que pour un effort tranchant d'une valeur de 1220.343 kN qui correspond à un déplacement de 0.299m, cela provoque l'apparition des rotules plastique de deuxième type (IO) pour les chevrons des niveaux (2,3,4,5, et 6) et premier type (B) pour les autres élément.

2^{ème} cas : Structure avec dissipateurs

Pour cette valeur de l'effort tranchant, la structure peut subir des déformation limitées .

Pour l'obtention de la courbe pushover, nous allons utiliser le logiciel ETABS. En premier lieu, les résultats sont donnés sous forme de courbe non linéaire qui relie l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet de la structure comme illustré en figure (5.31 et 5.32).

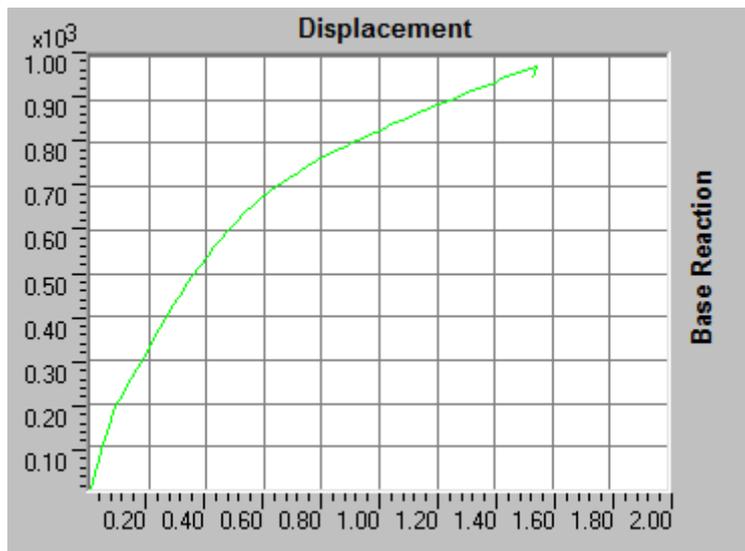


Figure 5.31 courbe pushover bélinéaire du modèle avec dissipateur (bâtiment seize étages)

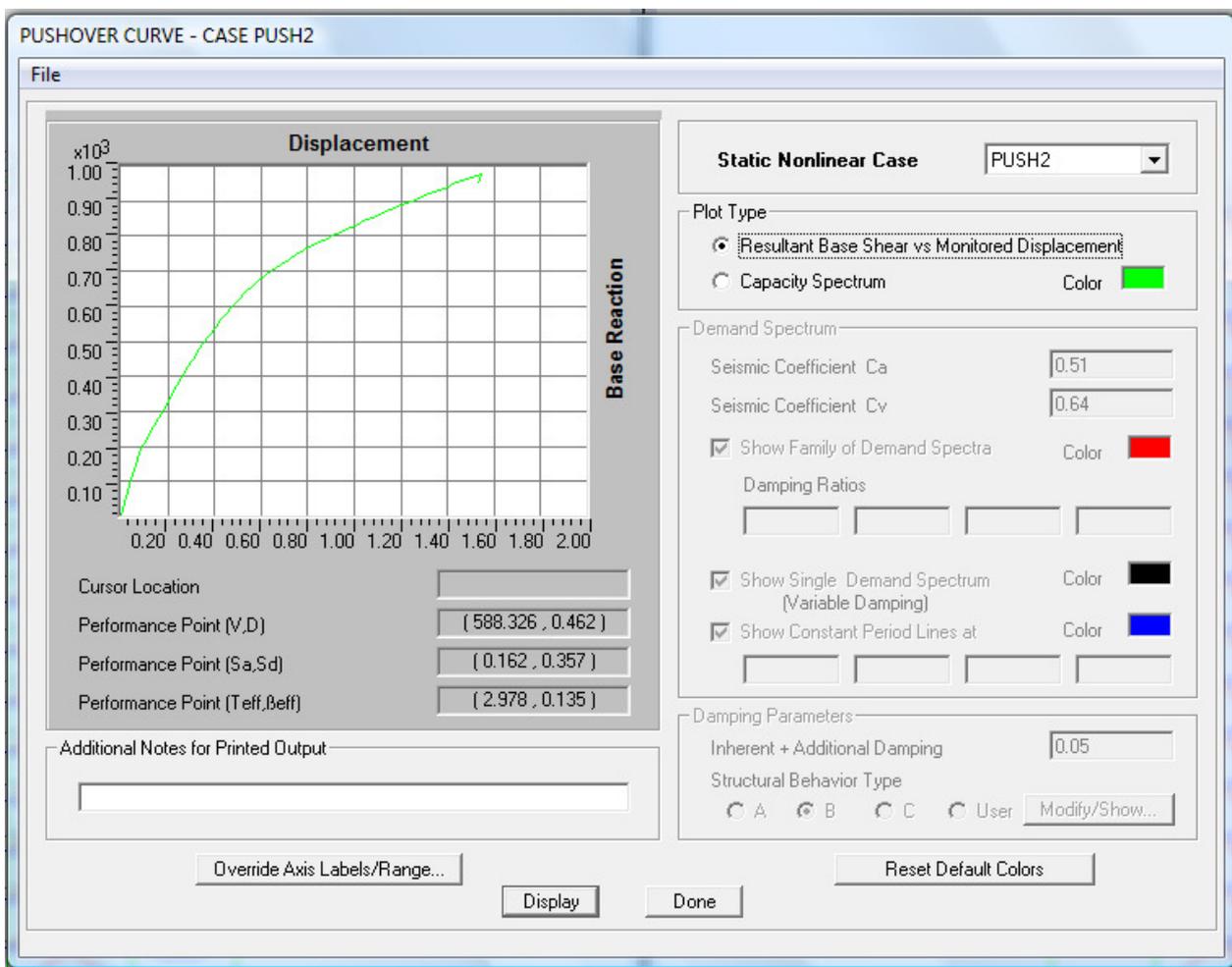


Figure.5.32.:Déplacement en fonction de l'effort tranchant à la base modèle avec dissipateur (bâtiment seize étages)

La figure (5.33), nous montre les résultats trouvés dans notre structure avec dissipateur.

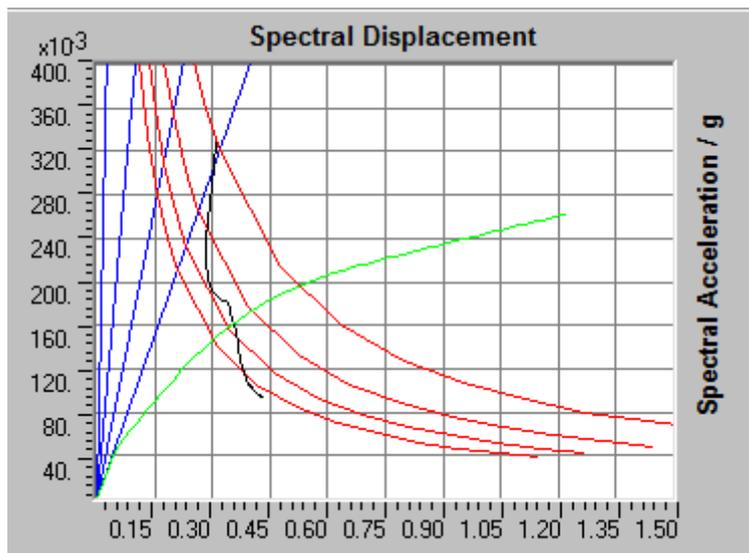


Figure 5.33. courbe spectral déplacement-spectral accélération du modèle avec dissipateur (bâtiment seize étages)

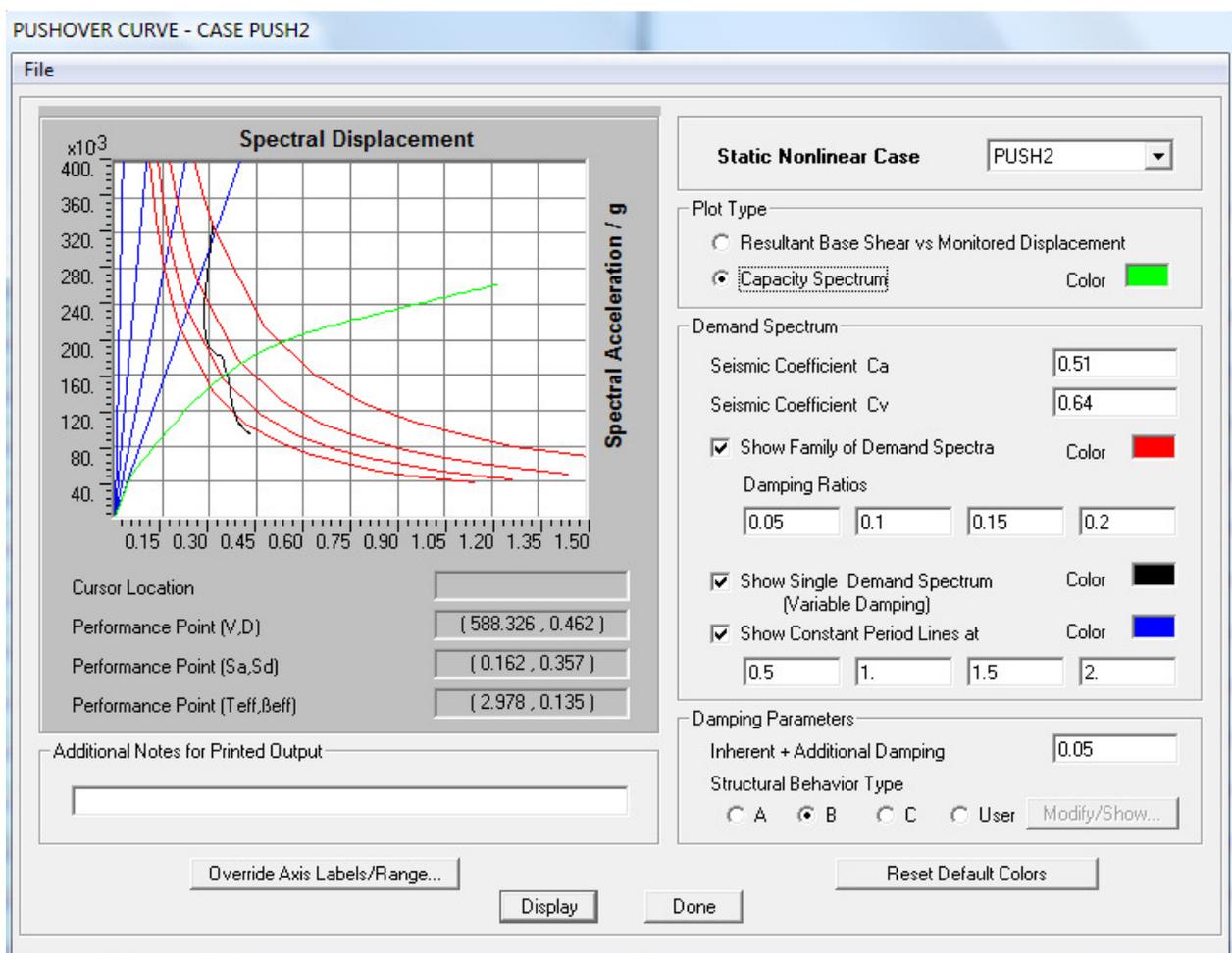


Figure.5.34.: Détermination du point de performance de la structure avec dissipateur (bâtiment seize étages)

Les courbes de la demande et de la capacité sont superposées et l'intersection des deux courbes nous donne directement le point de performance sans itération.

Alors suivant la figure (5.34), le déplacement cible est égal à $D= 0.462\text{m}$ et qui correspond à un effort tranchant à la base d'une valeur de $V= 588.326\text{ kN}$.

Après exécution de la méthode, nous observons que la valeur du déplacement cible est égal à $D=0.462\text{m}$, et nous constatons que cette valeur est compatible avec le 23^{ème} pas dans le tableau du spectre de capacité (Tableau 5.17) ou le déplacement atteint $D= 0.4746\text{m}$. Cette valeur correspond à l'événement B qui indique la non existence de tout dommage des éléments structurels et non structurels et s'il existe, celui-ci est mineur.

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-ID	ID-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E TOTAL
12	0.2395	374.4860	320	0	0	0	0	0	0	320
13	0.2595	397.7238	320	0	0	0	0	0	0	320
14	0.2795	420.9266	318	2	0	0	0	0	0	320
15	0.2842	426.3331	315	5	0	0	0	0	0	320
16	0.3042	448.2931	309	11	0	0	0	0	0	320
17	0.3349	479.1752	306	14	0	0	0	0	0	320
18	0.3554	497.9825	306	14	0	0	0	0	0	320
19	0.3754	515.7704	304	16	0	0	0	0	0	320
20	0.4032	539.9017	302	18	0	0	0	0	0	320
21	0.4291	562.0036	298	22	0	0	0	0	0	320
22	0.4527	581.0613	295	25	0	0	0	0	0	320
23	0.4746	598.0999	289	31	0	0	0	0	0	320
24	0.5116	624.0939	286	34	0	0	0	0	0	320

Tableau 5.17: Tableau du spectre de capacité du modèle avec dissipateur (bâtiment seize étages).

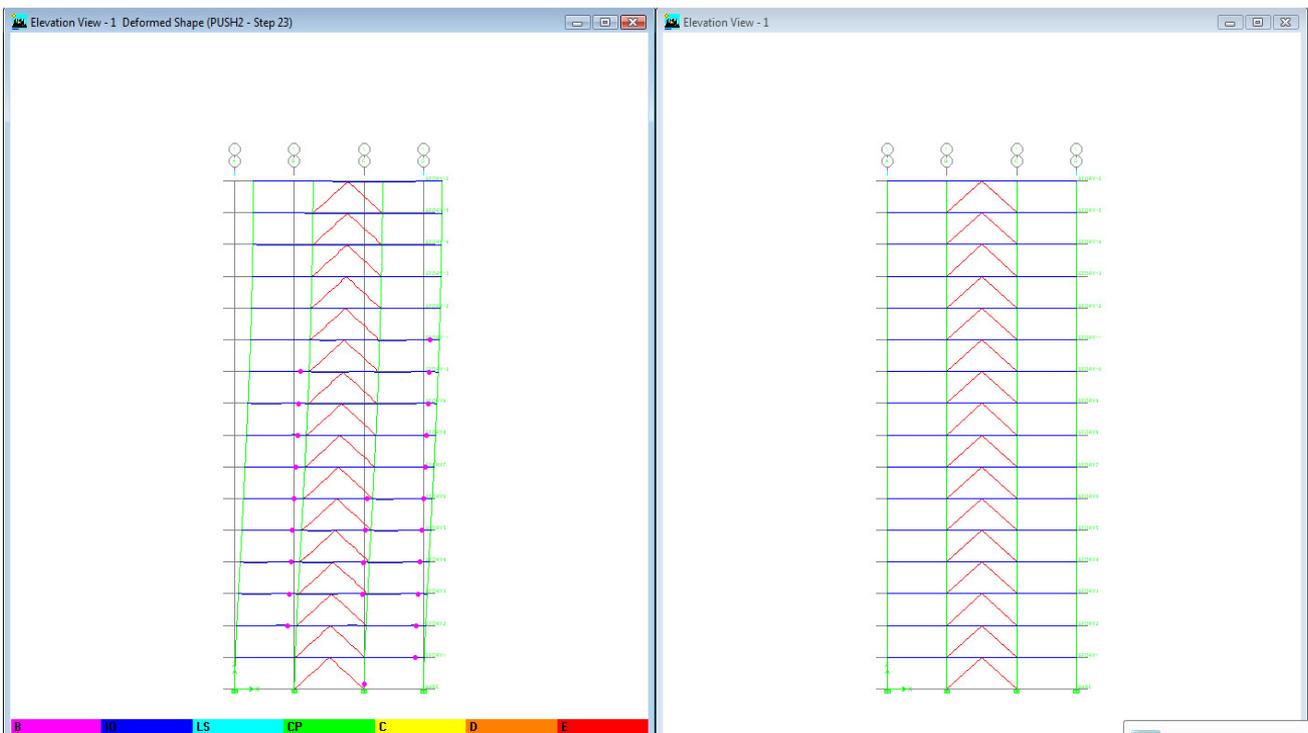


Figure 5.35: Distribution des rotules plastiques du modèle avec dissipateur (bâtiment a seize étage)

Ceci est confirmé par l'observation de la distribution des rotules plastiques comme illustré dans la figure (5.35) où les rotules dans les poutres des niveaux (base, 1,...,11) sont plastifiées lors de l'événement B.

- **Commentaire 2 :**

D'après l'analyse pushover de la structure avec dissipateur, on remarque qu'il y a apparition de rotule du type **B** au niveau des poutres qui ne causeront pas un dommage.

- **Interprétation**

Le but principal de cette étude est la présentation de l'effet des dissipateurs d'énergie (les dispositifs ADAS) dans une structure soumise à un séisme important .

Les observations obtenues d'après la modélisation de la structure par (ETABS) et l'application de l'analyse Pushover sur les deux modèles (structure avec dispositif ADAS, et structure sans dispositif ADAS) sont les suivantes:

1^{er} cas : Structure sans dissipateurs

- le point de performance trouvé d'après le 15^{ème} pas ;
- l'effort tranchant au point de performance = 1220.343 kN ;
- le déplacement au point de performance = 0.299m ;
- on trouve les rotules plastiques type **IO** d'après le 15 pas.

2^{ème} cas : Structure avec dissipateurs

- le point de performance trouvé d'après le pas 23 ;
- l'effort tranchant au point de performance = 588.326kN ;
- le déplacement au point de performance = 0.462m ;
- on trouve les rotules plastiques de type **B** jusqu'au pas 23 ;
- on trouve les premières rotules plastiques type **IO** d'après le pas 24.

Par conséquent et d'après les constatations faites sur chaque modèle on peut dire que:

- Le pas nécessaire pour trouver le point de performance pour une structure avec dissipateur d'énergie est très grand par rapport au pas nécessaire pour trouver le point de performance

pour une structure sans dissipateur d'énergie, c-a-d que le dissipateur donne à la structure une rigidité très élevée par rapport à la structure sans dissipateur.

- Le dissipateur d'énergie absorbe 52% de la totalité de l'effort tranchant appliqué sur la structure.
- Le dissipateur d'énergie travaille pour la réduction de la demande sismique dans la structure principale.
- Les dispositifs de dissipation d'énergie de type ADAS peuvent de manière significative augmenter la capacité structurale de dissipation d'énergie et réduire sensiblement la dissipation d'énergie exigée sur d'autres éléments.
- En raison de la capacité accrue de dissipation d'énergie à de petits déplacements, la sûreté structurale est augmentée.

	Structure avec dissipateurs	Structure sans dissipateurs	Le rapport %
Déplacement au sommet	0.462 m	0.299 m	35.28
Effort tranchant	588.326 kN	1220.343 kN	52

Tableau 5.18: Tableau résumant les valeurs de performance de structure à seize étages

A la lecture du tableau, on constate que le déplacement dans la structure avec dissipateurs est nettement grand par rapport au déplacement dans la structure sans dissipateurs. Cela s'explique par le fait que le dispositif ADAS a dissipé de manière effective l'énergie dans la phase plastique, et dans cette phase le dissipateur est déformé.

CONCLUSION

Nous avons présenté dans cette étude l'analyse par critère de performance des structures équipées de dissipateurs d'énergie, pour bien représenter l'effet des dissipateurs d'énergie dans les structures en acier pour différents niveaux, et pour atteindre cet objectif nous avons utilisé la méthode d'analyse statique non linéaire dite "pushover"; cette méthode permet de déterminer le point de performance de la structure étudiée, et permet également de connaître le niveau de dégât dans la structure soumise à un effet sismique.

Les résultats obtenus dans cette étude nous permettent de tirer les conclusions suivantes:

Le dissipateur d'énergie travaille pour la réduction de la demande sismique dans la structure principale.

Les dispositifs de dissipation d'énergie de type ADAS peuvent de manière significative augmenter la capacité structurale de dissipation d'énergie et réduire sensiblement la dissipation d'énergie exigée sur d'autres éléments

En raison de la capacité accrue de dissipation d'énergie à de petits déplacements, la sûreté structurale est augmentée.

La comparaison entre les trois exemples nous mène vers certaines remarques, telles que:

- La quantité d'énergie absorbée dans les structures à grande hauteur est plus grande celle des structures de faible hauteur.
- Le déplacement effectué dans les structures à grande hauteur suite à un séisme important est très grand par rapport à celui des structures de faible hauteur.
- En général, l'effet des dissipateurs d'énergies dans les structures à élevées est très important mais dans les structures de faible hauteur, l'effet des dissipateurs d'énergies est de moindre importance.

Le dispositif ADAS dissipe de manière effective l'énergie dans la phase plastique, et dans cette phase le dissipateur est déformé.

La déformation du dispositif engendre une augmentation du déplacement dans la structure.

Le point de performance dans les structures équipée de dissipateurs d'énergies (dispositif ADAS) est situé après le point de performance dans les structures sans dissipateurs (un incrément d'un pas).

Le nombre de pas entre les points de performance dans la structure sans dissipateurs d'énergie et la structure avec dissipateurs d'énergie peut être augmenter dans les structures de grande hauteur.

BIBLIOGRAPHIE

ANIL K CHOPRA, RAKESH K. GOEL, (2002) "A Modal Pushover Analysis Procedure for Estimating Seismic Demands for Buildings". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*;3:-561-582 (DOI:10.1002/eqe.144).

ATC, «ATC 40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings », Applied Technology Council, 1996.

ASHRAF Habibullah. And Stephen Pyle, Practical Three Dimensional Nonlinear Static Pushover Analysis, Structure Magazine, Winter, 1998.

BALENDRA, T., LAM, N.T.K., PERRY, M.J., LUMANTARNA, E. AND WILSON, J.L., (2005). "Simplified Displacement Demand Prediction of Tall Asymmetric Buildings Subjected to Long-distance Earthquakes," *Engineering Structures* 27, February 2005, Pages 335-348.

CHANDRASEKARAN. S, (2006) " Seismic Evaluation of Multi-Story RC Frames Using Modal Pushover Analysis". Springer link 2006, *Nonlinear Dynamics*,43:329-342.

CHUNG Yue Wang. And Shaing-Yung Ho, Pushover Analysis for Structure Containing RC Walls, The 2th International Conference on Urban Disaster Reduction, Taipei, November 27-29, 2007.

CHOPRA, A. K. 2001. Dynamics of structures; *Theory and applications to earthquake Engineering*. 2 ed. New Jersey, Prentice Hall. 844p.

CIAMPI, V., 1991, "Use of Energy Dissipating Devices, Based on Yielding of Steel, for Earthquake Protection of Structures," Int. Meeting on Earthquake Protection of Buildings, pp. 41/D-58/D, Ancona, Italy, June.

CONSTANTINOU, M.C., AND SIGAHER, A.N., (2000), "Energy Dissipation System Configurations for Improved Performance." *Proceeding of the 2000 Structures Congress and Exposition*, ASCE, May 8-10, 2000, Philadelphia, PA

DARGUSH, G. F. AND SOONG, T. T., (1995). "Behaviour of Metallic Plate Dampers in Seismic Passive Energy Dissipation Systems," *Earthquake Spectra*, 11, 545-568. [40] Davis, L., (1991). *Handbook of Genetic Algorithms*, Van Nostrand Reinhold, New York, N.Y.

DE LA LLERA, J.C.; C. ESGUERRA; J. R. ALMAZÁN. (2004). Earthquake behavior of structures with copper energy dissipators. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.33. 329-358.

ENRICO Spacone, and al, Nonlinear Pushover Analysis of Reinforced Concrete Structures, Final report, Coloradon Advanced Software Institute.

EUROCODE 8, Design of Structures for Earthquake Resistance: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, EN 1998-1: 2003, British Standards Institution, London, 2003.

FAJFAR P, Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 28, (979-993), 1999

Federal Emergency Management Agency - FEMA, (1997). "NEHRP Guidelines and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings," *Reports No. 273 and 274*, Building Seismic Council, Washington, DC.

FEMA273 Federal Emergency Management Agency. "NEHRP recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures." Chapitre3, Washington, D.C.

Freeman S.A, Review of the Development of the Capacity Spectrum Method, ISET Journal of Earthquake Technology, Paper No. 438, Vol. 41, No. 1, (1-13), 2004.

GRIGORIAN, C. E. AND POPOV, E. P., (1994). "Energy Dissipation with Slotted Bolted Connections," *Report No. UCB/EERC 94-02*, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, Berkeley, CA.

HAHN, G. D. AND SATHIAVAGEESWARAN, K. R., (1992). "Effects of Added-Damper Distribution on the Seismic Response of Buildings," *Computers and Structures*, 43, 941-950.

HANSON, R., (1993). "Supplemental Damping for Improved Seismic Performance," *Earthquake Spectra*, 9(3), 319-334.

HANSON, R. D., AIKEN, I., NIMS, D. K., RICHTER, P. J., AND BACHMAN, R., (1993). "State-of-the-Art and State-of-the-Practice in Seismic Energy Dissipation", *ATC- 17-1 Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control*, San Francisco, CA, 449-471.

JARA, J. M., GOMEZ-SOBERON, C., VARGAS, E., AND GONZALEZ, R., (1993). "Seismic Performance of Buildings with Energy Dissipating Systems," *ATC-17-1 Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control*, San Francisco, CA, 663-674.

J'ARMAI, K., FARKAS, J. AND KUROBANE, Y., (2006). "Optimum Seismic Design of a Multi-storey Steel Frame," *Engineering Structures* 28 January 2006, Pages 1038–1048.

Kadid A. and Boumrkik A, Pushover Analysis of Reinforced Concrete Frame Structures, *Asizn journal of civil Engineering, Building and housing*, Vol. 9, (75-83), 2008.

KhASHAEE Payam. Damage-Based Seismic Design of Structures, *Earthquake Spectra*, May 2005.

KOWALSKY M. J.; J. M. NAU; H. M. DWAIRI. 2007. Equivalent Damping in Support of Direct Displacement-Based Design. *Journal of Earthquake Engineering*. Elnashai & N.N. Ambraseys. 11. 512–530.

KRAWINKLER H. and SENEVIRATNA K, Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation, *Engineering Structures*, Vol.20, (452-464),1998.

LI Gang, Liu Yong, Target Displacement in Pushover Analysis for Eccentric Building Structures Considering Torsion Effect, *The Sixth World Congress on Computational Mechanics*, Beijing, 2004.

LIN, Y. Y., TSAI, M. H., HWANG, J. S. AND CHANG K. C., (2003). "Direct Displacement Based Design for Building with Passive Energy Dissipation Systems," *Engineering Structures* 25, January 2003, Pages 25-37.

M.Inel, M.Erich, B.Edgar, F.Black, A. Mark. USEE 2001.Utility Software for Earthquake Engineering. Report and User's Manual.Civil and Environmental Engineering.University of Illinois at Urbana..

MIRANDA, E., ALONSO, J., AND LAI, M. L., (1998). "Performance-Based Design of a Building in Mexico City Using Viscoelastic Devices," *6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle, WA.

MIRANDA E. and Ruiz-Garcia J, Evaluation of Approximate %Method to Estimate Maximum Inelastic Displacement Demands, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.31, (539-560), 2002.

MOGHADAM A.S, A Pushover Procedure for Tall Buildings, Proceedings of 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper No.395, (1-8), 2002.

NADER, M. N., AND ASTANEH, A., (1991). "Dynamic Behaviour of Flexible, Semi-rigid and Rigid Frames" *Journal of Construction Steel Res.*, 18, 179-192.

NAEIM F. Ten Commandments on Pushover Analysis, John A, Martin and Associates Publication, Los Angeles, 1999.

PARK H. and Eom T, Direct Inelastic Earthquake Design Using Secant Stiffness, ANCER Networking of Young Earthquake Engineering Researchers and Professionals, Hawaii, 2004.

PAZ, M. , LEIGH, W. 2004. Structural dynamics; Theory and computation. 5 ed. Kluwer Academic Publishers, 824p.

PRIETSLEY, M. J. N.; C. A. BLANDON. 2005. Equivalent viscous damping equations for direct displacement based design. *Journal of Earthquake Engineering*. Imperial College Press. 9. 257–278.

RIBAKOV, Y. AND GLUCK, J., (1999). "Optimal Design of ADAS Damped MDOF Structures," *Earthquake Spectra*, 15(2), 317-330.

RPA999/Version 2003, Algerian Seismic Design Regulation, D.T.R.-B.C.-2.48, 2003.

SAIDI M. and Sozen M. A, Simple Nonlinear Seismic Analysis of R/C Structures, J.Struct. Div, ASCE, 107 (ST5), (937-951), 1981

SALONIKIOS T. Karakostas C. Lekidis V, and Anthoine A, Comparative Inelastic Pushover Analysis of Masonry Frames, *Engineering Structures*, Vol. 25, (1515-1523), 2003.

SHEN, K. L. AND SOONG, T. T., (1996). "Design of Energy Dissipation Devices Based on Concept of Damage Control," *Journal of Structural Engineering*, 122(1), 76-82.

SEIFI M, Noorzaei J, Jaaafar M. S, and Yazdan Panah E, Nonlinear Static Pushover Analysis in Earthquake Engineering: State of Development, International Conference on Construction and

Building Technology- C – (06), (69-80), 2008.

TENA-COLUNGA, A. AND VERGARA, A., (1997). “Comparative Study on the Seismic Retrofit of a Mid-Rise Steel Building: Steel Bracing vs. Energy Dissipation,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26, 637-655.

WEI Huang . and Phillip L Gould, 3-D Pushover Analysis of a Collapsed Reinforced Concrete Chimney, *Finite Elements in Analysis and Design*, Vol. 43, (879-887), 2007.

WHITTAKER, A., BERTERO, V., THOMPSON, C., AND ALONSO, J., (1989). “Earthquake Simulator Tests of Steel Plate Added Damping and Stiffness Elements,” *Report No. UCB/EERC 89-02*, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, Berkeley, CA.

WILSON E, HABIBULLAH. A , ETABS: Extended Three Dimensional Analysis of Building System, Nonlinear version 9.07. Computer and Structures Inc., Berkeley California. 1994-2010.

XIA, C. AND HANSON, R., (1992). “Influence of ADAS Element Parameters on Building Seismic Response,” *Journal of Structural Engineering*, 118, 1903-1918.

XIA, C., HANSON, R., AND WIGHT, J., (1990). “A Study of ADAS Element Parameters and Their Influence on Earthquake Response of Building Structures,” *Report No. UMCE 90-12*, University of Michigan, Ann Arbor, MI.

ZACEK M. (1996), “ Construire parasismique “, Université de montréal.

BIBLIOGRAPHIE

ANIL K CHOPRA, RAKESH K. GOEL, (2002) "A Modal Pushover Analysis Procedure for Estimating Seismic Demands for Buildings". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*;3:-561-582 (D01:10.1002/eqe.144).

ATC, «ATC 40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings », Applied Technology Council, 1996.

ASHRAF Habibullah. And Stephen Pyle, Practical Three Dimensional Nonlinear Static Pushover Analysis, *Structure Magazine*, Winter, 1998.

BALENDRA, T., LAM, N.T.K., PERRY, M.J., LUMANTARNA, E. AND WILSON, J.L., (2005). “Simplified Displacement Demand Prediction of Tall Asymmetric Buildings Subjected to Long-distance Earthquakes,” *Engineering Structures* 27, February 2005, Pages 335-348.

CHANDRASEKARAN. S, (2006) “ Seismic Evaluation of Multi-Story RC Frames Using Modal Pushover Analysis”. Springer link 2006, *Nonlinear Dynamics*,43:329-342.

CHUNG Yue Wang. And Shaing-Yung Ho, Pushover Analysis for Structure Containing RC Walls, The 2th International Conference on Urban Disaster Reduction, Taipei, November 27-29, 2007.

- CHOPRA, A. K. 2001. Dynamics of structures; *Theory and applications to earthquake Engineering*. 2 ed. New Jersey, Prentice Hall. 844p.
- CIAMPI, V., 1991, "Use of Energy Dissipating Devices, Based on Yielding of Steel, for Earthquake Protection of Structures," Int. Meeting on Earthquake Protection of Buildings, pp. 41/D-58/D, Ancona, Italy, June.
- CONSTANTINOU, M.C., AND SIGAHER, A.N., (2000), "Energy Dissipation System Configurations for Improved Performance." *Proceeding of the 2000 Structures Congress and Exposition*, ASCE, May 8-10, 2000, Philadelphia, PA
- DARGUSH, G. F. AND SOONG, T. T., (1995). "Behaviour of Metallic Plate Dampers in Seismic Passive Energy Dissipation Systems," *Earthquake Spectra*, 11, 545-568. [40] Davis, L., (1991). *Handbook of Genetic Algorithms*, Van Nostrand Reinhold, New York, N.Y.
- DE LA LLERA, J.C.; C. ESGUERRA; J. R. ALMAZÁN. (2004). Earthquake behavior of structures with copper energy dissipators. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.33. 329-358.
- ENRICO Spacone, and al, Nonlinear Pushover Analysis of Reinforced Concrete Structures, Final report, Coloradon Advanced Software Institute.
- EUROCODE 8, Design of Structures for Earthquake Resistance: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, EN 1998-1: 2003, British Standards Institution, London, 2003.
- FAJFAR P, Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 28, (979-993), 1999
- Federal Emergency Management Agency - FEMA, (1997). "NEHRP Guidelines and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings," *Reports No. 273 and 274*, Building Seismic Council, Washington, DC.
- FEMA273 Federal Emergency Management Agency. "NEHRP recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures." Chapitre3, Washington, D.C.
- Freeman S.A, Review of the Development of the Capacity Spectrum Method, *ISET Journal of Earthquake Technology*, Paper No. 438, Vol. 41, No. 1, (1-13), 2004.
- GRIGORIAN, C. E. AND POPOV, E. P., (1994). "Energy Dissipation with Slotted Bolted Connections," *Report No. UCB/EERC 94-02*, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, Berkeley, CA.
- HAHN, G. D. AND SATHIAVAGEESWARAN, K. R., (1992). "Effects of Added-Damper Distribution on the Seismic Response of Buildings," *Computers and Structures*, 43, 941-950.
- HANSON, R., (1993). "Supplemental Damping for Improved Seismic Performance," *Earthquake Spectra*, 9(3), 319-334.
- HANSON, R. D., AIKEN, I., NIMS, D. K., RICHTER, P. J., AND BACHMAN, R., (1993). "State-of-the-Art and State-of-the-Practice in Seismic Energy Dissipation", *ATC- 17-1 Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control*, San Francisco, CA, 449-471.

JARA, J. M., GOMEZ-SOBERON, C., VARGAS, E., AND GONZALEZ, R., (1993). "Seismic Performance of Buildings with Energy Dissipating Systems," *ATC-17-1 Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control*, San Francisco, CA, 663-674.

J'ARMAI, K., FARKAS, J. AND KUROBANE, Y., (2006). "Optimum Seismic Design of a Multi-storey Steel Frame," *Engineering Structures* 28 January 2006, Pages 1038–1048.

Kadid A. and Boumrkik A, Pushover Analysis of Reinforced Concrete Frame Structures, *Asizn journal of civil Engineering, Building and housing*, Vol. 9, (75-83), 2008.

KhASHAEE Payam. Damage-Based Seismic Design of Structures, *Earthquake Spectra*, May 2005.

KOWALSKY M. J.; J. M. NAU; H. M. DWAIRI. 2007. Equivalent Damping in Support of Direct Displacement-Based Design. *Journal of Earthquake Engineering*. Elnashai & N.N. Ambraseys. 11. 512–530.

KRAWINKLER H. and SENEVIRATNA K, Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation, *Engineering Structures*, Vol.20, (452-464),1998.

LI Gang, Liu Yong, Target Displacement in Pushover Analysis for Eccentric Building Structures Considering Torsion Effect, *The Sixth World Congress on Computational Mechanics*, Beijing, 2004.

LIN, Y. Y., TSAI, M. H., HWANG, J. S. AND CHANG K. C., (2003). "Direct Displacement Based Design for Building with Passive Energy Dissipation Systems," *Engineering Structures* 25, January 2003, Pages 25-37.

M.Inel, M.Erich, B.Edgar, F.Black, A. Mark. USEE 2001.Utility Software for Earthquake Engineering. Report and User's Manual.Civil and Environmental Engineering.University of Illinois at Urbana..

MIRANDA, E., ALONSO, J., AND LAI, M. L., (1998). "Performance-Based Design of a Building in Mexico City Using Viscoelastic Devices," *6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle, WA.

MIRANDA E. and Ruiz-Garcia J, Evaluation of Approximate %Method to Estimate Maximum Inelastic Displacement Demands, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.31, (539-560), 2002.

MOGHADAM A.S, A Pushover Procedure for Tall Buildings, *Proceedings of 12th European Conference on Earthquake Engineering*, Paper No.395, (1-8), 2002.

NADER, M. N., AND ASTANEH, A., (1991). "Dynamic Behaviour of Flexible, Semi-rigid and Rigid Frames" *Journal of Construction Steel Res.*, 18, 179-192.

NAEIM F. Ten Commandments on Pushover Analysis, John A, Martin and Associates Publication, Los Angeles, 1999.

PARK H. and Eom T, Direct Inelastic Earthquake Design Using Secant Stiffness, *ANCER Networking of Young Earthquake Engineering Researchers and Professionals*, Hawaii, 2004.

PAZ, M. , LEIGH, W. 2004. Structural dynamics; Theory and computation. 5 ed. Kluwer Academic Publishers, 824p.

PRIETSLEY, M. J. N.; C. A. BLANDON. 2005. Equivalent viscous damping equations for direct displacement based design. *Journal of Earthquake Engineering*. Imperial College Press. 9. 257–278.

RIBAKOV, Y. AND GLUCK, J., (1999). “Optimal Design of ADAS Damped MDOF Structures,” *Earthquake Spectra*, 15(2), 317-330.

RPA999/Version 2003, Algerian Seismic Design Regulation, D.T.R.-B.C.-2.48, 2003.

SAIIDI M. and Sozen M. A, Simple Nonlinear Seismic Analysis of R/C Structures, J.Struct. Div, ASCE, 107 (ST5), (937-951), 1981

SALONIKIOS T. Karakostas C. Lekidis V, and Anthoine A, Comparative Inelastic Pushover Analysis of Masonry Frames, *Engineering Structures*, Vol. 25, (1515-1523), 2003.

SHEN, K. L. AND SOONG, T. T., (1996). “Design of Energy Dissipation Devices Based on Concept of Damage Control,” *Journal of Structural Engineering*, 122(1), 76-82.

SEIFI M, Noorzaei J, Jaaafar M. S, and Yazdan Panah E, Nonlinear Static Pushover Analysis in Earthquake Engineering: State of Development, International Conference on Construction and Building Technology- C – (06), (69-80), 2008.

TENA-COLUNGA, A. AND VERGARA, A., (1997). “Comparative Study on the Seismic Retrofit of a Mid-Rise Steel Building: Steel Bracing vs. Energy Dissipation,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26, 637-655.

WEI Huang . and Phillip L Gould, 3-D Pushover Analysis of a Collapsed Reinforced Concrete Chimney, *Finite Elements in Analysis and Design*, Vol. 43, (879-887), 2007.

WHITTAKER, A., BERTERO, V., THOMPSON, C., AND ALONSO, J., (1989). “Earthquake Simulator Tests of Steel Plate Added Damping and Stiffness Elements,” *Report No. UCB/EERC 89-02*, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, Berkeley, CA.

WILSON E, HABIBULLAH. A , ETABS: Extended Three Dimensional Analysis of Building System, Nonlinear version 9.07. Computer and Structures Inc., Berkeley California. 1994-2010.

XIA, C. AND HANSON, R., (1992). “Influence of ADAS Element Parameters on Building Seismic Response,” *Journal of Structural Engineering*, 118, 1903-1918.

XIA, C., HANSON, R., AND WIGHT, J., (1990). “A Study of ADAS Element Parameters and Their Influence on Earthquake Response of Building Structures,” *Report No. UMCE 90-12*, University of Michigan, Ann Arbor, MI.

ZACEK M. (1996), “ Construire parasismique “, Université de montréal.