

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

UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA-BOUMERDES



Faculté Des Sciences de l'Ingénieur

Mémoire de Magister

Présenté par :

BOUSSÂ Leila

En vue de l'obtention du diplôme de **MAGISTER** en :

Filière : Génie Civil

Option : Sol - Structure - Matériau

EFFET DE CONFORTEMENT SUR LES STRUCTURES

EN BETON ARME

Devant le jury composé de :

Mr. SERIDI Ahcene	Professeur	U.M.B.B	Président
Mr. KADRI Mohamed	Professeur	U.M.B.B	Examineur
Mr. AFRA Hamid	Directeur de recherche	CNERIB	Examineur
Mr. BELAKROUF Ali	Maître de conférences A	U.M.B.B	Promoteur

Année Universitaire 2011/2012

Remerciements

Je voudrais tout d'abord remercier chaleureusement Monsieur Ali BELAKROUF, Maître de Conférence à l'Université M'hamed Bougara-Boumerdes, et Monsieur B .MEZAZIGH, Chargé de cours à l'Université M'hamed Bougara-Boumerdes, d'avoir encadré ce mémoire. Leurs qualités scientifiques, leurs conseils ainsi que leur enthousiasme m'ont été très bénéfiques.

J'exprime également ma gratitude à Monsieur SERIDI Ahcene, Professeur à l'Université M'hamed Bougara de Boumerdes, qui m'a fait l'honneur de présider le jury de mon mémoire.

Je voudrais vivement remercier Monsieur KADRI Mohamed, Professeur à l'Université M'hamed Bougara de Boumerdes, et Monsieur AFRA Hamid, Directeur de recherche au CNERIB, d'avoir accepté d'être rapporteurs de ce mémoire.

Je remercie également tous les membres de l'équipe du Centre de recherche appliquée en Génie Parasismique de (Mr. H. Aknouche, Mr. R. Taleb,...). Je voudrais aussi remercier les membres l'équipe de Contrôle Technique de Construction unité de CENTRE (Mr. Ammaria, Mme. Stiti,...) aussi que les membres de l'équipe de Contrôle Technique de Construction unité de CHLEF (Mr. ALAOUA, Mr. T. Yahia, ...), pour son aide et le soutien technique sur l'ensemble des données du projet.

Je tiens à remercier vivement les responsables de bureau d'étude A.C Groupe et tous ses éléments pour m'avoir donné l'opportunité de travailler dans de très bonnes conditions durant mes travaux de recherche.

J'exprime ma reconnaissance à Djamila, Fatiha, Nassima, Samira, Souad, Zahra, pour l'aide et la gentillesse qu'ils m'ont réservée.

Je ne peux pas oublier mes amis avec qui j'ai eu de merveilleux moments au cours du mémoire : Mr. A. Naas, Mr. M. Mohamed, Mlle. T. Boudina, Mlle. A. Rwabah, Mlle. A.Abutaire, Mlle. A. Kabe.

Enfin, je voudrais exprimer mes plus profonds remerciements à mes parents, à mes sœurs, à mes frères, à toute ma grande famille et particulièrement à ma mère, Mohamed, Khadîdja et Safia pour leur soutien et leur encouragement.

Résumé :

La réhabilitation des structures est le problème le plus rencontré après un séisme, le choix du taux et du type de confortement est une tâche délicate nécessitant une étude approfondie pour l'évaluation de la capacité portante de la structure initiale et celle a conforté. La procédure d'analyse statique non linéaire est un outil performant souvent utilisé dans ce domaine, elles permettent de construire les courbes de fragilité qui constituent une donnée fondamentale afin de déterminer le degré de dommage et de prendre la décision d'une éventuelle réhabilitation ou démolition, selon l'ampleur des dégâts.

L'objectif de ce mémoire est d'étudier le confortement et son effet au cas du bâtiment de 1200 logement à Boumerdes suite au séisme de Zemmouri 2003, en recherchant le positionnement le plus rentable, coté résistance, rigidité, ductilité et économique. Le choix du système structurel en portiques auto-stable est justifié car ce dernier forme la plus importante catégorie en nombre du bâti résidentiel pour la période de construction visée avant l'apparition d'un règlement parasismique algérien. Une analyse "Pushover" est effectuée à l'aide du logiciel SAP 2000 non-linéaire (version14), en utilisant une modélisation numérique tridimensionnelle par éléments finis. En effet, cette analyse permet de mieux appréhender le comportement post élastique et d'estimer les niveaux de performance de la structure.

Mots clés : Séisme, vulnérabilité, réhabilitation, analyse Pushover, niveaux de performance.

Abstract

The rehabilitation of the structures is the problem more encountered after earthquake, the choice of the rate and type of strengthening is a delicate task requiring a deep study for evaluating the capacity of initial structure and one the consolidated. The nonlinear static procedure analysis is a powerful tool often used in this field, it possible to construct the curve of capacity which constitute a fundamental data in order to determine the degree of damage and to make the decision of a possible rehabilitation or collapse, according to the degree of the damage. The objective of this work is to study the strengthening and its effect on a building "1200 housing " situated in Boumerdes city where significant disorders had been noted after the Zemmouri earthquake occurred on May 2003, by seeking the most profitable positioning, with resistance, rigidity, ductility and economic. The choice of the structural system of reinforced concrete buildings made because this last forms the most significant category in a number of the residential buildings for the period of construction aimed before the appearance of Algerian seismic regulations. An analysis "Pushover" is carried by means of the non-linear software SAP 2000 (version14), using the three-dimensional numerical modeling by finite elements. Indeed, this analysis makes it possible to apprehend the post elastic behavior and to estimate the levels of performance to reach by the structure.

Keywords : Earthquake, Vulnerability, rehabilitation, Pushover analysis, level of performance,

ملخص

بعد تدعيم المباني المتضررة من اولى الاستراتيجيات بعد أي زلازل، حيث ان منهجية التدعيم من حيث الكم و النوع مرحلة مهمة و تستوجب دراسة معمقة لمعرفة مدى قوة و قدرة تحمل هذه البنايات. دراسة البنايات في المجال الغير خطي باستعمال التحليل السكوني اللا خطي بالدفع التدريجي وسيلة فعالة و ذات استعمال واسع في مجال دراسة البنايات الجديدة و القديمة، لكون هذه الطرق تمكننا من فهم افضل لسلوك الأبنية في المجال الغير خطي و مدى مقاومتها للزلازل بواسطة منحني القدرة و على حسب وضعيتها، نحدد ما اذا كانت تحتاج الى تدعيم ام لا. ينصب اهتمامنا في هذه الدراسة على تدعيم بناية من حي "1200 مسكن" ببومرداس بعد زلزال زموري 2003. هذه الفئة من المنشآت ذات القوائم العمودية الخرسانية عينة لأغلبية المباني السكنية في الجزائر من حيث العدد و النوع قبل ظهور القانون الجزائري للبناء المقاوم للزلازل. لدراسة البناية استعملنا التحليل السكوني اللا خطي بالدفع التدريجي بواسطة البرمجة على "SAP200 V14" في معلم ثلاثي الابعاد بالعناصر المنتهية.

المفاتيح : زلازل، حساسية، تدعيم، التحليل السكوني اللا خطي بالدفع التدريجي، درجة التحمل.

Tables des matières

R é s u m é	i
Introduction générale	1
1 Objectifs et portée du mémoire	2
2 Démarche et contenu de l'étude	2
1. Sécurité parasismique des structures en béton armé	4
<i>Introduction</i>	4
1.1. Le séisme et les constructions en béton armé.....	5
1.2. La protection parasismique des constructions par les normes.....	8
1.3. La protection parasismique des nouveaux bâtiments	8
1.3.1. Conception parasismique	8
1.3.2. Mise en œuvre de la qualité	12
1.3.3. Site d'implantation	13
1.3.4. Environnement construit.....	14
1.4. Vulnérabilité et Réhabilitation des structures existantes	15
<i>Conclusion</i>	15
2. Problématiques des ouvrages existants en béton armé	16
<i>Introduction</i>	16
2.1. Vulnérabilité sismiques des structures	17
2.1.1. Aléa sismique	17
2.1.2. Risque sismique	17
2.1.3. Vulnérabilité des bâtiments existants	18
2.2. Réhabilitation des structures	18
2.3. Critères de décision pour un confortement parasismique.....	18
2.3.1. Pré diagnostic	18
2.3.2. Diagnostic	19
2.3.3. Faisabilité de solutions de confortement.....	19
<i>Conclusion</i>	19
3.Confortement parasismique des structures en béton armé	20
<i>Introduction</i>	20
3.1. Considérations générales	21
3.2. Confortement des structures	21
3.2.1. La réparation	21
3.2.2. Le renforcement	21
3.3. Stratégies de confortement	22

3.3.1.	Améliorer le comportement dynamique des structures	22
3.3.2.	Améliorer le niveau de performance des structures	22
3.4.	Performances recherchées après le confortement parasismique	24
3.4.1.	Amélioration de la régularité du bâtiment	25
3.4.2.	Réduction des actions sismiques par diminution de la masse	25
3.4.3.	Réduction des actions sismiques par amortissement	26
3.4.4.	Amélioration de la ductilité de la structure	26
3.4.5.	Amélioration de la résistance	27
3.5.	Techniques de confortement parasismiques des structures par addition	27
3.5.1.	Renforcement à l'aide d'un contrefort extérieur	27
3.5.2.	Renforcement par un panneau de remplissage	29
3.5.3.	Renforcement par un treillis métallique	29
3.5.4.	Renforcement par voiles en béton armé	30
3.5.5.	Renforcement des éléments structuraux	30
	<i>Conclusion</i>	32
4.	Choix du bâtiment pris comme exemple	33
	<i>Introduction</i>	33
4.1.	Typologie des bâtiments visés	34
4.1.1.	Limite de la typologie	34
4.1.2.	Critères retenus	34
4.1.3.	Choix du bâtiment pris comme exemple	34
4.2.	Considérations générales	35
4.3.	Représentation du bâtiment visé	35
4.4.	Problématique du bâtiment visé	37
4.5.	Démarche et contenu de l'étude	38
4.5.1.	Analyse classique de la structure existante	38
4.5.2.	Analyse non linéaire de la structure confortée	38
4.6.	Analyse statique non linéaire de la structure (Pushover)	38
	<i>Conclusion</i>	40
5.	Analyse statique non linéaire des structures en béton armé.....	41
	<i>Introduction</i>	41
5.1.	Analyse sismique des structures	42
5.2.	Aperçue général sur les méthodes d'analyse statique non linéaire	43
5.2.1.	La méthode spectrale non-linéaire "MSNL"	43
5.2.2.	La méthode d'Analyse Multi modale Pushover "AMP"	49
5.2.3.	la méthode des Combinaisons Modales "MCM"	49
5.3.	Effet des hypothèses sur la courbe de capacité	50
	<i>Conclusion</i>	40

6. Formulations numériques	51
<i>Introduction</i>	51
6.1. Comportement non linéaire idéalisé des poteaux et des poutres	52
6.1.1. Loi moment courbure	52
6.1.2. Courbe d'interaction.....	57
6.2. Comportement non linéaire des voiles en béton armé.....	61
6.3. Evaluation de la rotation d'une section en béton armé	64
6.3.1. Rotation plastique	64
6.3.2. Rotation ultime	64
6.4. L'analyse Pushover dans les codes de calculs	65
6.4.1. La méthode Pushover dans FEMA356 "Displacement Coefficient Method "	65
6.4.2. la méthode Pushover dans l'ATC "Capacity Spectrum Method"	67
<i>Conclusion</i>	70
7. Mise en œuvre numérique	71
<i>Introduction</i>	71
7.1. Caractéristiques par défaut des matériaux	72
7.1.1. Le béton	72
7.1.2. L'acier	72
7.2. Sections et armatures	72
7.3. Charges et surcharges	72
7.4. Mouvement sismique.....	83
7.5. Modèle du bâtiment	73
7.6. Etat des lieux	73
7.6.1. Analyse modale linéaire (méthode spectrale)	73
7.6.2. Analyse statique non linéaire (Pushover)	74
7.7. La structure confortée	80
7.8. La variante réalisée suite au séisme de Zemmouri 2003(V.R).....	81
7.8.1. Les différents cas d'étude	81
7.8.2. Courbes Pushover	81
7.8.3. Formation de rotules plastiques et mécanisme d'endommagement	84
7.8.4. Courbes demande – capacité	85
7.8.5. Interprétation	87
7.9. La variante proposée.....	88
7.9.1. Courbe Pushover	89
7.9.2. Formation des rotules plastiques mécanisme d'endommagement	90
7.9.3. Courbe demande-capacité	91
<i>Conclusion</i>	103
Conclusion générale	94

Liste des figures

Chapitre 1

Figure 1.1 : Solutions pour remédier au problème des formes très allongée

Chapitre 2

Figure 2.1 : Pré diagnostic des structures existantes

Figure 2.2 : Diagnostic : étude préliminaire des structures existantes

Figure 2.3 : Diagnostic : faisabilité / coût / décision de confortement

Chapitre 3

Figure 3.1 : Représentation schématique du niveau de performance en fonction des dommages

Figure 3.2 : Performance structurale en termes d'énergie absorbée

Figure 3.3 : Courbes de capacité pour la stratégie «réduire les actions sismiques par amortissement »

Figure 3.4 : Courbes de capacité pour la stratégie «augmenter la ductilité»

Figure 3.5 : Possibilité de confortement en se basent sur la ductilité et la résistance

Figure 3.6 : Renforcement d'une structure à l'aide d'un panneau de remplissage

Figure 3.7 : Renforcement par fibres

Chapitre 4

Figure 4.1 : Distribution des bâtiments détruits dans la " cité des 1200 logements" suite au séisme de Zemmouri 2003

Figure 4.2 : Vue en plan et Façade principale du bâtiment visé

Figure 4.3 : Signification physique de la courbe Pushover

Chapitre 5

Figure 5.1 : Transformation du spectre élastique ($S_a - T$) au format ($S_a - S_d$)

Figure 5.2 : Détermination du spectre non - linéaire pour différentes duplicités

Figure 5.3 : Caractéristiques du système équivalent à un seul degré de liberté

Figure 5.4 : Détermination du déplacement du système équivalent

Figure 5.5 : Spectre élastique et inélastique et le diagramme de capacité

Figure 5.6 : Détermination du déplacement du système à plusieurs degrés de liberté

Figure 5.7 : Exemple de distribution spatiale des forces latérales selon la méthode MCM

Chapitre 6

Figure 6.1 : Loi typique non linéaire " moment - courbure " d'une section

Figure 6.2 : courbe idéalisée "moment - courbure" d'une poutre

Figure 6.3 : Lois de comportement typiques de l'acier et du béton

Figure 6.4 : Distribution des déformations, contraintes et les forces dans une section sous la flexion

Figure 6.6 : Courbe moment courbure d'un poteau à différentes valeurs de l'effort normal

Figure 6.7 : Distribution des déformations, contraintes et les forces dans un poteau soumis à un effort normal avec flexion

- Figure 6.8 :** Diagramme typique d'interaction d'une section en béton armé
- Figure 6.9 :** Surface interaction pour une compression plus flexion biaxiale
- Figure 6.11:** flexion biaxiale d'un poteau
- Figure 6.10 :** Surface interaction pour une compression plus flexion biaxiale
- Figure 6.11 :** Surface d'interaction de la méthode " Reciprocal Failure surface "
- Figure 6.12 :** Lignes d'interactions d'un poteau sous flexion biaxiale sous P_u constante
- Figure 6.13 :** Mode de rupture des voiles élancés
- Figure 6.14 :** Mode de rupture des voiles courts
- Figure 6.15 :** Modélisation usuelle des murs voile par analogie " poteau-poutre " équivalent
- Figure 6.16 :** Modèle à plusieurs sous-éléments assemblés en parallèle
- Figure 6.17 :** Rotation et Courbure d'un élément de construction
- Figure 6.18 :** Représentation bilinéaires de la courbe "Pushover "
- Figure 6.19 :** Idéalisations bi-Linéaires de courbe de capacité selon l'ATC40
- Figure 6.21 :** Différents comportements des structures selon ATC40
- Figure 6.22 :** Conversion de spectre de réponse au format ADRS
- Figure 6.23 :** Réduction du spectre de réponse selon l'ATC40
- Figure 6.24 :** Superposition des courbes de capacité et le spectre de réponse au format ADRS selon l'ATC40
- Figure 6.25 :** Evaluation du point de performance selon l'ATC40

Chapitre 7

- Figure 7.1 :** La courbe contrainte - déformation utilisée pour le béton
- Figure 7.2 :** La courbe contrainte - déformation utilisée pour l'acier
- Figure 7.3 :** Spectre élastique retenu du R.P.A 99/ 2003
- Figure 7.4 :** Différentes perspectives du bâtiment initial
- Figure 7.6 :** Courbe effort tranchant – déplacement
- Figure 7.7 :** Courbe Pushover selon le premier et deuxième mode de vibration de la structure initiale
- Figure 7.8 :** Pathologies observés aux bâtiments des 1200 logements suite au séisme de Zemmouri 2003 et ceux de l'analyse statique non linéaire par SAP2000
- Figure 7.9 :** Courbe Demande - Capacité de la structure initiale
- Figure 7.10 :** Différentes perspectives de la variante réalisée suite au séisme de Zemmouri
- Figure 7.11 :** Différents cas d'étude de la variante réalisée
- Figure 7.12 :** Courbes Pushover de la variante réalisée pour les différents cas selon deux sens
- Figure 7.13 :** Mécanisme de l'endommagement de la variante réalisée pour les différents cas
- Figure 7.14 :** Courbes Demande-Déplacement de la variante réalisée pour les différents cas
- Figure 7.15 :** Perspectives de variante proposée
- Figure 7.16 :** Courbe Pushover selon le premier et deuxième mode de vibrations de la variante proposée
- Figure 7.17 :** Courbes Pushover des variantes V.R(1), V.P et le cas initial dans les deux sens
- Figure 7.18 :** Mécanismes de plastifications de variantes V.R(1), V.P et le cas initial
- Figure 7.19 :** Courbe Pushover des variantes V.P, V.R(1) et le cas initial dans les deux sens

Liste des photos

Chapitre 1

Photo 1.1 : Différents modes de ruines des constructions face aux séismes récents

Photo 1.2 : Non effondrement des constructions face aux séismes récents

Photo 1.3 : Causes de désordres des structures en béton armé

Photo 1.4 : Solutions pour remédier au problème des angles rentrants / sortants

Photo 1.5 : Dissymétrie architecturale (oscillations asynchrones)

Photo 1.6 : Mode de ruine des niveaux transparents

Photo 1.7 : Dissymétrie Constructive des structures lors du Séisme de Kobé 1995

Photo 1.8 : Rupture des zones critiques

Photo 1.9 : Mode de ruine des éléments élancés

Photo 1.10 : Mode de ruine des éléments courts

Photo 1.11 : Effet de contreventement horizontal et vertical sur les structures en béton armé

Photo 1.12 : Défauts de l'exécution causent l'endommagement complet

Photo 1.13 : Quelques défauts de réalisation

Photo 1.14 : Localisation schématique des effets possibles d'un séisme sous l'effet du site

Photo 1.15 : Effet de différents séismes sur les structures

Photo 1.16 : Joint parasismique entre deux constructions

Photo 1.17 : La chute d'éléments de la construction voisine

Chapitre 3

Photo 3.1 : différents cas de confortement pour la stratégie « réduire les masses »

Photo 3.2 : Renforcement d'une structure à l'aide d'un contrefort extérieur

Photo 3.3 : Renforcement d'une structure à l'aide d'un panneau de remplissage

Photo 3.4 : Renforcement d'une structure par un treillis métallique

Photo 3.5 : Renforcement d'une structure à l'aide d'une nouvelle structure

Photo 3.6 : Renforcement d'un poteau par gainage

Chapitre 4

Photo 4.1 : Perspective réel du bâtiment visé

Chapitre 7

Photos 7.1 : Pathologies observées des bâtiments de 1200 logements endommagés suite au séisme de *Zemmouri 2003*

Liste des tableaux

Chapitre 6

Tableau 6.1 : Valeurs du facteur C_0

Tableau 6.2 : Valeurs du facteur de modification C_2

Tableau 6.3 : Types de comportement structuraux selon l'ATC-40

Tableau 6.4 : Valeurs du facteur de modification de l'amortissement K

Tableau 6.5 : Valeurs du coefficient C_A selon l'ATC40

Tableau 6.6 : Valeurs du coefficient C_V selon l'ATC40

Tableau 6.7 : Valeurs des SR_A et SR_V selon l'ATC40

Chapitre 7

Tableau 7.1 : Caractéristiques du béton

Tableau 7.2 : Caractéristiques de l'acier

Tableau 7.3 : Sections de ferrailage retenu

Tableau 7.4 : Comparaison des efforts tranchants et les périodes de la structure initiale

Tableau 7.5 : Déplacements relatifs et absolus de la structure initiale

Tableau 7.6 : Participation modale de la structure initiale

Tableau 7.7 : Vérification de l'effet $P-\Delta$ de la structure initiale

Tableau 7.8 : Les efforts dans les poteaux et ceux exigés par le R.P.A 99/03 de la structure initiale

Tableau 7.9 : Les distributions de charge latérale retenue

Tableau 7.10 : Résultats de l'analyse Pushover de la structure initiale

Tableau 7.11 : Performances de la structure initiale selon les différents modes de chargements

Tableau 7.12: Les variantes de confortement réalisée et proposée

Introduction générale

Ce sont les bâtiments de structures auto stables en béton armé qui ont subi le maximum de dégâts lors du dernier séisme ayant frappé la région de Boumerdes en 2003. Le taux d'endommagement a varié de l'effondrement instantané de certaines structures, alors que d'autres ont subi de sérieux endommagements nécessitant des travaux de confortement. La mise en conformité sismique de ce type de structures réalisées avant 2003 devient nécessaire. En absence d'un règlement Algérien de réhabilitation, la vérification de la vulnérabilité sismique de structures existantes nécessite un calcul poussé tenant compte de leur comportement non linéaire.

Le choix du taux et du type de confortement est une tâche délicate nécessitant une étude approfondie pour l'évaluation de la capacité portante de la structure initiale et celle à conforter.

1. Objectifs et portée du mémoire

Le travail présenté dans ce mémoire s'inscrit dans la problématique de réhabilitation des bâtiments existants en Algérie suite au séisme de Zemmouri 2003, le confortement et son effet sur les structures similaires.

De façon plus précise, les objectifs de cette étude consistent à :

- 1) Le premier objectif est de permettre la détection des points faibles éventuels de la construction vulnérable sans nécessité de reconnaissance approfondie, ni d'analyse par le calcul. Une telle détection peut être effectuée lorsque les principes de conception parasismique n'ont pas été bien respectés.
- 2) Le deuxième objectif est d'acquérir une méthodologie de réhabilitation permettant de prendre une décision, si un confortement est nécessaire ou non, et les démarches à suivre suivant lesquelles on définit les modes et les moyens d'intervention et le positionnement le plus rentable, coté résistance, économie et architecture sur le comportement global de la structure.
- 3) Le troisième objectif est de permettre de quantifier, avec une précision raisonnable, le niveau de sécurité présenté par un ouvrage donné, avant et après renforcement. Ceci n'est évidemment possible que si l'on dispose de connaissance suffisante en matière de calcul des structures.

Les considérations précédentes situent le contexte de notre travail, dont l'objectif général est de conforter la structure visée suite au séisme de Zemmouri 2003 qui puisse contribuer à comprendre les mécanismes de fonctionnement des ouvrages similaires sous action sismique et du point de vue pratique, à améliorer nos connaissances aux méthodes d'analyse des structures (linéaires, non linéaires) ainsi que les codes et règlements de construction qui répondent en totalité ou particulièrement à ces exigences (R.P.A , F.E.M.A , A.T.C)

2. Démarche et contenu de l'étude

Pour atteindre les objectifs précédents, il est nécessaire de circonscrire convenablement le domaine de l'étude. Compte tenu de la diversité du parc bâti existant en ALGERIE, certains choix ont été effectués au préalable. L'étude est orientée vers les structures en portiques auto-stables en béton armé. Le choix de ce type d'ouvrages pour l'étude est considéré, car ces derniers forment la plus importante catégorie en nombre de bâtiments pour les villes Algériennes.

L'étude concerne le confortement d'un bâtiment type de la "cité des 1200 logements" à usage d'habitation, en structure portiques auto-stables en béton armé, située à Boumerdes, suite au séisme de 21 mai 2003 de Zemmouri. La réhabilitation de ces structures était le problème le plus rencontré après le séisme de Zemmouri 2003.

Pour cela, le travail de mémoire est organisé en six chapitres :

-Le chapitre 1 présente les modes de ruptures principaux d'une structure en béton armé soumise à une action sismique et les paramètres influant sur leur comportement en s'appuyant sur des enseignements tirés des séismes récents destructeurs

-Le chapitre 2 présente la problématique des bâtiments existants (Vulnérabilité et réhabilitation) et les démarches à suivre lors de l'analyse des anciens bâtiments.

-Le chapitre 3 analyse les stratégies et les techniques de confortement parasismique envisagées des structures vulnérables en béton armé, le choix du taux et du type de confortement dépend des propriétés géométriques et mécaniques de la structure (rigidité, résistance ultime et capacité de déformation).

-Le chapitre 4 présente le bâtiment pris comme exemple. Afin de décrire les différentes typologies et problématiques des bâtiments visés, un choix est guidé au cas d'une structure de la "cité des 1200 logements" à usage d'habitation, composée de portiques auto-stables en béton armé, située à Boumerdes.

-Le chapitre 5 concerne le type d'analyse statique non linéaire des structures "Pushover". Cette analyse permet de prévoir les degrés de dommage et les éléments qui vont être touchés lors d'un futur séisme. Un outil performant souvent utilisé dans ce domaine est fourni par les courbes de capacité (Pushover) selon les codes de FEMA356 et ATC40, qui décrivent la probabilité d'atteindre ou de dépasser un état de dommage provoqué par un séisme.

-Le chapitre 6 est consacré aux procédures et formulations de calculs par l'analyse Pushover (lois de comportement des éléments porteurs de la structure, mode de chargement,...).

Le chapitre 7 traite une application sur la structure visée au préalable. Dans une première phase, une analyse modale de la structure initiale est effectuée, l'étape suivante consiste à déterminer et reproduire le comportement global de la structure en poussée progressive (Pushover), des commentaires sur les mécanismes de ruine constatés suite au séisme de Zemmouri 2003 et ceux obtenus par l'analyse Pushover sont ensuite présentés. Dans une deuxième phase et pour finir, l'analyse Pushover sera effectuée sur la structure confortée afin d'évaluer ses performances.

Enfin, ce document se termine par une conclusion générale résumant les principaux résultats obtenus.

CHAPITRE 1

Sécurité parasismique des structures en béton armé

Ces dernières décennies, les exigences des dispositions parasismiques des normes de construction ont été considérablement renforcées. Comme elles se sont généralement peu respectées, la question de la sécurité parasismique se pose non seulement pour les anciennes constructions, mais aussi pour les bâtiments récents. Pour établir clairement si un confortement parasismique est nécessaire, il y a lieu de vérifier la tenue au séisme des bâtiments existants de manière systématique.

Le but de ce chapitre est de montrer dans un premier temps ce qu'apporte le retour d'expérience pour mettre en évidence les modes de ruptures principaux des structures en béton armé. Puis comment les normes actuelles de conception s'appuient sur cette expérience ainsi que sur les modèles théoriques mis en œuvre dans des règles de conception et réhabilitation permettant d'atteindre les objectifs de résistance et d'utilisation des structures en cas de séismes.

Le choix de ce type d'ouvrages en béton armé est justifié car ces derniers forment la plus importante catégorie en nombre de bâtiments pour les villes Algériennes.

1.1. Le séisme et les constructions en béton armé

Les constructions en général sont soumises à trois types d'actions qui sont les actions permanentes, les actions variables et accidentelles. Parmi les actions accidentelles : le séisme. Le séisme apparaît comme celui pouvant causer un désastre naturel majeur, induisant des endommagements aux structures et occasionnant des pertes de vies humaines, des dégâts irréremédiables au patrimoine bâti et arrêt ou ralentissement de l'activité économique.

Les photos suivantes nous montrent les effets de séismes sur des immeubles dont la structure est en béton armé :



Désolidarisation des façades, destruction des étages supérieurs, intermédiaires ou inférieurs

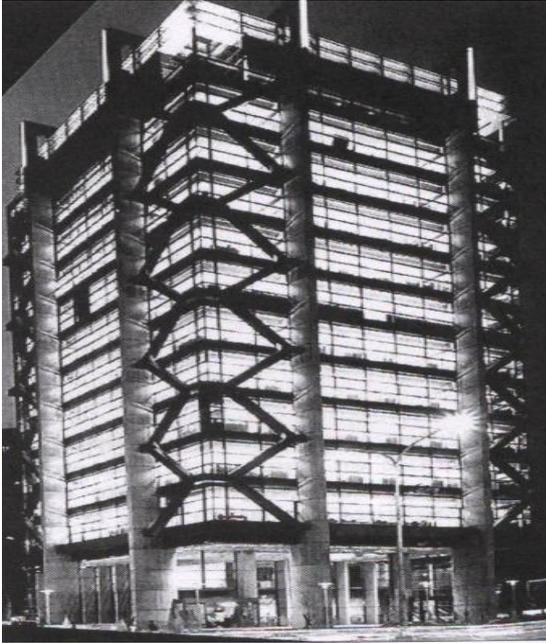


Destruction totale

Destruction partiel

Renversement de l'immeuble

Photo 1.1 : Différents modes de ruines des constructions face aux séismes récents [1]



*Immeuble de bureaux à Taipei, Taiwan
Ce bâtiment n'a pas subi de dommage lors
du séisme de Chi-chi, Taiwan, 1990,
de magnitude 7,6 [2]*



*Immeubles à usage multiples à Boumerdes,
Ce bâtiment n'a pas subi de dommage lors
du séisme de Zemmouri, 2003,
de magnitude 6,8 [1]*

Photo 1.2 : Non effondrement des constructions face aux séismes récents

Les photos précédentes nous montrent qu'il existe une grande variété de modes de ruine : effondrement ou non effondrement pour un même type apparent de construction ; elles illustrent bien qu'il existe des modes de ruine : destructions global et ou local (désolidarisation des façades, destruction des étages supérieurs, intermédiaires ou inférieurs, renversement de l'immeuble, destruction de tout l'immeuble). En revanche, certains immeubles se trouvent dans des zones les plus exposées aux séismes n'ont subi aucun dommage lors des séismes récents.

Le fait qu'une construction soit détruite d'une façon ou d'une autre ou ne soit pas détruite n'est pas l'effet du hasard. Si nous regardons de plus près comment la construction a été conçue et si on ne connaît pas le chemin inverse, c'est à dire : tel situation peut conduire à un tel résultat. Nous pouvons expliquer les phénomènes en causes, qu'on peut ordonner en 4 niveaux comme l'illustre la **Photo 1.3 :**



Photo 1.3 : Causes de désordres des structures en béton armé [1]

La sauvegarde de vie humaine, du patrimoine et des activités passe par une protection parasismique : une **construction parasismique** des nouveaux bâtiments et une **réhabilitation parasismique** des bâtis existants, particulièrement **vulnérables**.

1.2. La protection parasismique des constructions par les normes

La normalisation en matière de construction codifie des méthodes de conception et de calcul permettant d'obtenir, lorsqu'elles sont appliquées et sous réserve d'une qualité de réalisation adéquate, un ouvrage assurant la sécurité des personnes et bénéficiant d'une durabilité en cohérence avec sa durée d'usage prévue.

Les normes de **conception** et de **réhabilitation parasismiques** visent à encadrer les méthodes de calcul des structures et les dispositions constructives et permettant de respecter les hypothèses de comportement affecté à la structure. Les objectifs principaux d'une norme parasismique sont traduits par les prescriptions suivantes :

- Prescription de non - effondrement : la structure doit être conçue et construite pour résister sans effondrement local ou global, à un séisme. Après cette évènement, la structure doit conserver une capacité de résistance résiduelle notable .elle doit être capable de résister à une réplique sans effondrement ;
- Prescription de limitation de dommage;
- La protection particulière assignée à certains types de constructions ayant une importance pour la sécurité civile (grand importance).

Le respect des règles parasismiques réduit considérablement le risque d'effondrement des constructions, sans toutefois le garantir. En effet, lors des séismes, il arrive que des bâtiments calculés selon les normes de construction parasismiques soient parfois sévèrement endommagés ou même s'effondre. Ces cas sont heureusement très rares. Les raisons de ces dommages sont multiples :

- Le principal objectif des règles de conception parasismique est la protection de vies humaines avec une faible probabilité d'effondrement des bâtiments pour une accélération nominale, dont le niveau est fixé par la puissance publique. (Lorsque les accélérations sont inférieures à cette dernière, les dommages sismiques, s'ils se produisent, sont en générale réparables .En revanche, la probabilité de ruine augmente quand l'agression sismique dépasse le niveau nominal) ;
- Les constructions conçues selon les versions anciennes peuvent présenter une certaine vulnérabilité vis-à-vis des règles récentes.

1.3. La protection parasismique aux nouveaux bâtiments

1.3.1. Conception parasismique

Les constructions sont généralement considérées comme « parasismiques » lorsqu'elles sont conformes aux règles parasismiques en vigueur. L'analyse de dommages sismiques des structures montre que l'apparition des règles de construction parasismique limite d'une manière importante leur amplification. Elle comprend trois volets : le parti architectural, le parti constructif et le contreventement.

1.3.1.1. Parti architectural

- Le concepteur doit rechercher la simplicité et la régularité dans la forme en plan et en élévation.



Photo 1.4 : Solutions pour remédier au problème des angles rentrant / sortant [2], [3]

- Les bâtiments qui ont une forme très allongée en plan subissent ce qu'on appelle un coup de fouet aux extrémités

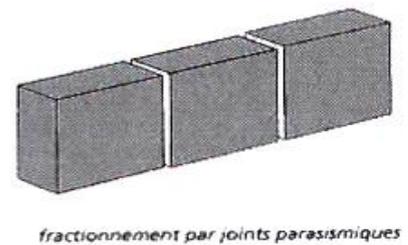
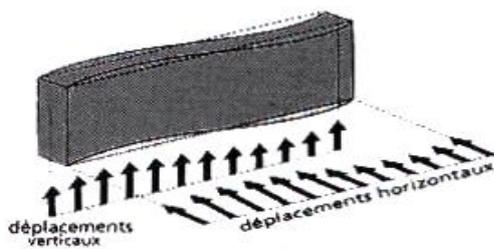


Figure 1.1 : Solutions pour remédier au problème des formes très allongée [2]

- Les formes irrégulières en élévation donnent lieu à des sollicitations différentielles.

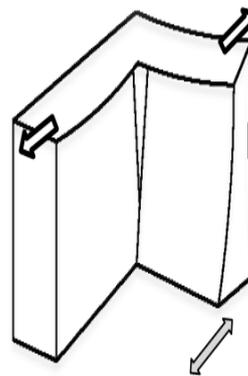
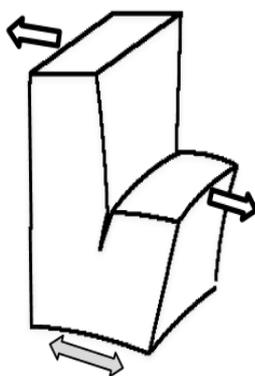


Photo 1.5 : Dissymétrie architectural (oscillations asynchrones) [2], [3]

- Bâtiments avec niveaux transparents (soft story), sont fortement déconseillés dans les zones sismiques

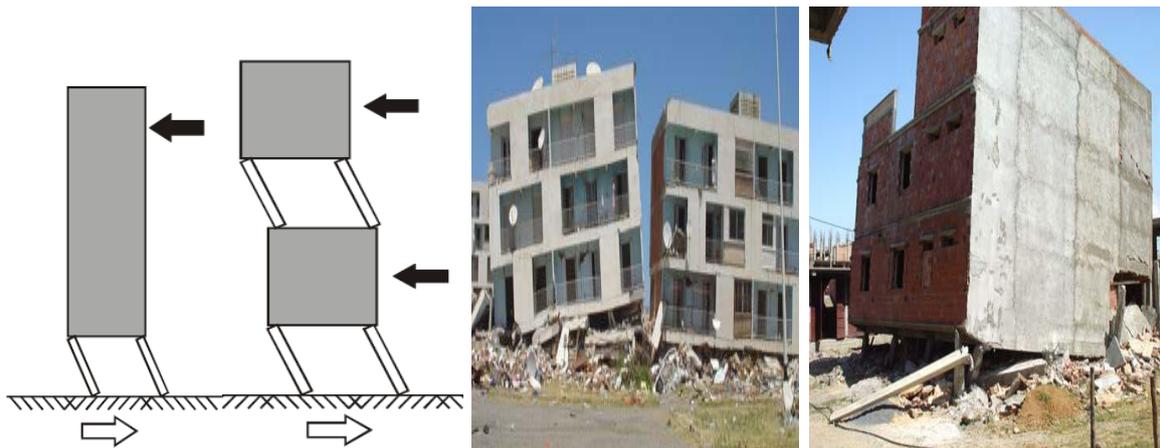


Photo 1.6 : Mode de ruine des niveaux transparents [2], [3]

1.3.1.2. parti constructif

- La symétrie en plan devra être associée à une symétrie de la structure de façon à faire coïncider de centre de gravité du bâtiment avec le centre de rigidité.

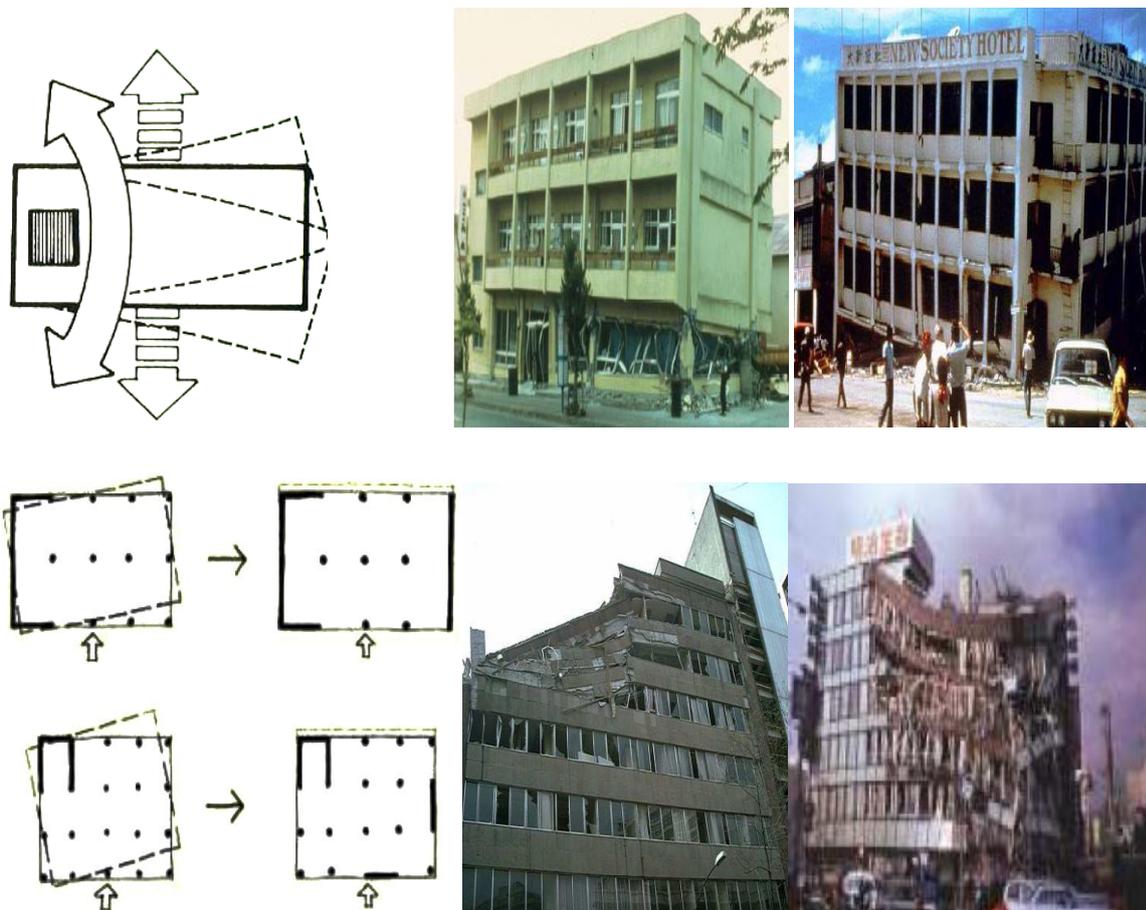


Photo 1.7 : Dissymétrie Constructive des structures Séisme de Kobé 1995 [4]

- Les zones critiques.



Photo 1.8 : Rupture des zones critiques [1]

- Les pièces courtes et les pièces élancées.



Photo 1.9 : Mode de ruine des éléments élancés [1]



Photo 1.10 : Mode de ruine des éléments courts [1], [3]

1.3.1.3. le contreventement



Arménie, 1988 [2]



Zemmouri, 2003 [9]



Californie, 1971 [5]



Turquie, 1999 [5]



Zemmouri, 2003 [6]

Photo 1.11 : Effets de contreventement horizontal et vertical sur les structures en béton armé.

1.3.2. Mise en œuvre de qualité



Deux immeubles voisins, semblables. Mais très inégaux face aux secousses



Désagrégation complète de bétons de mauvaise qualité

Photo 1.12 : Défauts de l'exécution causent l'endommagement complet [7]



Reprise de bétonnage dans la zone critique



Le béton n'enrobe pas les armatures



L'enrobage ne respecte pas les dispositions réglementaires

Photo 1.13 : Quelques défauts de réalisation [7]

1.3.3. Site d'implantation

Les effets du séisme peuvent être plus ou moins destructeurs d'un lieu à l'autre, pour un même type de construction, parfois à quelque mètre près.

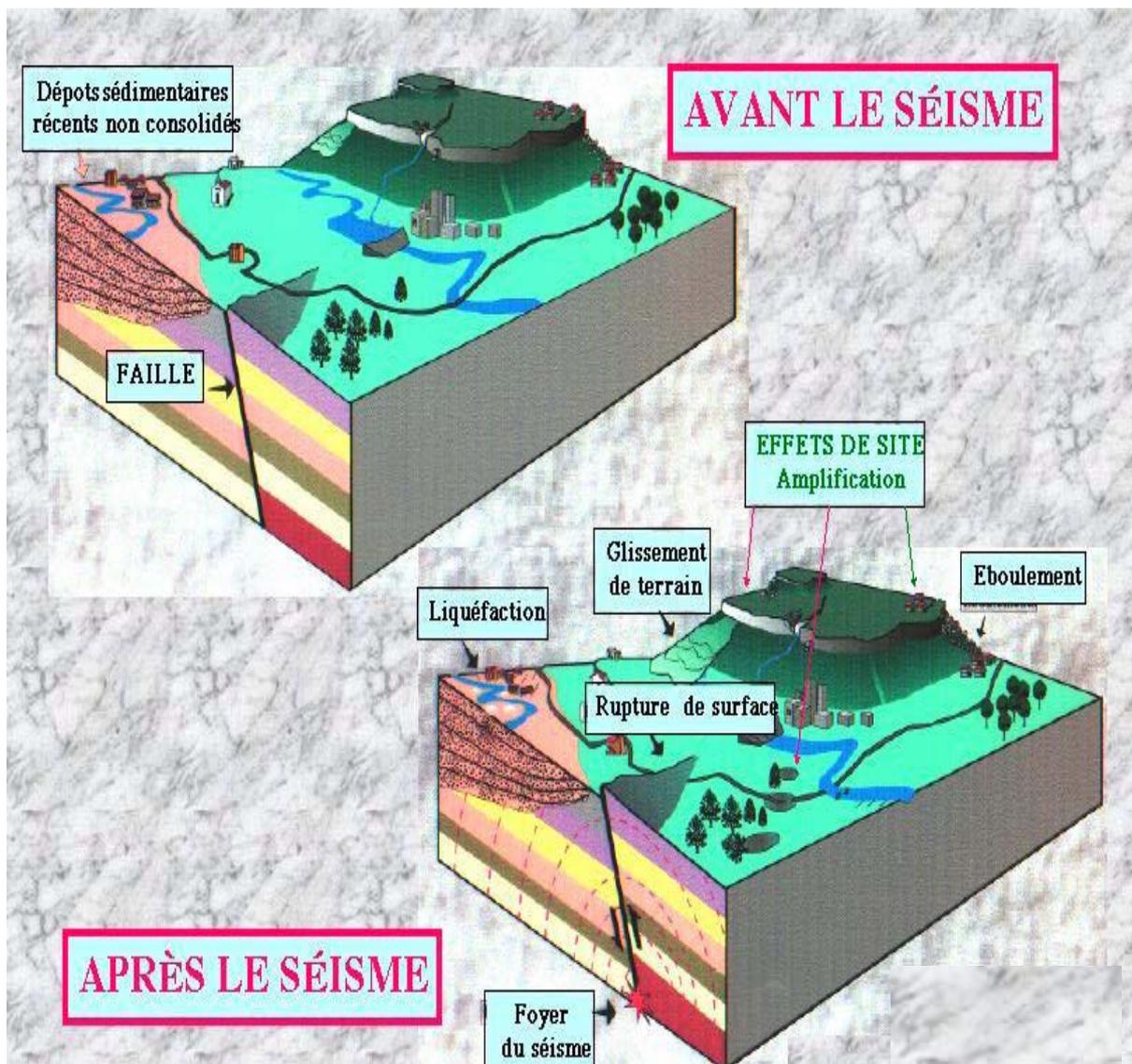


Photo 1.14 : Localisation schématique des effets possibles d'un séisme sous l'effet du site [8]



Turquie, 1999



Kobé, 1995



Salvador, 2001

Photo 1.15 : Effet de différents séismes sur les structures [2], [4], [8]

1.3.4. Environnement construit



Izmit, Turquie 1999



Kobé, Japon 1995



Joints parasismiques bien

Photo 1.16 : Joint parasismique entre deux constructions [4], [5]



Ceyhan-Misis, Turquie 1998



Chi-Chi, Taiwan 1999

Photo 1.17 : La chute d'éléments de la construction voisine [4], [5]

1.4. Vulnérabilité et Réhabilitation de structures existantes

Après un séisme, une évaluation d'urgence des dommages est entamée. Dans un premier but, il s'agit de déterminer quels sont parmi les bâtiments ceux qui peuvent être occupés sans risque, les autres ce sont ceux jugés en bon ou mauvais état.

Dans plusieurs pays à sismicité modérée à forte, comme l'Algérie, la plupart des bâtiments en béton armé sont construits avant l'application des nouvelles normes ou règlements parasismiques (RPA-2003). En raison de l'absence de prise en compte du séisme lors du dimensionnement ou ne tiennent pas compte des modifications de l'aléa sismique, ce qui peut conduire à l'hétérogénéité des structures existantes. Il est par conséquent primordial de se préoccuper de la problématique du risque et de la vulnérabilité sismique.

Il existe deux familles d'approches dans l'analyse de la vulnérabilité : les méthodes empiriques qui sont fondées sur le retour d'expérience et les caractéristiques structurales des bâtiments, et les méthodes qui se fondent sur le comportement des structures obtenu par modélisation numérique et essais à échelle réduite, en utilisant les méthodes d'intégration temporelle à partir d'un modèle mathématique complet du bâtiment considéré ou à partir de la modélisation simplifiée pour obtenir sa courbe de capacité reliant forces et déplacements "méthode du Pushover".

Dans tous les cas de réhabilitation, pour celle des bâtiments existants (vulnérables) ou des bâtiments endommagés, on doit suivre une démarche qui commence par le choix d'une stratégie de réhabilitation, le choix des techniques de confortement et enfin l'analyse de l'état de la structure réparée.

Conclusion

Comme il a été illustré, avant toute réhabilitation on doit d'abord connaître avec précision les causes qui ont engendré les désordres. Car il est illusoire de remédier si on n'a pas préalablement appréhendé les raisons qui les ont provoqués.

Les désordres sont dans la plus part des cas difficiles à analyser et à évaluer car leur origines peuvent être diverses et nous conduisant parfois jusqu'à la conception de l'ouvrage.

Une démarche globale de protection parasismique des structures doit être mise en place, en s'appuyant sur une conception parasismique aux nouvelles structures (une conception architecturale parasismique, mise en œuvre de qualité, prise en compte du site d'implantation et l'environnement construit), et une réhabilitation parasismique aux bâtis existants particulièrement vulnérables.

CHAPITRE 2

Problématiques des ouvrages existants en béton armé **Vulnérabilité et réhabilitation**

De nombreuses structures en béton armé ont été sévèrement endommagées ou détruits lors de ses derniers séismes en Algérie. La violence du séisme combiné à la vulnérabilité de structures existantes sont à l'origine des pertes de vies humaines et matérielles souvent considérables.

Après les investigations nécessaires faites après chaque séisme, des solutions de réhabilitation sont proposées en fonction des caractéristiques des bâtiments vulnérables et de leurs niveaux de performance à atteindre.

L'objectif de ce chapitre est de présenter la relation vulnérabilité - réhabilitation des bâtiments existants ainsi que les critères de décision et de faisabilité d'un confortement parasismique.

2.1. Vulnérabilité sismiques des structures

L'Algérie ne s'est dotée d'un règlement parasismique que depuis l'année 1983, ce qui veut dire que la majorité des villes se sont développées en ignorance totale des risques sismiques et n'ont fait pas l'objet d'aucun calcul sismique. Les bâtiments d'habitation, les équipements publics, les bâtiments liés à l'activité tertiaire, les bâtiments industriels sont tous, soit mal conçus, soit mal dimensionnés ou pas du tout calculés au séisme, et sont de ce fait vulnérable à tout séisme risquant de secouer surtout le nord de l'Algérie.

Après un séisme, une évaluation des dommages est entreprise dans le but de les classer en des bâtiments pouvant être occupés et ceux qui doivent être évacués et qui feront l'objet de **réhabilitation** ou d'une démolition.

Dans le cadre de la protection et de la réduction du **risque sismique**, les structures **vulnérables** existantes nécessitent au préalable des études de vulnérabilité avant d'être utilisables.

2.1.1. Aléa sismique [9]

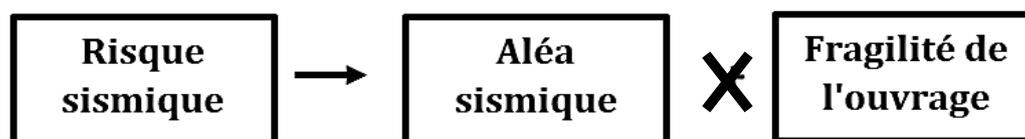
L'aléa sismique est la probabilité qu'au cours d'un intervalle de temps spécifié (période de référence), une secousse sismique atteigne ou dépasse une certaine intensité sur un site.

2.1.2. Risque sismique [9]

La détermination du risque sismique consiste à calculer la probabilité et le niveau des dommages au cours d'une période de référence dans une région considérée.

En général, le risque sismique se caractérise par sa variation dans le temps et dans l'espace, il est fonction de la zone sismique; de la densité de la population et du niveau du développement économique et des moyens mis en œuvre pour résister à une crise post- sismique.

Le risque sismique peut être représenté par deux composantes, l'aléa sismique (probabilité d'occurrence) et la fragilité de l'ouvrage (le rapport du coût des dommages au coût de la reconstruction)



La vulnérabilité quant à elle peut être exprimée par la capacité de réponse d'une structure, à une sollicitation sismique donnée. Elle est fonction de nombreux paramètres physiques, comme par exemple le matériau de construction utilisé, les périodes de vibration fondamentales ou encore la géométrie en plan ou en élévation de l'ouvrage.

2.1.3. Vulnérabilité des bâtiments existants [5]

La vulnérabilité d'une construction aux séismes est la tendance d'endommagement d'une construction face à un évènement sismique. Elle représente l'importance des dommages attendus lors d'un séisme d'une intensité donnée et est en général exprimée en pourcentage du cout de la reconstruction ou sur une échelle de dommage varie de 0 à 1.

Les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique diffèrent par leur complexité, leur précision et leur objectif. L'évaluation de la vulnérabilité d'un bâtiment unique se fait par des analyses structurales détaillées alors que les différentes approches d'évaluation de la vulnérabilité d'un ensemble de bâtiments reposent généralement sur l'utilisation de fonctions de vulnérabilité qui expriment le pourcentage de dommages subis par un type de structure pour différentes intensités sismiques. Ces fonctions de vulnérabilité sont élaborées en général à partir de l'observation des dommages causés par les séismes passés (probabilité de dommages, jugements experts, etc.). En l'absence de données suffisantes, le recours à des modèles analytiques permettant de construire les courbes de fragilité de bâtiments typiques, et donc de prédire les dommages. On peut considérer qu'il y a deux grandes méthodes pour évaluer la vulnérabilité sismique des bâtiments :

- Les études statistiques basées sur les dommages observés lors de séismes passés, qui permettent d'obtenir des dommages probables associés à une classe de bâtiment. Ces dommages servent ensuite à développer des fonctions de vulnérabilité donnant pour un type de bâtiment la probabilité qu'un certain degré d'endommagement survienne en fonction de l'intensité d'un séisme. La valeur des résultats est essentiellement probabiliste.
- Les simulations par modèles numériques ou analytiques permettant d'obtenir la réponse d'une structure à un ou plusieurs scénarios de séismes. Les résultats sont généralement déterministes et valables pour un bâtiment en particulier.

2.2. Réhabilitation des structures [5]

La réhabilitation des bâtiments existants ou des bâtiments endommagés doit suivre une démarche qui commence par le choix d'une stratégie de réhabilitation.

La stratégie de réhabilitation est la démarche à suivre suivant laquelle on définit le mode d'intervention; dont on note que deux grandes familles de démarches sont possibles. La première consiste à améliorer le comportement dynamique de l'ouvrage pour réduire l'intensité des charges sismiques auxquelles l'ouvrage pourrait être exposé et la deuxième à améliorer le niveau de performance de l'ouvrage.

2.3. Critères de décision pour un confortement parasismique

2.3.1. Pré diagnostic

Le pré diagnostic est l'appréciation qualitative de l'état du bâtiment et donc de son comportement sous l'action sismique. Il s'agit de bien connaître son état après une lecture détaillée. Cette étape s'effectue par une visite des lieux, l'examen des plans éventuels, calculs simplifiés de pré dimensionnement et par l'appréciation du coût des travaux de renforcement.

Le problème de la décision à prendre se pose dans les termes suivants :

- Soit il n'y a rien à faire, l'ensemble de l'ouvrage résiste au séisme de référence avec une marge suffisante;
- Soit l'ouvrage, en partie ou en totalité, ne résiste pas au séisme, dans cette situation il serait illusoire de vouloir affiner d'avantage le diagnostic.

2.3.2. Diagnostic

Le diagnostic est un constat détaillé de l'état du bâtiment, il s'agit de l'analyse de la résistance à l'action sismique du bâtiment en recherchant et en examinant :

- Les données du site, l'interaction avec les bâtiments voisins;
- La qualité des matériaux;
- Les plans d'architecture, de coffrage, de ferrailage, etc;
- Le calcul dynamique le plus adapté.

2.3.3. Faisabilité de solutions de confortement

En conclusion de cette étape, deux situations peuvent se présenter ; Le bâtiment sera traité ou démolé après une étude économique, dans laquelle les coûts globaux des deux solutions sont comparés.

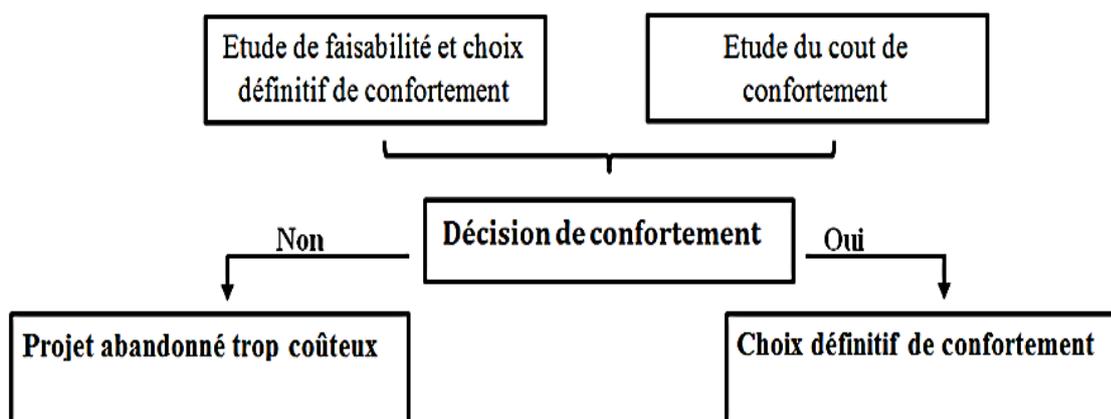


Figure 2.3 : Diagnostic faisabilité / coût / décision [5]

Le choix en conclusion peut mener soit à la faisabilité de confortement ou de démolir. Ce dernier choix est pris lorsque les éléments de la structure présentent un degré de dégradation élevé. Les solutions de confortement des ouvrages sont diverses et le choix d'une solution précise tient compte surtout des critères d'économie et des moyens de confortement disponibles.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons illustré le lien existant entre vulnérabilité et réhabilitation des bâtiments existants. La réhabilitation, dans son contexte moderne, est liée à la réduction du risque sismique. Les études de vulnérabilité du bâti existant sont devenues nécessaires pour toute politique de réduction du risque sismique. Il existe deux approches dans l'analyse de la vulnérabilité: des méthodes fondées sur le retour d'expérience et les caractéristiques structurales des bâtiments, et des méthodes se fondent sur le comportement des structures obtenu par modélisation numérique.

CHAPITRE 3

Confortement parasismique des structures en béton armé

Durant ces dernières décennies, plusieurs séismes de différentes intensités ont frappé plusieurs pays et occasionné des pertes considérables en vies humaines et d'importants dégâts matériels. Ces taux de dégâts ont encouragé les chercheurs dans le domaine de génie parasismique à chercher des solutions afin de réduire ce risque sismique.

L'augmentation de performances des structures de génie civil est le problème le plus rencontré après un tremblement de terre, la question qui se pose est comment peut-on et par quelle moyen conforter la structure touchée par un séisme, et quelle est le positionnement le plus rentable, coté résistance, économie et architectural.

Le présent chapitre expose les principes stratégies et moyens de confortement

3.1. Considérations générales

Le confortement regroupe l'ensemble des dispositions susceptibles de diminuer la vulnérabilité d'une structure au séisme ou à une action non prise en compte lors de la conception. Ces dispositions relèvent d'une étude détaillée des techniques de réhabilitation. Selon les cas, les modes ou les moyens de confortement seront différents. La technique couramment utilisée est l'ajout des éléments de structure pour résister partiellement ou totalement aux efforts sismiques, laissant l'ancienne structure reprendre la part dont elle est capable.

L'incorporation de nouveaux éléments de structures dans un ouvrage existant change considérablement son comportement dynamique durant un séisme, et il y a une nouvelle redistribution des efforts horizontaux entre les éléments résistants aux forces latérales. Donc il est très important que les conditions les plus favorables soient réunies :

- En évitant des grandes concentrations de forces dans les éléments de faible résistance et ou de faible ductilité ;
- En améliorant la distribution des efforts horizontaux en réduisant les effets de torsion et des irrégularités ;
- En donnant des résistances adéquates aux liaisons entre la structure existante et les nouveaux éléments incorporés.

Le but principal d'un confortement parasismique est d'éliminer les points faibles qui pénalisent le plus le comportement sismique.

3.2. Confortement des structures

3.2.1. La réparation

La réparation d'une construction est une opération qui consiste à lui restituer, par des travaux appropriés, un niveau de service perdu.

La baisse du niveau de service peut résulter de toutes sorte de causes ; les plus fréquentes sont: la dégradation progressive des propriétés des matériaux (agression atmosphériques, modification des propriétés des matériaux), utilisation intensive (effet de la répétition des charges) voire abusive (utilisation au-delà des charges prévue) et les accidents.

3.2.2. Le renforcement

Le renforcement est une opération qui consiste à augmenter le niveau de service (ductilité, la résistance) d'une construction pour permettre son utilisation dans des conditions non prévues à l'origine ou de lui procurer une protection suffisante contre des sollicitations dont il n'a pas été tenu compte dans les calculs.

Les techniques de renforcement sont très variées. Selon le mode d'intervention, on peut les subdiviser en deux classes principales:

- Renforcement par additions de nouveaux éléments
 - Portique à l'intérieur d'une structure en portique ;
 - Voiles à l'intérieur d'une structure en portiques ou en voiles ;
 - Palées triangulées en charpente métallique à l'intérieur d'une structure.
- Augmentation des sections et confinement: Gainage.

Le choix du type, du nombre et des dimensions des éléments ajoutés, dépend des particularités de la structure existante et de son usage. La nouvelle structure doit être conçue et analysée en fonction de ces données. Cependant, la structure existante et les éléments de renforcements doivent être compatibles et capables de se déformer sans rupture lors d'un séisme futur.

Le but de la réparation des éléments endommagés de la structure est d'atteindre la capacité de résistance initiale. Le renforcement consiste à augmenter la capacité (résistance, ductilité et rigidité) de la structure pour atteindre un niveau plus élevé.

3.3. Stratégies de confortement

La stratégie de réhabilitation est la démarche à suivre suivant laquelle on définit le mode d'intervention. Deux grandes familles de démarches sont possibles. La première consiste à améliorer le comportement dynamique de l'ouvrage pour réduire l'intensité des charges sismiques auxquelles l'ouvrage pourrait être exposé et la deuxième à améliorer le niveau de performance de l'ouvrage.

3.3.1. Amélioration du comportement dynamique des structures

Un comportement spécifique peut être exigé, dans le but d'assurer la stabilité de l'ouvrage ou de préserver l'intégrité de certains éléments :

- Aucun dommage acceptable : concerne les ouvrages à grande importance ;
- Intégrité des éléments à préserver : dans le but de limiter les dommages pour les ouvrages de moins importance.

● Les démarches possibles

L'amélioration du comportement dynamique de l'ouvrage réduit l'intensité des charges sismiques auxquelles l'ouvrage pourrait être exposé. La réduction peut porter sur les actions sismiques d'ensemble ou sur des actions locales. Différentes démarches sont possibles

- Réduction des masses et l'accroissement de la rigidité ;
- Recherche de non-résonance ;
- Limitation de la torsion d'ensemble ;
- Prévenir l'entrechoquement ;
- La réduction du facteur d'importance lié à la classe d'ouvrage permet ainsi une réduction des forces sismiques à prendre en compte pour la vérification de l'ouvrage, par exemple en déclassant un bâtiment dans une classe d'ouvrages inférieure.

3.3.2. Améliorer le niveau de performance des structures

● Le niveau de performance des structures

Le niveau de performance pour un bâtiment pendant le tremblement de terre est mesuré par la nature et l'ampleur des pertes potentielles, en fonction des différents degrés des dommages que peuvent subir les constructions. Cependant, l'objectif d'un niveau de performance est de définir un état de dommage du bâtiment pour un séisme de conception donné.

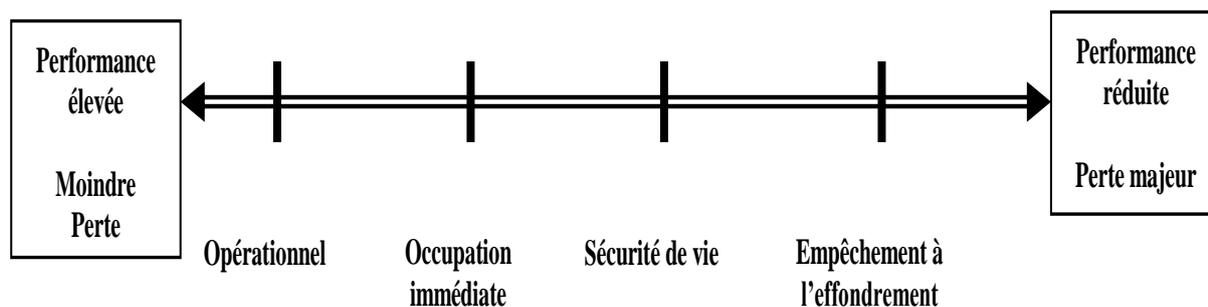


Figure 3.1 : Représentation schématique du niveau de performance en fonction des dommages (FEMA273)

Les dommages causés par un séisme peuvent être résumés comme suit :

- **Complètement opérationnel "O : Opérationnel "** : Le bâtiment reste opérationnel et les dommages sont négligeables ;
- **Occupation immédiate " IO : Immédiate occupancy "** : Le bâtiment reste sûr dans ses fonctions et les dommages enregistrés sont non structurels et mineurs ;
- **Sécurité de vie humaine "LS : Life Safe"** : Présence de quelques dommages structurels localisés dans le bâtiment, la structure reste stable et possède une réserve de capacité, mais nécessite un renforcement ;
- **Non effondrement " CP : Collapse Prévention "** : Un état du dommage très étendu, mais le bâtiment ne s'effondre pas.

Une classification a été établie par l'organisme de contrôle technique des constructions Algérien (C.T.C.) en fonction de pourcentage des dommages :

- **Vert 1 " V1 "** 0% - 25% : dégâts négligeables à légers (aucun dégât structural, légers dégâts non structurels) ;
- **Vert 2 " V2 "** 25% - 50% : dégâts modérés (dégâts structurels légers, dégâts non structurels modérés) ;
- **Orange 3 " O3 "** 50% - 75% : dégâts sensibles à importants (dégâts structurels modérés, dégâts non structurels importants) ;
- **Orange 4 " O4 "** 75% - 99 % : dégâts très importants (dégâts structurels importants, dégâts non structurels très importants) ;
- **Rouge 5 " O5 "** 99 % : destructions (dégâts structurels très importants effondrement total ou partiel du bâtiment).

Les niveaux de performances ainsi définis, peuvent être représentés sur une courbe de capacité de la structure obtenue par une analyse Push-over (voir Figure 3.3).

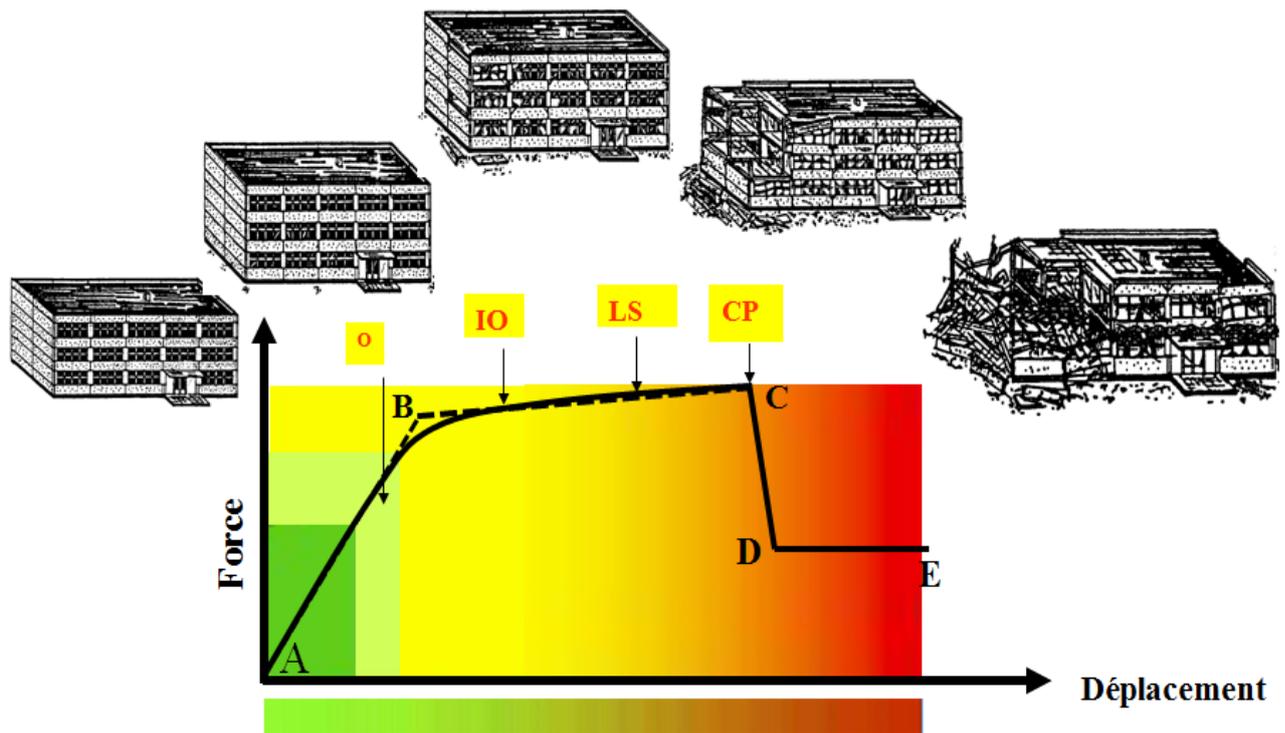


Figure 3.2 : Représentation du niveau de performance sur la courbe de capacité

● Les démarches possibles

Différentes stratégies permettant d'améliorer le niveau de performance d'un bâtiment. L'amélioration du niveau de performances est souvent identifiée si on a :

- évité les ruptures fragiles;
- Augmenté la résistance globale et ou locale;
- Amélioré la ductilité.

3.4. Performances recherchées après le confortement parasismique

Le confortement d'une structure face aux actions dynamiques des séismes présente certaines particularités par rapport aux méthodes appliquées lors des travaux usuels de confortement pour des charges statiques.

Toute intervention parasismique devrait tenir compte le mieux possible de l'interdépendance entre les trois propriétés des structures porteuses que sont la *rigidité*, la *résistance ultime* et la *capacité de déformation*.

Le comportement de la structure porteuse avant et après confortement est illustré à l'aide de la courbe de capacité (A l'aide d'un calcul de type Pushover, on peut connaître le comportement réel, en tenant compte de la non linéarité des matériaux et du chargement réel du bâtiment), ce qui permet de comparer la capacité de déformation du bâtiment avec la demande en déformation due à l'action sismique.

3.4.1. Amélioration de la régularité du bâtiment

Dans certains cas, la forme des bâtiments ou la répartition des contreventements les rend particulièrement vulnérables, ce qui est le cas des bâtiments ne respectant pas les principes de la conception parasismique.

Tout confortement parasismique doit viser à mieux répartir la rigidité, la résistance ultime et la masse de la structure porteuse, en plan comme en élévation. Il est donc plus important d'examiner soigneusement les possibilités d'améliorer la régularité des bâtiments.

3.4.2. Réduction des actions sismiques par diminution de la masse

La diminution de la masse d'un bâtiment réduit les forces d'inertie et, ainsi, les sollicitations sismiques. Techniquement, ce résultat peut être obtenu. De manière générale, la plus grande contribution à la masse d'un bâtiment vient généralement des planchers. On peut parfois la réduire en diminuant la charge d'exploitation et en allégeant la structure. Néanmoins dans bien des cas, les opérations de confortement ont tendance à alourdir la structure, ne serait-ce qu'à privilégier les solutions légères (béton léger, structures métalliques, composites), notamment lorsqu'on remplace des éléments non porteurs.

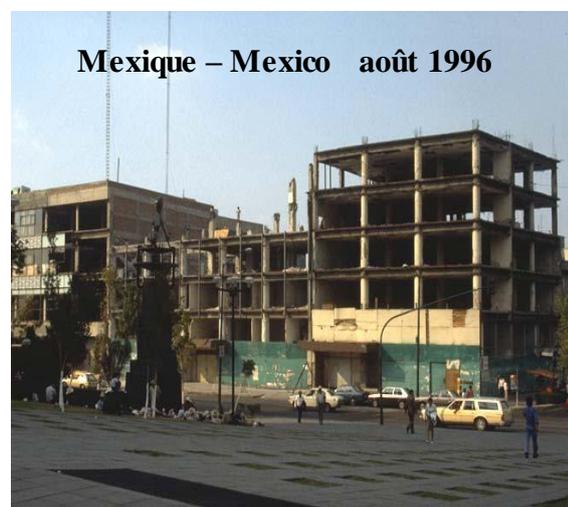
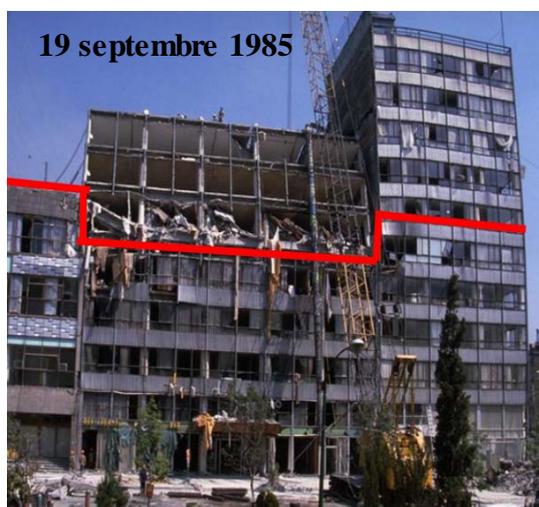
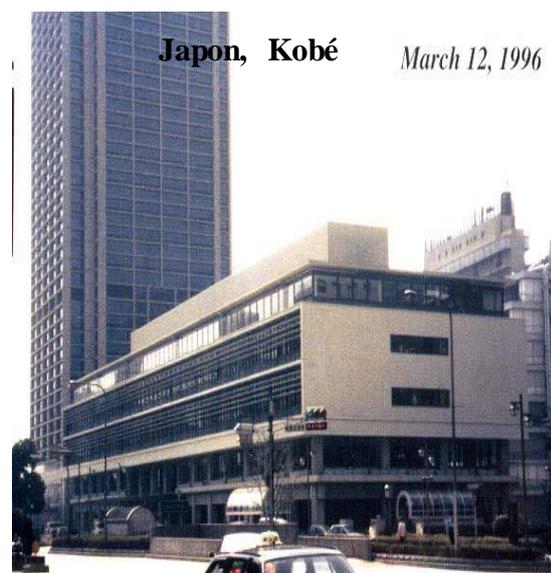
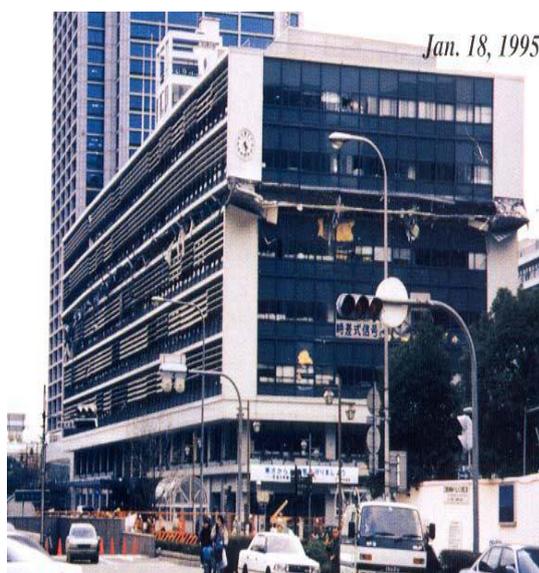
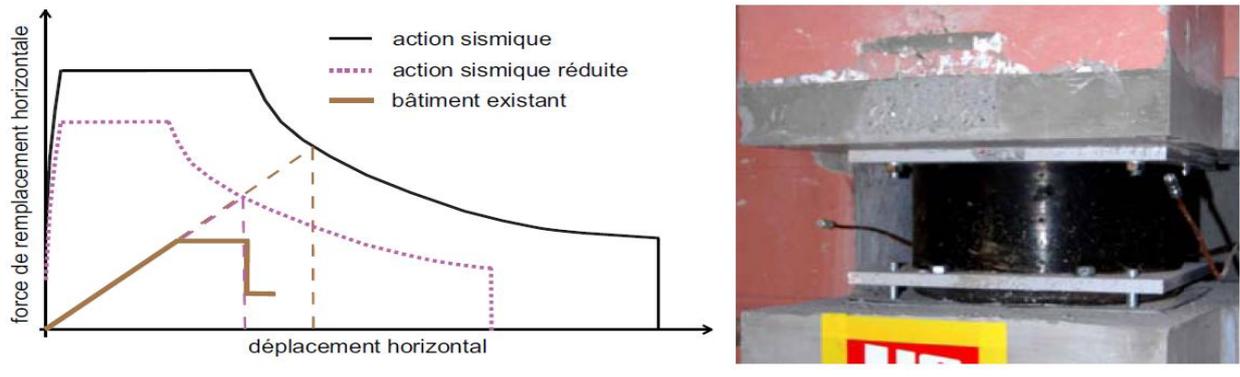


Photo 3.1 : différents cas de confortement pour la stratégie « réduire les masses » [9]

3.4.3. Réduire les actions sismiques par amortissement

L'augmentation de l'amortissement génère une réduction de l'action sismique (figure 3.5). Ce résultat peut être obtenu en ajoutant des éléments amortisseurs. Lorsque l'isolation sismique est assurée par des appuis sismiques souples horizontalement et à haut pouvoir amortisseur.

Figure 3.3 : Courbes de capacité pour la stratégie «réduire les actions sismiques par amortissement » : *En augmentant l'amortissement, on réduira les actions sismiques jusqu'à ce que la capacité de déformation du bâtiment existant soit suffisante. [10]*



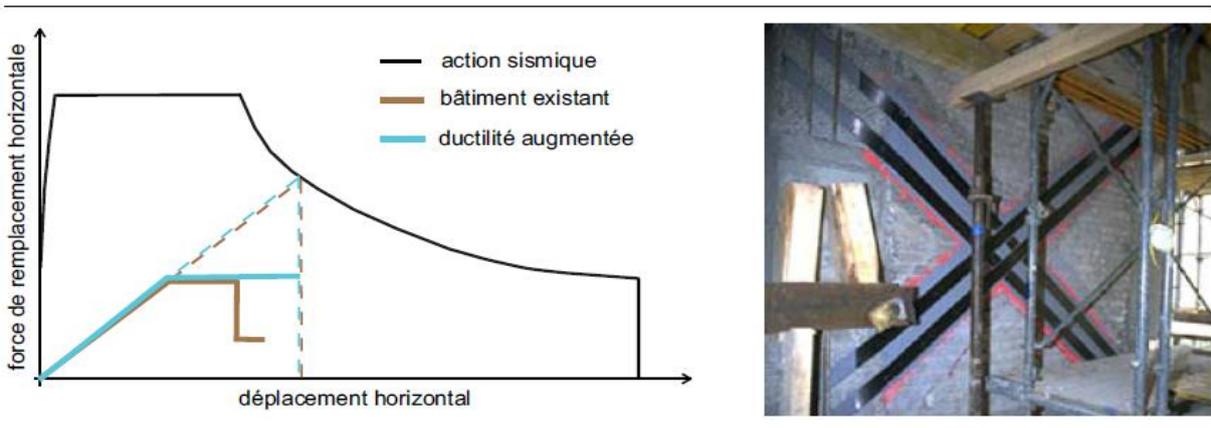
3.4.4. Améliorer la ductilité de la structure

La ductilité est la capacité de déformation plastique au-delà de la limite élastique. Les éléments structuraux avec un comportement fragile, dont la rupture est soudaine avec une faible dissipation d'énergie, peuvent être rendus beaucoup plus ductiles. Il s'agit de procurer au bâtiment une plus grande déformabilité avant rupture.

La figure 3.6 présente à titre d'exemple une paroi en maçonnerie d'un centre commercial zurichois (Suisse) qui a été confortée par l'application de lamelles en fibres de carbone dans le but de la rendre beaucoup plus ductiles. Sans forcément augmenter le niveau des efforts qu'il peut supporter.

Figure 3.4 : Courbes de capacité pour la stratégie «augmenter la ductilité»

L'augmentation de la ductilité accroît la capacité de déformation plastique, rallongeant ainsi la partie horizontale de la courbe de capacité. [10]



3.4.5. Améliorer la résistance

- **Améliorer la résistance globale**

Le but est d'atteindre un niveau sismique plus important. On y parvient en renforçant ou en ajoutant des éléments de contreventement. La raideur globale du bâtiment s'en trouve alors augmentée. En conséquence, pour un même niveau de déformation, la structure est capable de reprendre un effort plus important. Il faut alors absolument vérifier que les diaphragmes horizontaux et les fondations sont capables de reprendre ces efforts majorés. La modification du système de contreventement entraîne une redistribution des efforts et nécessite par conséquent un nouveau calcul de la structure, dans son état modifié.

- **Améliorer la résistance locale**

- **Amélioration de la résistance des structures ductiles**

- **Amélioration de la résistance des structures non ductiles**

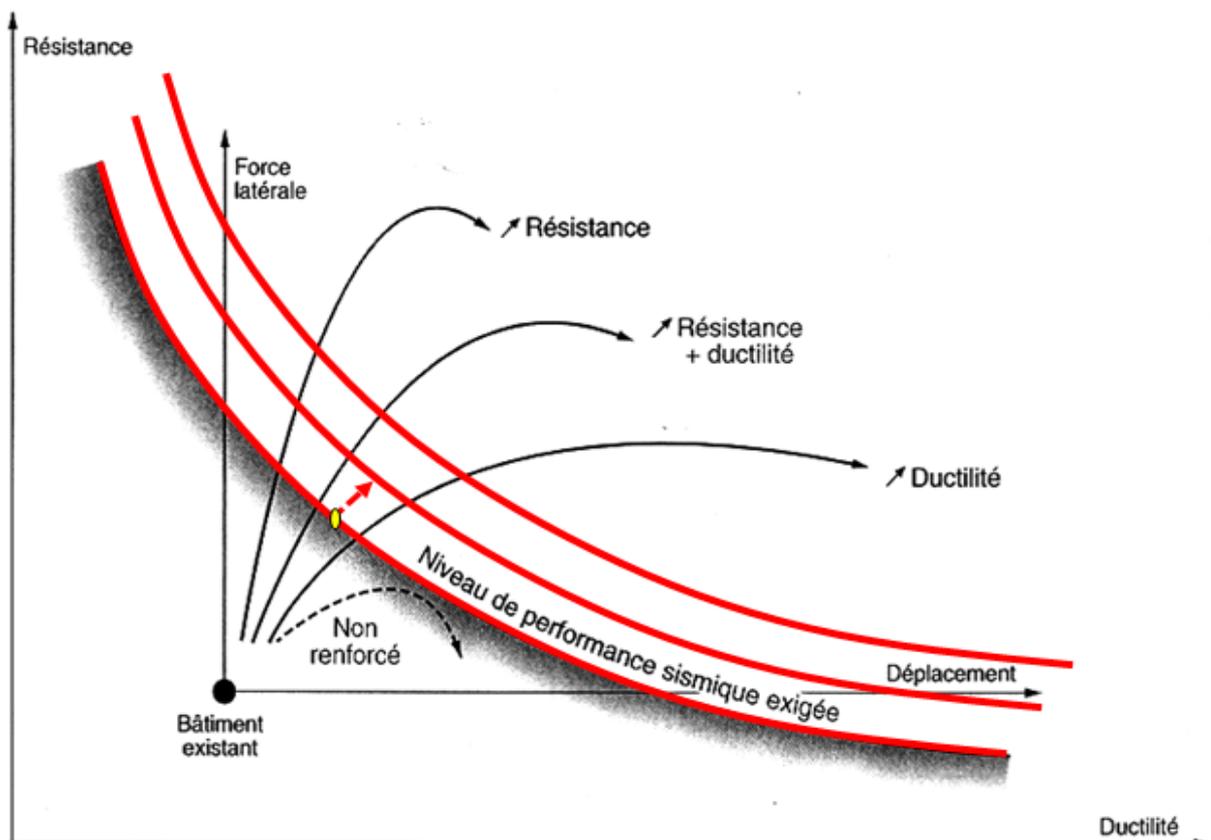


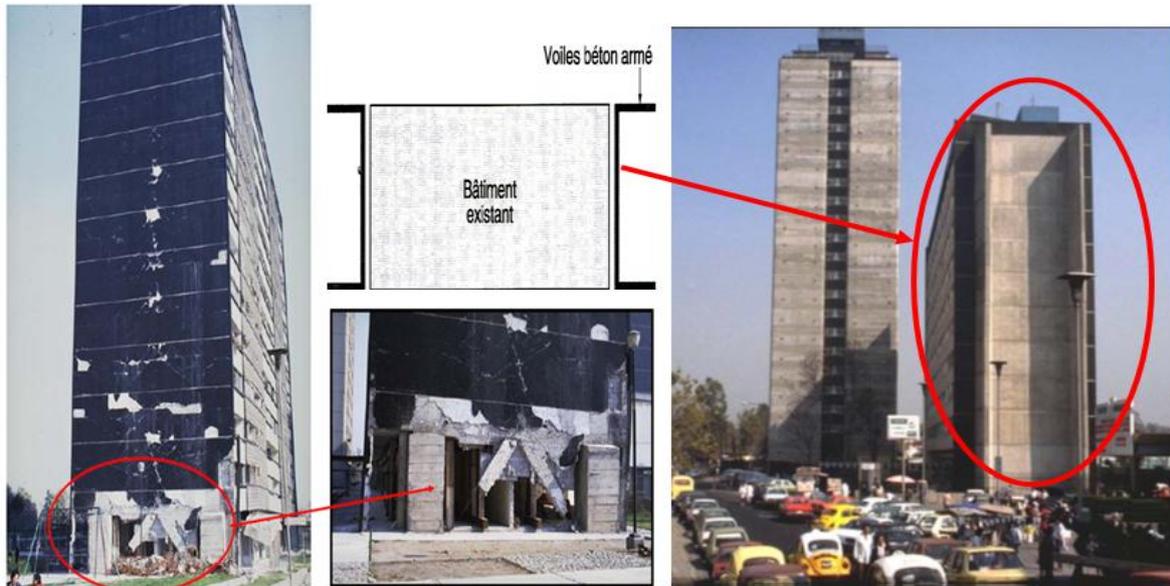
Figure 3.5 : Possibilité de confortement d'une structure vulnérable [9]

3.5. Techniques de confortement parasismiques des structures par addition

3.5.1. Renforcement à l'aide d'un contrefort extérieur

Cette technique consiste à réaliser une nouvelle structure ou une partie de structure à l'extérieur du bâtiment existante à renforcer; sans bloquer l'occupation de ce dernier.

La structure existante reprend une partie des sollicitations, l'autre partie est reprise par la structure nouvellement construite.



Mexique – Mexico 19 septembre 1985 / 1996

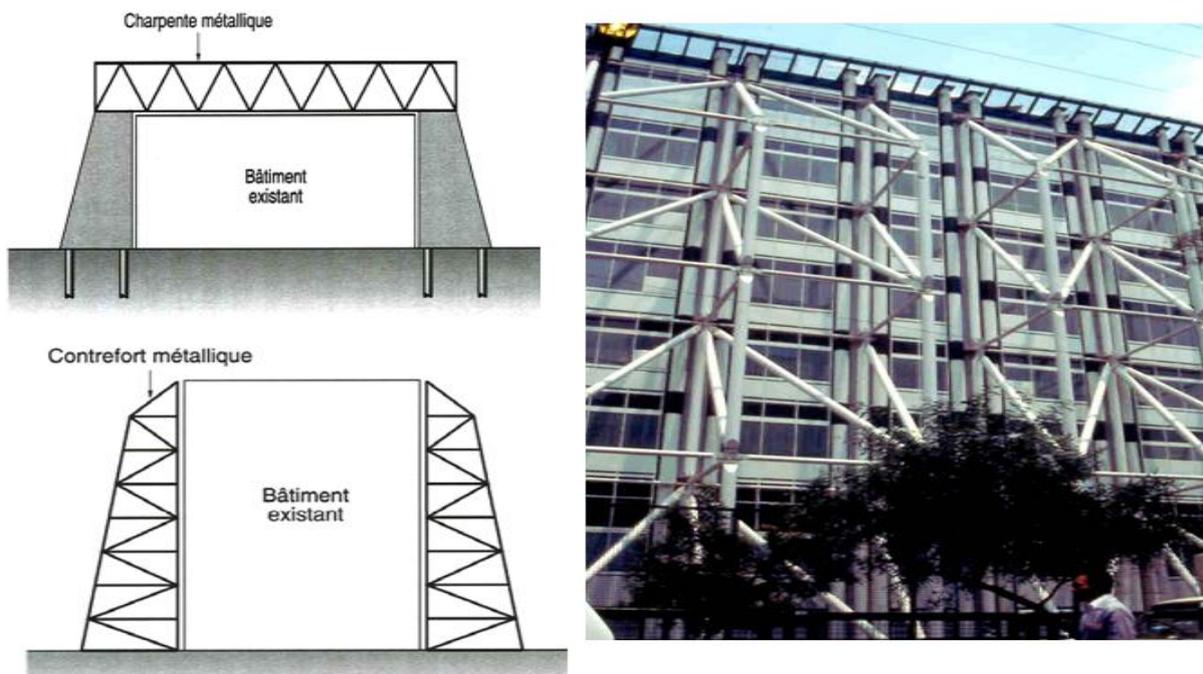


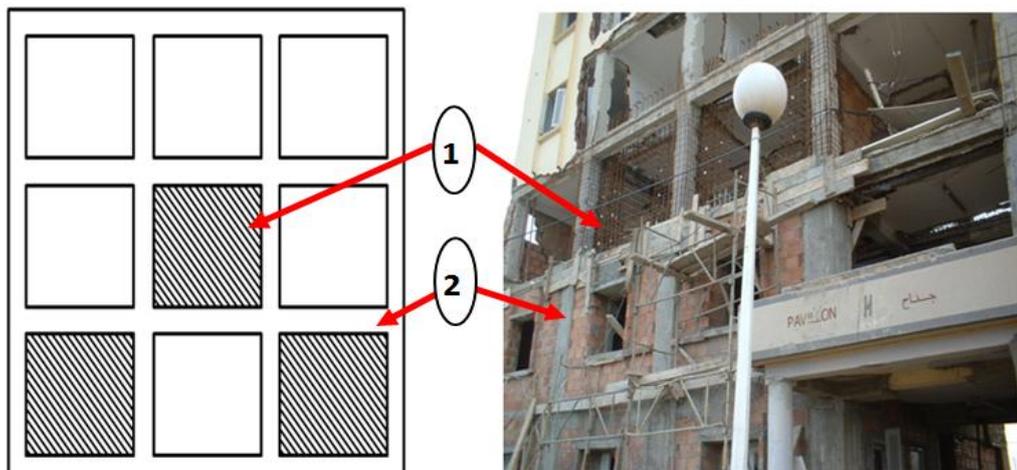
Photo 3.2 : Renforcement d'une structure à l'aide d'un contrefort extérieure [9]

L'utilisation des contreforts à l'extérieur constitue la solution la plus judicieuse dans des cas bien précis :

- Occupation du bâtiment existant (hôpitaux, industrie, etc.) limitant ou interdisant tout renforcement à l'intérieur;
- Extensions des bâtiments existants par juxtaposition sans joint ;
- Surélévation importante nécessitant une structure de reprise sur toute la hauteur du bâtiment.

3.5.1. Renforcement par un panneau de remplissage

Il s'agit d'un renforcement localisé des structures à ossatures en portiques ou murs porteurs, avec des éléments de panneaux en béton armé ou des blocs en béton. Ces éléments peuvent être facilement insérés dans les cadres formés par les portiques.



(1) Panneau ajouté

(2) cadre poteau-poutre existant

Photo 3.3 : Renforcement d'une structure à l'aide d'un panneau de remplissage [6]

L'insertion des panneaux dans les cadres constitue une technique efficace pour amortir le mouvement de ces derniers en cas d'une excitation sismique. L'avantage de cette méthode est la possibilité de placer les panneaux de manière discontinue en élévation, après un séisme on peut remplacer ou changer sa position.

3.5.2. Renforcement par un treillis métallique

Quand de larges ouvertures sont nécessaires, il est possible de renforcer une structure existante par des palées triangulées ou des éléments en treillis. On les prévoit d'une manière continue sur la hauteur de la structure ou d'une manière discrète.

Cette technique consiste à réaliser un contreventement fonctionnant uniquement par la mise en évidence des efforts normaux, au lieu de la flexion et du cisaillement.



Photo 3.4 : Renforcement d'une structure par un treillis métallique [9]

Cette technique permet de renforcer les structures existantes dans une durée très courte, il suffit de placer les treillis dans les zones où la concentration des efforts est prévue. Par la suite, le remplacement des éléments endommagés est possible. Cependant, si on opte pour cette méthode, il faut accorder une attention particulière à la liaison poutre - poteau qui subira des efforts de cisaillement dus à l'introduction des éléments travaillant sous l'action des forces axiales.

3.5.3. Renforcement par voiles en béton armé

L'intervention des voiles en béton armé se fait sur toute la hauteur ou sur les niveaux inférieurs, à l'intérieur ou à l'extérieur du bâtiment.

Le renforcement par voile en béton armé est la technique la plus utilisée en Algérie, ceci est dû à l'efficacité du système de contreventement pour la reprise des efforts résultant d'une action sismique. En plus la réalisation des voiles pour la reprise est une opération relativement simple et non coûteuse. La bonne disposition de refends réduit considérablement les effets de torsion de l'ensemble de la structure même si celle-ci présente une forme irrégulière.



Photo 3.5 : Renforcement d'une structure à l'aide d'une nouvelle structure [6]

3.5.4. Renforcement des éléments structuraux

Un élément structural (poteau, poutre, voile) endommagé ou mal dimensionné peut être réparé et /ou rigidifié suivant qu'on veut améliorer ou pas la résistance de la structure aux efforts sismiques. Elle se peut être réparé /renforcé par injection ou gainage.

3.5.4.1. Injection

C'est une opération qui consiste à faire pénétrer dans les fissures un produit susceptible de créer une liaison mécanique et /ou une étanchéité entre les parties disjointes.

3.5.4.2. Gainage

La technique de gainage permet d'augmenter la capacité portante d'une section en compression ou en flexion, cette amélioration est fonction des caractéristiques géométriques et mécaniques de la gaine. Le béton de la gaine doit être conforme essentiellement aux critères suivants :

- La résistance de nouveau matériau ne doit pas être inférieure à celles de l'ancien matériau et que ne soient pas différentes;
- Les aciers de la gaine doivent être ancrés dans l'ancien matériau;
- L'épaisseur de la gaine doit être suffisante afin de permettre le coulage du béton.

Il existe deux types de gainage : gainage en béton armé et métallique.

• Gainage métallique

Le gainage métallique consiste à enfermer l'élément dans une cage ou tube métallique, cette technique est notamment utilisée avec l'injection quand il y a des écrasements locaux du béton aux niveaux des fissures;

• Gainage en béton armé

Dépendant de l'espace libre autour l'élément, le gainage peut être réalisé sur une, deux, trois ou quatre faces de la section .Le gainage en béton armé peut être associé à un renforcement de la structure.

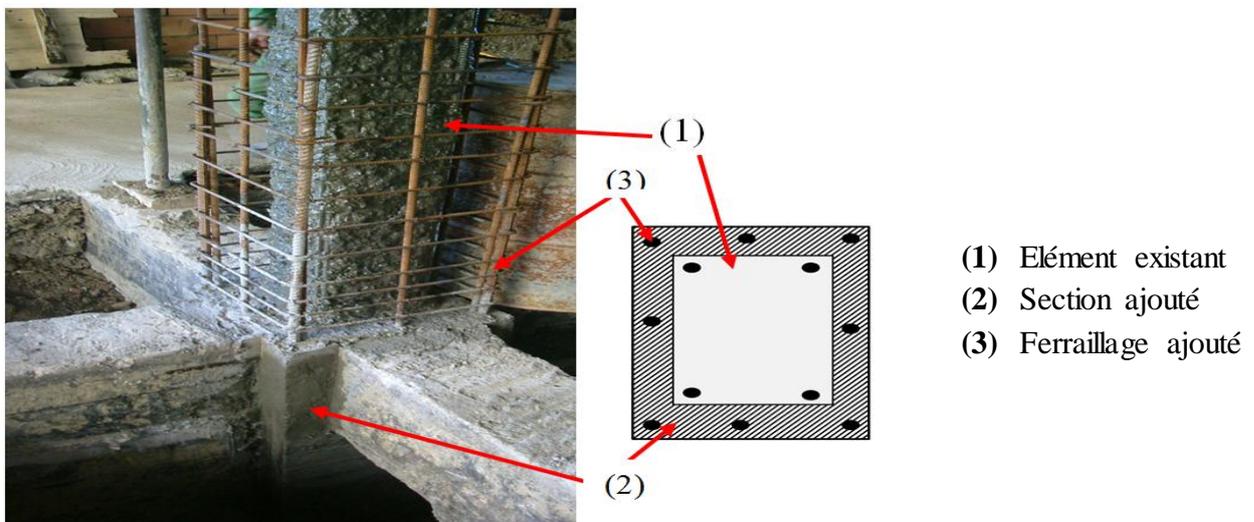


Photo 3.6 : Renforcement d'un poteau par gainage [6]

3.5.4.3. Renforcement par fibre des poteaux et des poutres

Technique récente dont les applications dans le bâtiment sont à développer; ces fibres sont disponibles sous divers formats : tissu, treillis, plaque

1) Caractéristiques mécaniques visé

- Améliorer la ductilité du poteau (poutre) ou de l'ensemble de la structure en confinant le béton dans les zones critiques;
- Augmentation de résistance locale en flexion et au cisaillement;
- Les fibres empêchent également les armatures de flamber;

2) Avantage et inconvénient

- Avantages : travaux légers, renforcement local, diversité des matériaux et de la mise en œuvre;
- Inconvénients : mise en œuvre spécialisée, coût, qualité techniques à confirmer et nécessite la dépose du revêtement mural.

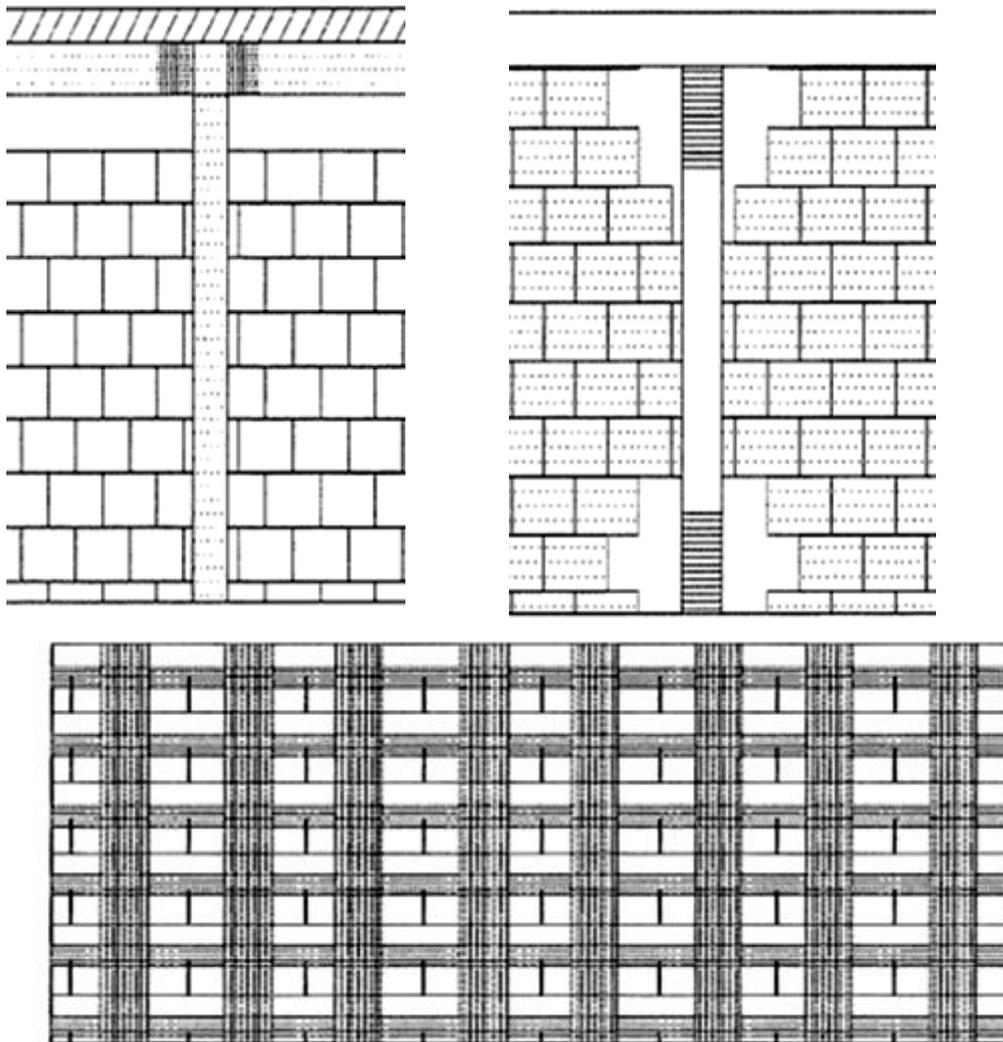


Figure 3.9 : Renforcement par fibres (a) des poteaux (b) des poutres (c) des murs

Conclusion

Comme il a été illustré dans ce chapitre, Le confortement des ouvrages endommagés constituent assurément l'un des problèmes les plus délicats que rencontre actuellement le domaine de la construction dans notre pays, notamment ceux engagés dans la reconstruction de la région de Boumerdes consécutivement au séisme 23 mai 2003.

Le confortement parasismique d'un ouvrage a pour but d'améliorer sa tenue au séisme. Différentes stratégies sont applicables à cet effet. Le choix d'une solution précise tient compte surtout des critères d'économie et des moyens de réalisation dont dispose l'entreprise retenue à cet effet.

Le choix des mesures de confortement optimales implique de bien comprendre le comportement dynamique de l'ouvrage et de coordonner le confortement avec son affectation.

CHAPITRE 4

Choix du bâtiment pris comme exemple

**Cas "Cité des 1200 logements "
Suite au séisme de 21 mai 2003 Zemmouri,
Boumerdes, ALGERIE**

L'étude concerne le confortement d'une structure type de la "cité des 1200 logements" à usage d'habitation, en structure portiques auto-stables en béton armé, situé à Boumerdes, Endommagée suite au séisme de 23 mai 2003 Zemmouri, Boumerdes, ALGERIE.

La cité objet de cette étude a été construite dans les années 1975-1980 sans aucune norme parasismique. Le choix de ce type d'ouvrages pour l'étude se fait car ces derniers forment la plus importante catégorie en nombre de bâtiments pour les villes Algériennes.

L'étude du comportement sismique du bâtiment sujet de notre étude, se décompose en deux phases, Dans la 1^{ère} phase, une analyse classique est menée conformément au nouveau code en vigueur (R.P.A99/2003). Dans une deuxième phase, une analyse statique non linéaire sera effectuée, on établit la courbe de fragilité par la méthode Pushover pour le cas initial, ainsi pour le deuxième cas de structure confortée.

4.1. Typologie des bâtiments visés

L'Algérie ne s'est dotée d'un règlement parasismique que depuis l'année 198, ce qui veut dire que la majorité des villes sont développées en ignorance totale des risques sismiques et n'a fait pas l'objet d'aucun calcul sismique. Les bâtiments d'habitation, les équipements publics, les bâtiments liés à l'activité tertiaire, les bâtiments industriels sont , soit mal conçus, soit mal dimensionnés ou pas du tout calculés au séisme, et de ce fait ne possèdent pas la résistance nécessaire aux séismes et pourraient sérieusement compromettre la sécurité des personnes lors de phénomènes sismiques futurs.

L'objectif de cette partie est d'établir une vue d'ensemble du parc de bâtiments concernés pour la période de construction visée. Il s'agit donc d'une typologie établie à partir de critères structurels significatifs pour le comportement au séisme du bâtiment. On se limitera néanmoins à des critères qui peuvent être appréhendés simplement par un constat visuel du bâtiment.

A partir de cette typologie, on pourra ensuite définir un bâtiment type, représentatif du bâti visé, qui servira à illustrer les méthodes d'évaluation de la capacité de résistante et les techniques de renforcements peuvent être utilisées.

4.1.1. Limite de la typologie

Un certain nombre de critères importants pour déterminer la résistance d'un bâtiment à un séisme ne peuvent être pris en compte directement dans cette typologie à cause de leur caractère local. On ne traitera pas de l'effet d'ilot pour des bâtiments mitoyens; L'interaction sol/structure "les constructions raides sur sol raide (rocher) ou les constructions souples sur sol souples (remblais, argiles) "; de même les fortes pentes et le risque de glissement de terrain. Ces cas particuliers impliquent des investigations spéciales.

4.1.2. Critères retenus

On distinguera principalement un type de structure en béton armé, réellement représentatif du bâti résidentiel pour la période de construction visée, le système structurel en portique auto-stable avec des planchers en corps creux.

4.1.3. Choix du bâtiment pris comme exemple

L'étude concerne le confortement d'une structure de la "cité des 1200 logements" à usage habitation, en structure portiques auto-stables en béton armé, située à Boumerdes. La cité objet de cette étude a été construite dans les années 1975-1980 sans aucune norme parasismique. Ce choix est guidé par les considérations suivantes

- Le bâtiment sélectionné peut être considéré comme largement représentatif du parc construit avant l'apparition de la norme parasismique ou les modifications de l'aléa sismique;
- Les plans architecturaux sont disponibles.

4.2. Considérations générales

Contrairement aux bâtiments neufs, pour lesquels le dimensionnement est connu, dans le cas des bâtiments existants, la collecte d'informations précises et détaillées est souvent difficile. Néanmoins, la précision des méthodes d'évaluation de la capacité résistante d'un bâtiment donné dépend très fortement de la précision de ces données d'entrées.

- L'âge d'un bâtiment permet d'apprécier, dans une certaine mesure, les techniques et le dimensionnement qui ont été utilisés pour sa construction (la conception du bâtiment est conforme à un règlement identifié);
- Dans le cas où les plans d'armatures sont disponibles, on s'assurera de leur conformité avec le bâtiment réel par quelques sondages bien choisis. Dans la plus part des cas, l'absence du plan d'armatures nécessite une reconstitution des plans de ferrailage;
- Au vue de l'importance des caractéristiques mécaniques des matériaux dans l'évaluation de la capacité résistante, il est souhaitable de s'assurer de la validité des valeurs retenues. Il est alors nécessaire d'effectuer quelques tests (compression du béton, traction de l'acier) sur des échantillons représentatifs ; Dans le cas ou de tels essais ne seraient pas réalisés, des valeurs indicatives sont fournies pour pallier le manque de données.

4.3. Représentation du bâtiment visé

La cité objet de cette étude est située dans la ville de Boumerdes "cité des 1200 logements", environ de 50 Km à l'est d'Alger. Elle a été construite dans les années 1975-1980 sans aucune norme parasismique.

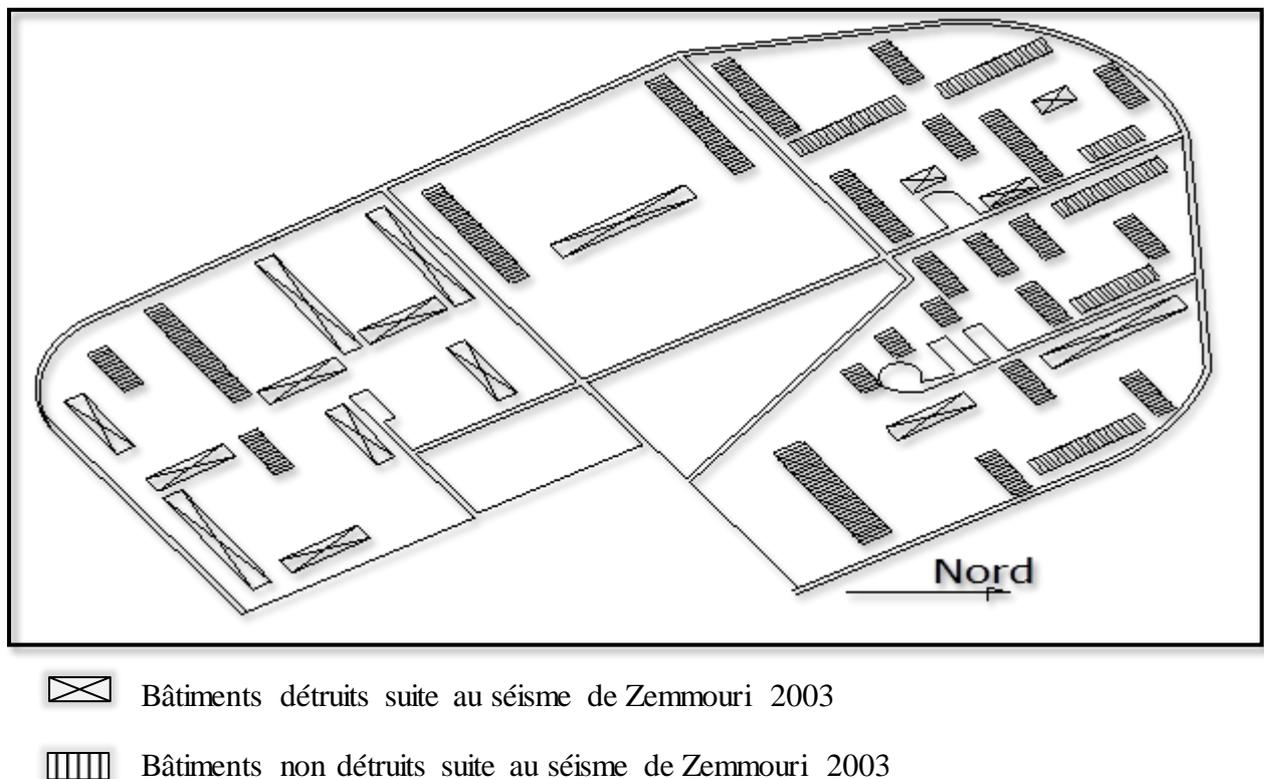


Figure4.1 : Distribution des bâtiments détruits dans la " cité des 1200 logements" suite au séisme de Zemmouri 2003 [6]

Le bâtiment concerné par cette étude se situe à la "cité des 1200 logements". Il s'agit d'un bâtiment à usage habitation, se compose de cinq niveaux (R.D.C + 4 étages).

Le système structural est en portiques auto-stables en béton armé de hauteur total de 15,3m, les dimensions en plans du bâtiment sont 17,95m x 12,00m.

Les dimensions des éléments porteurs sont de (20 x 40) cm pour les poteaux de rive, (20 x 50) cm pour les poteaux centraux et (20 x 40) cm pour les poutres. La maçonnerie externe est réalisée en deux panneaux de briques dans le plan des portiques

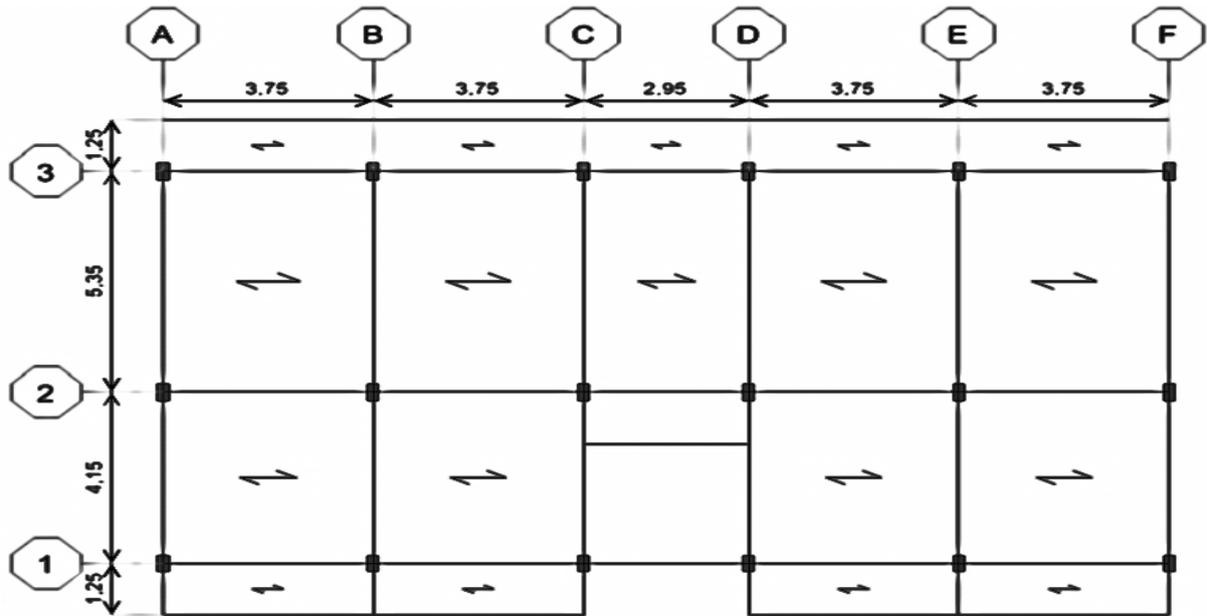


Figure 4.2 : Vue en plan du bâtiment visé



Photo 4.1 : Perspective réelle du bâtiment visé

4.4. Problématique du bâtiment visé

Une expertise du bâtiment a été menée afin de relever les dommages suite au séisme de Zemmouri, 2003. Cette expertise a permis d'énumérer les dommages suivants; dont la majorité est concentrée dans les niveaux inférieurs :

- Eclatement de la maçonnerie du premier niveau;
- Poteaux peu résistants au cisaillement (insuffisance de confinement);
- Assemblages poutre- poteau peu résistants au cisaillement;
- Poteaux courts.



Déplacement maximal en R.D.C



Effondrement total du R.D.C



Eclatement des panneaux de maçonnerie



cisaillement du poteau et l'absence du confinement



Rotules plastique dans les poteaux (nœud supérieur et inférieur)

Photo 4.2 : Pathologie observés sur le bâtiment visé suite au séisme de Zemmouri 2003

4.5. Démarche et contenu de l'étude

4.5.1. Analyse classique de la structure existante [11]

Dans une 1ere phase, une analyse élastique est menée conformément au nouveau code en vigueur (R.P.A99/2003). Il s'agit de vérifications classiques, utilisées pour les constructions neuves :

- Le coffrage des éléments porteurs : poteaux, poutres;
- La période fondamentale de la structure et la participation massique;
- L'effort tranchant à la base, Les déplacements inter-étages, effet P- Δ .

4.5.2. Analyse non linéaire de la structure confortée

Dans une deuxième phase, une analyse dynamique non linéaire sera effectué. On établit la courbe de fragilité par la méthode Pushover pour le cas initial (structure sans confortement) ainsi que pour le deuxième cas structure confortée.

4.6. Analyse statique non linéaire de la structure (Pushover)

L'analyse statique non linéaire ou l'analyse Pushover est un outil utilisé pour l'évaluation de la performance sismique des bâtis existants, et des nouvelles structures. Les charges purement horizontales, dans la structure, sont incrémentées suivant un certain schéma prédéfini, jusqu'à l'atteinte d'un état d'endommagement plastique considéré comme représentant la limite de ce qui est acceptable pour la sécurité. [12]

L'analyse Pushover a été développée dans les vingt ans passés et est devenue le procédé d'analyse préféré pour la conception et l'évaluation des performances sismiques puisque il est relativement simple et considère le comportement post élastique des structures. Cependant, le procédé implique certaines approximations et simplifications qu'on s'attend à ce que toujours

une certaine quantité d'exactitude existe dans les prévisions de demande sismique. Freeman (Freeman, 1975) a initialement utilisé l'analyse Pushover dans sa méthode de spectre de capacité " Capacity Spectrum Method, CSM" développée par la suite. Sasaki et al. (1998) reconduisent l'approche de base (CSM) pour tenir compte des effets des modes les plus élevés. Des modèles de charges latérales basés sur une analyse modale ont été employés pour reproduire une série de courbes Pushover. [13]

Le terme "Pushover" provient de ce que le fondement de la méthode consiste à établir une courbe effort-déplacement unique pour caractériser le comportement de la structure en la poussant, de plus en plus intensément, jusqu'à ce qu'elle atteigne son déplacement maximal (Chopra et al., 2002 ; Betbeder-Matibet, 2003). La Figure 4.3 montre sous forme graphique la procédure de cette analyse. La charge latérale (effort tranchant à la base) est représentée en fonction du déplacement (généralement au niveau du sommet). Cette courbe de capacité indique le comportement de la structure face à n'importe quelle sollicitation horizontale, indépendamment de son intensité. Bien évidemment, le déplacement de la structure augmente avec la force, jusqu'au moment où celle-ci perd complètement sa capacité de résistance. [14]

Plusieurs niveaux d'endommagement (I, II, III, IV) peuvent être distingués à travers cette représentation graphique (Figure 4.3). Le premier niveau (I) correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien l'absence d'endommagement). Le deuxième niveau d'endommagement (II) correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais un endommagement mineur est susceptible de se développer. Le troisième niveau (III) représente un état d'endommagement avancé, caractérise une sécurité réduite de la structure, sa stabilité étant en danger. Au-delà de ce niveau, la structure, fortement dégradée et susceptible d'atteindre sa ruine (niveau IV). [13]

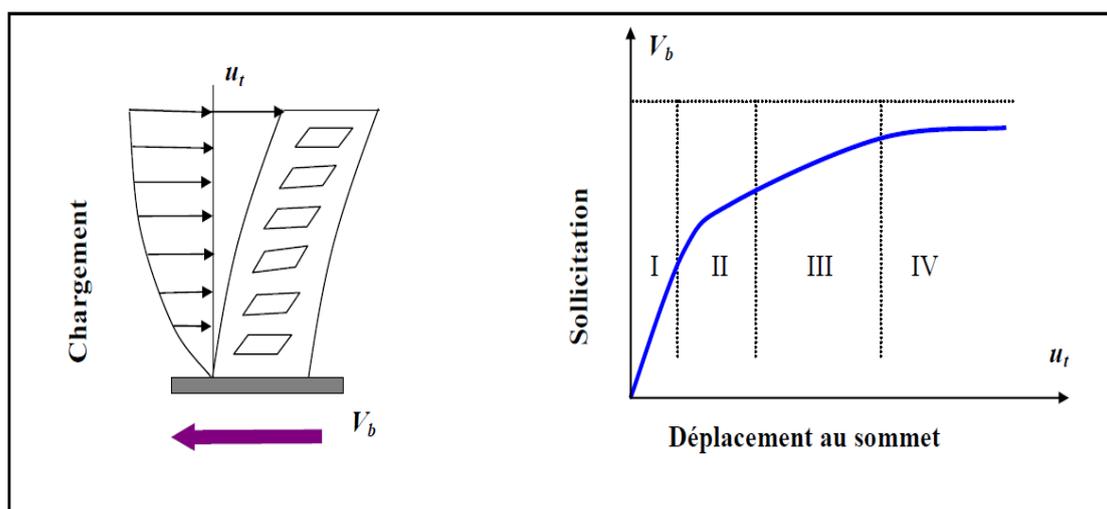


Figure 4.3 : Signification physique de la courbe Pushover [13]

Conclusion

Cette procédure servira d'une part pour l'analyse du comportement non- linéaire d'une structure soumise à une action sismique, et d'autre part pour le calcul de la probabilité d'endommagement associée à différents niveaux de dommages à travers l'établissement de la courbe de capacité des structures. Cette méthode d'analyse doit être capable de prédire de façon réaliste la réponse d'une structure susceptible d'avoir un comportement non-linéaire pendant un séisme, exprimé en termes de forces et de déplacements.

L'objectif de l'analyse Pushover est d'évaluer la performance de la structure à travers l'estimation des efforts et des déplacements susceptibles d'être atteints sous l'action d'un séisme. Il y a plusieurs critères qui affectent la précision de l'analyse, dont le déplacement cible et le choix de la forme du chargement latéral qui sont basés sur des suppositions très restrictives.

CHAPITRE 5

Aanalyse statique non linéaire des structures en béton armé "Push-Over "

La prévision et l'estimation du dommage est un axe du génie parasismique qui nous donne des informations sur les endommagements qui peuvent être subis par une structure, et les éléments qui vont être touchés lors d'un futur séisme.

L'évaluation des demandes et des capacités sismiques revêt une importance capitale dans la conception parasismique des structures, et dans l'évaluation de la vulnérabilité des structures existantes, cette nécessité exige l'utilisation des méthodes de calculs prenant en compte le domaine post-élastiques pour une meilleure prévention des demandes sismiques.

Pour cela, les méthodes linéaires élastiques classiques s'avèrent insuffisantes, du fait qu'ils n'approchent pas au comportement réel de la structure. Un outil performant souvent utilisé dans ce domaine est fourni par les courbes de capacité (fragilité, Pushover), qui décrivent la probabilité d'atteindre ou de dépasser un état de dommage provoqué par un séisme, c'est les procédures d'analyse statiques non linéaires.

5.1. Analyse sismique des structures

Le principe de base du calcul parasismique consiste essentiellement à assurer un degré de sécurité acceptable permettant de réduire les risques relatifs aux défaillances, aux catastrophes et aux pertes de vie. Une structure soumise à un violent séisme est sollicitée au-delà du domaine élastique et se comporte de manière fortement non-linéaire. Du fait du caractère élasto-plastique du béton armé, la dégradation apparaît soit progressivement soit brutalement, en diverses parties de la structure, provoquant ainsi la plastification (ou l'endommagement), d'où s'ensuit une redistribution des efforts. [15]

La nouvelle génération des codes et règlements parasismiques admet que le dimensionnement des structures et/ou la vérification des constructions existantes, contre l'action des séismes, doit s'appuyer nécessairement sur des analyses non-linéaires (dimensionnement en capacité et comportement dissipatif des structures).[15]

Les codes de calcul antérieurs (RPA99, RPA88,...) ont valorisé les structures dissipatives en permettant de réduire, par un facteur de comportement, l'action de calcul qui sert à les dimensionner à l'aide d'une analyse élastique. Surtout s'il s'agit de la conception d'une structure neuve. Cette approche est cependant inadéquate pour la réévaluation de structures existantes et la conception de structures irrégulières dont le comportement dynamique est trop complexe pour être traité par une méthode simplifiée. Par conséquent, l'utilisation de l'analyse linéaire devient insuffisante, du fait qu'elle ne décrit pas le comportement réel de la structure (voire non économique), d'où la nécessité d'utiliser les méthodes d'analyse non linéaires. [11]

L'évaluation des demandes sismiques revêt une importance capitale dans la conception parasismique des structures, et dans l'évaluation de la vulnérabilité des structures existantes, cette nécessité exige l'utilisation des méthodes de calculs prenant en compte les effets post-élastiques, pour une prévention exacte des demandes sismiques. Dans ce cas il est plus prudent de recourir à des simulations complètes et une très bonne connaissance de leur fondement théorique. Ces non-linéarités peuvent être liées au comportement des matériaux (fissuration et écrasement du béton, plastification des armatures,...), ou géométriques (flambement, effet $P-\Delta$, ...). Pour d'autres situations où il est intéressant d'évaluer au plus juste les marges de sécurité, il est également intéressant d'employer des méthodes plus complètes permettant de prendre en compte les diverses sources possibles d'atténuation des efforts sismiques. La méthode la plus rigoureuse et plus complète d'analyse des structures dont le comportement est non-linéaire sous action sismique est le calcul dynamique temporel non-linéaire qui permet de reproduire le plus fidèlement le comportement de la structure et de connaître ses états de performance à différents instants du séisme. Ce type d'études peut se révéler très couteux en temps de calcul en raison de la taille des modèles de plus en plus complets et du nombre de calculs à réaliser (plusieurs accélérogrammes sont nécessaires). Il est donc difficilement envisageable pour des structures courantes et est réservé à des études particulières. [16]

Les procédures d'analyse statique non linéaire " N.S.P : Nonlinear Static Procedures" sont fréquemment utilisées, dans les applications ordinaires de génie civil, pour éviter la complexité par rapport aux méthodes d'analyse dynamique non linéaire. En conséquence, le calcul statique non-linéaire en poussée progressive (Pushover) représente une alternative très intéressante. C'est une méthode pour laquelle, les données matérielles (lois de comportement des matériaux, des sections) sont similaires à celles de l'analyse dynamique élasto-plastique, où les difficultés du calcul temporel sont évitées. Elle permet d'évaluer les mécanismes d'effondrement attendus et la distribution des dommages dans la construction. [16]

5.2. Aperçue générales sur les méthodes d'analyse statique non linéaire

5.2.1. La méthode spectrale non-linéaire "MSNL" (Fajfar, 2000) [17]

La méthode d'analyse Spectrale Non-linéaire (MSNL), inspirée de celle de la méthode N2, établie par P. Fajfar (Fajfar, 1999) et validée sur une structure-test au laboratoire ELSA (European Laboratory for Structural Assessment) en Italie. L'abréviation (N2) indique que la méthode est basée principalement sur la combinaison de deux modèles mathématiques tenant compte du comportement non-linéaire à savoir :

- La courbe de capacité obtenue par analyse Pushover d'un système à plusieurs degrés de liberté ;
- L'analyse de la réponse spectrale d'un système à un seul degré de liberté.

Le principe du modèle (MSNL) consiste à superposer une courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse statique non-linéaire en poussée progressive (Pushover) avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme (le spectre de réponse). L'intersection de ces deux courbes évaluées à partir de considérations qui vont suivre représente un point de fonctionnement permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira et subséquemment son degré de pénétration dans le domaine plastique. La distribution de charges et le déplacement cible sont basés sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constante durant le séisme. Des spectres non-linéaires, en lieu et place des spectres élastiques, avec un facteur d'amortissement et une période propre équivalents, sont utilisés. [17]

L'analyse par cette méthode requiert donc à la fois la donnée d'une courbe représentative de la sollicitation sismique (demande de déformation) et celle d'une courbe issue de l'analyse statique non-linéaire (capacité de déformation). [13]

La sollicitation sismique est représentée au format ($S_a - S_d$), c'est-à-dire par une courbe reportant l'accélération spectrale associée à un séisme en ordonnée et le déplacement spectral en abscisse. La courbe représentant le comportement de la structure (la courbe Pushover reliant la force appliquée au déplacement en tête V_b en fonction de u_t) doit subir la conversion nécessaire pour homogénéiser ses paramètres en accélération spectrale S_a et en déplacement spectral S_d . [13]

La courbe Pushover subit donc les transformations suivantes :

$$S_a = \left[\frac{V_b}{M_1^*} \right] \quad , \quad S_d = \left[\frac{u_t}{\Gamma_1 \phi_{t,1}} \right] \quad (5.1)$$

M_1^* est la masse effective de la construction, liée à l'amplitude du premier mode de vibration et aux masses m_j des différents niveaux, $\Phi_{i,1}$ est l'amplitude du premier mode de vibration au sommet et Γ_1 est le facteur de participation modale correspondant au premier mode de vibration :

$$M_1^* = \frac{[\sum_{i=1}^N m_i \Phi_{i,1}]^2}{\sum_{i=1}^N m_i \Phi_{i,1}^2} \quad (5.2)$$

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \Phi_{i,1}}{\sum_{i=1}^N m_i \Phi_{i,1}^2} \quad (5.3)$$

La procédure peut être décomposée selon les six étapes suivantes [13]:

ETAPE 1: Introduction des données

On considère une structure à plusieurs degrés de liberté et un spectre de réponse élastique, dans lequel les accélérations (S_a) sont données en fonction des périodes naturelles (T) de la structure. Le spectre de réponse peut soit être un spectre réglementaire, enveloppe des spectres de nombreux séismes, soit obtenu à partir d'un séisme particulier.

ETAPE 2 : Transformation du spectre élastique au format accélérations-déplacements

Le spectre de réponse élastique (Figure 5.1) est transformé du format traditionnel accélérations-périodes ($S_a - T$) au format accélérations-déplacements ($S_a - S_d$) en utilisant la relation suivante :

$$S_{de} = \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (5.4)$$

Où S_{ae} et S_{de} sont respectivement, l'accélération spectrale et le déplacement spectral correspondant aux périodes T , avec une constante d'amortissement visqueux fixée à 5% (Figure 5.1).

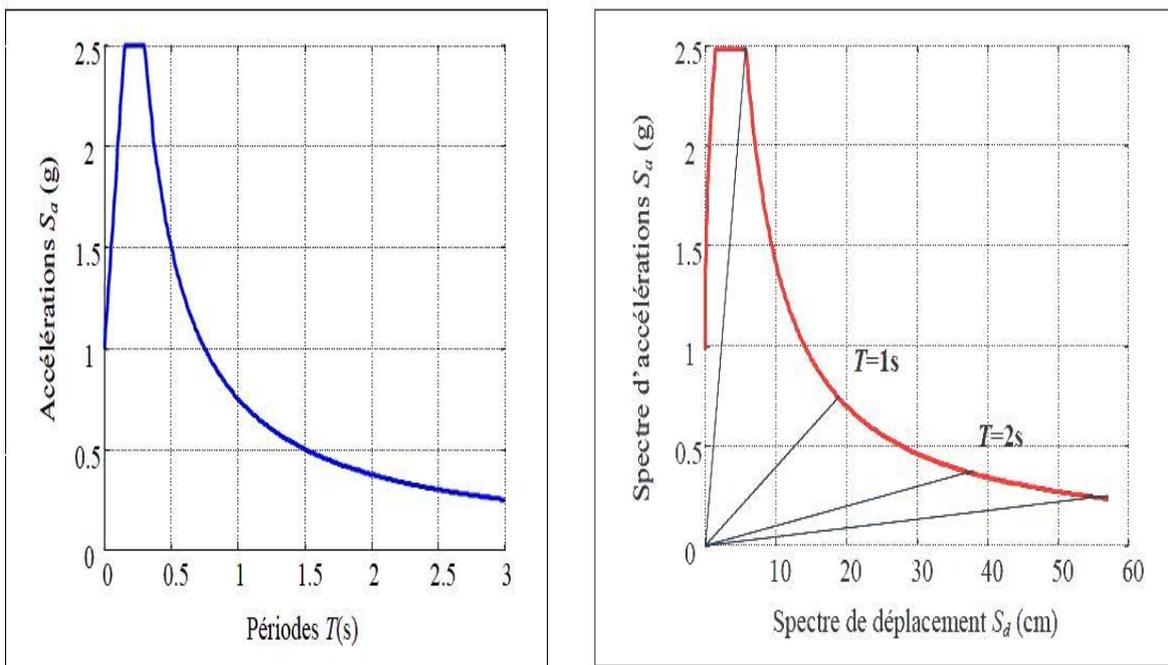


Figure 5.1 : Transformation du spectre élastique ($S_a - T$) au format ($S_a - S_d$) [13]

Pour une relation force-déplacement bilinéaire, le spectre non-linéaire (inélastique) est déterminé à partir du spectre élastique (selon la proposition de Vidic et al., 1994) [13]:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_u} \quad (5.5)$$

$$S_d = \frac{u}{R_u} S_{de} = \frac{uT^2}{R_u 4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (5.6)$$

Où :

S_a : spectre d'accélération non-linéaire;

S_d : spectre de déplacement non-linéaire;

μ : facteur de ductilité, défini comme le rapport entre le déplacement maximal et le déplacement à la limite élastique.

R_u : facteur de réduction dû à la ductilité (dû à la dissipation d'énergie d'hystérésis).

Plusieurs propositions ont été faites pour la détermination du facteur de réduction R_u et qui ont fait l'objet d'une attention particulière (Newmark et Hall, 1982 ; Riddell, Hidalgo, et Cruz, 1989 ; Tso et Naumoski, 1991 ; Krawinkler et Nassar, 1992 ; Miranda et Bertero 1994).

Parmi ces propositions l'on utilise celle donnée par (Vidic et al. 1994) [13] :

$$R_u = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T < T_c \quad (5.7)$$

$$R_u = \mu \quad T \geq T_c \quad (5.8)$$

T_c est la période caractéristique du mouvement sismique. Elle est typiquement définie comme la période de transition où le segment des accélérations constantes du spectre de réponse (la gamme des courtes périodes) passe au segment des vitesses constantes du spectre (la gamme des moyennes périodes).

Les équations (5.6) et (5.8) indiquent que dans la gamme des moyennes et longues périodes, le principe des déplacements égaux s'applique (selon Veletsos et Newmark, 1960), le déplacement du système non-linéaire est égal au déplacement du système élastique linéaire avec la même période. Les équations (5.7) et (5.8) représentent une version simple de la formule proposée par Vidic et al. (1994).

A partir du spectre élastique de dimensionnement montré dans la Figure (5.1) et en utilisant les relations (5.4) à (5.6), on peut construire les spectres non-linéaires pour une ductilité μ constante, dans le format (S_a - S_d). Un tel ensemble de spectres est présenté dans la Figure (5.2).

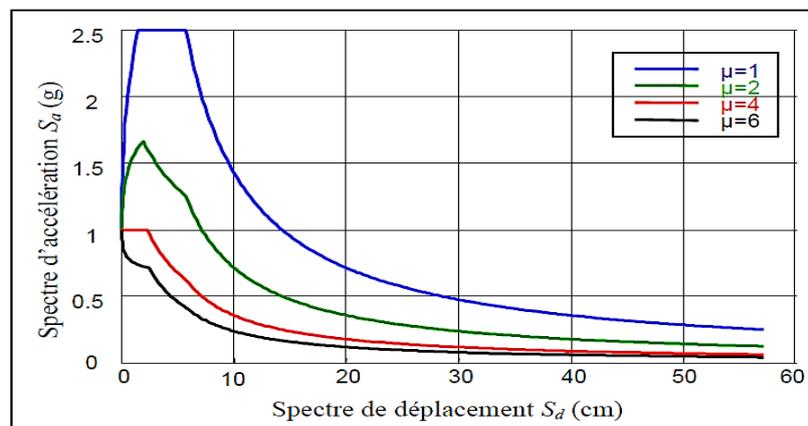


Figure 5.2 : Détermination du spectre non - linéaire pour différentes valeurs de ductilités [13]

ETAPE 3 : Analyse en poussée progressive (Pushover)

L'analyse "Pushover" est effectuée en appliquant sur la structure une distribution de forces latérales croissantes de façon progressive et incrémentées jusqu'à ce que le déplacement de la structure atteigne son maximum. La courbe traduisant le comportement de la structure est tracée en portant en abscisse le déplacement du sommet ut et en ordonnée l'effort tranchant à la base V_b . [13]

Le choix d'une distribution appropriée de forces latérales constitue une étape très importante dans l'analyse "Pushover". Si on note par P , le vecteur des forces latérales, ce dernier peut être déterminé par l'expression suivante [13] :

$$P = p [M]. \{\Phi\} = p.m_i.\Phi_i \quad (5.9)$$

$[M]$: Matrice diagonale correspondant aux masses de chaque niveau ;

$\{\Phi\}$: Vecteur forme normalisé pour le déplacement ;

p : facteur qui contrôle l'amplitude des forces latérales.

Une telle distribution a un sens physique (forces d'inertie exprimées en fonction des modes et des masses), et reste d'utilisation simple quant à la transformation des systèmes à plusieurs degrés de liberté en systèmes à un seul degré de liberté (Fajfar et al., 1996). Cependant, n'importe quelle distribution raisonnable peut également être employée. La distribution de forces latérales reste constante pendant le processus de l'analyse Pushover. [13]

ETAPE 4 : Caractéristiques du système équivalent à un seul degré de liberté

Une fois la courbe Pushover obtenue, on cherche à la transformer en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération d'une structure à un seul degré de liberté à son déplacement. L'expression des déplacements de la structure originale en fonction des déplacements modaux et si on prend seulement le mode fondamental, l'expression se réduit à :

$$U_1(t) = \Gamma_1 \phi_1 D_1(t) \quad (5.10)$$

Pour un instant donné, la relation entre le déplacement du toit u_t et le déplacement correspondant au premier mode est :

$$u^* = \frac{u_t}{\Gamma} \quad (5.11)$$

Pour obtenir une correspondance entre l'effort tranchant à la base de la courbe Pushover et l'accélération correspondante du système à un seul degré de liberté, on peut prendre les forces latérales équivalentes statiques :

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (5.12)$$

V : est l'effort tranchant à la base du système à plusieurs degrés de liberté

u^* et F^* sont respectivement le déplacement et la force équivalente du système à un seul degré de liberté.

La constante Γ , habituellement appelée facteur de participation modale, contrôle la transformation des quantités du système à plusieurs degrés de liberté au système à un seul degré de liberté. Il est déterminé à partir de l'équation suivante :

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (5.13)$$

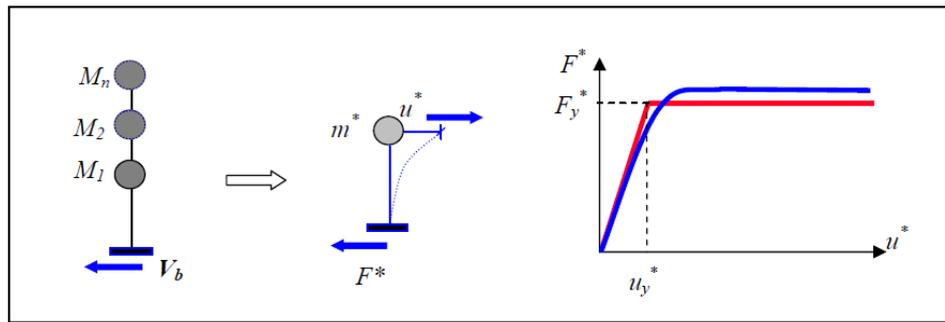


Figure 5.3 : Caractéristique du système équivalent à un seul degré de liberté [13]

La courbe Pushover (F^*-u^*) ainsi obtenue, est idéalisée par une courbe bi-linéaire, ce qui permet de déterminer respectivement, la force et le déplacement à la limite élastique F_y^* et u_{y^*} du système équivalent.

La période élastique du système équivalent peut être déterminée à partir de la courbe idéalisée, par l'expression suivante :

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \cdot u_{y^*}}{F_y^*}} \quad (5.14)$$

F_y^* et u_{y^*} sont la force et le déplacement à la limite élastique du système équivalent.

Finalement, le diagramme de capacité dans le format accélération-déplacement (S_a-S_d) est obtenu comme suit :

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad S_d = u^* \quad (5.15)$$

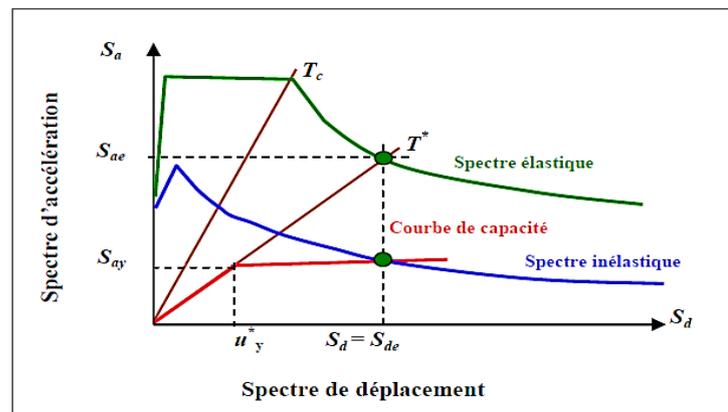


Figure 5.4 : Détermination du déplacement du système équivalent [13]

ETAPE 5 : Détermination du déplacement du système équivalent

Le calcul du déplacement du système équivalent à un seul degré de liberté dépend de sa période élastique T^* et de la position de ce dernier par rapport à la période caractéristique T_c . Il peut être déterminé en utilisant une procédure graphique illustrée à la Figure (5.4) :

- Les deux diagrammes du spectre de demande et de capacité sont tracés dans le même graphe;
- L'intersection de la droite correspondant à la période élastique de la courbe de capacité idéalisée T^* avec le spectre de réponse élastique fournit l'accélération du système élastique (S_{ae}) et le déplacement élastique correspondant;

Le facteur de réduction R_u peut être défini comme le rapport entre les deux accélérations

comme suit :

$$R_u = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} = \frac{S_{ae}(T^*)}{F_y^*} \quad (5.16)$$

On distingue deux cas :

1. Premier cas : $T^* \geq T_c$

Si la période élastique est supérieure ou égale à la période caractéristique T_c , le déplacement non-linéaire S_d est égal au déplacement élastique S_{de} conformément au critère de l'égalité des déplacements dans la gamme des moyennes et longues périodes (équations 5.6 et 5.8). La Figure (5.5) illustre graphiquement cette étape (triangles semblables) et la ductilité définie par $\mu = S_d / u_y^*$, est égale au facteur de réduction selon les équations ci-après :

$$S_d = S_{de}(T^*) \quad \mu = R_u \quad (5.17)$$

2. Deuxième cas : $T^* < T_c$

Dans le cas où la période élastique est inférieure à la période caractéristique T_c , la ductilité peut être calculée à partir de l'équation 5.7 (proposition de Vidic et al., 1994)

Le déplacement non-linéaire défini en fonction de la ductilité, est déterminé par les relations

suivantes:

$$S_d = \mu u_y^* = \frac{S_{de}}{R_u} \left[(R_u - 1) \frac{T_c}{T^*} + 1 \right] \quad (5.18)$$

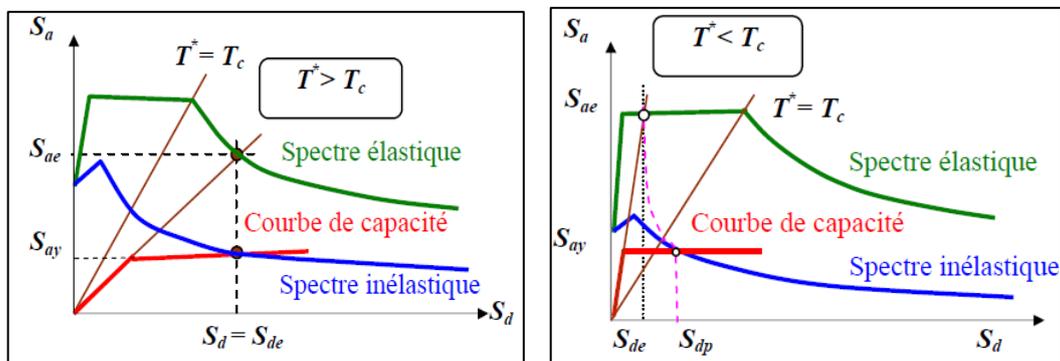


Figure 5.5 : Spectre élastique et inélastique et le diagramme de capacité [13]

La Figure 5.5 indique que si la structure réagit de manière élastique face au spectre de réponse (séisme), les deux courbes se coupent dans la partie linéaire de la courbe de capacité en un point appelé point de performance. Si l'endommagement a commencé, le point de performance est obtenu différemment selon la méthode utilisée (méthode en ductilité ou en amortissement). La valeur en déplacement du point de performance indique l'état de la structure, c'est-à-dire son niveau de performance ou encore son niveau d'endommagement.

ETAPE 6 : Déplacement global du système à plusieurs degrés de liberté

Une fois le déplacement du système équivalent déterminé, il est transformé en déplacement maximum du système à plusieurs degrés de liberté (déplacement cible) en utilisant l'équation suivante (Figure 5.6) :

$$u_t = S_d \Gamma \quad (5.19)$$

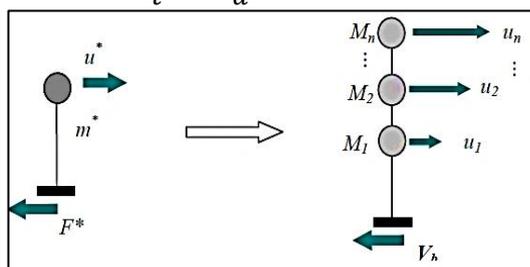


Figure 5.6 : Détermination du déplacement du système à plusieurs degrés de liberté [13]

La Méthode d'Analyse Spectrale Non-Linéaire est basée sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constante durant toute la durée de l'excitation sismique. Il est évident que cette hypothèse peut être parfois insuffisante, notamment après plastification de la structure. Des investigations faites par plusieurs auteurs (Saïidi et Sozen, 1981; Gupta et Krawinkler, 2000) ont montré que cette hypothèse peut conduire à de bonnes prédictions de la réponse sismique globale d'un système à plusieurs degrés de liberté si ce dernier oscille dans son premier mode de vibration. Pour surmonter cette limitation, plusieurs auteurs ont proposé des distributions de charges adaptatives qui essaient de suivre la redistribution des forces d'inertie liée aux effets de variation des caractéristiques dynamiques durant la réponse inélastique, (Fajfar et Fischinger, 1988 ; Gupta et Kunnath, 2000). Bien que ces distributions de charges adaptatives peuvent fournir de meilleurs résultats quant aux évaluations des exigences sismiques (Gupta et Kunnath, 2000), elles sont plus ou moins compliquées et exigent un outil informatique puissant pour leur application usuelle dans la pratique. [13]

5.2.2. La méthode d'Analyse Multi modale Pushover "AMP" (Chopra, Goel 2002) [18]

La méthode d'Analyse Modale Pushover (AMP), initialement développée par Chopra et Goel (Chopra et Goel, 2002), et améliorée par la suite par Chopra et Goel (Chopra et Goel, 2004), pour l'analyse des structures en acier, est appliquée afin d'estimer de meilleure façon la réponse maximale du mur voile. Elle consiste à découpler une structure à plusieurs degrés de liberté en plusieurs modes et la réponse totale dynamique de la structure s'obtient en combinant les réponses d'un nombre réduit de modes jugés prépondérants. Bien que, théoriquement, la superposition des réponses modales ne s'applique pas dans la phase inélastique de la réponse (les modes ne sont plus découplés), Goel et Chopra ont prouvé que l'erreur, considérant les résultats de l'analyse temporelle non-linéaire, est en général plus petite que dans le cas où la superposition est effectuée au niveau du chargement (avec un modèle fixe de chargement), comme recommandé dans les directives du code FEMA-356 (Kappos et al., 2004) ; ces directives adoptent la procédure statique non- linéaire (NSP), c.-à-d. analyse Pushover, avec deux modèles différents de charge, le premier est similaire au chargement du mode fondamental (distribution triangulaire) et le second avec une distribution modale' (combinaison de type SRSS des charges modales élastiques).

La méthode précédente d'Analyse Modale Pushover (AMP) tient compte la contribution des modes les plus élevés, est en général basée sur le concept de découplage des effets de chaque mode. Les réponses modales sont ensuite combinées pour trouver la réponse totale de la structure. Un choix attrayant utilisé originalement par Matsumori (Matsumori et al. 1999), dans lequel la combinaison est effectuée numériquement en additionnant et en soustrayant la contribution des différents modes. Pour une meilleure estimation de la réponse sismique de la structure, ils ont utilisé deux modèles de distribution de forces : la somme et la différence de deux distributions de forces modales, respectivement. Dans leur étude, ils ont considéré seulement le premier et le deuxième mode, dont l'analyse a été effectuée séparément pour chaque mode. La mise en application de la méthodologie a fourni une bonne corrélation avec les résultats issus de l'analyse temporelle non-linéaire.

5.2.3. la méthode des Combinaisons Modales "MCM" (Kunnath 2004). [19]

La méthode (MCM) proposée originalement par S. K. Kunnath (2004), tient compte également de l'effet des modes les plus élevés par une nouvelle procédure améliorée en utilisant une forme de combinaison factorielle des charges latérales appliquées donnée par une analyse modale. Il a été suggéré par plusieurs auteurs (Chopra et al., 2004 ; Kunnath, 2004), que le mode fondamental est privilégié, et sa contribution est d'un effet prépondérant, la combinaison devrait

alors exclure le premier mode, ou sa contribution devrait être réduite par utilisation d'un facteur de modification.

La procédure, par conséquent, requiert plusieurs analyses Pushover, où une série de modèles de charges modales sont appliqués. Dans chaque cas, le modèle de charge lui-même est invariable. Afin d'effectuer une bonne estimation des déplacements et des forces internes, il est nécessaire de considérer les réponses maximales en terme de déplacement à chaque niveau d'étage et ensuite établir une enveloppe (ou base de données) de valeurs maximales de déplacements inter-étages, valable pour une analyse performantielle.

Une question importante évidemment, se pose : quels modes devraient être précisément retenus dans la combinaison ?

Des études préliminaires effectuées sur plusieurs structures de diverses hauteurs, indiquent que le nombre de modes à retenir dans l'analyse est fonction de la hauteur de la structure. Toutefois, un seul mode (fondamental) suffit pour les structures de petite hauteur, alors que plusieurs modes sont nécessaires pour les structures de grande hauteur. Pas plus de trois modes étaient nécessaires pour obtenir une réponse raisonnable dans tous les cas considérés (Chopra et al., 2004 ; Kunnath, 2004).

5.3.Effet des hypothèses sur la courbe de capacité

L'objectif de l'analyse Pushover est d'évaluer la performance de la structure à travers l'estimation des efforts et des déplacements susceptibles d'être atteints sous l'action d'un séisme. Il y a plusieurs critères qui affectent la précision de l'analyse, dont le déplacement cible et le choix de la forme du chargement latéral qui sont basés sur des suppositions très restrictives.

La sélection du mode de chargement (incrémental) est un des aspects les plus critiques de la méthode, car ce mode de chargement est censé représenter la distribution des forces d'inertie dans le calcul sismique. Ces forces varient en fonction de la sévérité du séisme (déplacements inélastiques induits), mais dans cette analyse, l'hypothèse de base est que la forme de la distribution des forces latérales doit être invariante (pendant le séisme), et que les déformations obtenues doivent être comparables avec celles données par un calcul dynamique.

Ces hypothèses peuvent être raisonnables si la réponse de la structure n'est pas trop influencée par la contribution des modes supérieurs. Ceci dit, si la structure présente un unique mode de défaillance qui peut être identifié avec une distribution des forces constantes, le choix d'une distribution unique est suffisant. Cependant, l'emploi d'une distribution unique des forces ne peut pas représenter les variations locales des déplacements requis ni prévoir tout mécanisme de défaillance local.

Une possibilité pratique pour pallier partiellement les limitations en partie imposée par l'analyse Pushover est de supposer deux ou trois formes différentes modèles de charges, et ensuite de prendre l'enveloppe des résultats, ou d'utiliser la distribution adaptative des forces qui tentent de suivre au plus près la distribution des forces d'inertie qui varient avec le temps (Kalkan et al., 2006).

La question du choix du mode de chargement représente le point de faiblesse ou (limite) de l'analyse Pushover, car l'utilisation d'une forme invariante de chargement peut conduire à des résultats erronés, en particulier pour les structures à longues périodes de vibration.

CHAPITRE 6

Formulations numériques

Dans le cadre de l'application d'une analyse Pushover sur la structure visée en béton armé, certaines procédures et formulations de calculs devraient précéder l'exécution de cette analyse. En effet, le caractère non-linéaire de cette analyse exige un raffinement dans la formulation des lois de comportement des éléments de la structure porteuse. Dans ce contexte, nous présenterons les formules utilisées pour l'élaboration des lois de comportement qui seront ensuite introduites dans un programme de calcul. Une description sommaire sur les procédures de calcul Pushover dans les codes de FEMA356 ainsi l'ATC40 sera également présentées.

6.1. Comportement non linéaire idéalisé des poteaux et des poutres

6.1.1. Loi moment courbure

Le comportement élastique et inélastique est représenté par la distribution du moment et de la courbure (rotation) au niveau de la section du chaque élément. L'établissement de ces lois est indispensable lorsqu'on s'intéresse au comportement non linéaire. Cette nécessité se produit plus particulièrement dans les conditions d'analyse accidentelles telles que le séisme ou les chutes de charges. [20]

La relation "moment-courbure" réelle d'une section peut être déterminée facilement au moyen des multiples logiciels existants en tenant compte des: relations "contrainte-allongement" des matériaux; caractéristiques géométriques, ferrailage longitudinal et le confinement "ferrailage transversal".

Une théorie simplifiée associée au calcul des lois "moment-courbure" pour des sections rectangulaires en béton armé, prenant en compte le comportement non linéaire du béton et de l'acier; en modifiant légèrement leurs formes, par rapport à des calculs itératifs détaillés sous formes idéalisés: **tri linéaires** présenté dans figure 1.6.a. La première partie est bornée par "First Cracking", Le deuxième limité par "first yielding" (la première plastification dans les aciers) et le troisième jusqu'aux déformations limites dans le béton. Dans plusieurs cas, il est suffisant d'idéaliser la courbe en formes **bilinéaire** (Voir la figure 1.6.b et 1.6.c). [21]

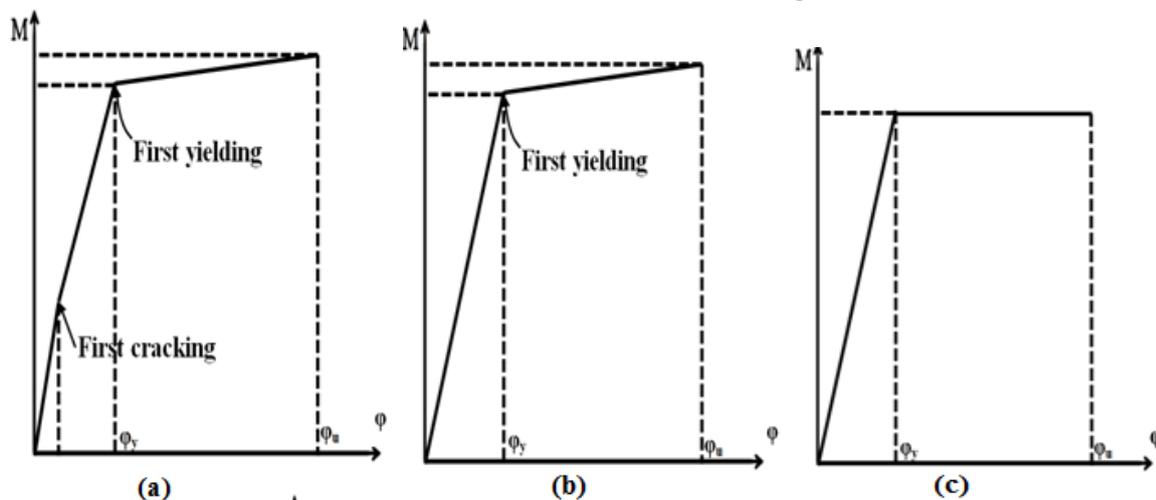


Figure 6.1 : courbe idéalisé "moment - courbure" d'une poutre [21]

(a) forme tri linéaire

(b) et (c) forme bilinéaire

La détermination de la loi moment courbure spécifique de chaque élément, constitutif de la structure pourrait être déterminé selon la nature géométrique de cet élément, la nature des charges appliquées et son mécanisme de plastification concentré aux niveaux des régions critiques (les rotules plastiques), Les hypothèses de calcul sont les hypothèses habituelles de calcul en béton [21]:

- Les sections planes restent planes pendant la rotation;
- Loi de comportement des aciers et du béton sont connues;
- Une adhérence parfaite est supposée entre le béton et l'acier;
- Les déformations sont proportionnelles à la distance à l'axe neutre.

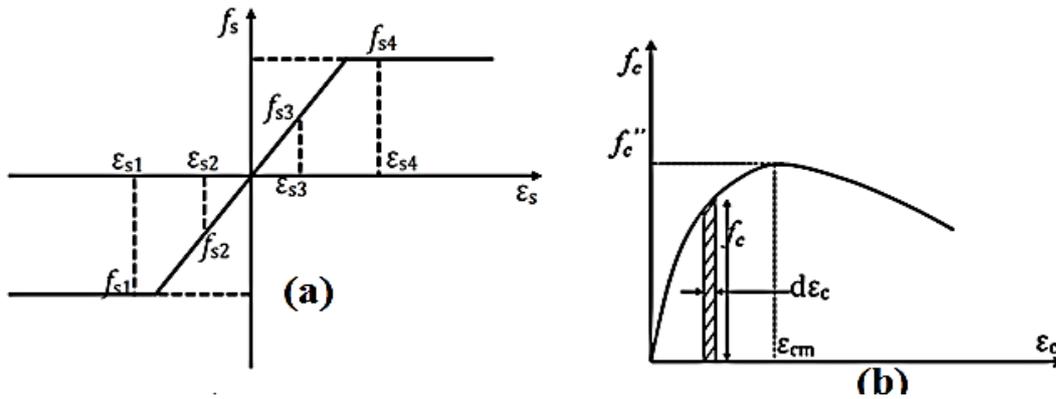


Figure 6.2 : Lois de comportement typiques de l'acier et du béton [21]

La figure 6.2.a et 6.2.b présentent des lois typiques pour le béton et l'acier. Pour un béton donné ϵ_{cm} est la déformation aux fibres extrêmes et f_c'' =résistance dans le béton sous flexion. Avec f_y =résistance limite dans les aciers; $\epsilon_{s1}, \epsilon_{s2}, \epsilon_{s3}, \dots$, sont les déformations des aciers correspondant aux contraintes $f_{s1}, f_{s2}, f_{s3}, \dots$

• Loi moment courbure des poutres

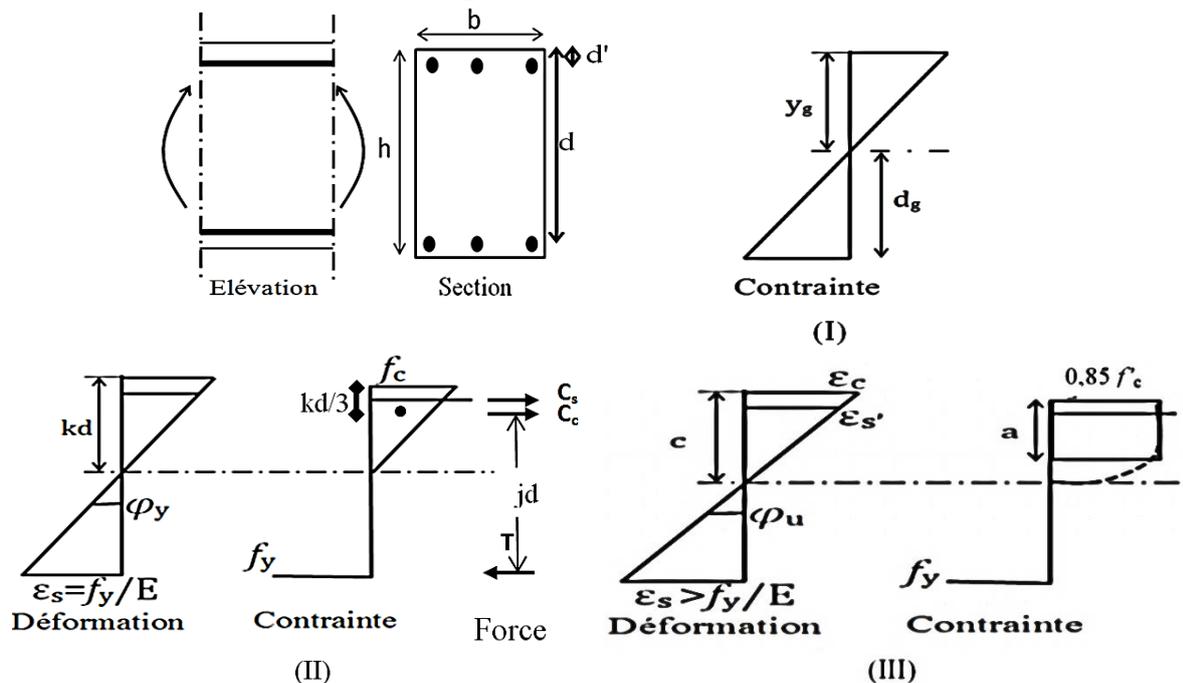


Figure 6.3: Distribution des déformations, contraintes et les forces section sous la flexion [22]

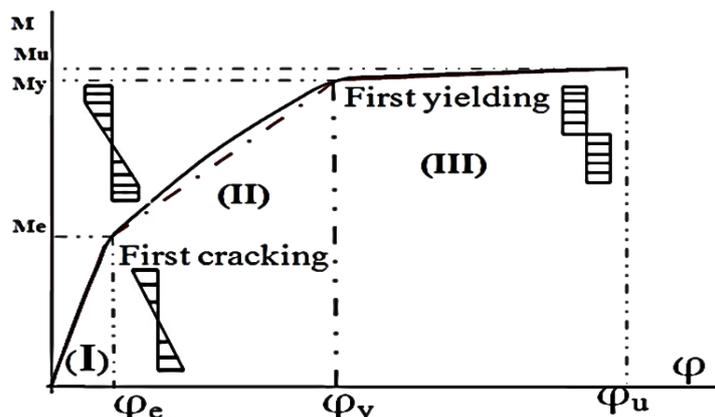


Figure 6.4 : Loi "moment-courbure" idéalisée d'une poutre en béton armé [21]

• **Courbure élastique**

Avant de se trouver dans un état non linéaire, la section était dans un état linéaire, c.à.d. que la partie du béton en traction résiste encore. La fissuration commencera lorsque la résistance en traction sera atteinte. Correspond à la limite du domaine (I) sur la figure 6.3, qui représente l'état après la plastification du premier fer d'armature " $\epsilon_s = f_s/E_s$ "; Soit à la déformation du béton dont la déformation spécifique atteint " ϵ_s ". En admettant que : la courbure " Φ_e " de la section a lieu autour de l'axe neutre, le moment limite élastique " M_e "

ont pour expression [22]:
$$\Phi_e = \frac{M_e}{E.I_y} \quad M_e = \frac{I_y}{d_g} f_t \quad (6.1)$$

Ou

f_t : Contrainte de traction dans le béton.

E : Le module d'élasticité de Young

A : La section totale (acier et béton).

I_y : Le moment d'inertie (acier et béton) / Centre. De. Gravité.

d_g : La distance entre la face inférieure de la section et le C.D.G.

y_g : La distance du centre de gravité à la fibre supérieure.

Avec :

$$I_y = \left\{ \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - y_g \right)^2 + (n - 1)(d - y_g)^2 A_s + (n - 1)(y_g - d')^2 A_s' \right\} \quad (6.2)$$

$$y_g = \frac{1}{A_g} \left\{ bh \frac{h}{2} + d(n - 1)A_s + d'(n - 1)A_s' \right\} \quad (6.3)$$

$$A_g = \{bh + (n - 1)(A_s + A_s')\} \quad (6.4)$$

• **Courbure plastique [22]**

Après dépassement de la limite élastique en traction sur la fibre inférieure, la partie comprimée au-dessus de l'axe neutre reprend les efforts de compression et les aciers inférieurs reprennent la traction, jusqu'à leur limite de déformation plastique.

Comme illustre la figure (6.3.III) les contraintes sont approximativement linéaires jusqu'au 70% f_c par conséquent, si les contraintes n'excèdent pas cette valeur et les aciers atteignent leurs limite de déformation ($\epsilon_s=f_s / E_s$); la hauteur de l'axe neutre est calculé ont utilisant la théorie d'élasticité "Elastic Theory For Stresses In Members Due To Flexure». L'équilibre des forces donne :

$$C_c + C_s = T \quad (6.5)$$

Ou T : Effort dans les aciers tendus $T = f_s . A_s$

C_s : Effort dans les aciers comprimés $C_s = f'_s . A'_s$

C_c : Effort dans le béton $C_c = 1/2 . (f_c . b . kd)$

$$\epsilon_c = \frac{K}{1-K} \epsilon_s \quad \text{Et} \quad \epsilon'_s = \frac{kd-d'}{kd} \epsilon_c \quad \text{Déformations dans le béton et les aciers tendus respectivement.}$$

$$f_c = \epsilon_c E_c ; f'_s = \epsilon'_s E_s \quad \text{et} \quad f_s = \epsilon_s E_s \quad \text{Contraintes dans le béton et les aciers tendus et comprimés respectivement.}$$

L'équation (6.5) vaut $k^2 + 2k(\rho + \rho')n - 2\left(\rho + \rho' \frac{d'}{d}\right)n = 0$

$$k = \left[((\rho + \rho')^2 n^2) + 2\left(\rho + \rho' \frac{d'}{d}\right)n \right]^{1/2} - (\rho + \rho')n$$

$\rho = \frac{A_s}{A_g}$ et $\rho' = \frac{A'_s}{A_g}$: sont les pourcentages des aciers tendus et comprimés respectivement.

On désignera " M_y " le moment limite plastique et " Φ_y " la courbure correspondante (la limite du domaine II sur la figure 6.5 :

$$\varphi_y = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)} \quad M_y = A_s f_s \cdot jd \quad (6.6)$$

Ou $jd = d - kd / 3$: est la distance entre le C.D.G des aciers tendus et la résultante des forces de compression dans le béton.

• Courbure ultime [22]

On définit la courbure ultime comme correspondant à la limite de résistance du béton en déformation ($\varepsilon_{c \max}$). En admettant un diagramme des contraintes équivalent rectangulaire dans le béton (figure 6.3.III), Tel que la hauteur équivalent vaut :

$$a = \frac{A_s f_y - A'_s f'_y}{0,85 f'_c b} \quad (6.7)$$

Le moment et la courbure (M_u, φ_u) ont pour expression :

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{cm}}{c} \quad \text{et} \quad M_u = 0,85 f'_c ab \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_y (d - d') \quad (6.8)$$

Avec $c = a / 0,85$

$$\varepsilon'_s = \frac{c-d'}{c} \varepsilon_{cm} \quad \text{Les déformations dans les aciers tendus.}$$

On note qu'ont fait des itérations sur f'_y jus qu'on arrive à des valeurs de $\varepsilon'_s \cong \varepsilon_s$

6.1.1.2. Loi moment courbure des poteaux [22]

La présence de l'effort normal influe sur la courbe "moment-courbure"; par conséquent il n'y a pas une courbe unique pour une section de poteau donné. Cependant, il est possible de tracer les combinaisons effort normal-moment qui font atteindre la section à sa capacité portante et les courbures correspondantes. La figure 6.6 pris de travaille de Pfrang, Siess, et Sozen ont tracé le diagramme d'interaction (P-M) et la courbure en fonction du moment à chaque niveau de l'effort normal d'une section de poteau comme illustre la fig.6.6.

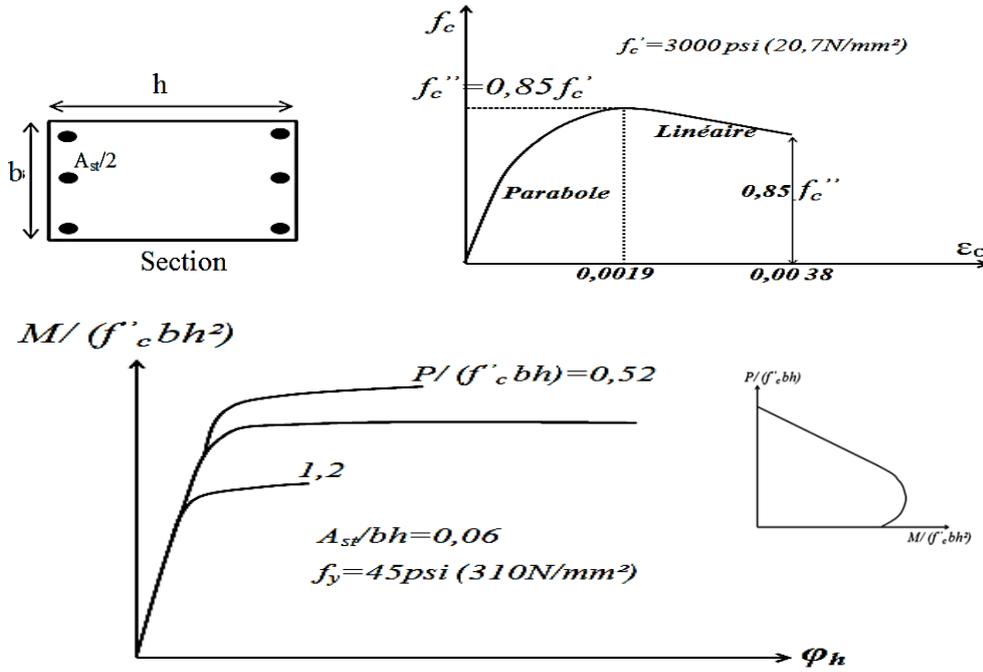


Figure 6.6 : Courbe moment courbure d'un poteau par différentes valeurs de l'effort normal (Pfrang, Siess, et Sozen) [22].

La distribution des contraintes dans le béton (Figure 6.7) est trouvée à partir de la loi contrainte déformation du béton et le diagramme de déformation,

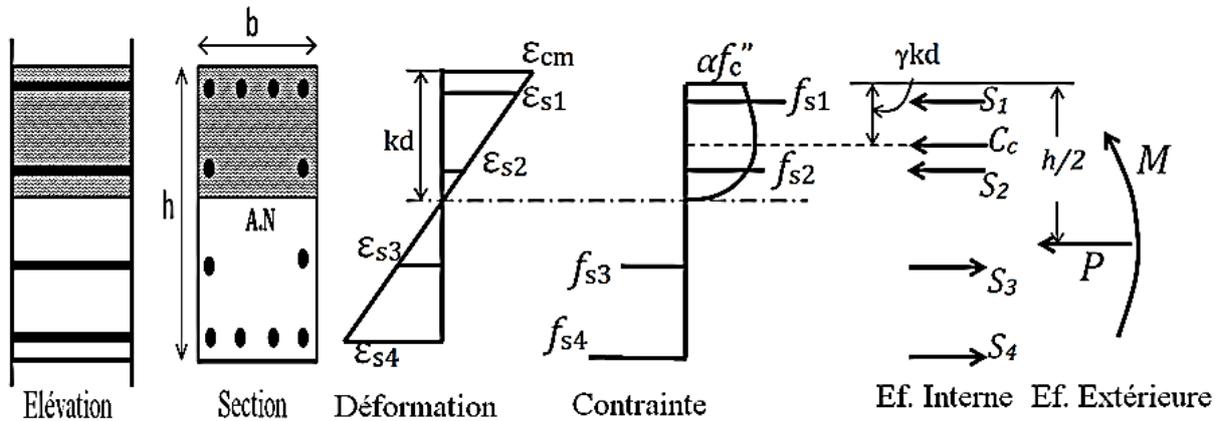


Figure 6.7 : Distribution des déformations, contraintes et les forces dans un poteau soumis à un effort normal avec flexion [22].

La force résultante de compression dans le béton C_c et sa position γkd à partir de la fibre extrême comprimée sont données en fonction de α et γ tel que [22]:

$$C_c = \alpha f_c'' b \cdot kd \quad (6.9)$$

Où α et γ sont des paramètres intrinsèques obtenues à partir de la loi contrainte déformation

$$\alpha = \frac{\int_0^{\epsilon_{cm}} f_c \cdot d\epsilon_c}{f_c'' \epsilon_{cm}} \quad \gamma = 1 - \frac{\int_0^{\epsilon_{cm}} \epsilon_c \cdot f_c \cdot d\epsilon_c}{\epsilon_{cm} \cdot \int_0^{\epsilon_{cm}} f_c \cdot d\epsilon_c} \quad (6.10)$$

Avec l'aire au-dessus de la courbe (σ, ϵ) du béton (voir figure 6.2.b) $\int_0^{\epsilon_{cm}} f_c \cdot d\epsilon_c = \alpha \cdot f_c'' \cdot \epsilon_{cm}$

L'équilibre des forces nous donne:
$$P = \alpha f_c'' b \cdot kd + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si} \quad (6.11)$$

$$M = \alpha f_c'' b \cdot kd \left(\frac{h}{2} - \gamma kd \right) + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si} \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \quad (6.11)$$

La courbure est obtenue par la formule :
$$\varphi = \frac{\epsilon_{cm}}{kd}$$

6.1.2. Courbe d'interaction

Un diagramme d'interaction est un sommaire graphique de la capacité portante d'une section définie par ses caractéristiques géométrique ainsi le taux d'armatures longitudinales.

Pour une gamme des valeurs de x/h il en résulte un ensemble de points, chacun représente une combinaison de la force axiale et du moment fléchissant.

6.1.2.1. Courbes d'interaction des poutres

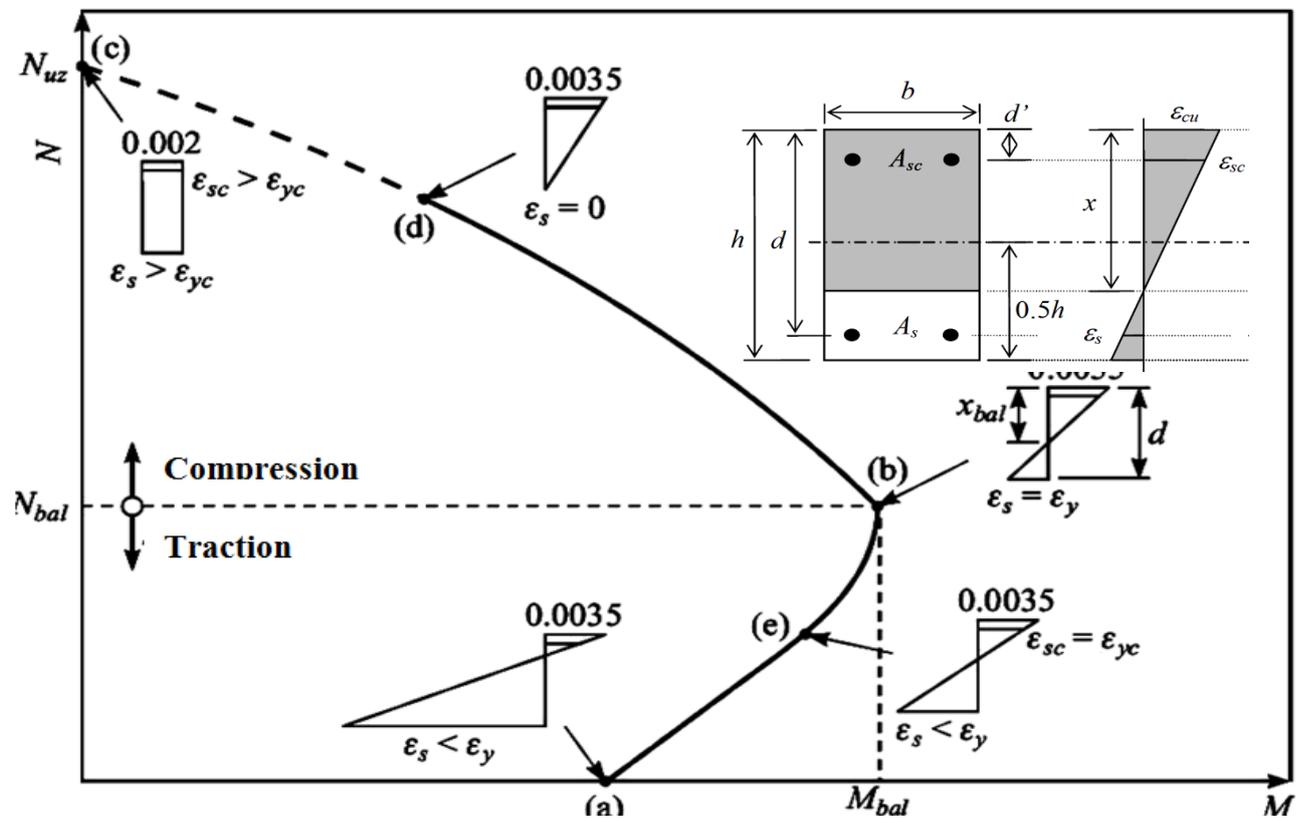


Figure 6.8 : Diagramme typique d'interaction d'une section en béton armé [24]

Un certain nombre de points importants peuvent être identifiés sur un diagramme typique d'interaction comme indique la figure 6.8 [24] :

- (a) Flexion pure : $(M_a, N_a) = (M_a, 0) \quad \epsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$
- (b) Point d'équilibre " Balance " : $(M_b, N_b) = (M_{bal}, N_{bal}) \quad \epsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$
- (c) Compression axiale simple : $(M_c, N_c) = (0, N_c) \quad \epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$
- (d) Pas de déformation dans les aciers tendus : $(M_d, N_d) \quad \epsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰} \quad \epsilon_s = 0 \text{ ‰}$
- (e) Les aciers comprimés atteignent leur limite élastique : $(M_e, N_e) \quad \epsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$

6.1.2.2. Courbe d'interaction des poteaux

Les poteaux sont habituellement soumis à deux moments de flexion suivant deux axes perpendiculaires (X, Y) et une force axiale dans la direction verticale "Z".

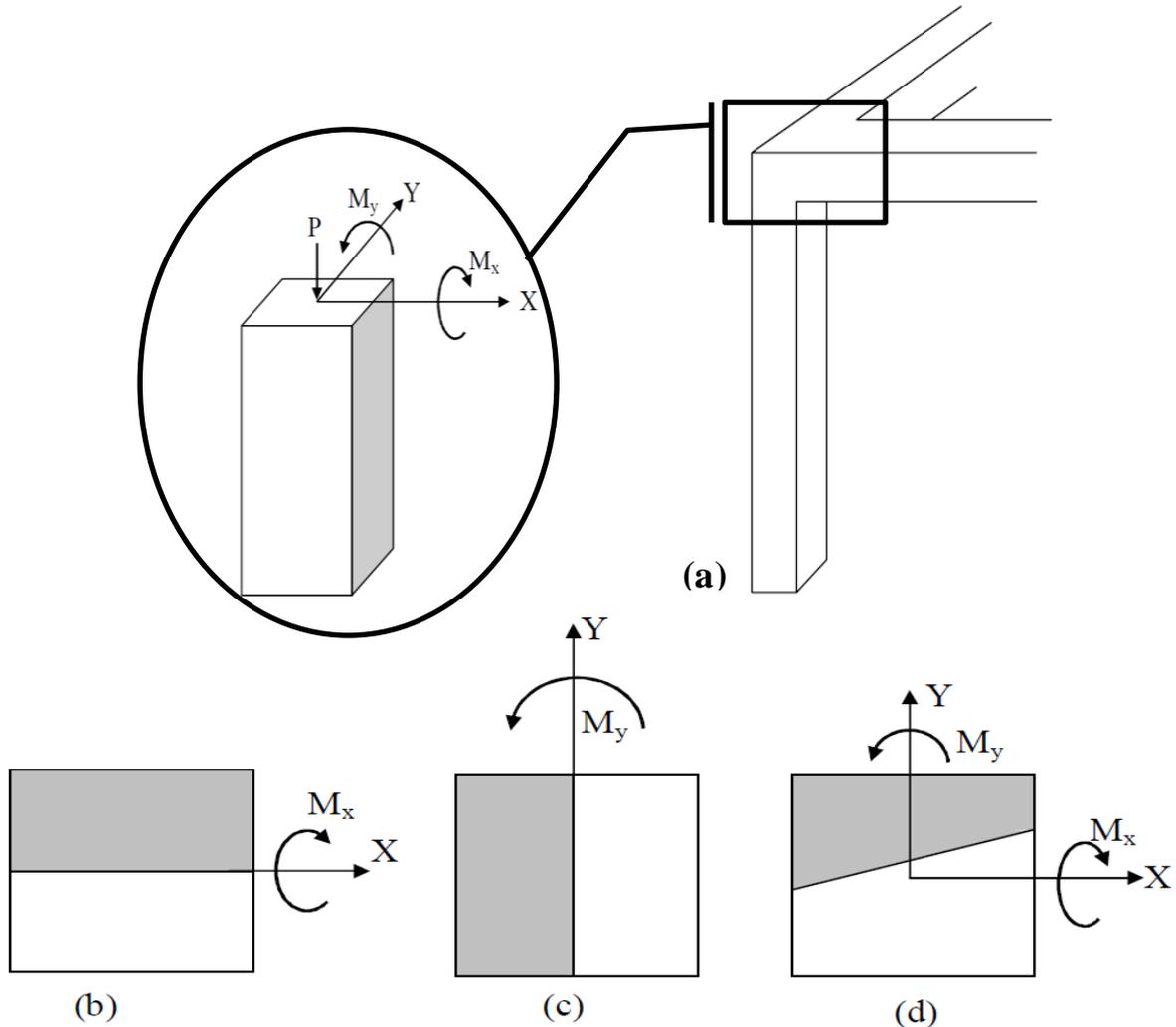


Figure 6.9 : flexion biaxial d'un poteau [23]

(a) Vue 3D (b) moment autour X (c) moment autour Y
(d) inclinaison de l'axe neutre dans la flexion biaxial

Pour les sections symétriques soumises à un moment uniaxial, l'axe neutre est parallèle à l'axe de moment. En flexion biaxial (d), la partie supérieure -gauche est soumise à la double compression et la partie inférieure-droite est soumise à la double tension. Les pièces restantes sont soumises à la compression et à la tension combinées. Ceci signifie que les deux moments ne sont pas indépendants mais couplés. L'axe neutre résultant est incliné avec un angle selon les valeurs des moments aussi bien que les propriétés de section.[23]

L'interaction entre la force axiale P et les deux moments de flexion (M_x, M_y) est représentée par une surface en 3D. La surface 3D est construite après la combinaison de plusieurs courbes d'interaction P.M et l'inclinaison de l'axe neutre.

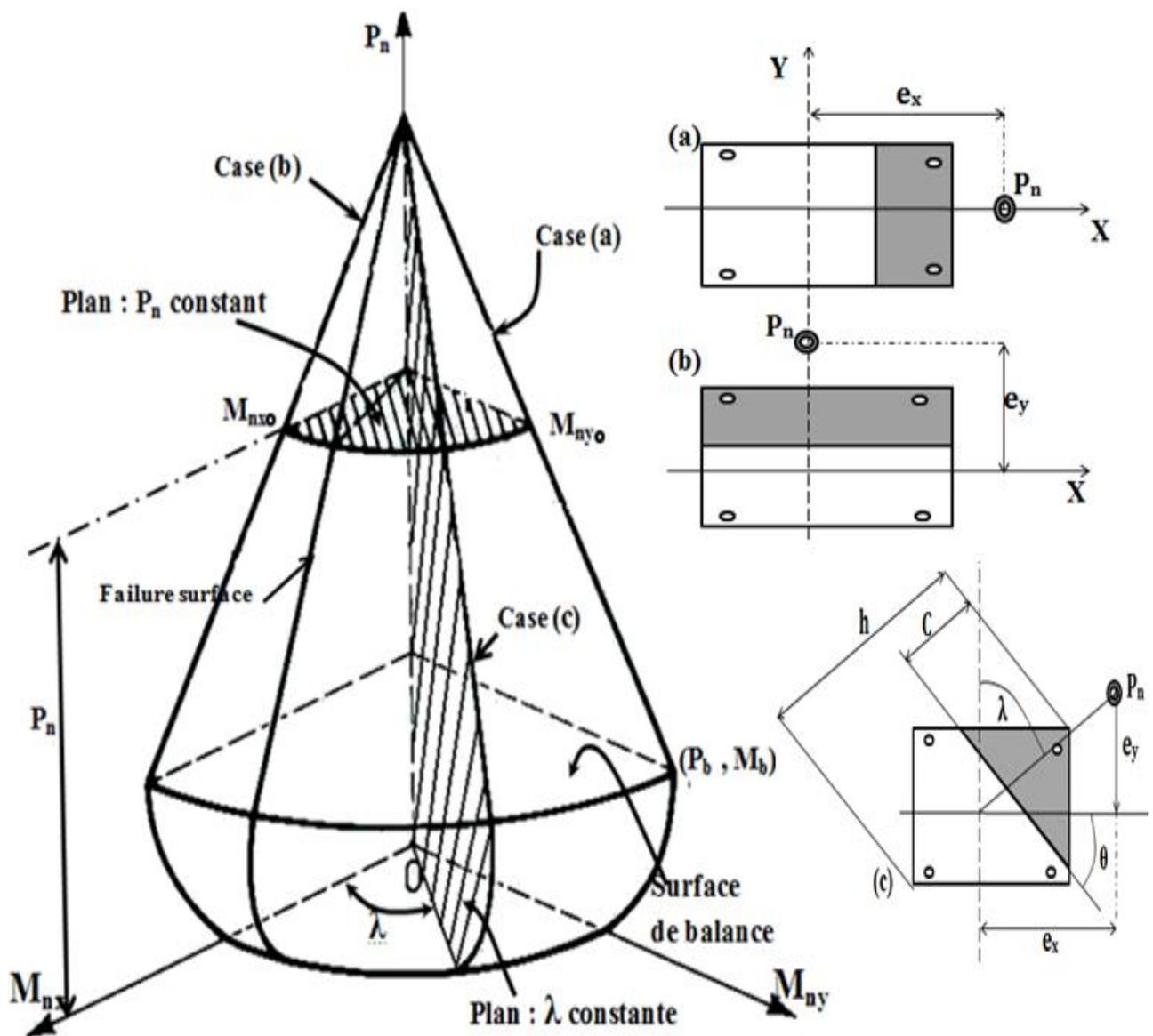


Figure 6.10: Surface interaction pour une flexion biaxiale avec un effort normal [25]:

- (a) Flexion uniaxial / Y
- (b) Flexion uniaxial / X
- (c) Flexion biaxial /axe diagonal
- (d) Surface d'interaction 3D.

• Equation réciproque de Bresler

Bresler a basé son analyse sur un certain nombre de surface " **Failure Surface S_1, S_2** " en 3D ; qui sont trop compliquée pour définir. Il suppose qu'une approximation acceptable pourrait être définie en un plan à travers trois points.

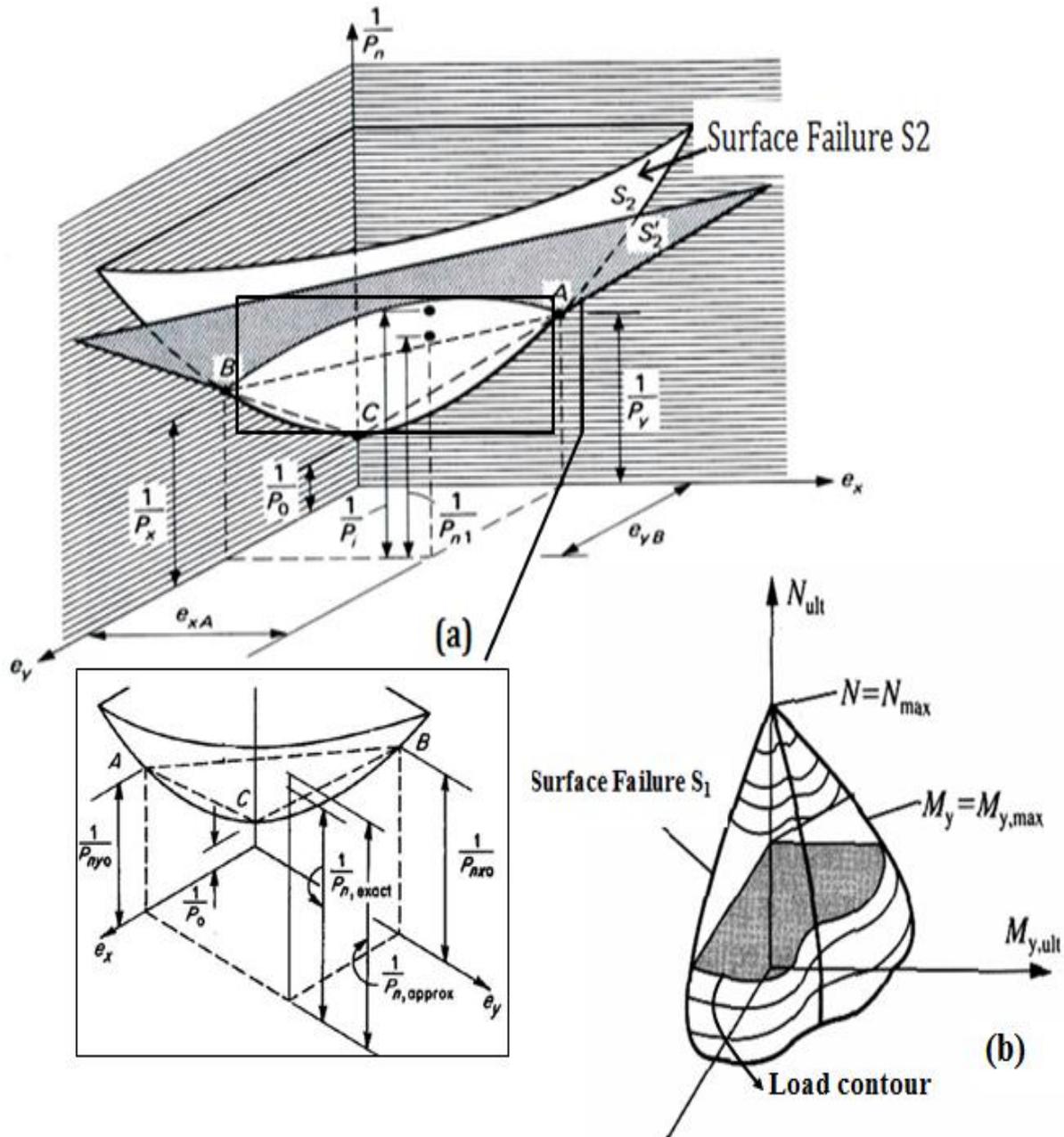


Figure 6.11 : Surface d'interaction de la méthode "Reciprocal Failure surface"[20], [25]

Surface de rupture S_1 : " **Failure point** " est défini en fonction de la force axiale et des excentricités (P_n, e_x, e_y)

Surface de rupture S_2 : même principe que précédemment, " **Failure point** " est définie en fonction de $(1/P_n, e_x, e_y)$; le plan S_2 est définie par les points A, B et C

L'équation réciproque de Bresler " réciprocal load " dérivée à partir de courbe S_2 (Figure 6.11.a) [21]:

$$\frac{1}{P_n} \cong \frac{1}{P_{nxo}} + \frac{1}{P_{nyo}} - \frac{1}{P_0} \Rightarrow P_n \approx \frac{1}{\frac{1}{P_{nxo}} + \frac{1}{P_{nyo}} - \frac{1}{P_0}} \quad (6.12)$$

Avec

P_0 = Force ultime sous la compression pure (corresponds au point C $M_{nx} = M_{ny} = 0$)
 P_{nxo} = Force ultime sous la flexion uniaxial (corresponds au point B $M_{nx} = P_n \cdot e_y$)
 P_{nyo} = Force ultime sous la flexion uniaxial (corresponds to point A $M_{ny} = P_n \cdot e_x$)
 P_n = Force ultime approximative sous la flexion biaxial avec les excentricités (e_y, e_x) (P_n se repéré dans le plan ABC)

Cette procédure est appliqués lorsque $P_n < 0,1 \cdot P_0$; Dans le cas ou $P_n > 0,1 \cdot P_0$, il serait plus précis de négliger la force axiale ultime et calculer la section pour la flexion biaxiale seulement. Le code ACI " ACI strength reduction factors" suggéré la réduction de la Force ultime P_n par un coefficient réducteur Φ au lieu de changer la formule (6.12): [21]

$$\frac{1}{\Phi P_n} \cong \frac{1}{\Phi P_{nxo}} + \frac{1}{\Phi P_{nyo}} - \frac{1}{\Phi P_0} \quad (6.13)$$

à partir de la " Surface Failure S_1 " (Figure 6.11) , Bresler suggère une autre équation pour des valeurs constante de P_n :[21]

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{nxo}} \right)^m + \left(\frac{M_{ny}}{M_{nyo}} \right)^n = 1 \quad (6.14)$$

$$\begin{aligned}
 M_{nx} &= P_x \cdot e_y & M_{nx} &= M_{nxo} & \text{pour} & M_{ny} = 0 \\
 M_{ny} &= P_y \cdot e_x & M_{ny} &= M_{nyo} & \text{pour} & M_{nx} = 0
 \end{aligned}$$

Ou les constantes m et n sont liées aux propriétés du poteau et peuvent être déterminés expérimentalement. [21]

Parme et al suggèrent [21] :

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{nxo}} \right)^{\log 0,5 / \log \beta} + \left(\frac{M_{ny}}{M_{nyo}} \right)^{\log 0,5 / \log \beta} = 1$$

ou le paramètre β stipule la forme de la ligne d'interaction, l'effet des différentes valeurs de β sur la forme de la ligne d'interaction est représenté sur la figure 6.12 [21]

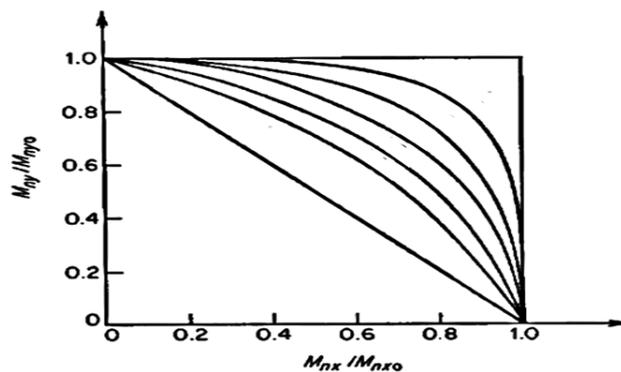


Figure 6.12: Lignes d'interactions d'un poteau sous flexion biaxiale sous P_u constante [21]

6.2.Comportement non linéaires des voiles en béton armé

Les murs voiles sont couramment utilisés dans les édifices en béton armé, compte tenu de leur comportement, considéré comme satisfaisant vis-à-vis de l'action sismique. Leur grande résistance et leur rigidité en plan contribuent à contrôler les déplacements globaux et à minimiser les déplacements inter-étages excessifs. Reprenant la plus grande partie des efforts latéraux, ils

conditionnent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité (Davidovici, 1999). Par rapport à d'autres éléments structuraux. [26]

Les principaux paramètres ayant une influence prépondérante sur le comportement d'un voile en béton armé sont l'élanement (le rapport de la hauteur H par la largeur L du voile), les dispositions et le pourcentage des armatures, et l'intensité de l'effort normal. Du point de vue de leur fonctionnement, il convient de distinguer les voiles élancés (élanement H/L supérieur à 1,5) et les voiles courts (élanement H/L inférieur à 1,5). Ceci permet de mettre en évidence deux grandes familles de modes de rupture : ceux des voiles élancés et ceux des voiles courts. (Paulay et Priestley, 1992) [26] :

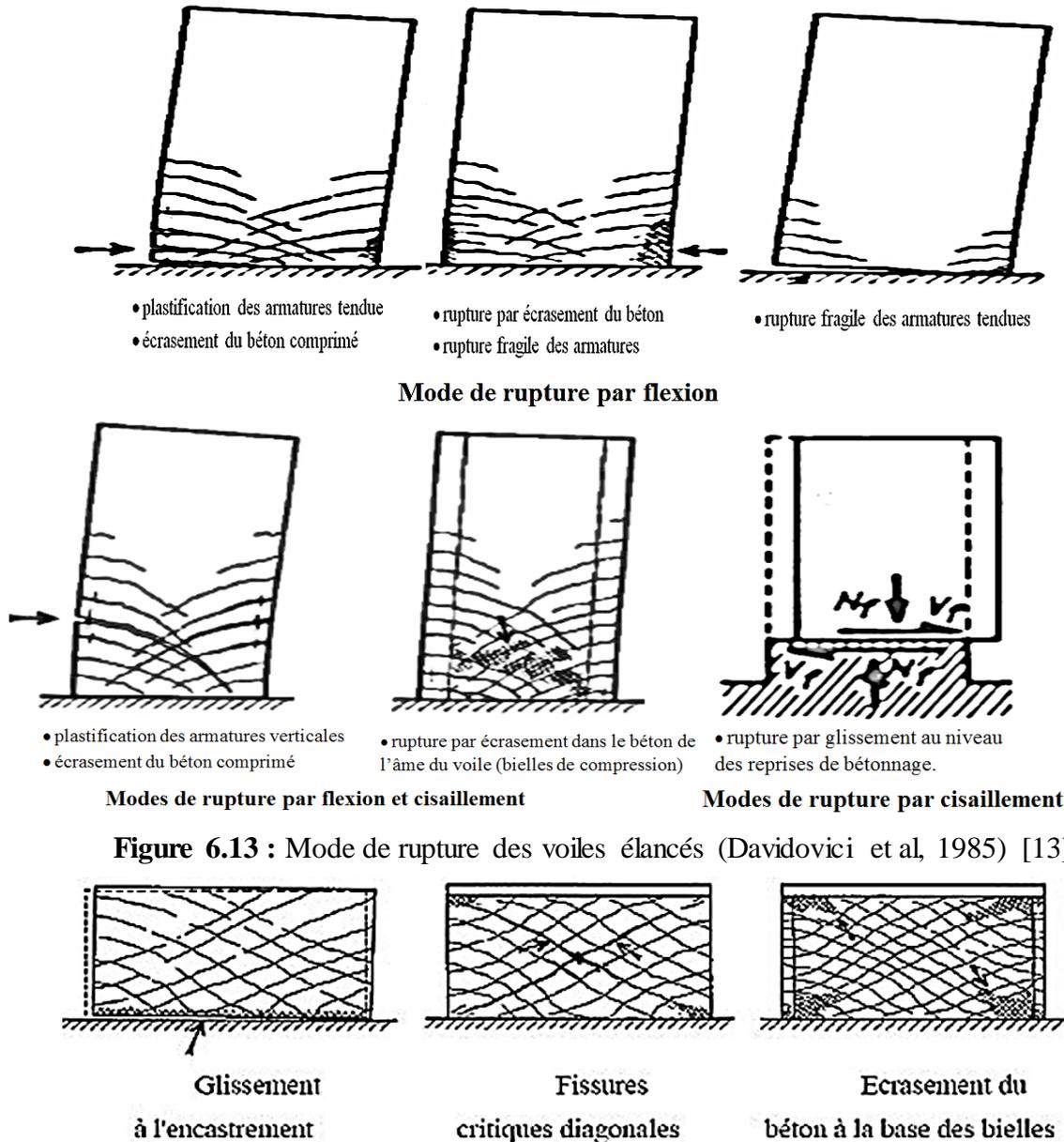


Figure 6.13 : Mode de rupture des voiles élancés (Davidovici et al, 1985) [13]

Figure 6.14 : Mode de rupture des voiles courts (Davidovici et al, 1985) [13]

Dans les approches habituelles de modélisation, l'analyse du comportement des murs voiles adopte généralement l'élément " poteau-poutre " situé sur l'axe central du mur voile. Ce modèle se compose d'un seul élément flexionnel élastique avec un ressort de rotation non-linéaire placé à chaque extrémité pour tenir compte du comportement non-linéaire des zones critiques. [13]

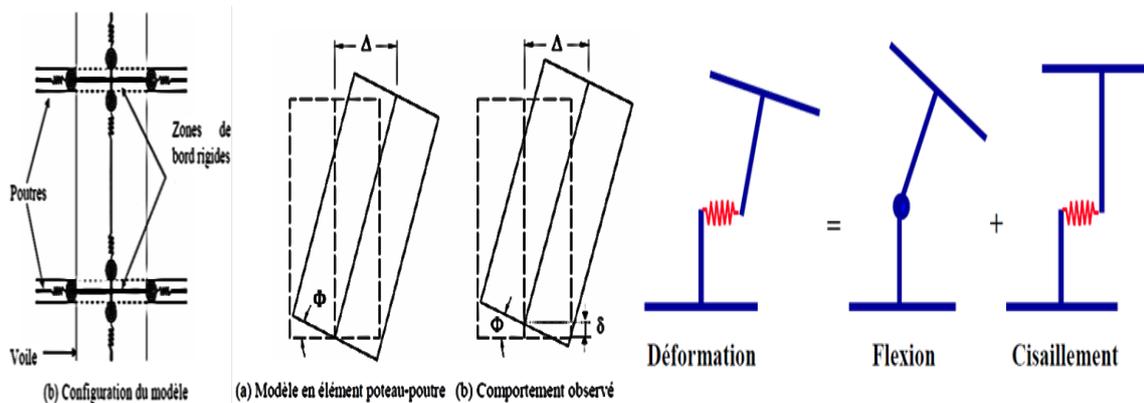


Figure 6.15 : Modélisation usuelle des murs voile par analogie " poteau-poutre " [13]

Vulcano, Bertero, et Colotti (1988) ont proposé un modèle en macro-élément composé de plusieurs sous-éléments, afin d'obtenir une description plus raffinée du comportement, en flexion du mur, en modifiant la géométrie du modèle, pour tenir compte de la plastification progressive de l'acier et en utilisant des lois contraintes-déformations basées sur le comportement réel des matériaux béton et acier.

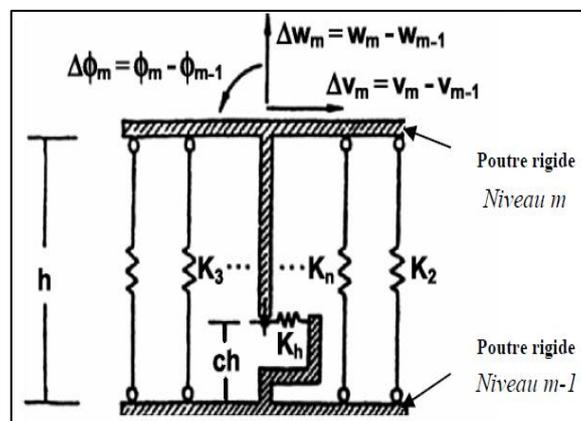


Figure 6.16 : Modèle à plusieurs sous-éléments assemblés en parallèle (Vulcano et al., 1988)

Des investigations exploratrices, à partir des résultats expérimentaux préliminaires de Sayre (2003), ont été effectuées par Massone et Wallace (2004), afin de pouvoir localiser le centre de rotation "C", sur un modèle de mur voile en béton armé. Une autre variante du modèle original a été proposée, dans une étude, menée par Fajfar et Fischinger (1990), afin de trouver une valeur appropriée du paramètre C. Une étude postérieure entreprise par Fischinger, Vidic, et Fajfar (1992), a prouvé que l'influence des armatures transversales (confinement) confère au modèle une meilleure prédiction de la réponse du mur voile, tenant compte des déformations non-linéaires significatives de cisaillement. Le nombre des sous-éléments (n) peut être augmenté pour obtenir une discrétisation plus raffinée du mur voile. [13]

6.3. Evaluation de la rotation d'une section en béton armé

6.3.1. Rotation plastique

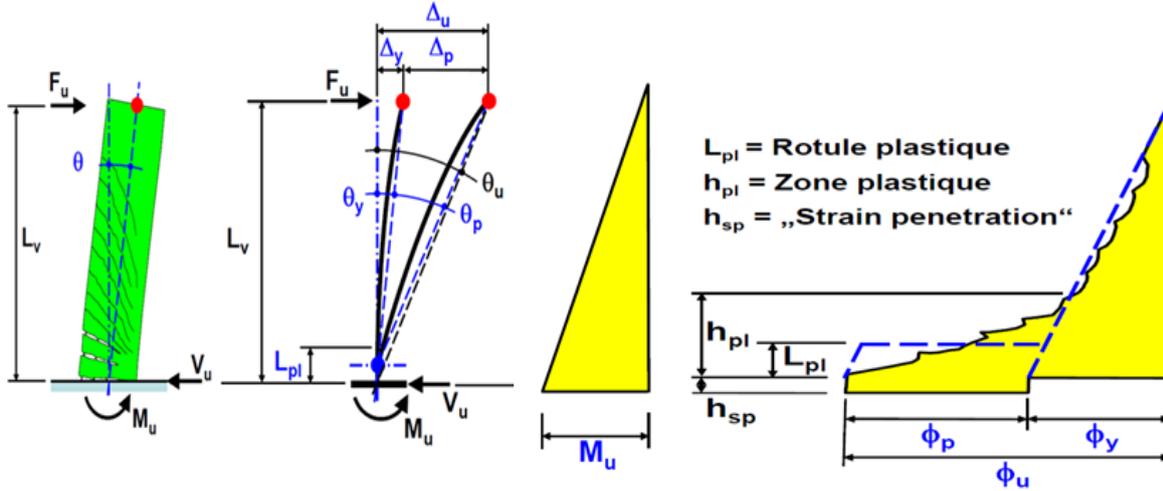


Figure 6.17 : Rotation et Courbure d'un élément de construction

La courbure au début de la portée de cisaillement L_v atteint la valeur ϕ_y (*courbure de plastification*) avec une répartition linéaire. Sur la base des relations ressortant de la figure 6.8, la rotation de plastification de la corde θ_y peut être calculée comme le rapport entre le déplacement nominal de plastification Δ_y et la portée de cisaillement L_v . Elle vaut [21]:

$$\theta_y = \frac{\Delta_y}{L_v} = \frac{M_y}{EI} \cdot \frac{L_v}{3} = \frac{F_y L_v}{3 EI} = \phi_y \cdot \frac{L_v}{3} \quad (6.15)$$

$L_v = M_u/V_u$ en [mm] ou L_v est la portée de cisaillement

6.3.2. Rotation ultime

Le déplacement ultime Δ_u à la rupture de l'élément de construction peut être tiré du concept de la rotule plastique [21]:

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p = \theta_u L_v = \theta_y L_v + \theta_p \left(L_v - \frac{L_{pl}}{2} \right) = \theta_y L_v + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(L_v - \frac{L_{pl}}{2} \right)$$

En divisant par L_v , on obtient l'équation permettant de calculer la rotation de la corde à la rupture:

$$\theta_u = \theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right) \quad (6.16)$$

Plusieurs possibilités permettant de définir la longueur de la rotule plastique. L'hypothèse de (Paulay & Priestley (1992)) qui a été retenue avec une correction au moyen du facteur a_{st} tient compte de la capacité d'écroutissage des aciers et les allongements plastiques pénétrés dans les fondations, la longueur de la rotule plastique [26]:

$$L_{pl} = a_{st} (0.08 L_v + 0.022 f_s d_{bl}) \quad (6.17)$$

Avec: d_{bl} : Diamètre de l'armature longitudinale, en [mm]

a_{st} coefficient de nuance d'acier 0.8 pour les aciers d'armature avec $(f_t/f_s) < 1.15$
 1.0 Pour les aciers d'armature avec $(f_t/f_s) \geq 1.15$

6.4.L'analyse Pushover dans les codes de calculs

6.4.1. La méthode Pushover dans FEMA356 "Displacement Coefficient Method "

1) Analyse statique non linéaire de l'ouvrage sous chargement latéral

- Force latérale équivalente (ELF) : C_m

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k}$$

C_{vx} : La force latérale.

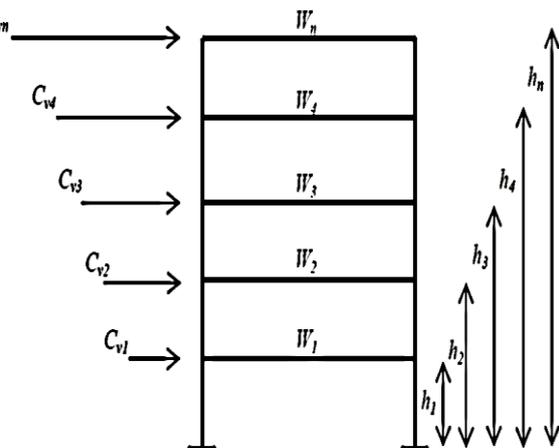
W_i : fraction du poids assignée au niveau i .

W_x : fraction du poids assignée au niveau x .

h_i : hauteur de la base jusqu'au niveau i .

h_x : hauteur de la base jusqu'au niveau x .

$$K = \begin{cases} 1 & T \leq 0,5 \\ 2 & T \geq 2,5 \end{cases}$$



Une approximation linéaire sera faite pour les valeurs intermédiaires de T .

- Distribution uniforme : Dans cette forme de distribution, la force est égale à la masse du niveau considéré $C_{vx} = m_{vx}$
- Distribution par la superposition quadratique (SRSS) : La distribution est définie par les forces latérales calculées à partir des efforts tranchants par niveaux déterminés par une analyse spectrale, supposée être élastique et linéaire.

2) Tracer la courbe V en fonction du déplacement "courbe Pushover"

3) Simplifier la courbe obtenue en une courbe élasto-plastique "bilinéaire idéalisé"

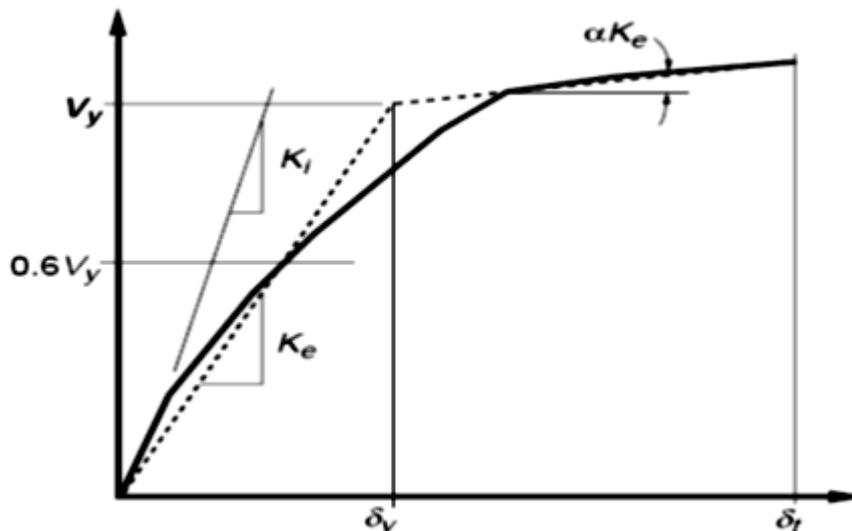


Figure 6.18 : Représentation bilinéaire de la courbe "Pushover "

4) Calculer la période effectif fondamentale de la structure

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

T_e : la période effectif fondamentale de la structure (en seconde)

T_i : la période élastique fondamentale de la structure dans la direction considérée

K_i : est la rigidité latérale élastique de la structure dans la direction considérée.

K_e : est la rigidité latérale du bâtiment dans la direction considérée

5) C_0 : est un facteur qui relie le déplacement spectral de système équivalent S.D.O.F au déplacement du toit du bâtiment. Il dépend du nombre d'étage.

Tableau 6.1 : Valeurs du facteur C_0

Etage	Facteur de modification C_0
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
+10	1.5

Une interpolation linéaire utilisée pour les valeurs intermédiaires

6) C_1 : Facteur de modification du déplacement inélastique calculé à partir du déplacement de la réponse linéaire élastique

$$\begin{cases} C_1 = 1 & T_e > T_0 \\ C_1 = \frac{1+(R-1)T_0/T_e}{R} & T_e < T_0 \end{cases}$$

T_0 : La période propre fondamentale.

R : Le rapport de résistance pour le calcul du facteur de la limite élastique $R = \frac{S_a}{V_y/W} \frac{1}{C_0}$

S_a : L'accélération spectrale pour la période effective du bâtiment dans la direction de calcul

V_y : La limite élastique calculée à partir du diagramme bilinéaire.

W : Poids total de la structure

7) C_2 : Facteur de modification qui représente l'effet de la courbe d'hystérésis sur le déplacement maximal, qui est fonction du degré de plastification des éléments structuraux.

Tableau 6.2 : Valeurs du facteur de modification C_2

Niv de performance	T= 0.1 Sec		T ≥ T0	
	Type 1	Type 2	Type 1	Type 2
Occupation immédiate	1	1	1	1
Limite de service	1.3	1	1.1	1
Prévention de ruine	1.5	1	1.2	1

1 Les portiques dont lesquels la résistance et la rigidité peuvent être détériorés sous un séisme.

2 Les autres structures

8) C_3 : Facteur de modification qui prend en compte l'effet de deuxième ordre

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{\frac{3}{2}}}{T_e}$$

9) déplacement cible (*Target displacement*) δ_t sous le s séisme de

dimensionnement
$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

α : Le rapport de la rigidité post-élastique et de la rigidité élastique

g : est la pesanteur

6.4.2. la méthode Pushover dans l'ATC "Capacity Spectrum Method"

Le code AT40 spécifie trois types de méthodes pour estimer la déformation induite, tous les trois basées sur les principes déjà exposés (les procédures de la MSNL). Les procédures A et B sont analytiques et peuvent être implémentées directement. La méthode C est plutôt graphique. En général la procédure "A" donne des meilleurs résultats.

1) Ajustement de la courbe bi-linéaire sur le diagramme de capacité, utilisons le principe d'égalité d'énergie

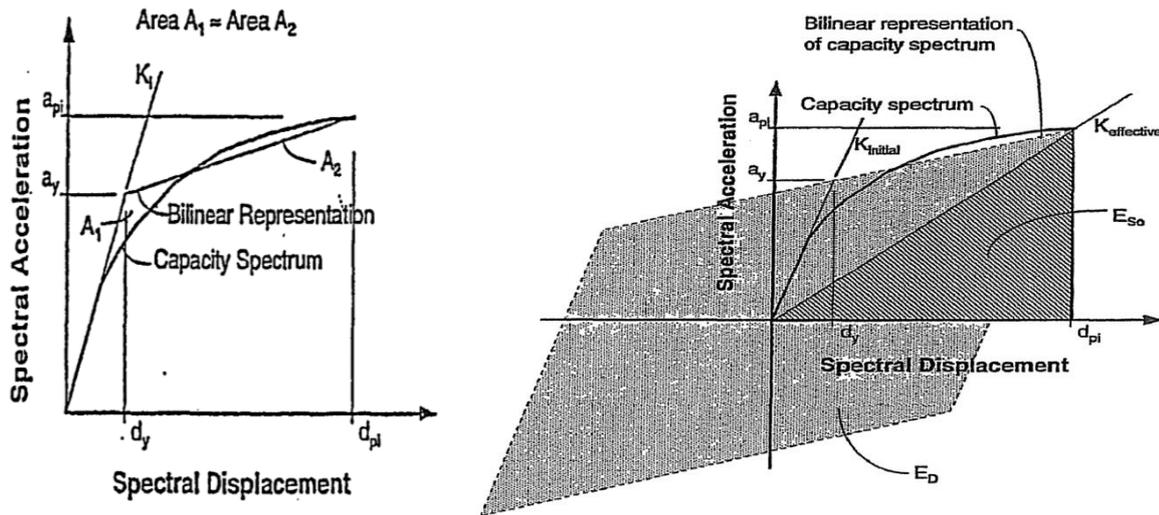


Figure 6.19 : Idéalisation bi-Linéaire de courbe de capacité selon l'ATC40

2) Calcul de l'amortissement d'hystérétique équivalent ξ_0 du système d'un seul degré de liberté équivalent (Chopra et Goel, 1999) obtenue par :

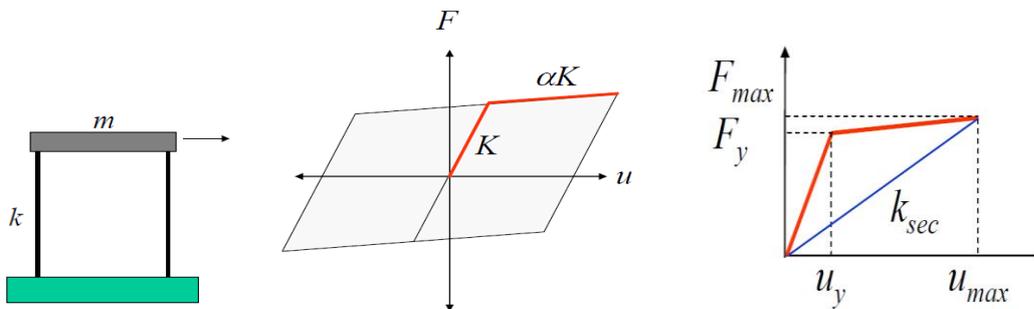


Figure 6.20 : Système élastique équivalent

$$\xi_0 = \frac{1}{4} \frac{E_D}{\pi E_S} = \frac{2}{\pi} \cdot \left[\frac{F_y}{U_y} - \frac{F_{max}}{U_{max}} \right] = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{(\mu - 1)(1 - \alpha)}{\mu(1 + \alpha\mu)}$$

Sur la courbe de capacité bilinéaire

$$\xi_0 \cong \frac{2}{\pi} \cdot \frac{(a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}}$$

3) l'amortissement total du système

$$\xi_{eq}(\%) = K \xi_0 + 5$$

K : coefficient de la modification de l'amortissement.

Tableau 6.3 : Types de comportement structuraux selon l'ATC-40

Durée De la Secousse	Bâtiment neuf	Bâtiment existant moyen	Bâtiment existant faible
Court	Type A	Type B	Type C
long	Type B	Type C	Type C

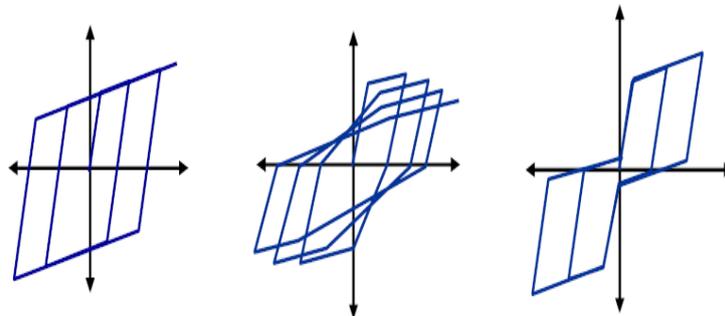


Figure 6.21 : Différents comportements des structures selon ATC40

Les gammes et les limites assignées au coefficient K pour les trois types de comportement structuraux sont données dans le tableau

Tableau 6.4 : Valeurs du facteur de modification de l'amortissement K

Type de comportement	ζ_0 (%)	K
Type A	$\leq 16,25$	1
	$> 16,25$	$1,13 \cdot \frac{0,51 \cdot (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}}$
Type B	≤ 25	0,67
	> 25	$0,845 \cdot \frac{0,446 \cdot (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}}$
Type C	Aucune valeur	0,33

4) Construction du spectre de réponse élastique ou de conception dans le plan ADRS pour un taux d'amortissement visqueux de 5% ;

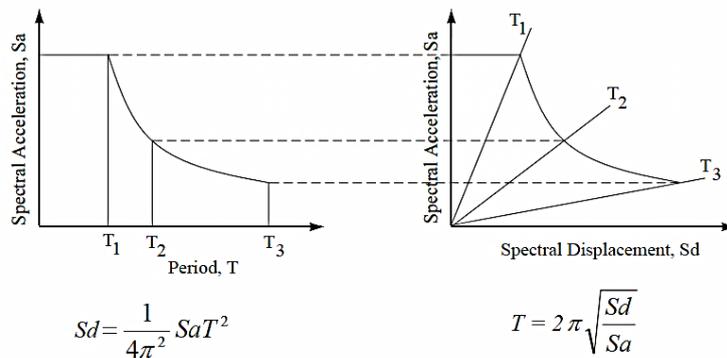


Figure 6.22 : Conversion de spectre de réponse au format ADRS

5) Réduction du spectre de repense élastique à un spectre de repense réduit avec un amortissement plus grand que l'amortissement 5%

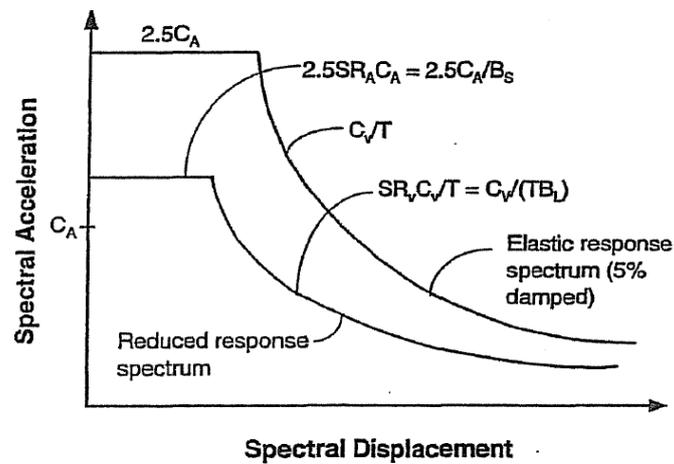


Figure 6.23 : Réduction du spectre de repense selon l'ATC40

Tableau 6.5 : Valeurs du coefficient C_A selon l'ATC40

Profil de sol	Intensité de secousse					
	0,075	0,15	0,2	0,3	0,4	> 0,4
S_B	0,08	0,15	0,2	0,3	0,4	1
S_C	0,09	0,18	0,24	0,33	0,4	1
S_D	0,12	0,22	0,28	0,36	0,44	1,1
S_E	0,19	0,3	0,34	0,36	0,36	0,9
S_F	Sol exigeant des investigations					

Une interprétation linéaire effectuée pour les valeurs intermédiaires

Tableau 6.6 : Valeurs du coefficient C_v selon l'ATC40

Profil de sol	Intensité de secousse					
	0,075	0,15	0,2	0,3	0,4	> 0,4
S_B	0,08	0,15	0,2	0,3	0,4	1
S_C	0,13	0,25	0,32	0,45	0,56	1,4
S_D	0,18	0,32	0,4	0,54	0,64	1,6
S_E	0,26	0,5	0,64	0,84	0,96	2,4
S_F	Sol exigeant des investigations					

Une interprétation linéaire effectuée pour les valeurs intermédiaires

Tableau 6.7 : Valeurs des SR_A et SR_v selon l'ATC40

Type de comportement	SR_A	SR_v
Type A	0,33	0,5
Type B	0,44	0,56
Type C	0,56	0,67

6) Superposition de la courbe de capacité sur le spectre en format ADRS

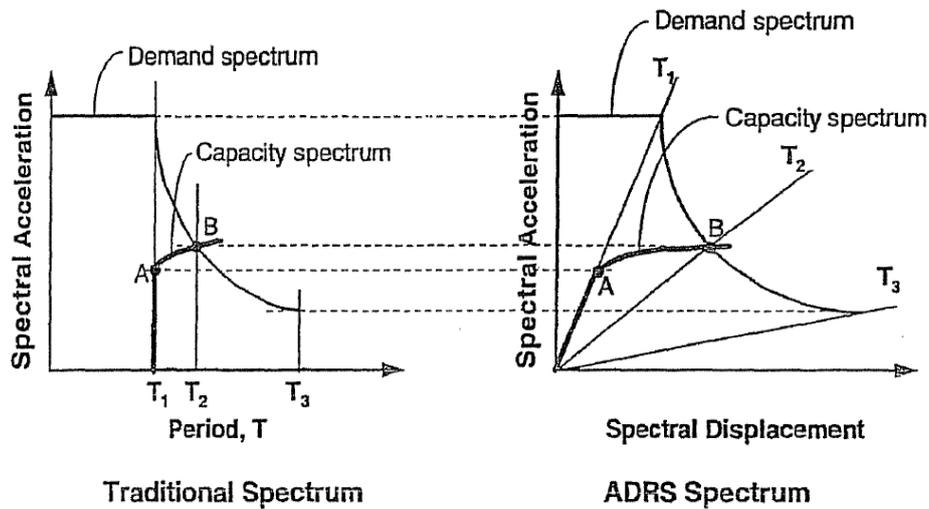


Figure 6.24 : Superposition des courbe de capacité et le spectre de repense au format ADRS

7) Des itérations sur la valeur de d_i jusqu'au la tolérance $\frac{d_{pi} - d_i}{d_{pi}}$ soit inférieure à 5%

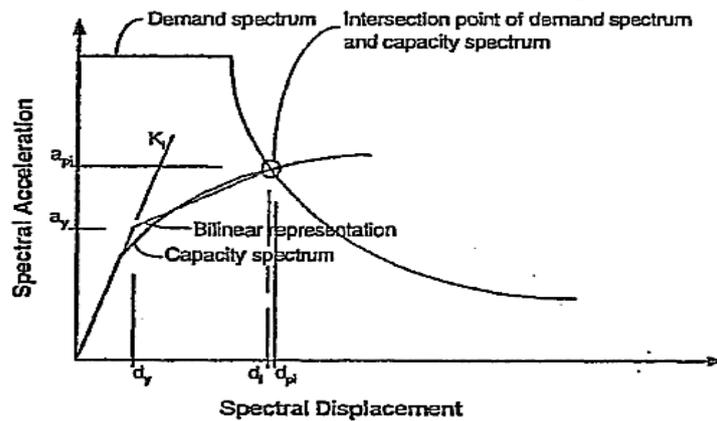


Figure 6.25 : Evaluation du point de performance selon l'ATC40

Conclusion

Nous avons présentés, dans ce chapitre, les différentes formulations qui seront utilisées par la suite pour l'élaboration des lois de comportement des différents éléments constitutifs du système porteur des structures en béton armé. Or, nous avons expliqué que le comportement non linéaire des éléments est pris en compte par la définition de certains paramètres, dits les rotules plastiques. En effet, ces lois sont essentielles pour un calcul Pushover.

Dans ce contexte, une description sommaire sur les procédures de calcul Pushover dans les codes de FEMA ainsi l'ATC a été présentée.

CHAPITRE 7

Mise en œuvre numérique

Après la présentation des axes principaux de cette étude qu'on note principalement par le confortement parasismique et son effet sur les structures, l'analyse Pushover et les formulations numériques nécessaires, le présent chapitre sera consacré à la mise en application de l'analyse Pushover dans le but d'estimer le mode de ruine principale et les performances de la structure pour le type de bâtiment choisi. Au préalable, nous présenterons la capacité en résistance et en déplacement de la structure initiale, ainsi les modes de ruines attendue par le calcul Pushover et les mécanismes d'endommagements observées suite au séisme de Zemmouri 2003, ensuite nous présenterons deux variantes de confortement, la première variante est celle réalisée suite au séisme par l'organisme de CTC. Une deuxième variante sera proposée par nous, en envisagent cinq cas dans le but de bien comprendre l'effet de confortement sur le comportement global de la structure : gainage de poteaux et ou l'ajout de voile.

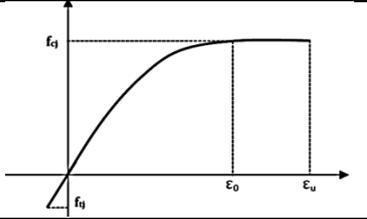
7.1. Caractéristiques par défaut des matériaux

Au vue de l'importance des caractéristiques mécaniques des matériaux dans les calculs de capacité résistante, il est souhaitable de s'assurer de la validité des valeurs retenues. Il est alors nécessaire d'effectuer quelques tests (compression du béton, traction de l'acier) sur des échantillons représentatifs ; Dans le cas ou de tels essais ne seraient pas réalisés, des valeurs indicatives sont fournies pour pallier le manque de données.

7.1.1. Le béton : Un essai de résistance à la compression de différents échantillons prélevés par carottages à différents endroits de la structure permettent de préciser les caractéristiques de façon expérimentale. On considère que le béton a les caractéristiques suivantes :

Tableau 7.1 : Caractéristiques du béton

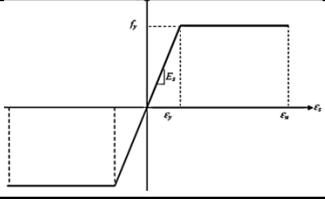
Contrainte de compression f_{cj}	20 MPA
Contrainte de traction f_{tj}	1,8 MPA
Module de Young E	29858,6 MPA
Déformation élastique ϵ_0	2.10^{-3}
Déformation plastique ϵ_u	$3,5.10^{-3}$



7.1.2. L'acier : il est nécessaire de vérifier la nature des armatures (HA ou doux). Ces aciers seront supposés respecter les caractéristiques suivantes :

Tableau 7.2 : Caractéristiques de l'acier ajouté

Limite élastique f_e	400 MPA
Contrainte de calcul	400 MPA
Module de Young E_s	200000 MPA
Déformation élastique ϵ_y	2.10^{-3}
Déformation plastique ϵ_u	10.10^{-3}



7.2. Sections et armatures

Dans le cas où les plans d'armatures sont disponibles, on s'assurera de leur conformité avec le bâtiment réel par quelques sondages bien choisis. Dans la plus part des cas, l'absence du plan d'armatures nécessite une reconstitution des plans de ferrailage. L'étape suivante consiste à vérifier la conformité des armatures trouvés par sondage aux règles de l'époque (selon l'âge du bâtiment). Si la conformité est assurée, on considère que les sondages sont représentatifs des armatures réelles. Dans le cas contraire, la présence du bâtiment dans son état actuel (état du lieu) permet d'estimer sa résistance aux charges de service. On considérera que le bâtiment résiste à l'état limite de service, sous les cas de charges de service et on calculera le ferrailage minimal nécessaire selon les codes actuels en tenant compte de la disposition des armatures constatée dans les sondages.

Figure 7.3 : Sections de ferrailage retenu

Section	Poutre (20 x 40)	Poteau (20 x 40)	Poteau (20 x 50)
ferrailage	6 T 12	8 T 12	8 T 12

7.3. Charges et surcharges

Il convient de faire l'inventaire des charges réelles en place dans le bâtiment dans l'usage actuel, ou prévu, en cas de modification de la destination du bâtiment. Le poids des planchers et leur surcharges sont pris égal à :

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

Plancher étage courant : $G = 5,3 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

7.4. Modèle du bâtiment

- Le modèle du bâtiment testé est un modèle tridimensionnel, supposé encastree à la base;
- Le plancher est considéré comme étant un diaphragme rigide;
- L'interaction de sol structure n'a pas été considérée dans le calcul;

7.5. Etat des lieux

7.5.1. Analyse modale linéaire (méthode spectrale)

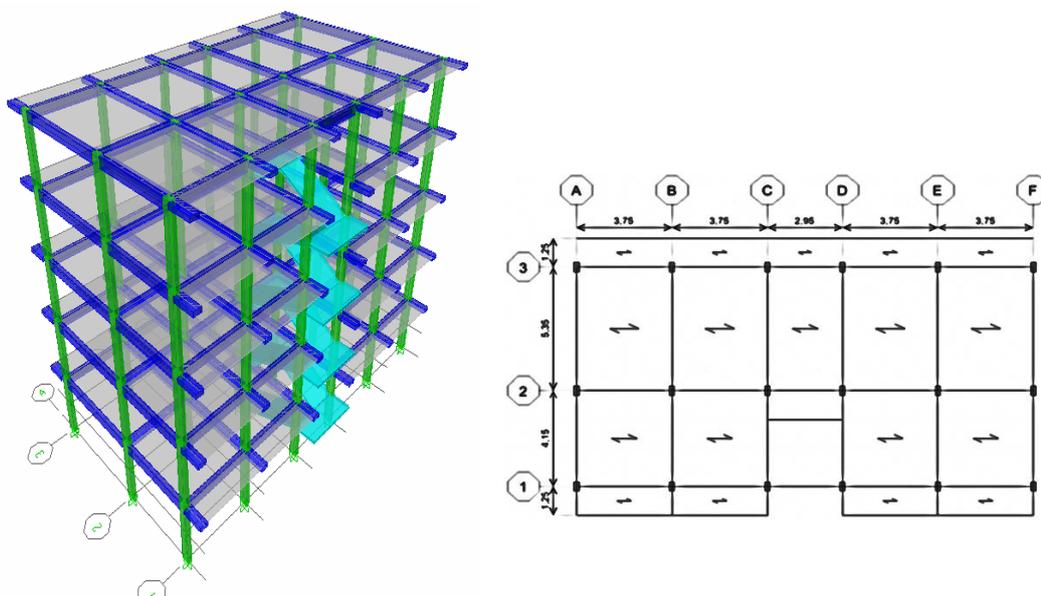


Figure 7.4 : Différentes perspectives du bâtiment initial (vue en 3D / vue en plan)

7.5.1.1. Résultats de l'analyse modale linéaire (méthode spectrale)

Les tableaux de 7.4 à 7.7 résument les résultats :

Tableau 7.4 : Les efforts tranchant préconisé par le R.P.A 99/03

Sens	V_s (KN)	$0,8 V_s$ (KN)	V_D (KN)
XX	1648	1347	980
YY			1228

Tableau 7.5 : Déplacement relatifs et absolus de la structure initiale

Etage	Δ_{Kx} (m)	Δ_{Ky} (m)	$\delta_{R.P.A}$ (m)
4	0,0252	0,0161	0,03
3	0,04235	0,0273	0,03
2	0,0567	0,03675	0,03
1	0,06685	0,04165	0,03
R.D.C	0,05635	0,02905	0,03

Tableau 7.6 : Participation modale de la structure initiale

Mode	Période	α_{xi}	α_{yi}	$\sum \alpha_{xi}$	$\sum \alpha_{yi}$	α_{zi}	$\sum \alpha_{zi}$
1	1,191	83,20	0	83,20	0	2,77	2,77
2	0,848	2,86	0	86,07	0	80,94	83,71
3	0,815	0	82,79	86,07	82,79	0	83,71
4	0,355	9,18	0	95,25	82,79	0,22	83,94
5	0,263	0,16	0	95,42	82,79	9,97	93,92
6	0,256	0	10,74	95,42	93,54	0	93,92

Tableau 7.7 : Vérification de l'effet P- Δ de la structure initiale A.5.9 (11)

Etage	h_k	Δ_{Kx} (cm)	Δ_{Ky} (cm)	θ_x	θ_y
4	3,06 m	0,0252	0,0161	0,05	0,03
3		0,04235	0,0273	0,09	0,05
2		0,0567	0,03675	0,14	0,07
1		0,06685	0,04165	0,18	0,09
R.D.C		0,05635	0,02905	0,17	0,07

Tableau 7.8 : Les efforts dans les poteaux et ceux exigés par le R.P.A 99/03 A.7.4.3.1 (11)

L'effort normal réduit dans les poteaux A.7.4.3.1 (11)				
Etage	f_{C28}	$V_{\text{poteau}} (20 \times 50)$	$V_{\text{poteau}} (20 \times 40)$	$V_{\text{R.P.A}}$
4	20 MPA	0,08	0,08	0,3
3		0,16	0,2	0,3
2		0,24	0,32	0,3
1		0,32	0,46	0,3
R.D.C		0,49	0,69	0,3

Contrainte de cisaillement dans les poteaux A.7.4.3.2 (11)								
Etage	f_{C28}	XX				YY		
		$\tau_{\text{P.Centr}}$	$\tau_{\text{R.P.A}}$	$\tau_{\text{P.Rive}}$	$\tau_{\text{R.P.A}}$	$\tau_{\text{P.Centr}}$	$\tau_{\text{P.Rive}}$	$\tau_{\text{R.P.A}}$
4	20 MPA	0,38	0,8	0,27	1,5	0,56	0,27	1,5
3		0,59	0,8	0,93	1,5	0,99	0,97	1,5
2		0,67	0,8	1,37	1,5	1,27	1,31	1,5
1		0,85	0,8	1,71	1,5	1,5	1,44	1,5
R.D.C		0,92	0,8	1,8	1,5	1,56	1,57	1,5

7.5.1.2. Commentaires

L'analyse modale élastique de la structure visée a montré un manque flagrant dans le comportement sismique des constructions similaires. Néanmoins, le bâtiment peut résister à un certain niveau de séisme puisqu'il a été conçu pour résister à un effort horizontal connu (Neige et Vent), on remarque ainsi :

- L'importance des déplacements dans les deux sens, ce qui signifie un manque de rigidité;
- L'importance des efforts de cisaillement dans certains poteaux ;
- Risque de rupture fragile par compression des poteaux des étages inférieurs.

En conséquence, l'étude du comportement sismique réel s'avère toujours nécessaire afin de mettre en évidence leurs performances, en utilisant les méthodes d'analyse statique non linéaire.

7.5.2. Analyse statique non linéaire (Pushover)

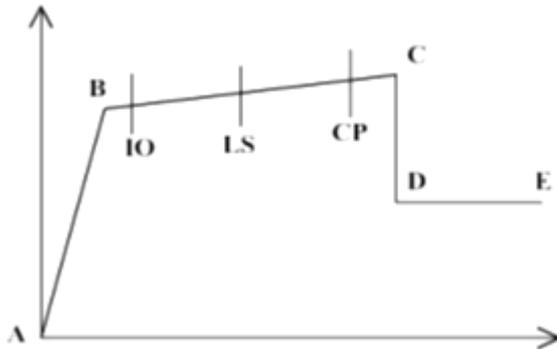
7.5.2.1. Chargement latéral

Tableau 7.9 : Les distributions des charges latérales retenues

Niv	M.S.N.L				E.L.F	C_{vi}	Distribution Uniforme
	Φ_X	P_X (KN)	Φ_Y	P_Y (KN)			
R.D.C	0,22	0,24	0,18	0,2	0,019	182	
Etage 1	0,49	0,54	0,46	0,5	0,076	182	
Etage 2	0,72	0,8	0,7	0,78	0,17	182	
Etage 3	0,89	0,98	0,89	0,98	0,30	182	
Etage 4	1	1	1	1	0,43	165	

7.5.2.2. La courbe Pushover

Une analyse statique non linéaire, qui est basée sur les codes ATC / FEMA est utilisée par le logiciel SAP 2000, qui définit la notion du mode de ruine et la performance de la structure, selon la figure suivante, on peut définir les points suivants :



- A : Le point d'origine
- B : toutes les déformations élastiques sont ignorées. (la plastification)
- C : la capacité ultime de l'analyse Pushover.
- D : la résistance résiduelle de l'analyse.
- E : la rupture totale des éléments.

Figure 7.6 : Courbe effort tranchant – déplacement

D'autres points additionnels qui n'ont aucun effet sur le comportement de la structure, et qui sont adoptées par les codes de calcul, pour l'appréciation de l'analyse non linéaire statique (Voire III.3.2), et qui sont : IO : Occupation immédiate.

LS : durée de service.

CP : prévention d'effondrement.

Les courbes Pushover déduites du calcul numérique sont présentées dans la figure 7.7, dans les deux sens :

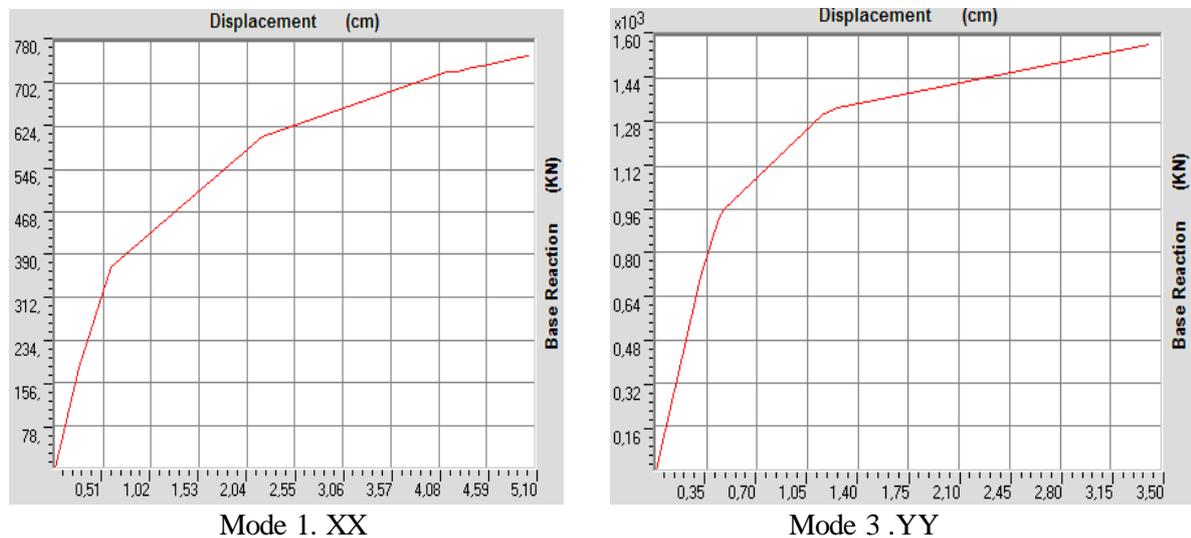


Figure 7.7 : Courbe Pushover selon le premier et troisième mode de vibrations de la structure initiale

Tableau 7.10 : Résultats de l'analyse Pushover de la structure initiale

Courbe Pushover sous Mode1 /XX											
Step	δ_x (cm)	V (KN)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Total
			B	IO	LS	CP	C	D	E		
0	0,000	0	506	0	0	0	0	0	0	0	506
1	0,252	182,415	504	2	0	0	0	0	0	0	506
2	0,594	367,776	492	14	0	0	0	0	0	0	506
3	2,199	604,889	450	38	18	0	0	0	0	0	506
4	4,159	724,99	438	34	32	0	0	2	0	0	506
5	4,266	725,736	438	32	34	0	0	2	0	0	506
6	4,439	731,806	438	30	34	2	0	2	0	0	506
7	4,547	733,847	438	30	33	3	0	0	2	0	506
8	4,944	750,833	438	20	35	9	0	3	1	0	506
9	5,043	753,056	438	19	33	9	0	6	1	0	506

Courbe Pushover sous Mode 3 /YY											
Step	δ_x (cm)	V (KN)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Total
			B	IO	LS	CP	C	D	E		
0	0,000	0	506	0	0	0	0	0	0	0	506
1	0,306	709,154	502	4	0	0	0	0	0	0	506
2	0,437	927,277	486	20	0	0	0	0	0	0	506
3	0,470	960,023	471	26	9	0	0	0	0	0	506
4	1,149	1308,152	444	50	8	4	0	0	0	0	506
5	1,167	1314,036	435	56	11	1	3	0	0	0	506
6	1,253	1331,676	425	60	9	6	4	2	0	0	506
8	3,419	1567,362	390	24	40	28	6	8	4	0	506

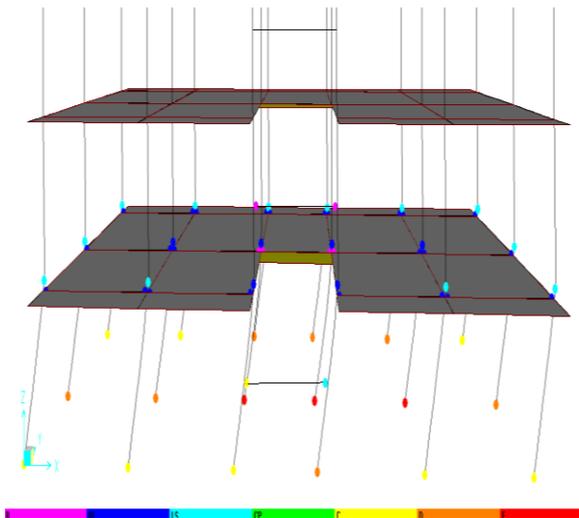
Les résultats de la modélisation en 3D montrent que selon les différents types de chargements et les lois de comportements utilisés, nous avons remarqués :

- La résistance globale de la structure selon le sens (x) est inférieure à celle du sens (y), cela est dû aux dimensions de poteaux dans le sens (y);
- Les trois types de chargement donnent des courbes approximativement comparables dans chaque directions ;
- La structure entre dans le domaine plastique selon YY rapidement par rapport au sens XX;
- Le bâtiment peut être poussé à un déplacement cible plus grand dans le sens longitudinal que dans le sens transversal puisqu'il est moins flexible.

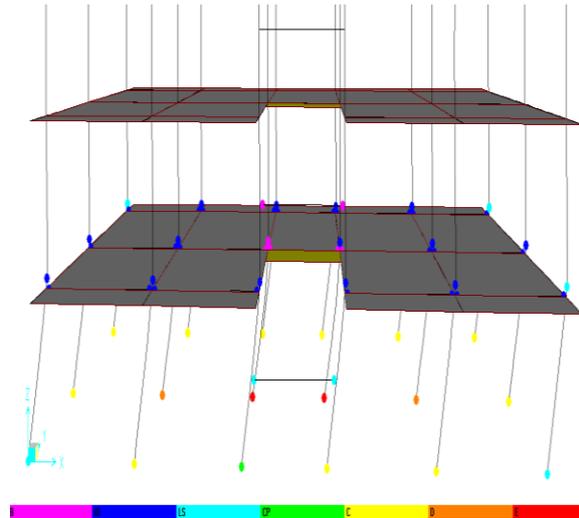
7.5.2.3. Mécanisme de l'endommagement (formulation des rotules plastiques)

La formation de rotules dans la structure montre clairement que le bâtiment original subira de grands dégâts, particulièrement, dans le premier niveau où les poteaux se plastifiaient à l'évènement E.

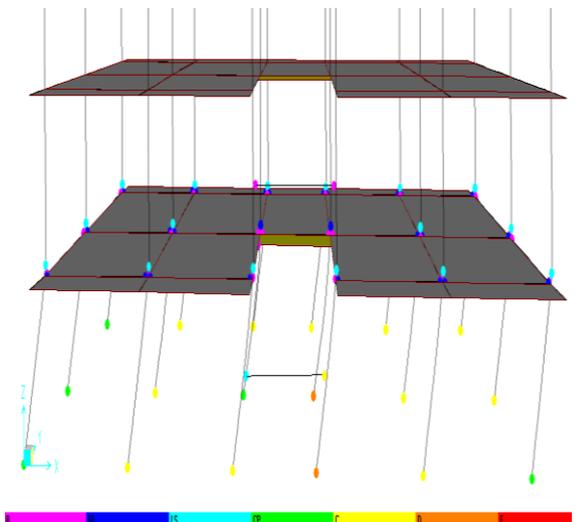
Les photos et les figures suivantes montrent et comparent les mécanismes de ruine suite au séisme de Zemmouri 2003 et ceux obtenues par l'analyse statique non linéaires de la structure visée (photos réelles suites au séisme de Zemmouri 2003 des bâtiments de la cités des 1200logements endommagés).



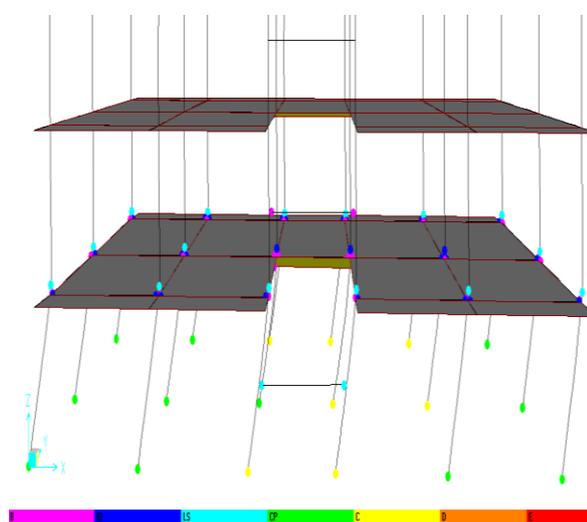
Accel / XX - Step 17 -



Accel / YY - Step 18 -

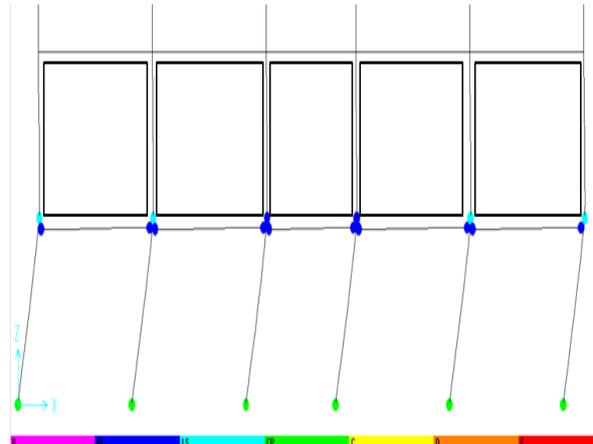


MSNL / YY -Step 9-

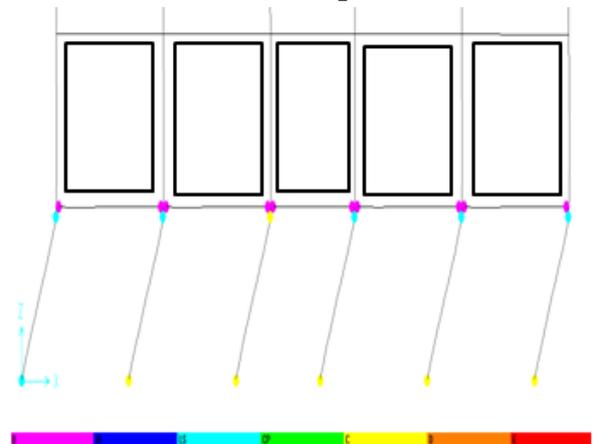


ELF / YY - Step 8 -

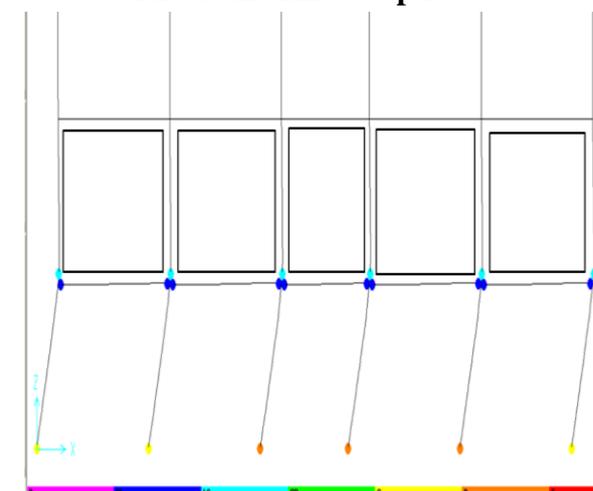




E.L.F / YY - Step 6 -



M.S.N.L / XX - Step 10 -



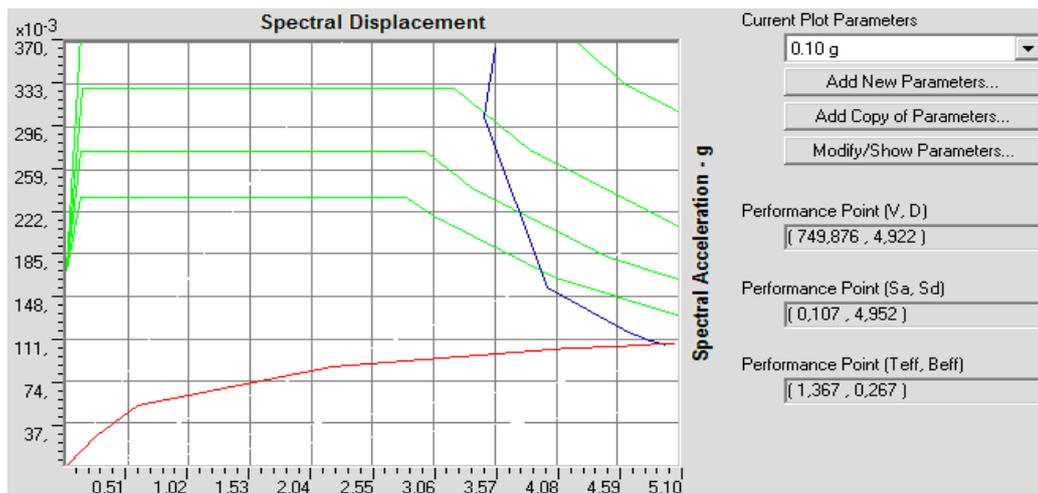
Accel XX - Step 17 -

Photos 7.8 : Pathologique observés aux bâtiments des 1200 logements suite au séisme de Zemmouri 2003 et ceux de l'analyse statique non linéaire par SAP2000

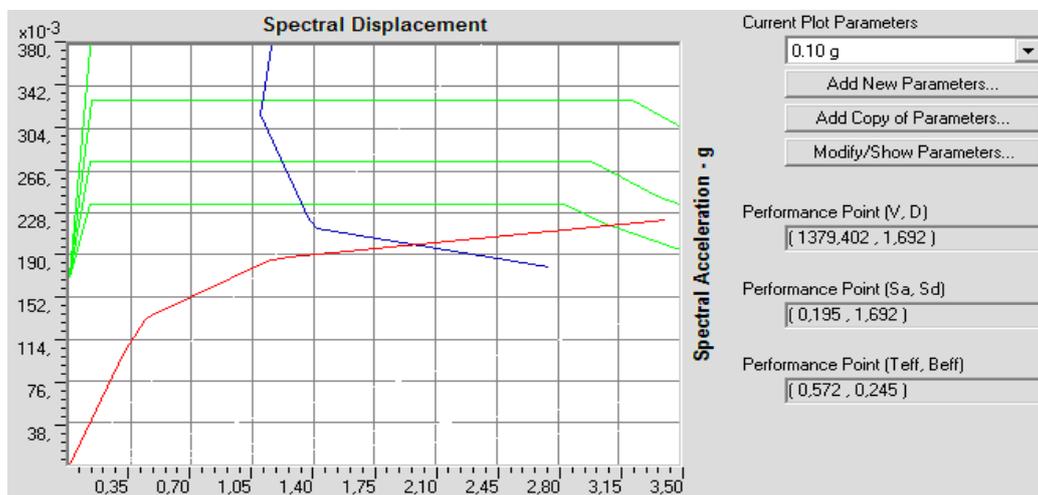
D'après les photos et les résultats de l'analyse Pushover, Il est claire que :

- Le mode de ruine selon tous les types de chargement est principalement dans l'étage inférieur ;
- Le bâtiment subira de grands dégâts particulièrement dans le premier niveau où les poteaux se sont plastifiés à l'évènement C, D et ou E.
- Les étages supérieurs restent stables et n'ont subi aucun état dommage;
- Déplacements inégaux dans les étages (déplacement maximal est dans le niveau bas).

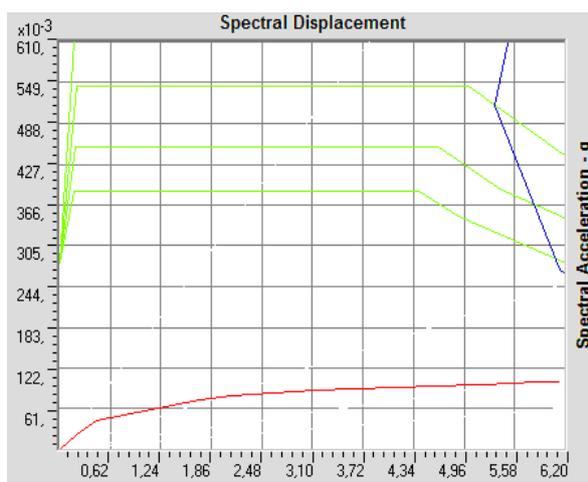
7.5.2.4. Courbes Demande-Capacité



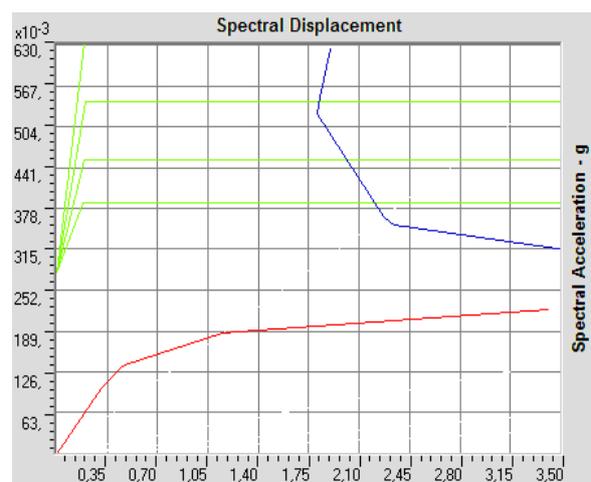
Mode 1 XX -0,10 g-



Mode 3 YY -0,10 g-



Mode 1 XX -0,2g-



Mode 3 YY -0,2g-

Figure 7.9 : Courbe Demande –Capacité de la structure initiale

Tableau 7.11 : Performances de la structure initial selon les différents modes de chargements

Perf	Charg.	M.S.N.L	E.L.F	Unif	Accel	Mode
XX	(V, D)	(918.6, 5.85)	(929, 5.8)	(929.76, 5.8)	(775, 4.9)	(750.8, 4.9)
	(S _a , S _d)	(0.098, 5.15)	(0.098, 5.12)	(0.098, 5.12)	(750.8, 4.95)	(0.1, 4.95)
	(T _{eff} , B _{eff})	(1.45, 0.278)	(1.43, 0.278)	(1.43, 0.278)	(1.33, 0.26)	(1.36, 0.276)
YY	(V, D)	(919, 0.99)	(929, 1.02)	(930, 1.02)	(1384, 1.65)	(1379, 1.7)
	(S _a , S _d)	(0.109, 5.17)	(0.108, 5.14)	(1.098, 5.14)	(0.196, 1.65)	(0.196, 1.65)
	(T _{eff} , B _{eff})	(1.45, 0.27)	(1.44, 0.27)	(1.44, 0.276)	(0.56, 0.235)	(0.57, 0.235)

Commentaires

La figure 7.10 montre les courbes demande - capacité pour le bâtiment original sous différentes intensités sismiques :

- La demande sismique est importante par rapport à la capacité du bâtiment original, puisqu'elle n'intersecte pas la courbe de capacité, pour des intensités sismique moyenne à forte, ceci prouve les résultats précédents, la structure initial présente des insuffisances flagrantes dans le comportement dynamique;
- Pour des intensités sismiques faibles (zone de faible sismicité), La demande sismique intersecte la courbe de capacité près du point événement LS selon le sens longitudinal et événement CP selon le sens transversal, ce qui signifie un niveau de sécurité faible.

7.5.3. Recommandations

À l'issue de ces divers résultats qui ont montré une déficience remarquable dans le comportement sismique de la structure aux différentes sollicitations générées par le séisme, on peut déduire que cette structure est vulnérable et elle doit subir un renforcement dont le but de lui offrir un meilleur système de contreventement pouvant lui assurer une résistance suffisante vis-à-vis des sollicitations diverses. On confirme ainsi que ce bâtiment est déclaré vulnérable suite au séisme de Zemmouri 2003 d'après le contrôle technique de constructions. Pour étudier l'effet du renforcement des portiques

7.6. La structure confortée

Nous allons considérer deux variantes de structures modifiées :

- La première variante est celle réalisée suite au séisme de Zemmouri 2003 proposé par l'organisme de C.T.C, notée par V.R;
- La deuxième variante sera proposée par nous-même, notée par V.P.

L'accent sera mis sur les critères de performances : Résistance, Ductilité et rigidité, on recherchant un positionnement rentable et optimal en fonction des objectifs prédéfinis à atteindre.

Tableau 7.12: Les variantes de confortement réalisées et proposées

Variante	Chemisage de poteaux ⁽¹⁾		Ajout des voiles
	Poteau centraux	Poteau de rive	
V.R	(40 x 70)	(40 x 60)	15 cm
V.P	(50 x 60)	(50 x 60)	20 cm

(1) : La résistance équivalente du béton pour toute la section est de 22MPA

7.7. La variante réalisée suite au séisme de Zemmouri 2003 (V.R)

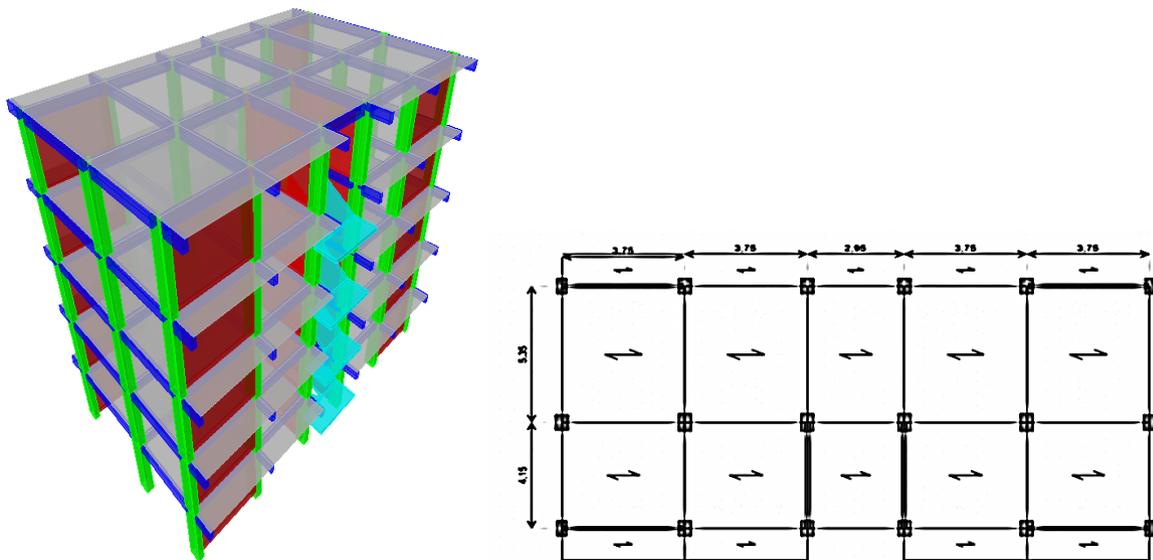


Figure 7.10 : Différentes perspectives de la variante réalisée suite au séisme de Zemmouri

7.7.1. Les différents cas d'étude

Pour la variante réalisée, on considère plusieurs cas d'étude, dans le but d'étudier l'effet de gainage de poteaux et ou l'ajout des murs voiles en béton armé sur les performances de la structure :

- (1) Gainage des poteaux et l'ajout des voiles sur toute la hauteur du bâtiment;
- (2) Ajout des murs de contreventement sur toute la hauteur du bâtiment;
- (3) Gainage des poteaux sur toute la hauteur du bâtiment;
- (4) Gainage des poteaux sur toute la hauteur et l'ajout des voiles au premier niveau;
- (5) Gainage des poteaux sur toute la hauteur et l'ajout des voiles aux deux premiers niveaux.

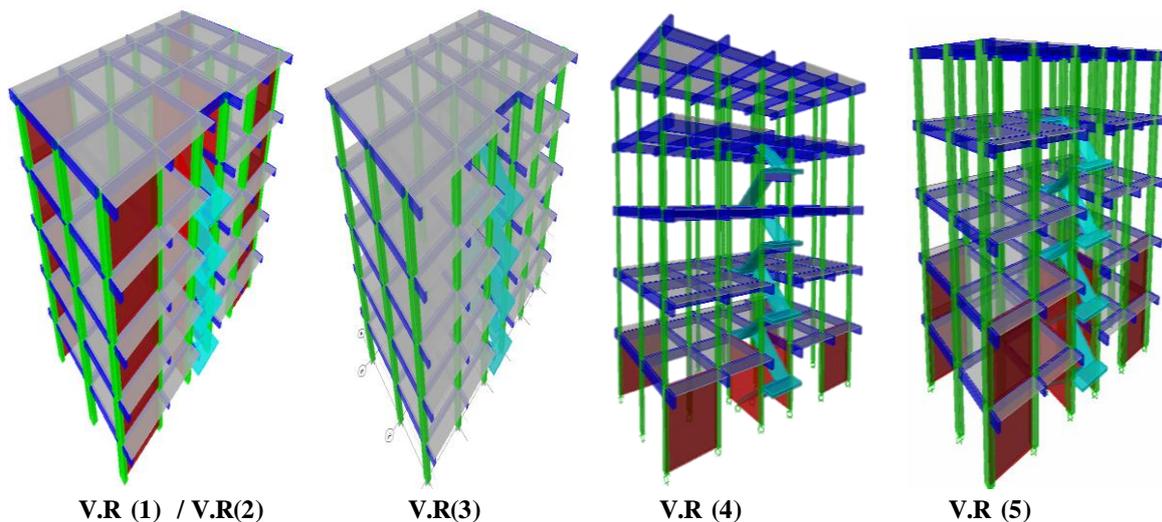
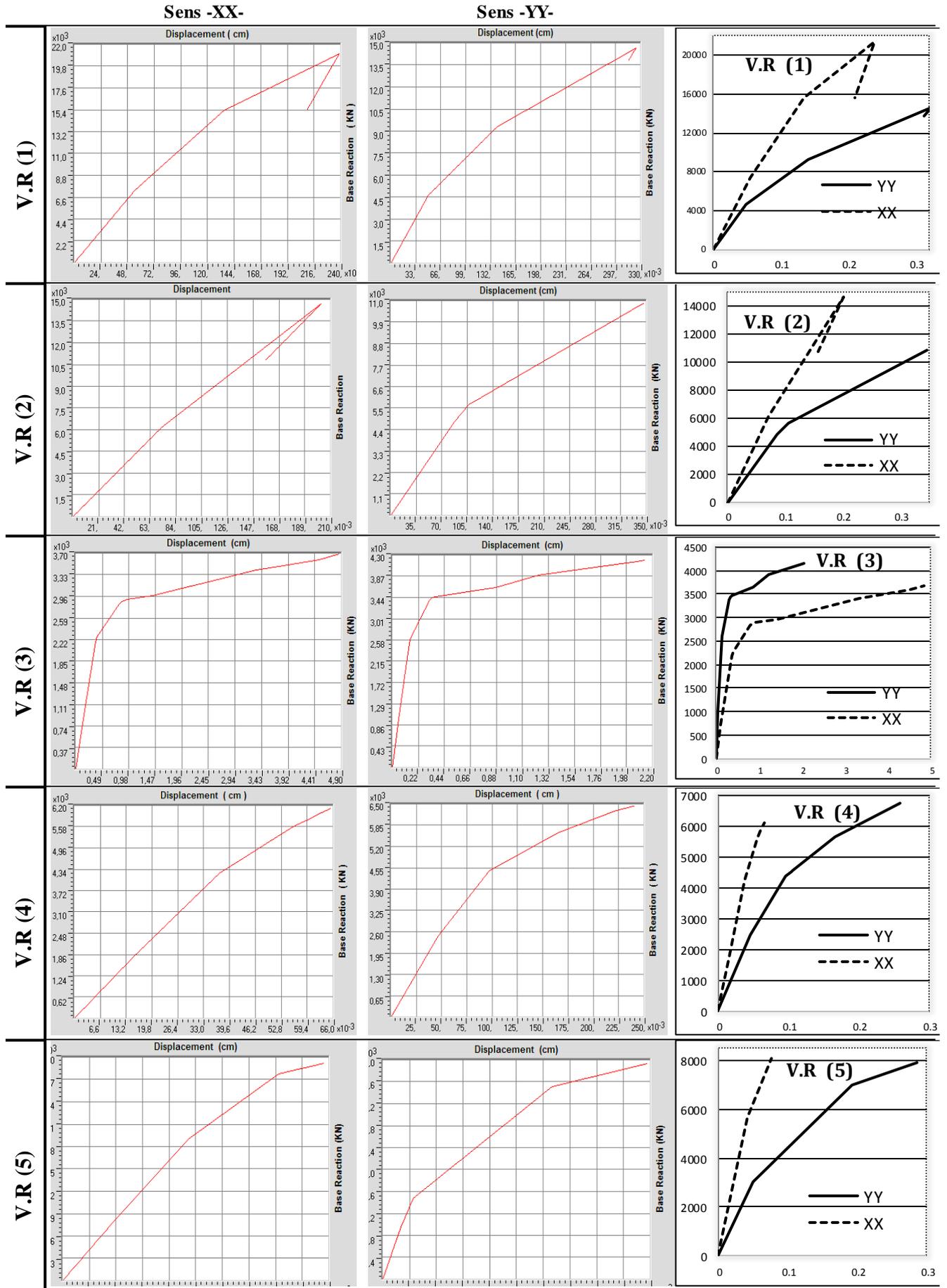


Figure 7.11 : Différentes cas d'étude de la variante réalisée

7.7.2. Courbes Pushover

Les courbes Pushover déduites du calcul numérique, pour les cas prédéfinis, sont présentées dans la figure 7.12 dans les deux sens :



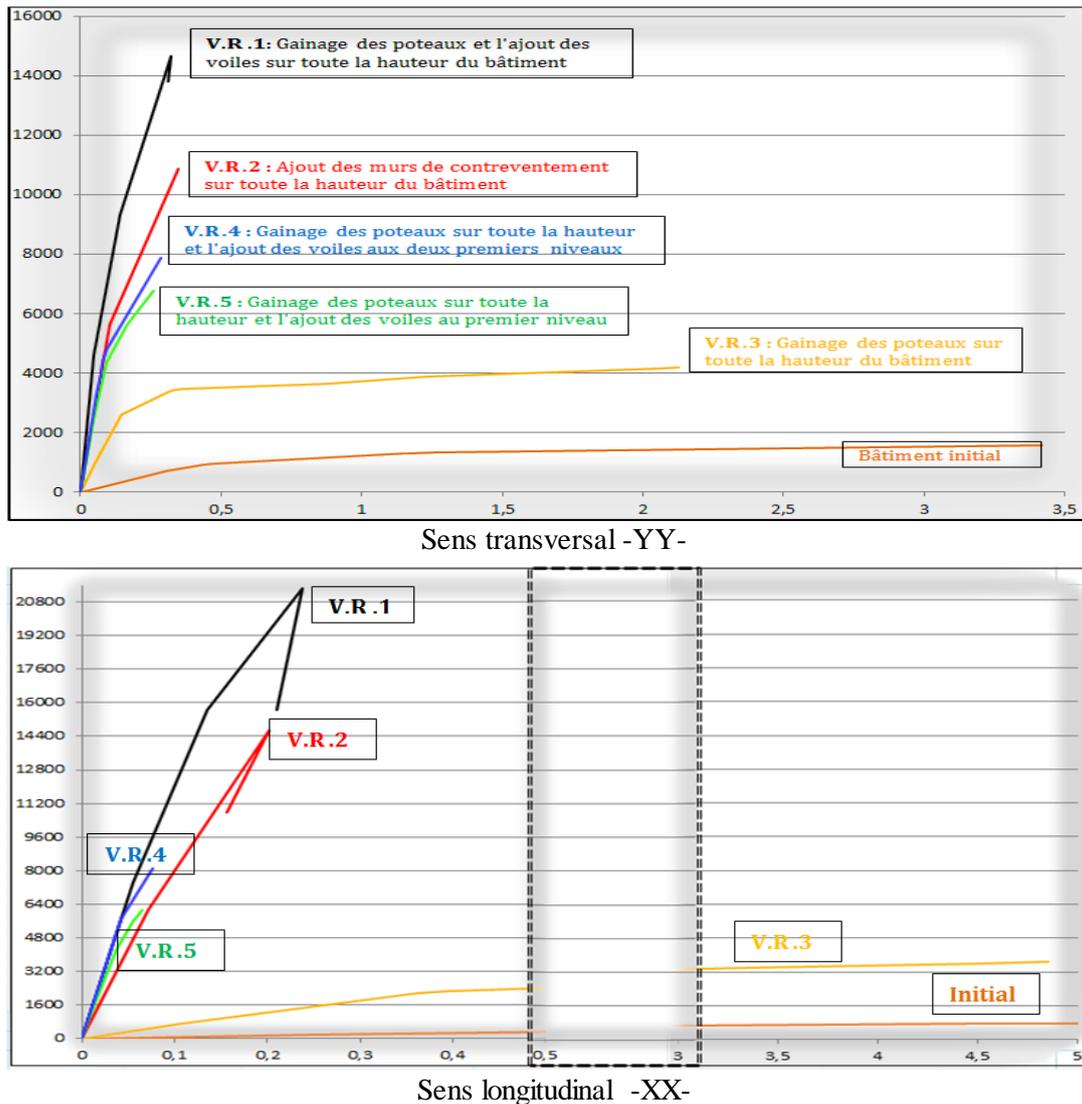
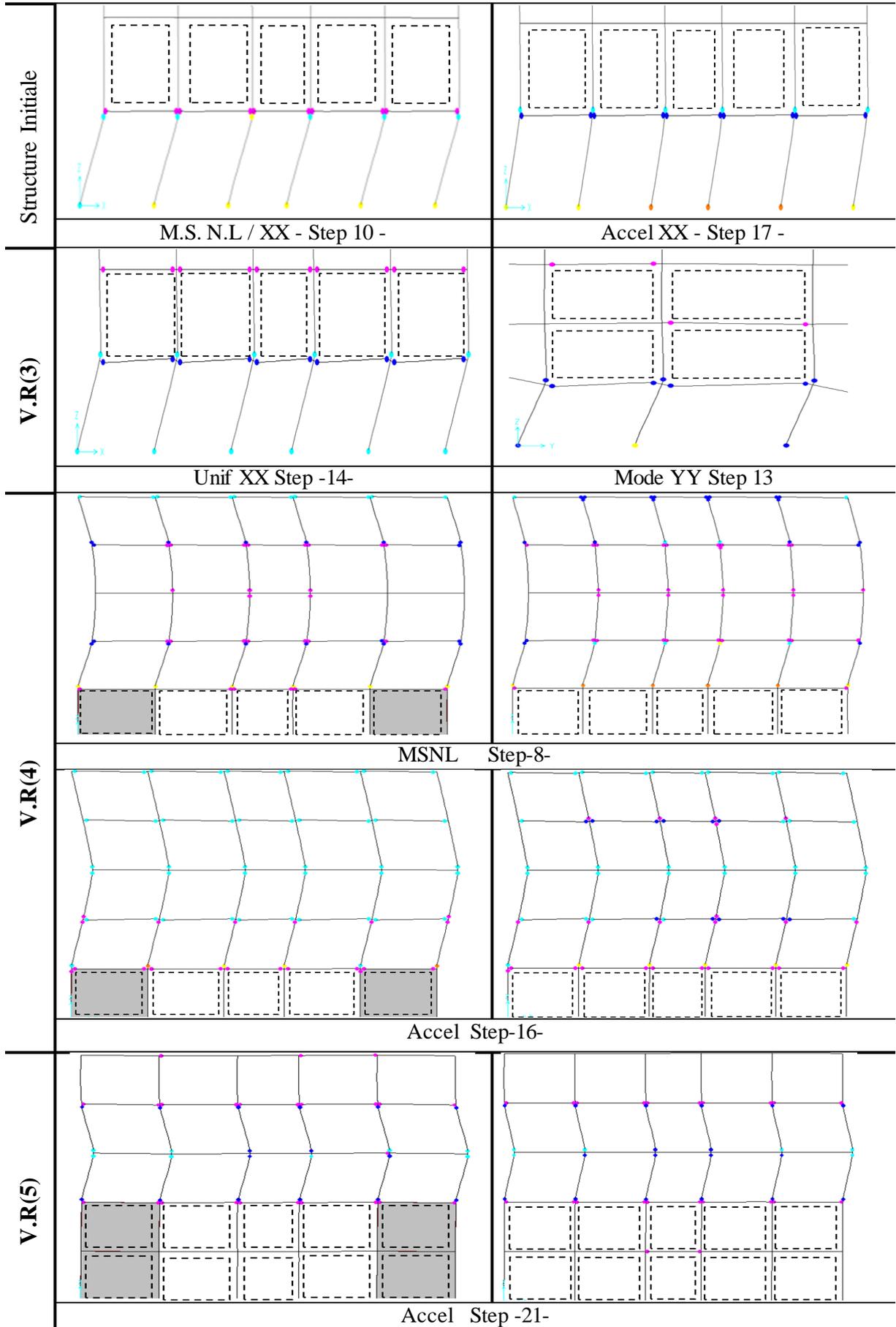


Figure 7.12 : Courbes Pushover de la variante réalisée pour différent cas selon XX et YY

Commentaire

- la marge de sécurité a été améliorée par rapport au cas initial;
- Le bâtiment original (structure portique auto-stable) peut être poussé à un déplacement plus grand que celui des bâtiments confortés (structure mixte) puisqu'il est plus flexible;
- Pour le cas initial et la variante V.R(3), le bâtiment peut être poussé à un déplacement cible plus grand dans le sens X que dans le sens Y puisqu'il est moins flexible;
- Pour les variantes V.R(1), V.R(2), V.R(4) et V.R(5), le bâtiment peut être poussé à un déplacement cible plus grand dans le sens Y que dans le sens X, cela est dû à l'inégalité de nombres de voiles ajoutés dans les deux sens;
- La rigidité dans la direction Y est plus importante, pour les deux cas de système portique auto-stable. Pour le système mixte, la rigidité dans la direction X est plus importante. Cela est dû à la géométrie de la structure et à la disposition des voiles;
- L'ajout de voiles ont pour effet principal d'améliorer la capacité de résistance de la structure et de se comporter d'une manière élastique;
- Le gainage de poteaux donne l'occasion aux éléments de la structures (poteau, poutre) de se déformés (plastifié), ce qui permet d'améliorer principalement sa ductilité.

7.7.3. Formation de rotules



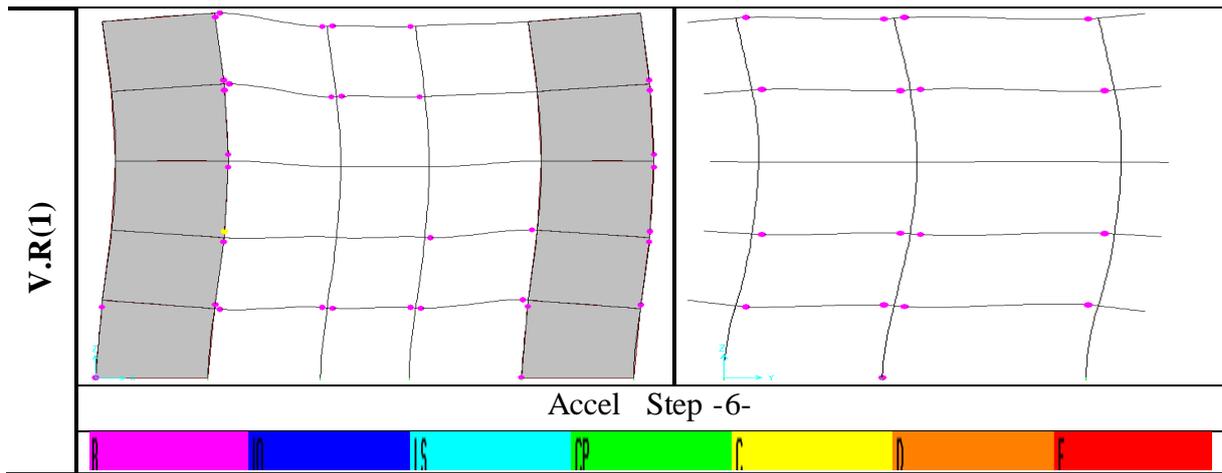
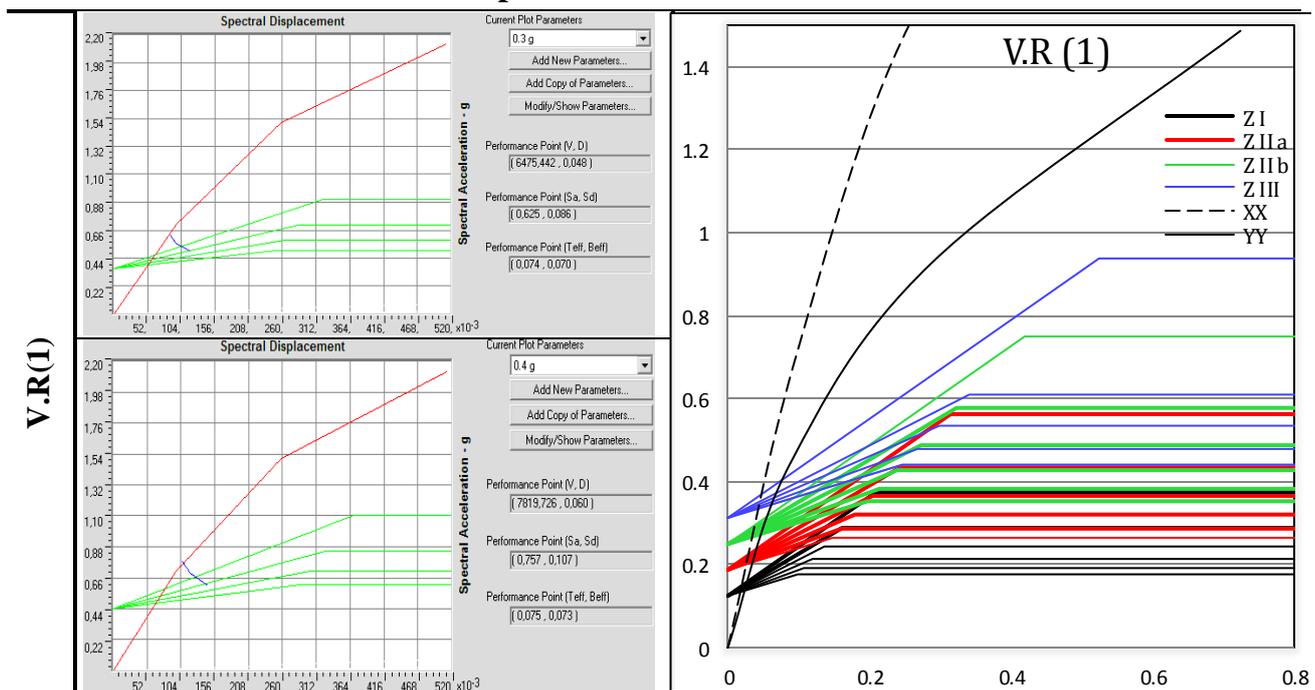


Figure 7.13 : Mécanisme de l'endommagement de la variante réalisée pour les différents cas

- Réduction aux niveaux des évènements de plastification par rapport au cas initial;
- Une diminution marquée de la capacité de cisaillement à la base qui est due à la formation de rotules plastiques pour le cas initial et la variante réalisée V.R(3);
- L'augmentation de sections de poteaux permet de construire les rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux (poteau forts et poutres faibles);
- L'ajout de voile qu'au premier niveau écart toute déformée de cisaillement, les cadres poteaux-poutres restent stables;
- Les voiles ajoutés qu'aux premiers niveaux sont des nouveaux encastremets à la structure (cas des variantes V.R(4) et V.R(5));
- Formation de rotules à des évènements de plastification élevés, dans les poteaux juste au-dessus des voiles où ils ne sont pas prévus sur toute la hauteur de la structure qui dû au grand différence de rigidité (cas des variantes V.R(4) et V.R(5));
- La différence entre les formes de la déformée de deux systèmes structuraux (portiques auto stables et mixte), cette distinction s'explique par la capacité en rotation des systèmes structuraux portiques auto stables par rapport à la présence des voiles.

7.7.4. Courbes demande – capacité



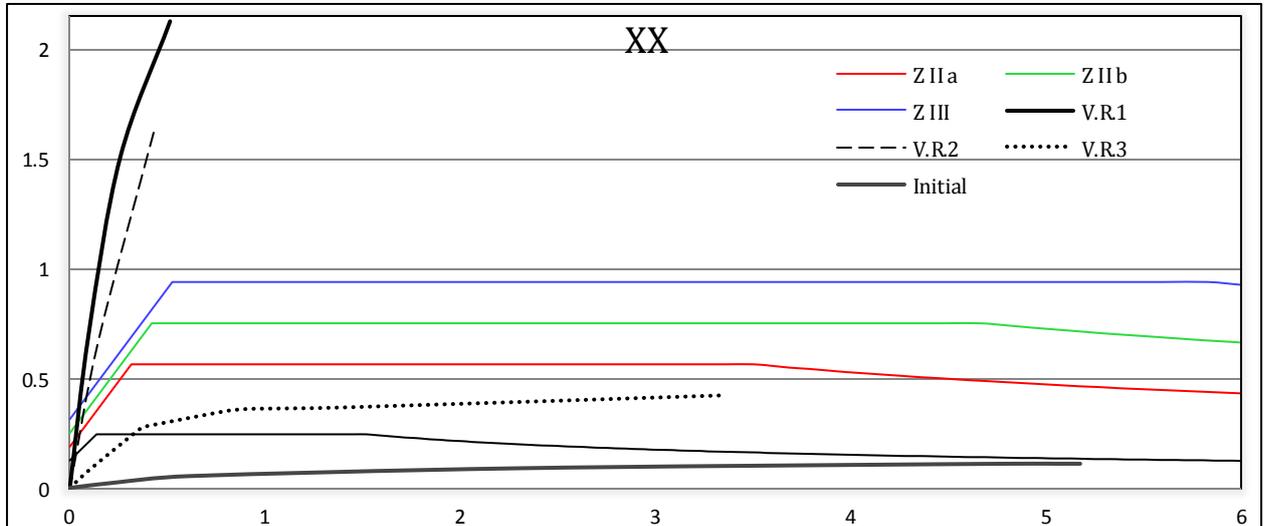
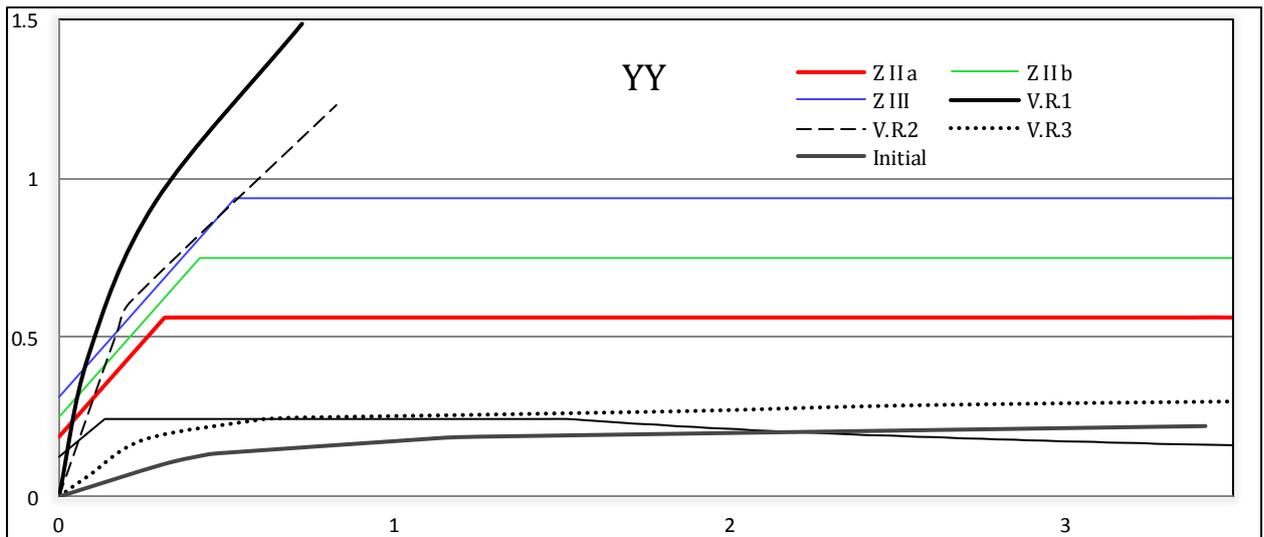
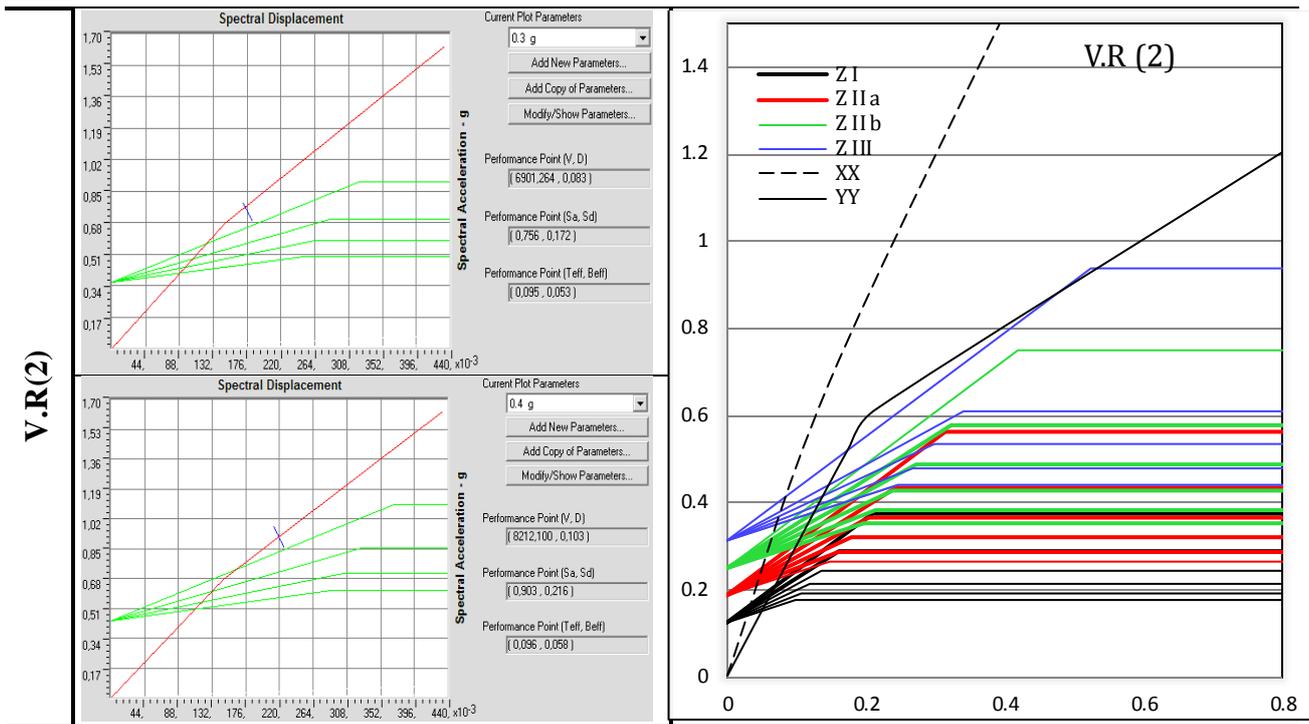


Figure 7.14 : Courbes Demande-Déplacement de la variante réalisée pour les différents cas

Commentaire

- Le niveau de performance a été amélioré (réserves de résistance et de déplacement);
- Le système structurel portique auto-stable peut satisfaire les conditions de sécurité vis-à-vis les intensités sismiques faibles à moyenne;
- La demande sismique est important par rapport à la capacité de la variant V.R(3), l'intersection à lieu près du point évènement LS à CP, ce qui signifie un niveau de sécurité faible pour des intensités sismiques moyennes à élevées;
- La marge de sécurité est améliorée pour les variantes V.R(4), V.R(5), V.R(2) et V.R(1), la courbe de demande inter secte la courbe de capacité près du point évènement B, ce qui signifie une réponse élastique et que la marge de sécurité est améliorée;
- L'ajout de voiles, non seulement au premier niveau, augmentera le niveau de sécurité puisque la courbe de demande tend à intersecté la courbe de capacité près du domaine élastique, même pour des intensités sismiques importantes;
- La capacité de résistance est élevée selon XX par rapport à YY pour les variantes V.R(4), V.R(5), V.R(2) et V.R(1) qui dû aux nombre de voiles ajoutés;
- La demande de déplacement est importante pour le système portique auto-stable et diminue considérablement lorsqu'on ajoute de voiles;

7.7.5. Interprétation

- Le mode d'effondrement principal de structures similaires (portiques basés sur le concept poteau faible et poutre faible) est au premier niveau, ou les rotules plastiques se concentrant en tête et en pied du poteau, signifie un manque en résistance;
- Le confortement par gainage des poteaux aux structures similaires 5 à 4 niveaux est une solution performante pour des intensités sismiques faibles à moyennes, on peut conclure que pour des intensités moyennes à fortes et avec des hauteurs moindres (2 à 3 niveaux), cette solution reste sécuritaire;
- Le gainage de poteaux donne l'occasion aux éléments de la structures (poteau, poutre) de se déformés (plastifié), ce qui permet d'améliorer principalement leur ductilité.
- Dans les zones de sismicité moyenne a élevé, le gainage de poteaux reste insuffisant, du fait que la capacité en résistance des portiques reste incomparable devant l'importance de la demande sismique;
- L'insertion de voiles aux structures similaires existantes aux premiers niveaux ou sur toute la hauteur écarte les insuffisances sismiques, l'ajout de voiles ont pour effet principal d'améliorer la capacité de résistance de la structure et de se comporter d'une manière élastique;
- La demande de déplacement diminue avec l'augmentation du nombre de voiles;
- La capacité de résistance augmente avec l'augmentation du nombre de voiles.

L'importance prévue à la structure est courante (importance moyenne) selon le R.P.A99/03. La variante réalisée suite au séisme de Zemmouri 2003 a un niveau de performance élevée, même pour des intensités sismiques fortes et se comporte d'une manière purement élastique, comme il a été déjà montré. La remarque sera mise sur le poids ajoutés à la structure, donc à l'infrastructure. Le poids de voiles et poteaux ajoutés est environ de 80 % du poids existant.

On se propose de rechercher une autre solution, dans le but de :

- 1) atteindre les performances de sécurité de vie humaine;
- 2) la structure reste stable et possède une réserve de capacité;
- 3) tenir compte le mieux possible de l'interdépendance entre les trois propriétés des structures porteuses: la rigidité, la capacité de déformation et de résistance.
- 4) Minimiser le poids ajoutés ;

7.8.La variante proposée

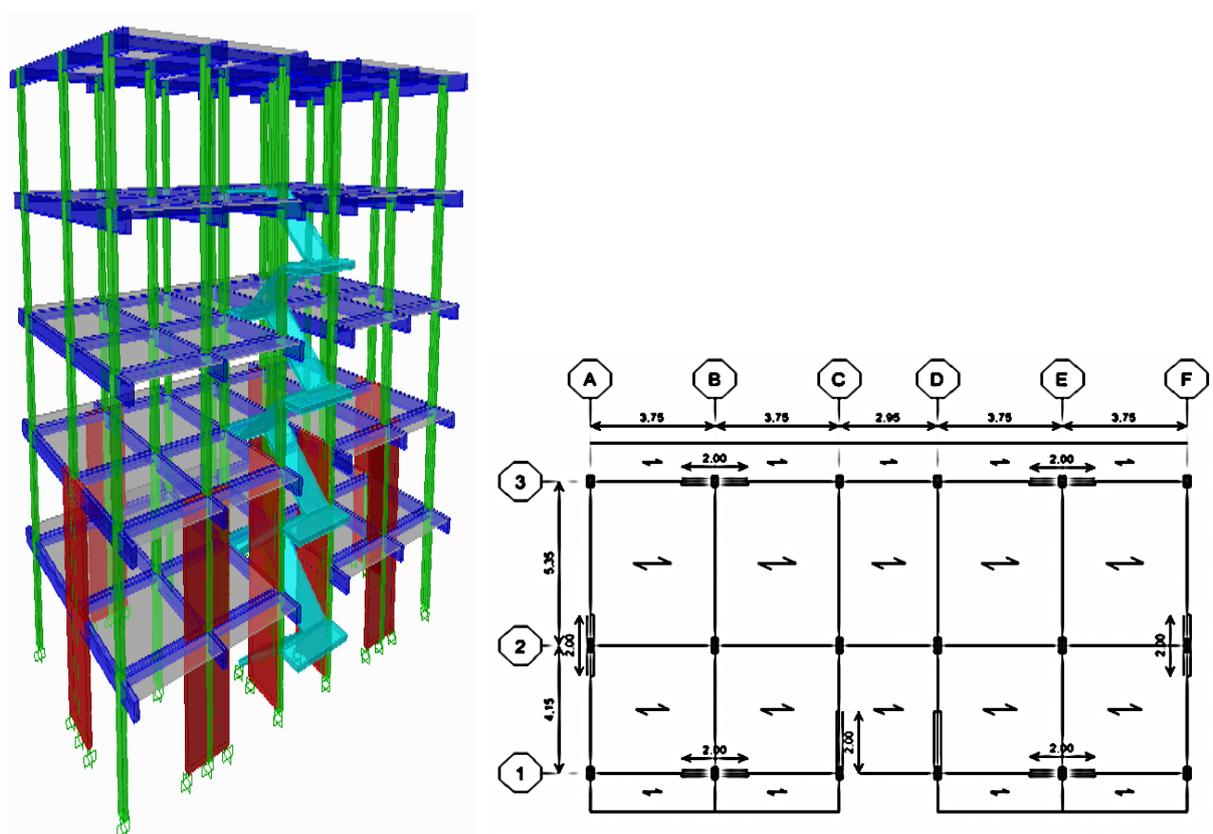


Figure 7.15 : Prescriptives de variante proposée : vue en 3D et vue en en plan

7.8.1. Courbe Pushover

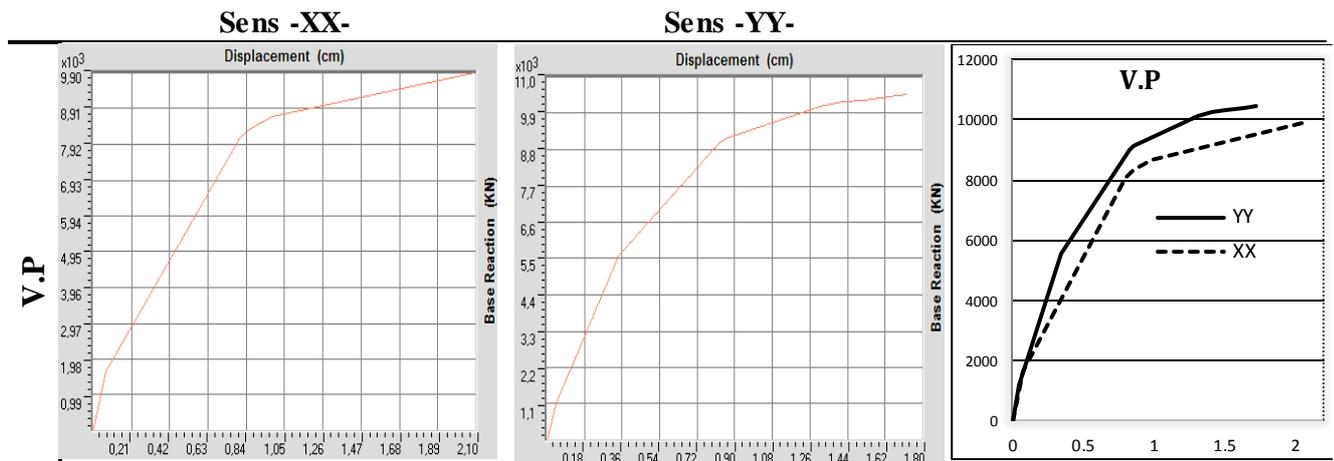


Figure 7.16 : Courbe Pushover selon le premier et deuxième mode de vibrations de la variante proposée

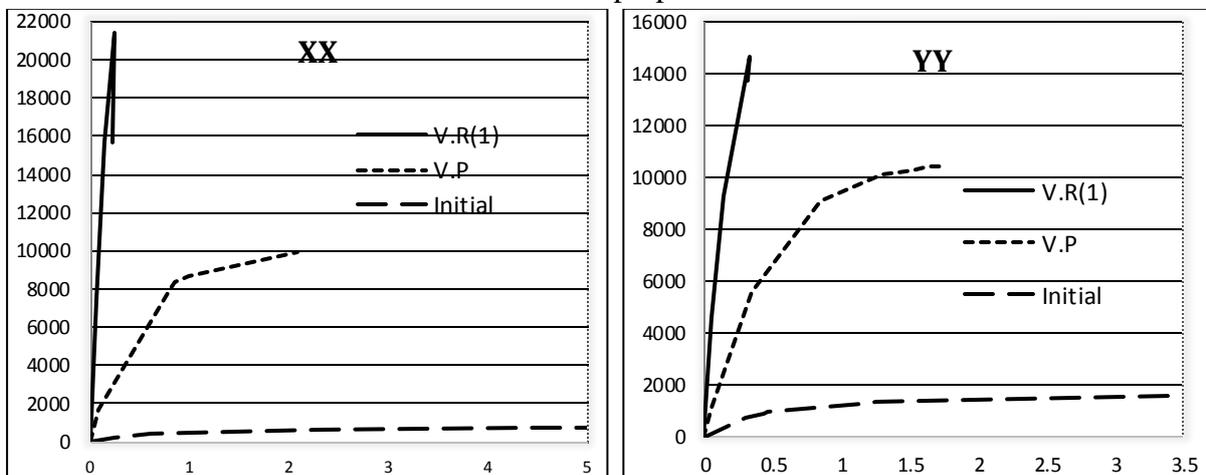
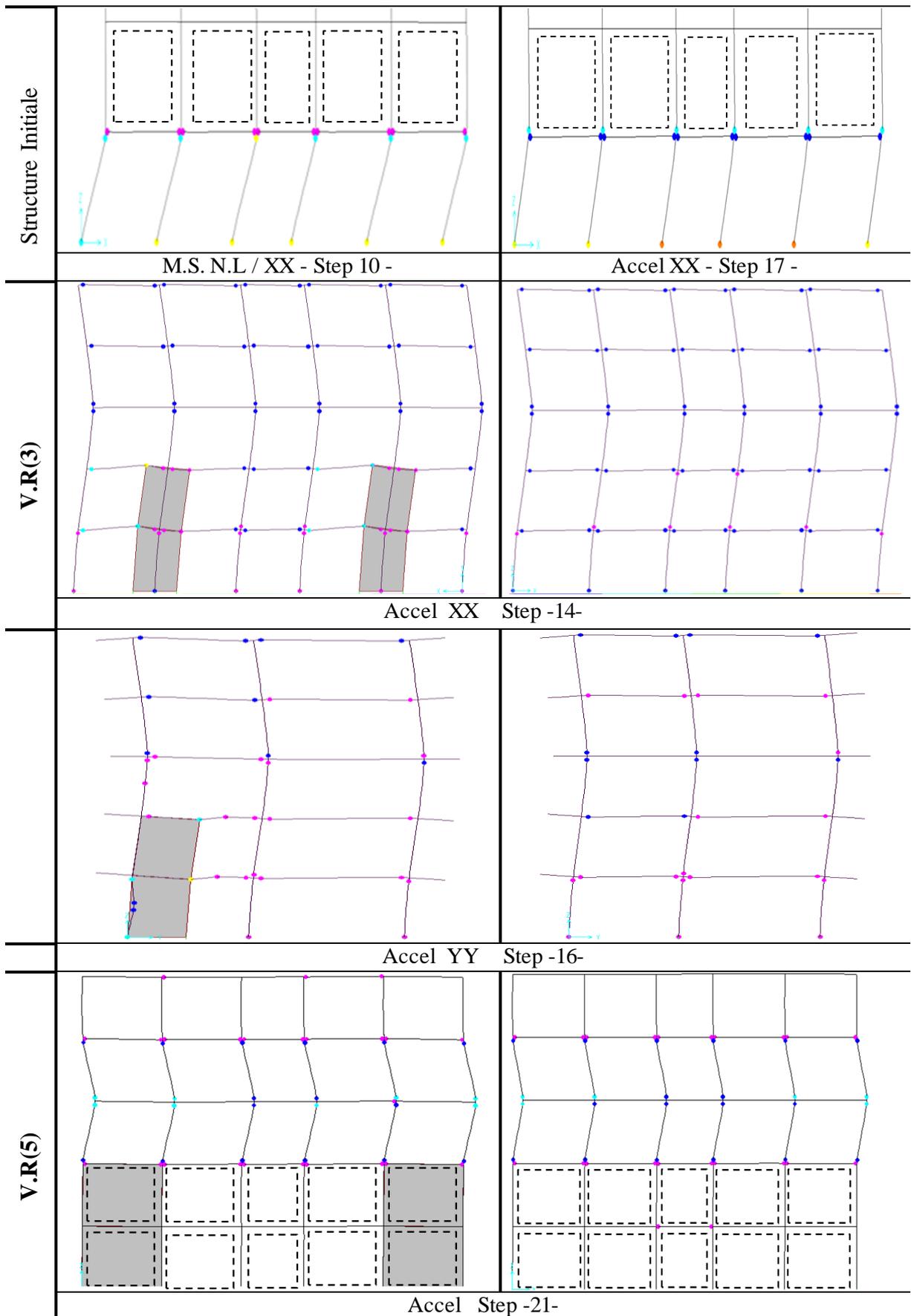


Figure 7.17 : Courbes Pushover des variantes V.R(1), V.P et le cas initial dans les deux sens

Commentaire

- la marge de sécurité a été améliorée par rapport au cas initial;
- La variante proposée a une rigidité et une capacité de résistance et de déplacement relativement comparables, selon les deux sens;
- La variante proposée (V.P) peut être poussé à un déplacement plus grand que celui de variante réalisée (V.R) puisqu'il est plus flexible, selon les deux sens;
- La capacité en résistance est plus importante dans la variante réalisée par rapport à la variante proposée. En revanche, la capacité en déplacement est plus importante dans la variante proposée par rapport à la variante réalisée, due à la façon de confortement (disposition, géométrie, nombre de voiles, le gainage de poteaux ajouté);
- La variante réalisée reste dans domaine élastique (ligne droite) jusqu'à la limite de résistance, la variante proposée a deux phases de comportement, elle dépasse son domaine élastique.

7.8.2. Formation des rotules plastiques



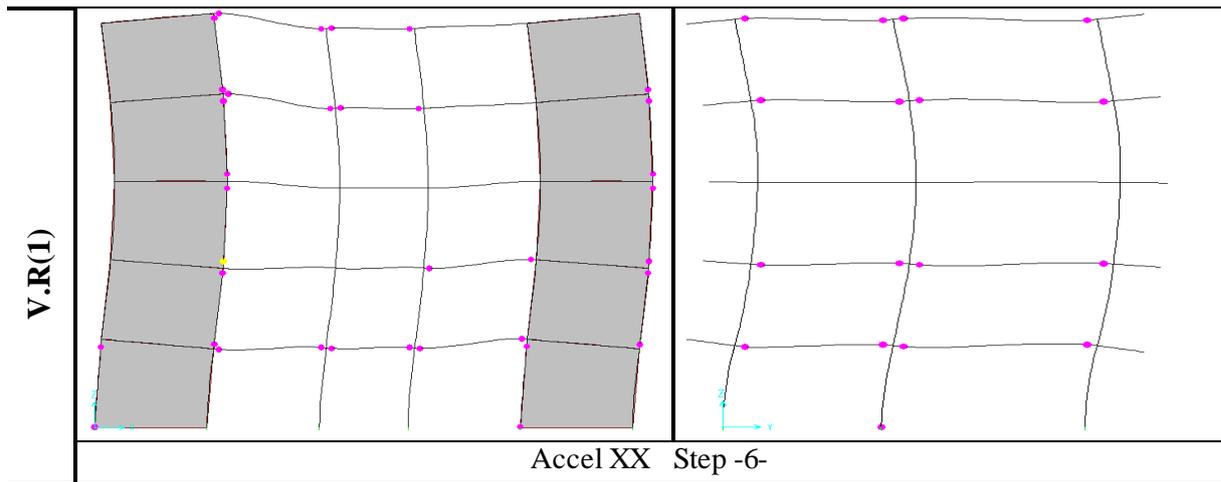
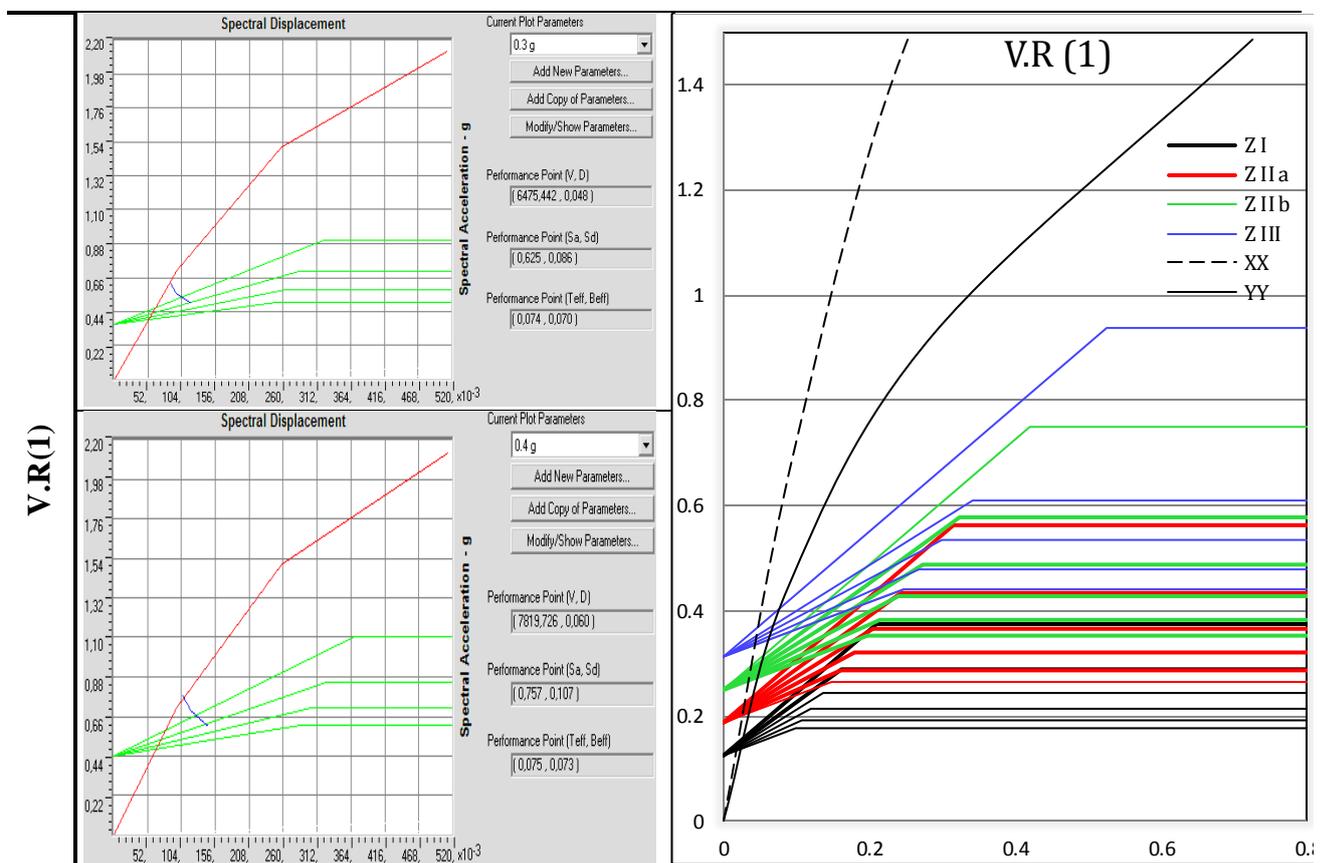


Figure 7.18 : Mécanismes de plastifications de variantes V.R(1), V.P et le cas initial

- Réduction aux niveaux des évènements de plastification par rapport au cas initial;
- L'augmentation de sections de poteaux permet de réaliser les rotules plastiques dans les poutres que dans les poteaux (poteau forts et poutres faibles);
- formation de rotules à des évènements de plastification élevés, dans les poutres à l'extrémité de voiles ou ils ne sont pas prévus sur toute la trame de poutre;
- La différence entre les formes de la déformée de deux variantes V.R(5) et V.P (ajout de voile aux deux premiers niveaux), cette distinction s'explique par le nombre de voiles ajoutées. dans la variante V.R(5), les deux premiers niveaux sont un nouvel encastrement à la structure, puisque le cadre poteau poutre reste stable.

7.8.3. Courbe demande-capacité



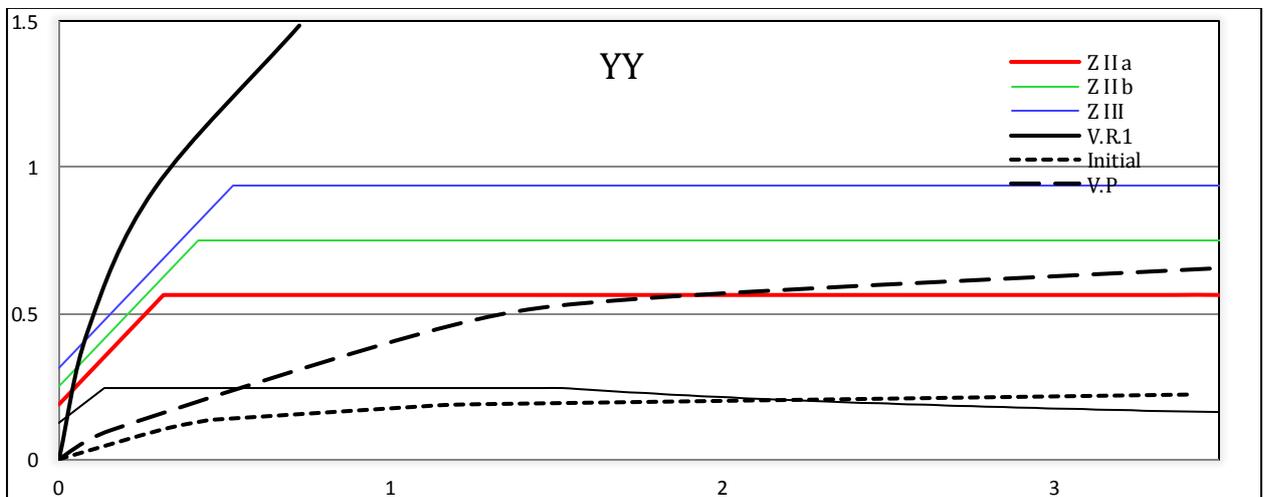
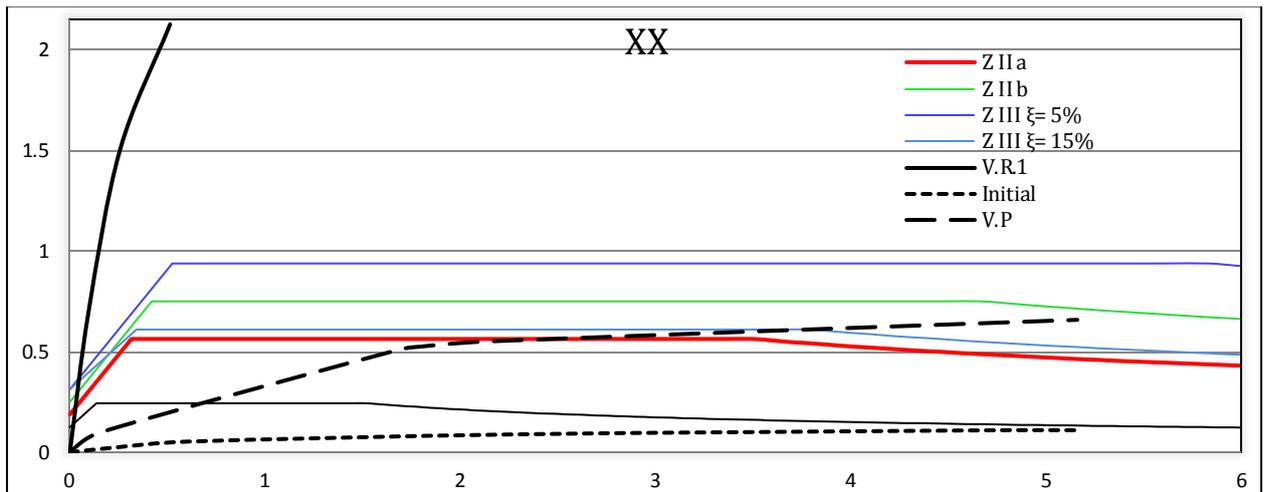
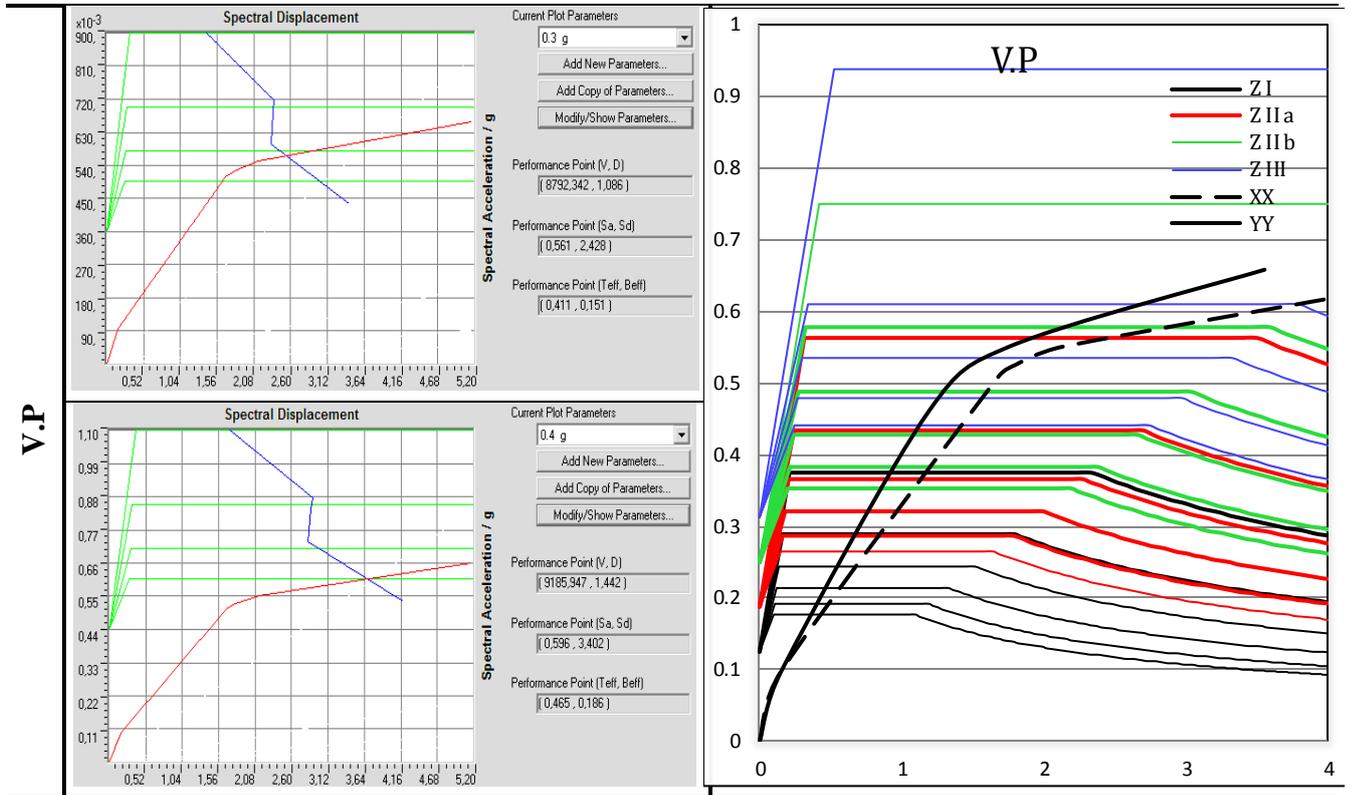


Figure 7.19 : Courbe Pushover de variantes V.P, V.R(1) et le cas initial dans les deux sens

Commentaire

- La capacité de la variante proposée intersecté la courbe de demande sismique près du pt B à l'événement LS, ce qui signifie que la marge de sécurité est réservée, même pour des intensités sismiques fortes;
- La demande de déplacement est grande dans la V.P par rapport à la V.R(1), la capacité de résistance est importante dans la V.R(1) par rapport à la V.P, cela est dû à la façon de confortement (disposition, géométrie, nombre de voiles, le gainage de poteaux ajouté).

7.8.4. Interprétation

Comme il a été déjà démontré, l'ajout de voile a pour effet principal d'améliorer la capacité de résistance de la structure et de se comporter d'une manière élastique, le gainage de poteaux donne l'occasion aux éléments de la structures (poteau, poutre) de se déformés (plastifié), ce qui permet d'améliorer principalement sa ductilité. Une grande attention doit être accordée à l'étude des poutres situées à l'extrémité des voiles dans le cas où les voiles ne sont pas prévus sur toute la trame de la poutre.

Conclusion

Une nouvelle méthode de la réponse sismique par un calcul statique non linéaire (Pushover), qui est assez récente développée au préalable pour l'expertise des structures existantes et dans le dimensionnement des structures (FEMA, ATC 40, EC08), par son avantage de simplicité de mise en œuvre et qui fait intervenir la notion d'optimisation structurelle qui est basée sur les demandes, capacités et les rotules plastiques.

L'analyse statique non linéaire (Pushover) exécutée sur la structure tridimensionnelle, nous a fait ressortir les conclusions suivantes :

- La prise en compte des phénomènes non linéaires qui sont localisés aux extrémités des éléments (rotules plastique), en se basant sur le principe de plasticité concentrée (Giberson, 1967);
- La prise en compte de l'interaction effort tranchant-moment de flexion dans la définition des rotules plastiques;
- L'analyse Pushover, permet d'avoir une idée sur le processus d'endommagement, et ainsi de déterminer les zones critiques;
- A partir de cette analyse, on confirme les conditions du RPA2003 dans la prise en compte des voiles dans les nouvelles structures similaires.

En fin, le calcul statique non linéaire est capable d'évaluer la vulnérabilité sismique des bâtis existants, d'étudier l'état de la structure sous l'action d'un séisme et de fournir ainsi des informations nécessaires comme la ductilité globale, limites élastiques et limites plastiques.

C Conclusion générale

Après le séisme de Boumerdes en 2003, les ingénieurs de génie civil se sont confrontés à des problèmes sur les modes et le niveau de confortement à attribuer aux structures endommagées. L'absence de règlement dans la matière à pousser les ingénieurs à imposer aux structures touchées par le séisme, des exigences propres aux nouvelles constructions. Cette manière de faire à lourdement pénaliser les travaux de confortement, ce qui a provoqué des pertes supplémentaires en temps et en argent.

Les résultats obtenus s'inscrivent dans le cadre d'une approche d'amélioration du mode et du niveau de confortement des structures en portiques auto-stable en béton armé "bâtiment type des 1200 logements à Boumerdes". Ce choix est motivé par la proportion importante de ce genre de structure dans l'ensemble du parc immobilier construit avant la mise en place des premiers règles parasismiques en Algérie.

L'évaluation de la vulnérabilité des structures existantes nous donne des informations sur les endommagements qui peuvent être subis par une structure, lors d'un futur séisme.

Les méthodes linéaires élastiques classiques ne permettent pas de représenter fidèlement le comportement réel de la structure. Pour une meilleure prévision de la demande sismique et la capacité des structures, il est nécessaire d'utiliser des méthodes de calcul qui prennent en compte le domaine post-élastique de la structure. Pour une prévention exacte des demandes sismiques. Ce sont les procédures d'analyse statiques non linéaires qui permettent de prédire correctement les aspects essentiels du comportement dynamique, lors d'un futur séisme.

Le mode d'intervention employé est l'ajout des murs voiles en béton armé et gainage des poteaux. Cette technique de confortement est simple, d'utilisation facile et peu coûteuse. L'ajout de voile a pour effet principal de conférer à la structure un meilleur comportement sismique par une augmentation de la rigidité et la capacité portante. Le gainage des poteaux permet d'améliorer la ductilité.

Il a été constaté que la réponse globale du modèle est peu sensible aux lois de comportement non linéaire des éléments et aux variations du type de chargement latéral imposé à la structure.

Le calcul effectué sur la variante proposée, en tenant en compte d'un comportement non linéaire de la structure, nous a permis de réduire les dimensions des voiles et des poteaux et de limiter les voiles à deux niveaux sans affecter la capacité de la structure à satisfaire à la demande sismique.

Une grande attention doit être accordée à l'étude des poutres situées à l'extrémité des voiles dans le cas où les voiles ne sont pas prévus sur toute la trame de la poutre et aux poteaux situés juste au-dessus des voiles dans le cas où les voiles ne sont pas prévus sur toute la hauteur de la structure.

Référence Bibliographique

- [1] **P.Balandier**, *Le séisme et les Bâtiments, Document d'information à l'usage du constructeur*
- [2] **AFPS, 2004**. *Guide de la conception parasismique des bâtiments, Cahier technique de l'AFPS, 2004.*
- [3] **M. Zacek**, *Conception parasismiques des bâtiments, «La construction parasismique, janvier 2009»*
- [4] **M. Zacek**, *Risque sismique: renforcer les bâtiments existants, «Effets des séismes sur les constructions et vulnérabilité des bâtiments existants, octobre 2008»*
- [5] **M. Zacek**, *Vulnérabilité et renforcement, Collection: conception parasismique, cahier 2, 2004.*
- [6] **R.Ammaria**, *Photo réels suite au séisme de 23 mai 2003*
- [7] **P.Balandier**, *Le séisme et les constructions en béton armé et en maçonneries, Document d'information à l'usage du constructeur*
- [8] **P.Balandier**, *Le séisme et les sites, Document d'information à l'usage du constructeur*
- [9] **V. Davidovici**, *La construction en zone sismique, Edition Le Moniteur. Paris, 1999*
- [10] **T.Wenk, B. GmbH**, *Confortement parasismique de constructions: Stratégie et recueil d'exemples en Suisse, Publié par l'Office fédéral de l'environnement OFEV Berne, 2008*
- [11] **RPA99 (2003)**, *"Règles Parasismiques Algériennes, Version 2003", Document technique réglementaire, DTR B C 2 48, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, Alger.*
- [12] **H.Krawinkler, G.Seneviratna**, *Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation; Engineering structures, Vol.20.Nos 4-6, 452-464, 1998.*
- [13] **M.Hemsas**, *"Evaluation de la performance et analyse du comportement non-linéaire des murs voiles en B.A soumis à une action sismique", Rencontres de l'AUGC, 23-25 avril 2010, Bordeaux, France.*
- [14] **A.M.Mwafy, A.S.Elnashai**, *Static Pushover versus Dynamic analysis of R/C Building; Engineering Structures, Vol. 23.2001*
- [15] **A.Filiatrault**, *"Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures", Editions de l'école Polytechnique de Montréal, 1996.*

- [16] **P.Fajfar**, *Structural analysis in earthquake engineering. a breakthrough of simplified nonlinear methods. In: Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, Kynote paper.2002.*
- [17] **P. Fajfar, & P.Gaspersic**, *The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1996.*
- [18] **A.K.Chopra, R.K.Goel**, "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 3, 2002.
- [19] **SK.Kunnath**, "Identification of modal combinations for nonlinear static analysis of building structures", *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*.19: 282-295, 2004.
- [20] **G.G.Penelis, A. J.Kappos**, "Earthquake-Resistant Concrete Structures" first edition, 1997.
- [21] **R.Park, T.Paulay**, "Reinforced Concrete Structures " Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand,1975.
- [22] **Ph. Maurel**, "Loi Moment-Courbure simplifiée en béton armé", *Note Technique*, 06/04/2010.
- [23] **L. Cedolin, G. Cusatis, S. Eccheli, M. Roveda**, " Biaxial Bending of Concrete Columns: an analytical Solution" *studies and researches - V.26, Italy, 2006.*
- [24] **C. Caprani**," *Design of Reinforced Concrete Columns*", *Civil Engineering Design (1)*, 2006.
- [25] **R.V.Jarquio**, "Analytical Method in Reinforced Concrete", Florida, USA, 2004.
- [26] **Paulay, Priestley**, "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. Willey ", Sons, New-York, Etats-Unis, 1992.
- [27] **ATC**. "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", ATC 40, Redwood City: Applied Technology Council, 1996.