

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master Académique

Spécialité : Génie Civil

Option: Structure

Thème

**Calcul de l'indice de dégradation global au point de performance
des structures irrégulières en élévation**

Présentée par : IRENE Lysa

Devant le jury suivant:

Mr KACHI Mohand Saïd

Professeur- UMMTO

Président

Mr HAMIZI Mohand

Professeur- UMMTO

Rapporteur

Mr BOUKAIS Saïd

Maître de conférences –UMMTO

Examineur

Promotion :2017/2018

Remerciements :

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à Mr. Hamizi Mohand, professeur à l'UMMTO , pour la confiance qu'il m'a accordé en acceptant de rapporter ce travail. Son soutien constant, sa disponibilité, et ces précieux conseils, m'ont permis de mener à bien ce travail, qu'il trouve ici le témoignage de ma profonde reconnaissance.

Je tiens à remercier aussi les membres du jury, Mr. Kachi mohand said et Mr Boukais Said pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant de juger ce travail.

Mes remerciements s'adressent aussi à M. kahil Amar, et M. Benyahi karim enseignants à l'UMMTO, pour leur disponibilité , leur conseils et leur orientations m'ont permis à bien mener ce travail.

Enfin, je tiens à remercier ma famille et mes amis(es) pour leur soutien et leurs encouragements.

Dédicaces

Je dédie ce mémoire

A mes chers parents qui m'ont apporté leurs soutiens et leurs encouragements. Puisse dieu tout puissant vous garder et vous procurer santé et bonheur.

A ma très chère sœur Lydia

A mes frères en particulier kaci

A toute ma famille paternelle et maternelle

A mon meilleure et adorable ami Hamid

*A toute ma promotion en particulier Yasmine, Samira Zalouk, SamiraRekai
lilus*

*A tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin à réaliser ce travail
Merci pour tous.*

RESUME

RESUME

La forme du bâtiment et la répartition des différents éléments structuraux ont un impact important sur le comportement sismique. La plupart des codes insistent sur les formes en plan et en élévation et recommandent un certain nombre de prescriptions (utilisation d'une méthode par rapport à une autre).

L'objectif assigné à cette étude est de calculer l'indice de dégradation global au point de performance des structures auto-stables en béton armé irrégulières en élévation suivant les critères d'irrégularité en élévation dictés par le règlement parasismique Algérien : l'irrégularité de forme (structures avec décrochements), l'irrégularité des rigidités et des masses. Une analyse statique non linéaire **PUSHOVER** est utilisée dans cette étude, elle est implémentée dans le logiciel de calcul ETABS v 9.6.0.

Cette analyse est un moyen relativement simple pour le calcul et l'analyse du comportement d'une structure. Pour analyser le comportement de chaque structure étudiée nous avons cherché le point de performance, les mécanismes de ruine (rotules plastiques) et calculer l'indice de dégradation au point de performance. S'ensuit une étude comparative afin de mesurer l'impact de chaque irrégularité sur le comportement sismique de la structure.

Mots clés : structure auto-stables, béton armé, irrégularité en élévation, méthode **PUSHOVER**, point de performance, rotules plastiques, indice de dégradation global.

Liste des figures

Liste des figures

| | |
|---|----|
| Figure II.1 : les ossatures en portiques | 12 |
| Figure II.3 : Structure constitué de voiles porteurs uniquement. | 14 |
| Figure II.2 : Hauteur maximales prescrites par le RPA03 des bâtiments contreventés par Portiques..... | 15 |
| Figure II.4 : La structure mixte (voiles+portiques) | 16 |
| Figure II.5 : structure contreventée entièrement par noyau central..... | 18 |
| Figure II.6 : structure contreventé par noyau centrale en béton armé (la tour centrale del'université de Jussieu en France)..... | 19 |
| Figure II.7 : Formes favorables : plans simples à 2 axes de symétrie..... | 20 |
| Figure II.8: limite des décrochements en plan. | 20 |
| Figure II.9: plastification d'un poteau d'angle due a la disposition asymétrique des voiles..... | 22 |
| Figure II.10: Plastification d'un poteau d'angle due a la disposition asymétrique des voiles. | 22 |
| Figure II.11 : Renforcement d'un angle rentrant | 23 |
| Figure II.12.a Fractionnement en blocs simples et ajout de noyaux rigides et variation progressive de rigidité | 23 |
| Figure II.12.b : comportement d'une structure élancé en plan | 24 |
| Figure. II.13 : Compensation d'une " mauvaise " distribution de la rigidité. Des noyaux en voiles de béton armé ont été ajoutés aux extrémités des ailes | 25 |
| Figure II.14: Variation progressive de la rigidité d'un bâtiment à ailes | 25 |
| Figure II.14: Le décalage entre CM et CR entraîne une torsion du bâtiment | 26 |
| Figure II.15 : dommage du a l'irrégularité en plan (séisme de kobé japon 1995) | 27 |
| Figure II.16: Structure irrégulière de forme | 27 |
| Figure II.17 : dommage du a l'élancement | 27 |
| Figure II.18: structure irrégulière en élévation | 28 |
| Figure II.19 : limite des décrochements en élévation | 29 |
| Figure II.20 : Irrégularité vis-à-vis de forme | 29 |
| Figure II.21: Irrégularité vis-à-vis des rigidités..... | 30 |
| Figure II.22 : Rez-de-chaussée écrasé après la rupture des poteaux (séisme de Tokachi - Oki, Japon, 16.5.1968) | 31 |
| Figure II.23: étages flexibles | 31 |
| Figure II.24: Irrégularité vis-à-vis des masses | 32 |
| Figure II.25: Bâtiments avec transparences. Lorsque les niveaux transparents sont plus flexibles que les autres niveaux, les poteaux de ces niveaux subissent de grandes déformations | |

Liste des figures

| | |
|--|----|
| qui peuvent provoquer la ruine du bâtiment | 33 |
| Figure. II.26 : a, b- Niveaux avec retraits. Ces niveaux peuvent effectuer des déplacements opposés par rapport aux étages courants et subir des dommages importants à leur base | 33 |
| Figure II.27: Dommages dus à la présence de niveaux en retrait | 34 |
| Figure II.28: étages flexibles au niveau du RDC (séisme de Kobe, japon 1995) | 34 |
| Figure II.29: dommage du a l'irrégularité en élévation (séisme de Kobe, japon 1995) | 35 |
| Figure II.30: Séisme de Kobe, 1995 – Document EQIIS – Perte d'un étage | 35 |
| Figure III.1: définition de ductilité..... | 39 |
| Figure III.3 : ductilité de courbure. | 40 |
| Figure III.2 : ductilité de déformation | 41 |
| Figure III.4 : ductilité de déplacement. | 41 |
| Figure III.5- comportements des structures (code FEMA440). | 44 |
| Figure III.6 : Différentes stratégies d'identification des dommages: a) Changement de déplacement, b) réduction de la capacité portante et c) réduction de la rigidité. | 45 |
| Figure IV.1 : Courbe de capacité d'une structure ($V_{base}-D_{s_{ommet}}$). | 48 |
| Figure IV.2 : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité. | 49 |
| Figure IV.3 : Le point de performance d'une structure en analyse PUSHOVER..... | 51 |
| Figure IV.4:Transformation de la courbe de capacité du format $V=f(d)$ au format $S_a=f(S_d)$ [6]. | 53 |
| Figure IV.5 : Spectre de réponse élastique format (S_a-S_d). | 55 |
| Figure IV.6: Idéalisations bi linéaires de la courbe de capacité [6]. | 56 |
| Figure IV.7: Schématisation de l'énergie dissipée par la structure [33]. | 56 |
| Figure IV.8 : Types de comportement de la structure [33]. | 57 |
| Figure IV.9: Spectre élastique et courbe de capacité [6]..... | 59 |
| Figure IV.10: Détermination de point de performance d'essai [6]. | 60 |
| Figure IV.11 : Idéalisations de la bilinéaire de la courbe de capacité [6]..... | 60 |
| Figure IV.12: Représentation d'une famille de spectres réduits [6]. | 61 |
| Figure IV.13 Détermination du point de performance [6]. | 62 |
| Figure V.1 : Les dimensions en plan de la structure | 64 |
| Figure V.2: vue en 3D de la structure | 65 |
| Figure V.3: ferrailage des éléments (poutres, poteaux). | 77 |
| Figure V.4 : loi du comportement utilisé par logiciel ETABS [6]..... | 79 |
| Figure V.5: Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages [27]. | 80 |

Liste des figures

| | |
|---|-----|
| Figure V.6: Introduction des rotules plastiques des poutres. | 81 |
| Figure V.7 : Introduction des rotules plastiques des poteaux. | 81 |
| Figure V.8 : Définition du chargement de l'analyse PUSHOVER (Sens x-x)..... | 83 |
| Figure V.9 : Définition du chargement de l'analyse PUSHOVER (sens y-y). | 84 |
| Figure V.10 : Résultats de l'analyse PUSHOVER selon x-x..... | 85 |
| Figure V.11 : Résultats de l'analyse PUSHOVER selon y-y..... | 85 |
| Figure V.12 : courbe de capacité dans le format (Sa ;Sd) selon le sens x-x | 86 |
| Figure V.13 : courbe de capacité dans le format (Sa ;Sd) selon le sens y-y | 86 |
| Figure V.14 : courbe de capacité selon le sens x-x | 87 |
| Figure V.15 : courbe de capacité selon le sens y-y | 87 |
| Figure V.16 : spectre amorti à 5% approprié au site. Transformation de spectre en format (Sa-T) au format (S _a -S _d). | 88 |
| Figure V.17 : Le spectre amorti à 5% en format Sa-Sd. | 88 |
| Figure V.18 : extraction du point d'essai (d* ; a*) selon le sens x-x. | 89 |
| Figure V.19 : extraction du point d'essai (d* ; a*) selon le sens y-y. | 89 |
| Figure V.20: Représentation bilinéaire de la courbe de capacité selon le deux sens. | 89 |
| Figure V.21. : Point de performance selon le sens x-x | 91 |
| Figure V.22. : Point de performance selon le sens y-y. | 91 |
| Figure V.23: Coordonnées du point de performance dans le sens x-x et y-y. | 92 |
| Figure V.24 : Formation des rotules plastique dans la structure référence les deux sens. | 95 |
| Figure V.25: vu en élévation de la structure 1 | 97 |
| Figure V.26: vu en 3D de la structure 1 | 97 |
| Figure V.27: Coordonnées du point de performance dans le sens x-x..... | 98 |
| Figure V.28: Coordonnées du point de performance dans le sens y-y. | 98 |
| Figure V.29 : Formation des rotules plastique dans la structure irrégulière n°1 suivant les deux sens. | 99 |
| Figure V.30 : vue en 3D de la structure irrégulière 2..... | 100 |
| Figure V.31: Coordonnées du point de performance dans le sens x-x et le sens x-x..... | 101 |
| Figure V.32: Coordonnées du point de performance dans le sens x-x et le sens y-y..... | 101 |
| Figure V.33 : Formation des rotules plastique dans la structure irrégulière n°2 suivant les deux sens..... | 102 |
| Figure V.34: vue en elevation de la structure irreguliere n°3 | 103 |
| Figure V. 35: vue en 3D de la structure irreguliere n°3 | 103 |

Liste des figures

| | |
|---|-----|
| Figure V.36 : coordonnées du point de performance selon le sens x-x. | 105 |
| Figure V.37 : coordonnées du point de performance selon le sens y-y. | 105 |
| Figure V.38 : Formation des rotules plastique dans la structure irrégulière n°3 suivant les deux sens. | 103 |
| Figure V. 39: vue en 3D de la variante 4. | 107 |
| Figure V.40 : coordonnées du point de performance selon le sens x-x. | 109 |
| Figure V.41 : coordonnées du point de performance selon le sens y-y. | 110 |
| Figure V.42 : Formation des rotules plastique dans la structure irrégulière n°4 suivant les deux sens. | 111 |
| Figure V.43:Indicateurdedégradationglobaldesstructuresétudiées dans le sens x-x. | 112 |
| Figure V.44:Indicateurdedégradationglobaldesstructuresétudiées dans le sens y-y. | 113 |

Liste des tableaux

Liste des tableaux

| | |
|--|-----|
| Tableau III.1: Principes de dimensionnement, classes de ductilité des structures et limites Supérieures des valeurs de référence des coefficients de comportement..... | 43 |
| Tableau IV.1: Valeurs pour le facteur de modification de l'amortissement..... | 58 |
| Tableau IV.2: Type de comportement structurel | 58 |
| Tableau V.1 : Dimensions des éléments | 67 |
| Tableau V.2 : les périodes de vibration et la participation massique..... | 70 |
| Tableau V.2 : Valeurs de facteur de qualité de la structure (RPA, 2003)..... | 73 |
| Tableau V.4 : Récapitulatif des valeurs de A, D,R,TetWt | 74 |
| Tableau V.5 : Déplacements inter-étages..... | 75 |
| Tableau V.6 : vérification effet p-delta..... | 76 |
| Tableau V.8: Paramètres utilisés dans le spectre de réponse..... | 87 |
| Tableau V.9 : les valeurs de déplacement choisis et les amortissements correspondant selon le sens x-x..... | 90 |
| Tableau V.10 : les valeurs de déplacement choisis et les amortissements correspondant selon le sens y-y..... | 90 |
| Tableau V.11 : Coordonnées du point de performance..... | 92 |
| Tableau V.12: tableau récapitulatif des résultats obtenus de la structure de référence..... | 95 |
| Tableau V.13 : différentes valeurs du facteur de qualité de chaque structure irrégulière en élévation..... | 96 |
| Tableau V.14: tableau récapitulatif des résultats obtenus de la structure irrégulière n°1 | 99 |
| Tableau V.15: tableau récapitulatif des résultats obtenus de la structure irrégulière n°2..... | 102 |
| Tableau V.16: tableau récapitulatif des résultats obtenus de la structure irrégulière n°3..... | 106 |
| Tableau V.17: tableau récapitulatif des résultats obtenus de la structure irrégulière n°4..... | 110 |

Table des matières

Table des matières

Chapitre I: Introduction générale

| | |
|---|----|
| I.1-Introduction..... | 1 |
| I.2-Le comportement sismique des structures en béton armé | 1 |
| I.2.1- La forme de la structure | 1 |
| I.2.2-La capacité à dissiper de l'énergie | 2 |
| I.2.3- La rigidité | 2 |
| I.2.4-Le système de contreventement | 3 |
| I.2.5- La typologie des systèmes de contreventement | 3 |
| I.2.6- La régularité et l'irrégularité des structures | 6 |
| I.4- L'analyse du comportement sismique | 8 |
| I.5- Choix des méthodes de calcul linéaires..... | 8 |
| I.6- Les méthodes d'analyses non linéaires | 8 |
| I.7-Les paramètres d'évaluation du comportement sismique | 8 |
| I.8- La Problématique | 9 |
| I.9-Plan de travail | 10 |

Chapitre II : La Typologie des structures en béton armé, la régularité et l'irrégularité

| | |
|---|----|
| II.1- Introduction | 11 |
| II.2- Définition du contreventement | 11 |
| II.2.1- Les Typologies des structures en béton armé selon leurs systèmes de contreventement | 12 |

Table des matières

| | |
|---|----|
| II.2.1.1- Les portiques auto-stables | 12 |
| II.2.1.2- Les contreventements par voiles | 14 |
| II.2.1.3- Les structures uniquement à murs porteurs | 15 |
| II.2.1.4- Structures mixtes (voiles associés à des portiques) | 15 |
| II.2.1.5- Structure contreventées par noyau central | 18 |
| II.3- La régularité | 19 |
| II.3.1- Régularité en plan | 20 |
| II.3.2- Critère de régularité en plan selon le RPA99V2003 | 20 |
| II.3.3- Influence de l'irrégularité en plan sur le comportement d'un bâtiment exposé aux séismes | 21 |
| II.3.4- Exemples de dommages dus à l'irrégularité en plan | 26 |
| II.3.5- La régularité en élévation | 28 |
| II.3.6- Critère de régularité en élévation selon le RPA99V2003 | 28 |
| II.3.7- Influence de l'irrégularité en élévation sur le comportement d'un bâtiment lors d'un séisme | 29 |
| II.3.7- Exemples de dommages dus à l'irrégularité en élévation | 35 |
| II.4- Conclusion | 35 |

Chapitre III: Les différents paramètres d'évaluation des structures en béton armé

| | |
|--|----|
| III-2- les indicateurs de dégradations pour l'évaluation de comportement sismique des structures en béton armé | 36 |
| III.2.1- Indicateurs locaux | 36 |
| III.2.2- Indicateurs globaux | 37 |

Table des matières

| | |
|---|----|
| III.3-Les déplacements inter-étages | 38 |
| III.3.1-Le déplacement horizontal..... | 38 |
| III.3.2-Le déplacement relatif | 38 |
| III.4- Ductilité :..... | 38 |
| III.4.1- Définition de la ductilité | 39 |
| III.4.2- Différents types de ductilité..... | 39 |
| III.4.2.1- Ductilité du Matériau | 40 |
| III.4.2.2- Ductilité de rotation | 40 |
| III.4.2.3.-Ductilité de déplacement | 41 |
| III.4.2.4- Relation entre le coefficient de comportement R et la ductilité | 42 |
| III.4.2.5- Les facteurs influençant la ductilité..... | 42 |
| III.4.2.6- Classes de ductilité selon l’Eurocode8 | 43 |
| III.4.2.7 - Comportement des structures selon le code FEMA440 (figure III.5)..... | 44 |
| III.5- L’indice de dégradation global | 44 |
| III.5.1-Indicateurs de dommages basés sur des mesures de propriétés mécaniques | 45 |
| III.5.2-Avantages de l'indice de dommage global | 46 |
| III.5.3-Raideur de la structure au point de performance (K_p) et indicateur de dégradation global de la structure (I_d) | 47 |
| III.6-Conclusion | 47 |

Chapitre IV: Utilisation de la méthode PUSHOVER

| | |
|--|----|
| IV.1- Introduction..... | 48 |
| IV.2- La Méthode PUSHOVER | 48 |
| IV.2.1- Définition de l’analyse PUSHOVER | 48 |

Table des matières

| | |
|--|----|
| VI.2.2- Les niveaux d'endommagement..... | 49 |
| VI.2.3- Origine de l'analyse PUSHOVER | 49 |
| VI.2.4- But de l'analyse PUSHOVER..... | 50 |
| VI.2.5- Avantages, Inconvénients et Limites de la méthode | 50 |
| VI.2.6- Principe de l'analyse PUSHOVER | 51 |
| IV.3- Présentation de la méthode de capacité spectrale (ATC 40) | 52 |
| IV.3.1- Principe fondamentale de la méthode de capacité spectrale (ATC 40) | 52 |
| IV.3.2- Mise en place de la méthode | 53 |
| IV.4- Détermination du point de performance..... | 58 |
| IV.4.1- Procédure B | 59 |
| IV.5-Conclusion | 62 |
| Chapitre V : Etudes des structures irrégulières | |
| V.1- Introduction | 63 |
| V.2-Modélisation et analyse élastique linéaire des structures choisies | 63 |
| V.2.1- description de la structure de référence | 63 |
| V.2.2- Caractéristiques géométriques | 64 |
| V.2.3- Les Charges appliquées | 65 |
| V.2.4- Les Caractéristiques mécaniques des matériaux..... | 65 |
| V.2.5- Pré dimensionnement des éléments | 66 |
| V.2.6- Les Caractéristiques dynamiques de la structure étudiée | 67 |
| V.3- Vérification des conditions du RPA | 69 |
| V.3.1- Vérification de la période (Art 4.2.4 du RPA99 version 2003)..... | 69 |
| V.3.2- Vérification du pourcentage de participation de la masse modale (Art 4.3.4 RPA 2003) | 70 |

Table des matières

| | |
|--|-----|
| V.3.4 Vérification de l'effort tranchant à la base (Art 4.3.6 RPA 2003)..... | 71 |
| V.3.5 Vérification des déplacements relatifs (Vérification Art 5.10 RPA 2003) | 75 |
| V.3.6 Vérification de l'effet P-Delta (Vérification Art 5.9 RPA 2003)..... | 76 |
| V.3.7-Conclusion | 76 |
| V.3.8- Ferrailages des éléments | 77 |
| V.4-Application de la méthode non linéaire PUSHOVER pour la structure de référence | 78 |
| V.4.1-Introduction | 78 |
| V.4.2-Définition de comportement non linéaire des éléments | 78 |
| V.4.3- Définition du chargement de l'analyse PUSHOVER..... | 82 |
| V.4.4 Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité | 84 |
| V.5-Détermination du point de performance pour la structure de référence | 87 |
| V.5.1-Calcul de l'indice de dégradation | 94 |
| V.5.2-Etat de dégradation des éléments constitutifs de la structure de référence..... | 95 |
| V.5.3-Conclusions | 96 |
| V.6-Etudes des structures irrégulières en élévation | 96 |
| V.6.1 -Introduction | 96 |
| V.6.2-Description et étude des structures irrégulières en élévation..... | 97 |
| V.6.2.1- Structure irrégulière n°1 | 97 |
| V.6.2.2-Structure irrégulière n°2 | 100 |
| V.6.2.3-Structure irrégulière n°3 | 103 |
| V.6.2.4-Structure irrégulière n°4 | 107 |
| V.6.3-Etude comparative | 111 |
| V.6.3.1-Le mécanisme de ruine | 112 |

Table des matières

| | |
|--|------------|
| V.6.3.2-Analyse des résultats I_d | 112 |
| V.6.3.3-Interprétation des résultats | 113 |
| V.7-Conclusions..... | 114 |
| Chapitre IV : Conclusion générale | 115 |
| Références bibliographies | |

CHAPITRE I

Introduction générale

I.1-Introduction :

Les structures en béton armé sont des constructions calculées en respectant les règlements et les documents techniques en vigueur pour qu'ils résistent le mieux possible aux charges horizontales telles que le séisme.

Les structures en béton armé tels que les bâtiments quel que soit leurs usage sont, généralement, constituées :

- Des fondations dont leur rôle est de transmettre l'ensemble des efforts verticaux et horizontaux au sol.
- D'un système porteur dont le rôle est de transmettre les charges verticales (poids propre, surcharges, charges climatiques...) aux fondations.
- D'un système de contreventement dont le rôle est de transmettre les charges horizontales (séisme et vent) aux fondations.
- D'éléments secondaires (escalier, balcon, acrotère...)

Chacun de ces systèmes a un rôle bien déterminé à jouer dans la transmission des efforts. Les éléments de contreventement, sous différentes typologies (portiques, voiles, maçonnerie, palées de stabilité...), ont un rôle primordial lorsqu'un séisme survient. Ce sont ces éléments de contreventement qui reprendront la quasi-totalité des chargements qui seront occasionnés par le séisme [1].

I.2-Le comportement sismique des structures en béton armé :

La conception parasismique des structures en béton armé vise à assurer la stabilité et la résistance vis-à-vis aux séismes. Le comportement de ces structures, lorsque le séisme survient, dépend des critères suivants :

- **De la forme de la structure**
- **De la capacité de dissipation de l'énergie de la structure**
- **De la rigidité de la structure**
- **De la régularité en plan et en élévation de la structure**
- **De choix de méthodes de calcul à utiliser**
- **Et des éléments de contreventement.**

I.2.1- La forme de la structure :

La forme des bâtiments très importante en parasismique. Plus la forme du bâtiment est complexe, plus son comportement face aux séismes sera imprévisible et irrégulier.

C'est pour cela que doit être aussi **simple, symétrique** (selon deux axes) et **régulière** que possible pour éviter la **torsion** d'ensemble dévastatrice, qui reste bien souvent un facteur majeur de ruine. Le comportement, des bâtiments ayant une forme carrée ou proche du carrée sous charges sismiques, est en général satisfaisant. Cette configuration a souvent été adoptée pour les tours qui doivent résister à une force horizontale importante.

Deux phénomènes sont plus particulièrement source de dommages sismiques dans les bâtiments asymétriques : **la torsion d'ensemble** et les **concentrations de contraintes**.

Ces phénomènes se produisent lorsque le centre de rigidité d'une construction n'est pas confondu avec son centre de gravité [16].

I.2.2-La capacité à dissiper de l'énergie :

La structure est capable de dissiper de l'énergie grâce à des déformations dans le domaine post-élastique sous sollicitations sismiques.

I.2.3- La rigidité :

La vérification de la rigidité est traditionnellement considérée par les concepteurs comme le premier critère à satisfaire dans le processus de dimensionnement. Suite à l'impact économique et la perte de fonctionnalité des bâtiments, le contrôle de l'endommagement à travers la vérification de la rigidité structurelle est devenu un critère incontournable, afin de :

- ✚ Préserver l'intégrité architecturale sous séisme modéré et éviter un endommagement dangereux des éléments non structuraux sous séisme sévère.
- ✚ Limiter l'endommagement structurel et réduire le phénomène du second ordre [21].

La raideur des éléments constructifs est en fonction de quatre (04) paramètres sur les quels le concepteur de la structure peut agir :

- nature des liaisons de l'élément.
- nature du matériau de l'élément
- section de l'élément.
- l'élanement de l'élément [28].

I.2.4-Les systèmes de contreventement :

Le contreventement est une étape très importante dans l'étude des structures. Le contreventement est destiné à assurer la stabilité globale de la structure vis-à-vis des efforts horizontaux dus aux séismes, ainsi que sa stabilité locale vis-à-vis des phénomènes d'instabilité (flambement, déversement) des poutres et poteaux sous charges verticales [19].

D'une manière générale, ce contreventement peut être assuré soit par portiques ou bien des murs de refend (sans ou avec ouvertures), soit par combinaison des deux (contreventement mixte).

Nous définissons le système de contreventement comme étant un ensemble d'éléments d'une construction assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des charges latérales (horizontales), autrement dit la stabilité des constructions vis-à-vis des charges horizontales (engendrées par le séisme et le vent). Pour assurer une bonne résistance au séisme, les structures doivent comporter deux familles de contreventement, un contreventement vertical et un contreventement horizontal [15].

La réponse sismique d'un bâtiment dépend du type de contreventement, des caractéristiques géométriques et des caractéristiques mécaniques de la structure vis-à-vis des charges latérales horizontales [11].

Les ouvrages doivent, en général, comporter des contreventements dans au moins les deux directions horizontales.

Ces contreventements doivent être disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

I.2.5- Les typologies des systèmes de contreventement :**I.2.5.1-La disposition des éléments verticaux de contreventement :**

Ils doivent être disposés symétriquement par rapport au centre de gravité du niveau. Dans le cas d'une distribution asymétrique des éléments de contreventement, la construction est soumise pendant les séismes, à des efforts supplémentaires dus à la torsion d'axe vertical.

Les structures en béton peuvent être contreventées de plusieurs manières. Ces systèmes de contreventement dépendent de la hauteur de la structure, du sol d'assise, des caractéristiques dynamiques de la structure et des systèmes constructifs. Parmi tous ces systèmes de contreventements nous avons [19].

I.2.5.2- Contreventement assuré par portiques auto-stables :

Les portiques sont des ossatures constituées d'un assemblage de poteaux et de poutres conçus pour résister aux forces de pesanteur (le poids du bâtiment et les surcharges d'exploitations) mais aussi aux forces horizontales y compris le séisme et le vent. Cette résistance implique surtout la rigidité des nœuds. Cette solution conduit en général à des sections de béton et d'armatures plus importantes, et à des dispositions de ferrailage plus complexes que celles usuellement adoptées dans les structures les plus courantes de bâtiments.

I.2.5.3- Contreventement avec voiles en béton armé :

Ces contreventements sont adoptés lorsque le contreventement par portiques auto-stables ne peut pas être utilisé pour une raison ou une autre (zone à forte sismicité, structures très élancées...). En plus des bâtiments contreventés entièrement par des voiles porteurs en béton armé, nous rencontrons également d'autres variétés de constructions à voiles de contreventements. Ces différentes structures sont classées selon 3 catégories essentielles:

- 1- Structures uniquement à murs porteurs;
- 2- Structures mixtes composées de voiles associés à des portiques ;
- 3- Structures à noyau central.

I.2.5.4- Contreventement mixte :

C'est la combinaison des deux (portique + voile en béton armé) qui va reprendre la totalité des charges horizontales.

Dans ce cas, les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

Avec ce système de contreventement, les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 mètres au maximum [5].

Dans notre étude, nous allons uniquement nous concentrer sur les structures à **contreventement par portiques**.

I.2.5.5- Les Structures à contreventement en portiques auto-stables:

Les structures auto-stables sont des structures pour les quelles les descentes de charge dynamiques horizontales passent par les mêmes éléments de la structure que les charges statiques verticales. En plus clair, une ossature auto-stable est un ensemble tridimensionnel de poutres et poteaux liées rigidement et capable de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. Le système auto-stable est relativement flexible.

L'addenda du règlement parasismique algérien a introduit des limitations de hauteur pour ce genre de structure, les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser [5] :

- (05) niveaux ou 17 mètres en **zone I**.
- (04) niveaux ou 14 mètres en **zone IIa**
- (03) niveaux ou 11 mètres en **zone IIb**
- (02) niveaux ou 08 mètres en **zone III**

Selon le remplissage il existe deux (02) types de portiques auto-stables :

- ✚ Les portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide.
- ✚ Les portiques auto-stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide.

I.2.6- La régularité et l'irrégularité des structures:

Il existe des formes régulières et des formes irrégulières de bâtiments.

I.2.6.1-La régularité :

En pratique, les bâtiments à ossature en portiques en béton armé peuvent présenter deux formes géométriques différentes: forme régulière ou irrégulière. Pour la deuxième, l'irrégularité peut être en plan et/ou en élévation.

Dans la plupart des cas, les constructeurs choisissent en général la forme la plus simple pour le bâtiment à concevoir et à réaliser, forme répondant aux critères de régularité en plan et en élévation [5].

Elle est dite forme simple de par sa facilité de réalisation sur chantier et aussi de par son comportement favorable (sécuritaire) sous l'effet de l'action sismique.

Le but recherché est d'assurer la meilleure répartition possible des sollicitations à travers la structure de façon à faire participer tous les éléments à l'absorption et à la dissipation de l'énergie développée par l'action sismique.

I.2.6.2- Structures régulières en plan :

Une structure est classé régulière en plan si tous les quatre (04) critères de régularité en plan sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

- ✚ **a1.** Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- ✚ **a2.** A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- ✚ **a3.** La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4. La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.
- ✚ **a4.** Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier [5].

I.2.6.3- Structures régulières en élévation :

Une structure est classée régulière en élévation si tous les trois (03) critères de régularité en élévation sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait

- ✚ **b1.** Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- ✚ **b2.** Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- ✚ **b3.** Le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul.
- ✚ **b4.** Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension [5].

Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs etc. pourront ne pas respecter les règles b_3 et b_4 et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires [5].

Une structure est classée régulière si tous les critères de la régularité en plan et en élévation sont satisfaites.

I.2.6.4- L'irrégularité :

Les bâtiments avec des irrégularités en plan et en élévation ne se comportent pas d'une façon sécuritaire sous l'action sismique, car ce type de bâtiments présente une irrégularité de résistance et de la rigidité. La partie dans laquelle se situe le décrochement présente une zone de concentration des contraintes et des déformations c'est-à-dire une zone fortement sollicitée de la structure sous l'action sismique, en raison de la réduction brusque de la résistance et de la raideur de cette dernière, ce qui va engendrer la ruine des panneaux de maçonnerie au niveau du décrochement et par la suite l'apparition d'un étage transparent (souple), donnant naissance à une ruine par mécanisme d'étage[30].

I.4- L'analyse du comportement sismique :

L'analyse des structures dans le domaine élastique à partir des méthodes linéaires telles que la MSE, la MSM ou la MDA sont insuffisantes pour l'évaluation du comportement réel de la structure. Dans ce cas, nous optons pour une étude en plasticité (c'est la possibilité de déformation sans effondrement des structures dans le domaine plastique). La méthode non linéaire en capacité spectrale (**PUSHOVER**) développée par l'ATC 40, qui préconise une analyse progressive c'est-à-dire en appliquant à la structure des charges latérales distribués sur la hauteur du bâtiment jusqu'à la ruine, est préconisée. La courbe de capacité ainsi obtenue est superposée avec la demande sous forme de spectre de réponse pour avoir le point de performance. La position du point de performance sur la courbe des dommages de l'EMS 98 permet d'évaluer l'endommagement de la structure dans le domaine post-élastique.

I.5- Choix des méthodes de calcul linéaires :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- par la méthode statique équivalente
- par la méthode d'analyse modale spectrale
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes [5].

I.6- Les méthodes d'analyses non linéaires :

- L'analyse statique non linéaire, ou la méthode d'analyse **PUSHOVER**, est la méthode privilégiée pour l'évaluation de la performance sismique en raison de sa simplicité. Il s'agit d'une analyse statique qui est directement définie par des caractéristiques non linéaires des matériaux.

La méthode d'analyse **PUSHOVER** est une méthode d'analyse approximative dans laquelle la structure est soumise à des forces latérales qui augmentent de façon monotone avec une distribution invariante sur la hauteur jusqu'à ce qu'un déplacement prédétermine soit atteint.

- Procédures dynamiques non linéaires (d'histoire de temps) [27].

I.7- Les paramètres d'évaluation du comportement sismique :

Les différents paramètres qui permettent d'évaluer le comportement d'une structure sont :

I.7.1-Les déplacements inter-étages :

C'est un paramètre qui permet de vérifier les déplacements de bâtiment dû aux forces sismiques, le règlement parasismique algérien exige de vérifier ce paramètre dans la construction parasismique

I.7.2- La pénétration dans le domaine plastique et la capacité à dissiper de l'énergie :

Tous les matériaux possèdent une limite d'élasticité, qui correspond à un chargement critique à partir duquel le comportement du matériau n'est plus réversible. Il peut y avoir rupture progressive (cas du béton), mais dans la plupart des cas il y a plastification du matériau. Ceci signifie que sa forme est changée de façon irréversible, contrairement au domaine d'élasticité ou le solide reprend sa forme initiale lorsque l'on relâche les efforts.

I.7.3-La ductilité :

La demande en ductilité est un critère qui situe le degré de pénétration dans le domaine post –élastique sans enregistrer une réduction substantielle de la résistance [6].

I.7.4-L'indice de dégradation :

Il évalue l'endommagement de la structure en fonction de la réduction des raideurs ce qui induit la perte de résistance dans le domaine plastique.

I.8- La Problématique :

Notre projet consiste à étudier et évaluer le comportement sismique des structures irrégulières en élévation. Pour ce faire, la performance de la structure régulière en plan et en élévation, considérée comme structure de référence, est calculée et évaluée par son indice de dégradation. Ensuite, plusieurs irrégularités seront introduites dans la structure de référence. Ces nouvelles structures, considérées comme irrégulières vis-à-vis du Règlement Parasismique Algérien (RPA), sont de nouveau étudiées et évaluées aussi par leurs indices de dégradation. Quatre formes d'irrégularité en élévation seront passées en revue dans le cadre de ce mémoire (irrégularité de forme, de masse, de rigidité, et enfin les décrochements). Cette incursion dans les irrégularités d'un bâtiment sera, chaque fois, comparé à la structure de référence et ce ci dans le but d'étudier et d'analyser le comportement du bâtiment sous une action sismique donnée. Les quatre irrégularités seront, enfin, comparées et des conclusions seront tirées.

L'outil utilisé est la méthode '**PUSHOVER**' qui nous a permis, non seulement d'étudier le comportement des structures mais aussi de nous donner leurs points de performance ainsi que les indicateurs de dommages associés.

I.9-Plan de travail :

Notre plan de travail a été structuré come suite :

- **Chapitre I :** Introduction générale.
- **Chapitre II :** Les typologies des structures en béton armé, la régularité et l'irrégularité de forme. Ce chapitre est consacré à la représentation des différents types de contreventements des structures en béton armé. Des notions sur la régularité et l'irrégularité en plan et en élévation des structures seront présentées.
- **Chapitre III :** Les différents paramètres d'évaluation du comportement sismique des structures en béton armé seront passés en revue. Ces paramètres dans le domaine plastiques sont la ductilité, les déplacements inter -étages et **l'indice de dégradation**.
- **Chapitre IV:** Présentation de l'analyse '**PUSHOVER**'
- **Chapitre V :** Etude des structures choisies. Dans ce chapitre, la performance de la structure régulière en plan et en élévation, considérée comme structure de référence, est calculée et évaluée par son indice de dégradation. Ensuite, plusieurs irrégularités seront introduites dans la structure de référence. Ces nouvelles structures, considérées comme irrégulières vis-à-vis du Règlement Parasismique Algérien (RPA), sont de nouveau étudiées et évaluées aussi par leurs indices de dégradation. Le logiciel utilisé pour le calcul de ces structures est l'ETABS auquel est jointe la méthode **PUSHOVER**. Une comparaison s'ensuit où les indices de dégradation des 4 structures étudiées (régulière et irrégulières) sont présentées.
- **Chapitre VI :** Conclusion générale.

CHAPITRE II

Les typologies des
structures en béton armé, la régularité et l'irrégularité

II.1- Introduction:

Le séisme est un chargement horizontal résultant d'un ébranlement de la terre suite à une accumulation d'énergie. Cette énergie gigantesque accumulée dans le noyau terrestre et qui s'ébranle subitement s'explique aujourd'hui par la tectonique des plaques. Cette énergie sous forme d'ondes sismique vient s'appliquer sur les éléments de contreventement par des forces pouvant entraîner l'endommagement ou voir même l'effondrement de la structure. Ces chargements provoquent des dégâts considérables en termes de vie humaines et matériels. Il est donc impératif de protéger ces structures de Génie Civil en les dotant de caractéristiques de résistances adéquates vis à vis des chargements horizontaux [9].

Le premier souci que doit avoir l'ingénieur d'études est de prévoir des dispositions assurant la stabilité générale à travers le contreventement d'ensemble du bâtiment. Ces dispositions doivent avoir pour objet d'assurer la résistance aux forces horizontales, qui seront prises en compte dans les calculs, et qui vont venir s'appliquer sur la structure [9].

Le choix du type de contreventement dépend de la zone sismique, de la portance du sol d'assise, de l'importance de bâtiment et sans oublier de la disposition des éléments structuraux (typologie)[11].

La forme du bâtiment et la répartition des différents éléments qui le constituent ont une incidence importante sur son comportement sous charges sismiques. Le concepteur doit chercher la simplicité et une bonne régularité dans les formes, dans la répartition des masses et éléments apportant une rigidité, de manière à limiter l'amplitude des déformations provoquées par les secousses et la concentration d'efforts sur certains éléments structuraux [14].

Dans ce chapitre, nous allons nous intéresser aux différentes typologies des structures en béton armé selon leurs types de contreventements tels que préconisé par le RPA99 version 03. Comme nous allons aussi nous intéresser à la notion de la régularité qui va influencer le comportement sismique de la structure.

II.2- Définition du contreventement :

En génie civil, un **contreventement** est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) par rapport aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement) [9].

D'une manière plus simple, nous définissons le système de contreventement comme étant un ensemble d'éléments d'une construction assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des charges latérales (horizontales)[10].

Dans le cas d'une construction parasismique, le contreventement comporte obligatoirement deux (02) familles :

- Le contreventement horizontal (diaphragme).
- Le contreventement vertical (murs, portiques...etc.)[17].

Le choix du type de contreventement dépend de la nature de la structure en tenant compte de sa partie constructive. Il est doit être plus ou moins rigide en fonction des caractéristiques dynamiques du site. La réponse sismique d'une structure en béton armé dépend du type de contreventements (typologie des contreventements). Ces derniers doivent répondre à certaines caractéristiques géométriques et mécaniques afin d'assurer la résistance de la structure face aux séismes. Ces caractéristiques sont déterminantes pour la réponse sismique du bâtiment, notamment la distribution des forces sismiques et la position du centre de rigidité [11].

II.2.1-Les Typologies des structures en béton armé selon leurs systèmes de contreventement:

Les structures en béton peuvent être contreventées de plusieurs manières. Ces systèmes de contreventement dépendent de la hauteur de la structure, du sol d'assise, des caractéristiques dynamiques de la structure et des systèmes constructifs. Parmi tous ces systèmes de contreventements nous avons :

II.2.1.1-Les portiques auto-stables :

Les portiques sont des ossatures constituées d'un assemblage de poteaux et de poutres conçus pour résister aux forces de pesanteur (le poids du bâtiment et les surcharges d'exploitations) mais aussi aux forces horizontales y compris le séisme (figure II.1). Cette résistance implique surtout la rigidité des nœuds. Cette solution conduit en général à des sections de béton et d'armatures plus importantes, et à des dispositions de ferrailage plus complexes que celles usuellement adoptées dans les structures les plus courantes de bâtiments[9].



Figure II.1 : les ossatures en portiques [9].

On distingue deux types de portiques auto stables :

- Les portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide.
- Les portiques auto-stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide.

II.2.1.1.a-Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide :

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Les cloisons doivent être désolidarisées ou légères de sorte que les liaisons ne gênent pas les déformations du portique [5]. Les prescriptions réglementaires du RPA vis-à-vis de ce type de construction sont telles que les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser : [5]

- Cinq (05) niveaux ou 17 mètres en zone I
- Quatre (04) niveaux ou 14 mètres en zone IIa
- Trois (03) niveaux ou 11 mètres en zone IIb et zone III [5].

II.2.1.1.b-Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide :

En ce qui concerne cette catégorie, les éléments de remplissage de la structure sont constitués par des murs en maçonnerie de petits éléments insérés dans le cadre poteaux-poutres dont l'épaisseur hors crépissage ne dépasse pas 10 centimètres. Les remplissages concernés doivent être disposés en plan aussi symétriquement que possible par rapport au centre de masse de chaque étage de façon à ne pas aggraver une dissymétrie éventuelle du système de contreventement en béton armé (portique)[5]. Les bâtiments concernés par ce type de contreventement ne doivent pas dépasser :

- Cinq (05) niveaux ou 17 mètres en zone I
- Quatre (04) niveaux ou 14 mètres en zone IIa
- Trois (03) niveaux ou 11 mètres en zone IIb
- Deux (02) niveaux ou 8 mètres en zone III

Ces niveaux sont résumés dans la figure(II.2) :

| Type CV | Zone I | Zone IIa | Zone IIb | Zone III |
|--------------------------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| <i>Portique sans remplissage</i> | 5 Niv ou 17m | 4 Niv ou 14m | 3 Niv ou 11m | 3 Niv ou 11m |
| <i>Portique avec remplissage</i> | 5 Niv ou 17m | 4 Niv ou 14m | 3 Niv ou 11m | 2 Niv ou 8m |

Figure II.2 : Hauteur maximales prescrites par le RPA03 des bâtiments contreventés par Portiques [9].

II.2.1.2-Les contreventements par voiles :

Les voiles ou murs de contreventement sont définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leurs plans, ils présentent généralement une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance.

Cette solution est actuellement très répandue dans les pays à sismicité modérée à forte. Souvent ces voiles sont disposés longitudinalement et transversalement dans les bâtiments et constituent également les éléments de transmission des charges verticales, sans être obligatoirement renforcés par des poteaux pour ce genre de charges. Ils assurent ainsi la transmission des charges verticales (poids de la structure et les surcharges) ainsi que le contreventement dans la direction longitudinale et transversale du bâtiment en question.

Le comportement de ce genre de structures est considéré satisfaisant vis-à-vis des charges horizontales par :[18]

1. Leurs grandes résistances et rigidités et de plus ils contrôlent les déplacements globaux et minimisent les déplacements inter-étages.
2. Ils reprennent la plus grande partie des charges horizontales.
3. Ils reprennent les charges verticales.
4. Améliorent le comportement sismique de ce genre de structures.
5. Dans le RPA 99 vs 03, l'élément porteur rigide en béton armé est destiné à transmettre les charges latérales dans les fondations.

L'utilisation des voiles en béton armé dans les zones sismiques est exigée obligatoirement par le RPA03 en raison de leur efficacité en ce qui concerne la résistance aux forces horizontales, en reprenant la plus grande partie de l'effort sismique. Ces contreventements sont adoptés lorsque le contreventement par portiques auto-stables ne peut pas être utilisé pour une raison ou une autre [9].

Nous classerons alors ces différentes structures selon 3 catégories essentielles

1. Structures uniquement à murs porteurs :
2. Structures mixtes composées de voiles associés à des portiques (figure dans le RPA99 vs 2003 comme étant le système de contreventement 4-a et 4b)
3. Structures à noyau central (le système de contreventement 3 dans le RPA99 vs 03).

II.2.1.3-Les structures uniquement à murs porteurs :

Dans le RPA 99 vs 03, on retrouve le système de contreventement à voiles comme étant un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé. Le système est constitué de voiles uniquement (figure II.3). Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que les sollicitations horizontales sont reprises uniquement par les voiles [9].

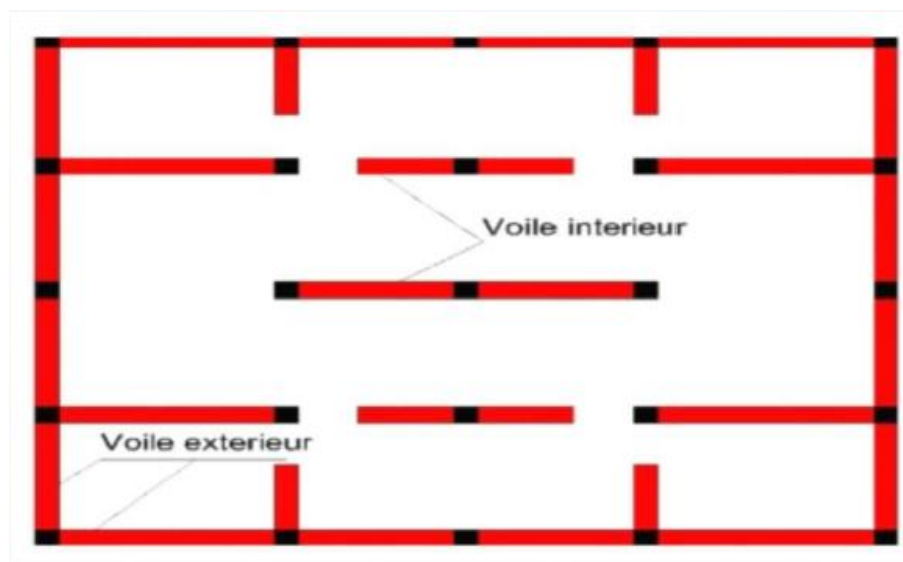


Figure II.3 : Structure constitué de voiles porteurs uniquement [9].

II.2.1.4-Structures mixtes (voiles associés à des portiques) :

Ce type de structure se fait par un couplage entre des voiles de contreventement en béton armé à des portiques comme le montre la Figure II.4.

Le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales (de pesanteur) est assuré par les portiques (poteaux et poutres), en ce qui concerne la résistance aux forces horizontales dues au vent et au séisme, elle est assurée par les voiles. Comme aussi les voiles reprennent une petite partie des charges verticales (20% selon le RPA 99 vs 03) [9].

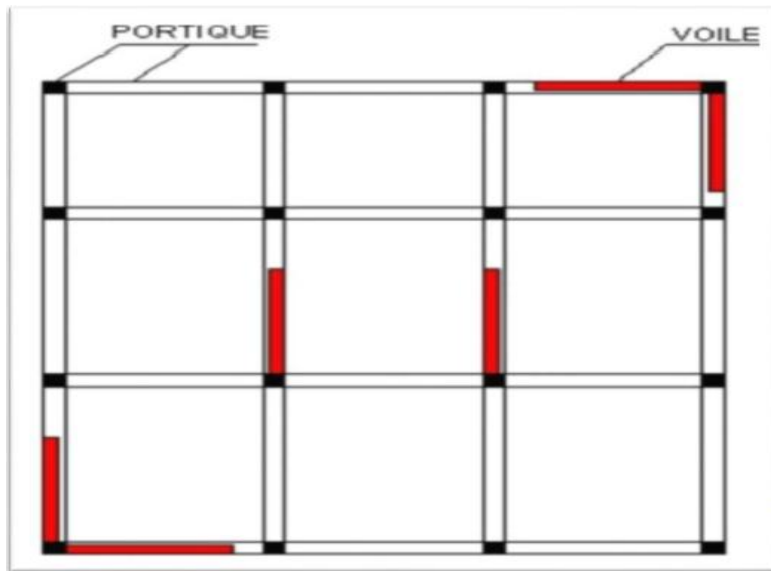


Figure II.4 : La structure mixte (voiles+portiques)[9].

Les codes parasismiques se basent sur le fait qu'une structure construite en zone sismique doit assurer deux fonctions :

1. Sous des séismes faibles mais plus fréquents, la structure doit être capable de contrôler l'endommagement des éléments non-structuraux (le coût des éléments non structuraux peut dépasser les 50% du coût total du bâtiment).
2. Pour les séismes forts ou modérés, la structure doit avoir une bonne ductilité pour pouvoir subir de grandes déformations sans, ou avec peu de perte de capacité [23].

Lors d'un séisme, les constructions en structures mixtes possèdent deux lignes de défense. Dans un premier temps les voiles reprennent la quasi-totalité des charges latérales grâce à leur rigidité. Après la formation de grandes fissures, leurs rigidités diminuent et une grande part des charges est reportée sur les portiques dont la ductilité devait prévenir la rupture[9].

Selon le RPA existe deux (02) systèmes de contreventement mixtes :

1. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles : (système 4a)

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'effort tranchant d'étage [RPA 99 vs 03] [9].

2. Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé sans justificatif d'interaction: (système 4b)

Dans ce cas, les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zonesismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

Avec ce système de contreventement, les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 mètres au maximum [5].

Néanmoins, dans le RPA03 il existe une différence entre le système 2 (voiles) et les systèmes 4a et 4b dans le RPA03 :

Dans le RPA 99 vs 03, la différence entre les deux systèmes de contreventement se manifeste sous la forme du facteur de comportement global de la structure R qui par définition traduit principalement la ductilité de la structure.

La ductilité par définition étant la capacité d'un matériau, d'un élément ou d'une structure à se déformer dans le domaine plastique sans pour cela provoquer sa rupture.

On retrouve les valeurs de R de ces différentes structures présentes dans le RPA sous forme du Tableau 4.3 (RPA 99 v 2003) qui nous donne :

- $R = 3,5$ pour le système 2
- $R = 5$ pour le système 4a
- $R = 4$ pour le système 4b

Donc la différence réside essentiellement dans la ductilité de la structure, on peut donc dire que les bâtiments contreventés par les systèmes 4a et 4b sont plus ductiles, donc plus adeptes à se déformer dans le domaine plastique que les bâtiments contreventés par le système 2 [9].

II.2.1.5- Structure contreventées par noyau central :

Le noyau central est une partie de structure située généralement dans la partie centrale de la structure. Il est constitué de parois verticales en voiles de béton armé, disposées suivant des plans orthogonaux (figure II.5). Cet ensemble trouve sa place le plus souvent dans la zone où sont rassemblés les circulations verticales (ascenseurs et escaliers de secours) et des locaux annexes ne recevant pas la lumière naturelle (salles de bains, vestiaires, archives, etc.) [9].

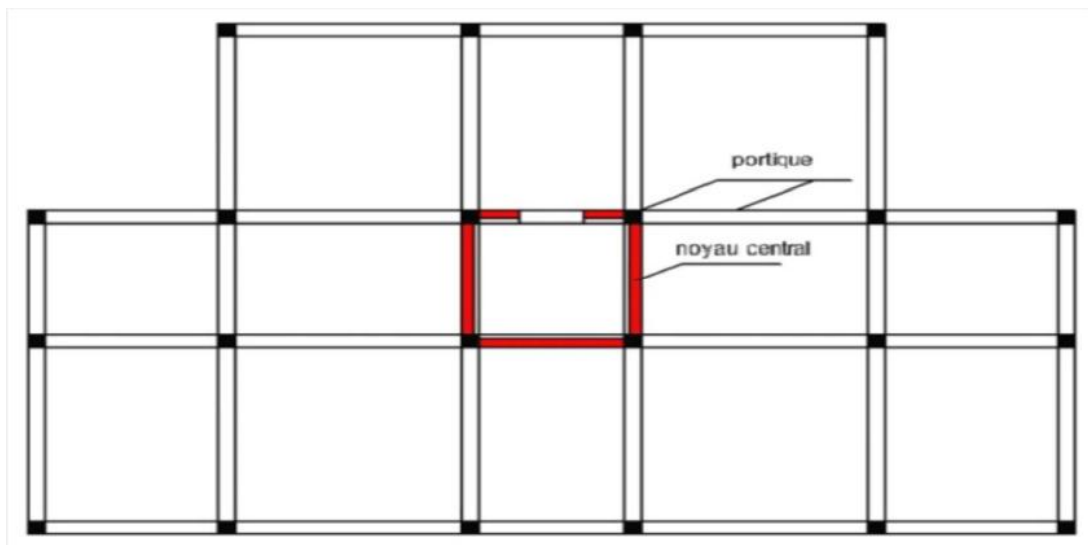


Figure II.5 : structure contreventée entièrement par noyau central [9].

Le noyau central est l'élément assurant la rigidité de l'édifice, il parcourt le bâtiment sur toute sa hauteur et contient généralement les ascenseurs ainsi que les cages d'escaliers. Les efforts exercés par le vent sont retransmis au noyau par l'intermédiaire d'éléments horizontaux positionnés aux différents étages. Les gratte-ciel constitués d'un noyau central peuvent atteindre facilement une hauteur équivalente à une cinquantaine d'étages tout en réduisant l'emprise au sol. Le doublement parfois même le triplement de la structure centrale a ensuite permis d'atteindre des hauteurs d'environ 70 étages. Nous remarquerons que dans cet ouvrage, il est question de 2 noyaux centraux symétriquement opposés (figure II.6)[24].



Figure II.6 : structure contreventé par noyau centrale en béton armé (la tour centrale de l'université de Jussieu en France) [24].

Le contreventement par noyau central est présent dans le RPA 99 vs 03 comme étant le système de contreventement 3 (**structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé**). Le bâtiment dans ce cas-là est entièrement contreventé par un noyau rigide en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal [RPA 99 vs 03][5].

II.3-La régularité :

La forme des bâtiments est l'un des paramètres architecturaux les plus importants, car elle influence d'une manière très sensible la réponse globale du bâtiment suite aux actions sismiques. Elle se présente selon deux formes : forme régulière et forme irrégulière

Dans la plupart des cas, les constructeurs choisissent en général la forme la plus simple pour le bâtiment à concevoir et à réaliser, la forme répondant aux critères de régularité en plan et en élévation. Elle est dite forme simple de par sa facilité de réalisation sur chantier et aussi de par son comportement favorable (sécuritaire) sous l'effet de l'action sismique. Le recours à ce type de structure n'est pas toujours possible, car dans certains cas, le concepteur est contraint de concevoir le bâtiment sous une forme irrégulière, que ce soit en plan ou en élévation, pour des raisons architecturales, d'espace disponible, de doléances du maître de l'ouvrage, de problème d'éclairage ou d'aération dans la structureetc. Sous l'action sismique, même s'il est recommandé d'éviter les formes compliquées avec des irrégularités dans la distribution des inerties et des raideurs; les structures fortement dissymétrique ont, le plus souvent, des modes de transmission d'efforts et de moments entre les différentes parties qui conduisent à des accumulations de sollicitations dans certaines zones [4].

II.3.1-Régularité en plan :

Le mouvement sismique horizontal est un phénomène bidirectionnel. La structure du bâtiment doit être capable de résister à des actions horizontales suivant toutes les directions et les éléments structuraux doivent avoir des caractéristiques de résistance et de rigidité similaires dans les deux directions principales, ce qui se traduit par le choix de formes symétriques (figures II.7. et II.8) [12].

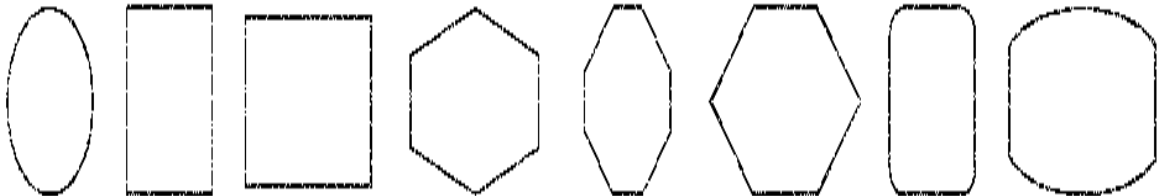


Figure II.7 : Formes favorables : plans simples à 2 axes de symétrie [12].

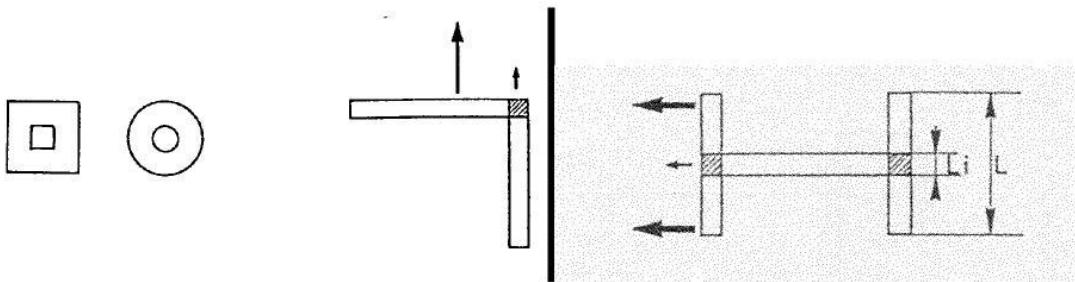


Figure II.8 : Effets néfastes de l'asymétrie[12].

II.3.2-Critère de régularité en plan selon le RPA99V2003 :

Une structure est classée régulière en plan si tous les trois (04) critères de régularité en plan sont respectés (figure II.8). Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait:

a1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

a2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier [5].

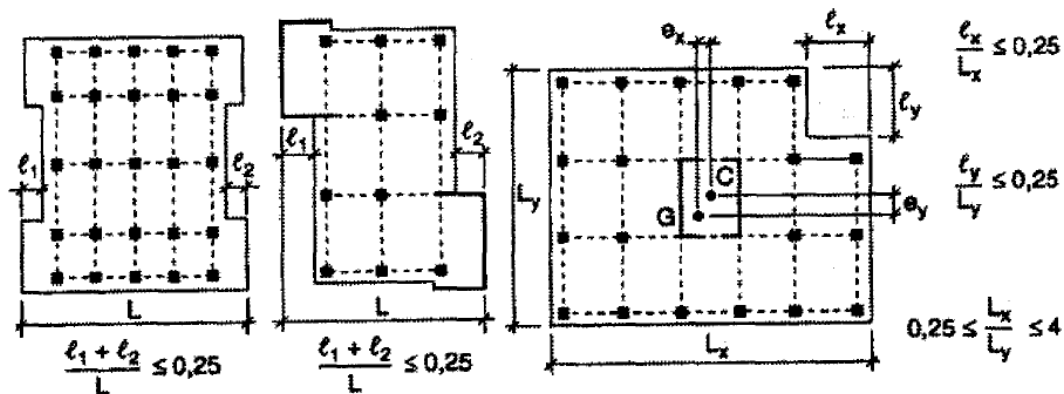


Figure II.8: limite des décrochements en plan [5].

II.3.3- Influence de l'irrégularité en plan sur le comportement d'un bâtiment exposé aux séismes :

La structure d'un bâtiment est classée irrégulière si l'un des critères préconisé par le RPA n'est pas satisfait.

Les bâtiments de forme irrégulière en plan sont exposés à la torsion d'axe verticale qui est à l'origine, dans de nombreux cas :

1. La torsion d'ensemble :

La torsion d'ensemble est l'un des facteurs de dommages sismiques les plus destructeurs. Elle se produit lorsque le centre de rigidité d'une construction n'est pas confondu avec le centre de gravité. Elle a donc lieu quand les éléments de contreventement

Chapitre II : Les Typologies des structures en béton armé, la régularité et l'irrégularité

sont décentrés. Dans ce cas l'action de forces horizontales l'ouvrage tourne autour d'un axe vertical [25].

La construction est soumise à une torsion d'axe vertical d'autant plus importante que la distance entre le centre de masse et le contre de rigidité est grande. C'est autour de ce dernier que la rotation se produit (Figure II.9).

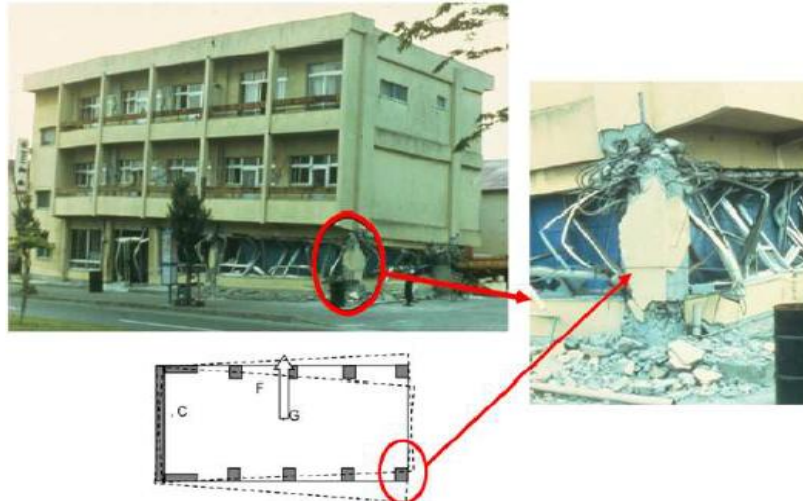


Figure II.9: plastification d'un poteau d'angle due a la disposition asymétrique des voiles [25].

2. Différence importante de dimensions :

Lorsque le bâtiment à des dimensions différents, c'est à dire les parties ayant une dimension plus faible que les parties voisines se déforment davantage sous l'action sismique et vrillent autour des zone rigide, ce qui conduit à la torsion d'axe vertical (figure II.10)[16].

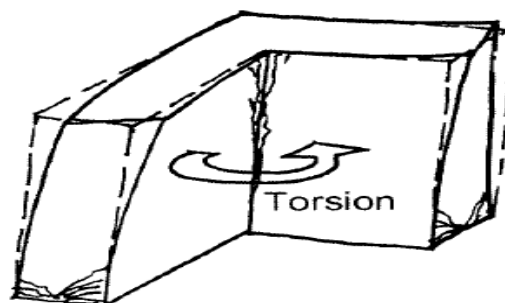


Figure II.10: Plastification d'un poteau d'angle due a la disposition asymétrique des voiles [12].

3. Les angles rentrants:

Dans les angles rentrants (c'est-à-dire à la jonction de deux parties ayant des rigidités différentes dans une même direction horizontale), la différence de rigidité induit des oscillations en opposition de phase qui provoquent des concentrations de contraintes et des dommages importants (figure II.11)[16].

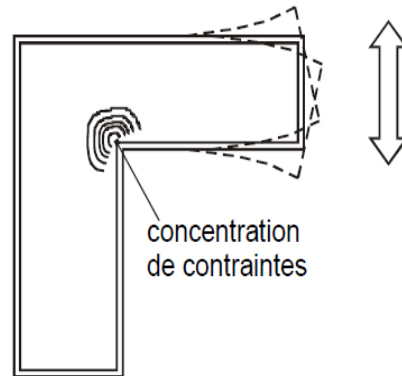


Figure II.11 :Renforcement d'un angle rentrant [12].

4. Saillies, décrochements en plan et élancement géométrique:

Les bâtiments symétriques selon deux axes peuvent également comporter des ailes, des saillies et/ou des retraits et, par conséquent, des angles rentrants. Leurs inconvénients peuvent être corrigés en optant pour des joints sismiques. La figure. II.12.a montre quelques exemples. De même, la différence des rigidités transversale et longitudinale d'un plan rectangulaire peut être corrigée par un renforcement du contreventement (figure. II-7-b). Sans cette correction, nous sommes obligés de limiter cette différence en évitant les rectangles très allongés (figure II-12-b)[26].

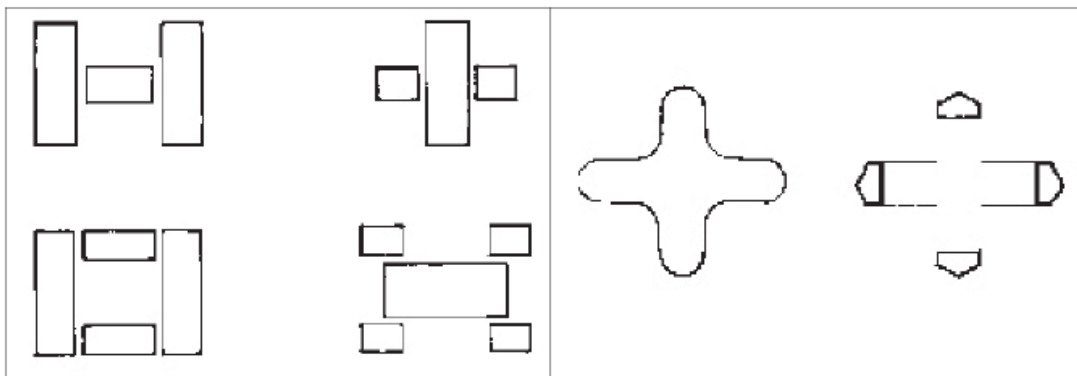


Figure II.12.a Fractionnement en blocs simples et ajout de noyaux rigides et variation progressive de rigidité [26].

5. Elancement de la structure :

Une structure élancée en plan (rapport largeur sur longueur inférieur à < 4). Pendant le séisme le sol ne se déforme pas d'une façon uniforme d'un point à un autre qui génère des déplacements différentiels et ces déplacements favorisent l'apparition des dommages de la structure (figure II.12.b)[15].

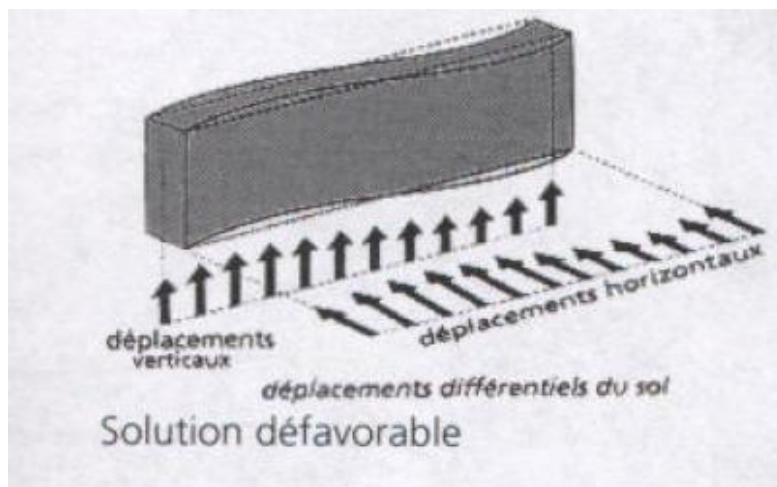


Figure II.12.b : comportement d'une structure élancée en plan [15].

Afin de remédier à ces situations trois démarches sont possibles :

- Opter pour des formes ne comportant pas d'angles rentrants.
- Simplifier la forme en plan.
- Fractionner le bâtiment en volumes simples par des joints parasismiques [15].

6. Rigidité du plancher :

Les planchers doivent toujours présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à **15%** [26].

6.1-Compensation d'une mauvaise distribution de rigidité :

Pour faire coïncider ou rapprocher le centre de gravité d'un niveau avec son centre de rigidité (qui est le barycentre des rigidités), il est possible d'ajouter des palées de stabilité

(murs de contreventement, palées triangulées, noyaux fermés,...) dans les zones flexibles, de manière à minimiser les déformations différentielles (Figure II.13)[26].

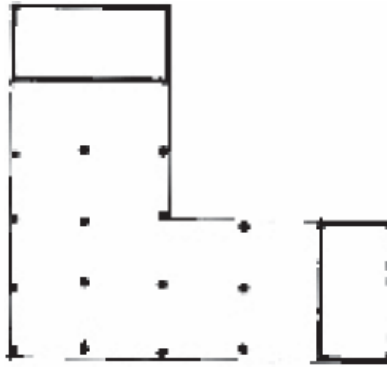
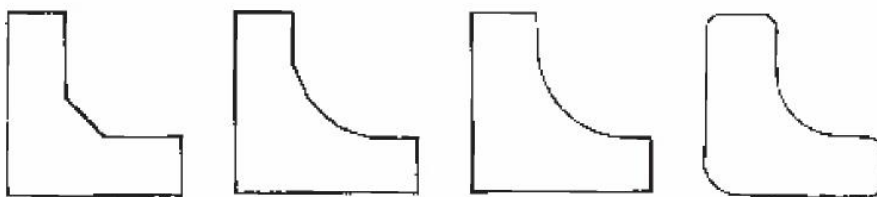


Figure. II.13 : Compensation d'une " mauvaise " distribution de la rigidité. Des noyaux en voiles de béton armé ont été ajoutés aux extrémités des ailes [26].

6.2- Variation progressive de la rigidité :

Cette démarche relève des compétences des architectes. Elle consiste à adoucir les angles rentrants par une forme plus fluide du bâtiment (figure. II-14). Il s'agit d'une correction partielle mais efficace, qui est souvent employée par les architectes [26].



Traitement d'un angle rentrant



immeuble à Tokyo

Figure II.14: Variation progressive de la rigidité d'un bâtiment à ailes [26].

7-l'excentricité :

Dans le contexte de l'action sismique, plusieurs faits sont à l'origine de la torsion des bâtiments. D'abord l'existence d'excentricités structurales entre les centres de gravité **CM** et les centre de rigidité **CR** :

- Les composantes horizontales de l'action sismique induisent dans une structure, outre la flexion et le cisaillement, de la torsion, car le centre de gravité **CM_i**, (point de passage de la force d'inertie engendrée par le tremblement de terre), n'est généralement pas confondu avec le centre de torsion **CR_i** de cet étage. Il en résulte les moments de torsion $M_t = V_y \cdot (CM_i CR_i)_x$ ou $M_t = V_x \cdot (CM_i CR_i)_y$ (voir Figure II.14).
- Dans une construction multi - étagée, les centres de masses **CM_i** de différents étages **i** ne sont pas nécessairement sur une même verticale, pas plus que les centres de torsion **CR_i**. Un niveau **j** dont le centre de masse **CM_j** serait confondu avec le centre de torsion **CR_j** peut donc quand même être soumis à une torsion résultant des décalages entre **CM** et **CR** aux niveaux supérieurs.

Ensuite l'existence d'incertitudes diverses sur les positions de CM et CR :

- La position du centre de masse **CM_i** de chaque niveau n'est pas connue avec précision, car elle dépend de l'utilisation : position du mobilier, affectation des locaux en archives, salle de réunion, etc
- La position du centre de raideur **CR_i** de chaque niveau n'est pas connue avec précision, car elle dépend de la flexibilité réelle des diverses unités de contreventement, qui est forcément estimée, en particulier dans les constructions en béton [12].

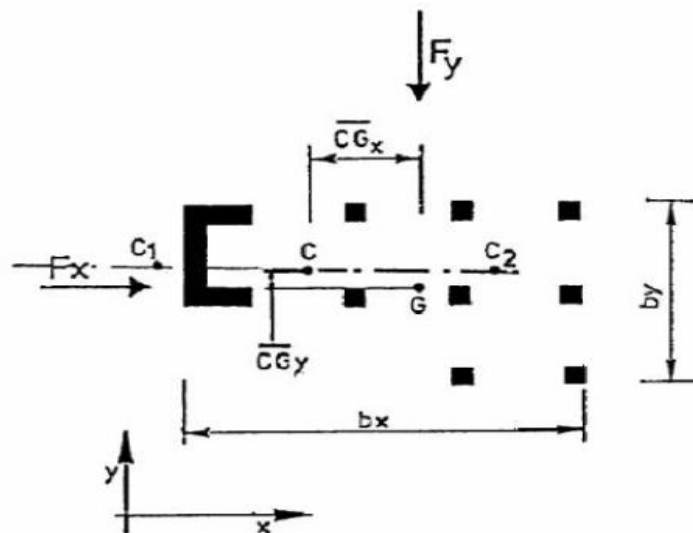


Figure II.14: Le décalage entre CM et CR entraîne une torsion du bâtiment[12].

II.3.4- Exemples de dommages dus à l'irrégularité en plan :

Dans le cadre de ce sous chapitre, nous présentons quelques exemples de dommages dus aux irrégularités en plan.



Figure II.15 : dommage du a l'irrégularité en plan (séisme de kobé japon 1995) [26].



Figure II.16: Structure irrégulière de forme [16].



Figure II.17 : dommage du a l'élancement [16].

II.3.5-La régularité en élévation :

La régularité des formes en élévation est en fonction de la répartition homogène des masses et des rigidités qui se sont des critères importants qui conditionnent la stabilité et la résistance des structures sous séisme. L'irrégularité est caractérisée par un décrochement en élévation, tels que ceux montrés à la figure II.18. Ces structures ne se comportent pas de façon sécuritaire sous l'action sismique, car ce type de structure présente une irrégularité de la résistance et de la rigidité suivant la hauteur du bâtiment. L'étage où se situe le décrochement en élévation de la structure constitue une zone de concentration des contraintes et des déformations, c'est-à-dire une zone fortement sollicitée de la structure sous l'action sismique, en raison de la réduction brusque de résistance et de raideur latérale de cette dernière [4].

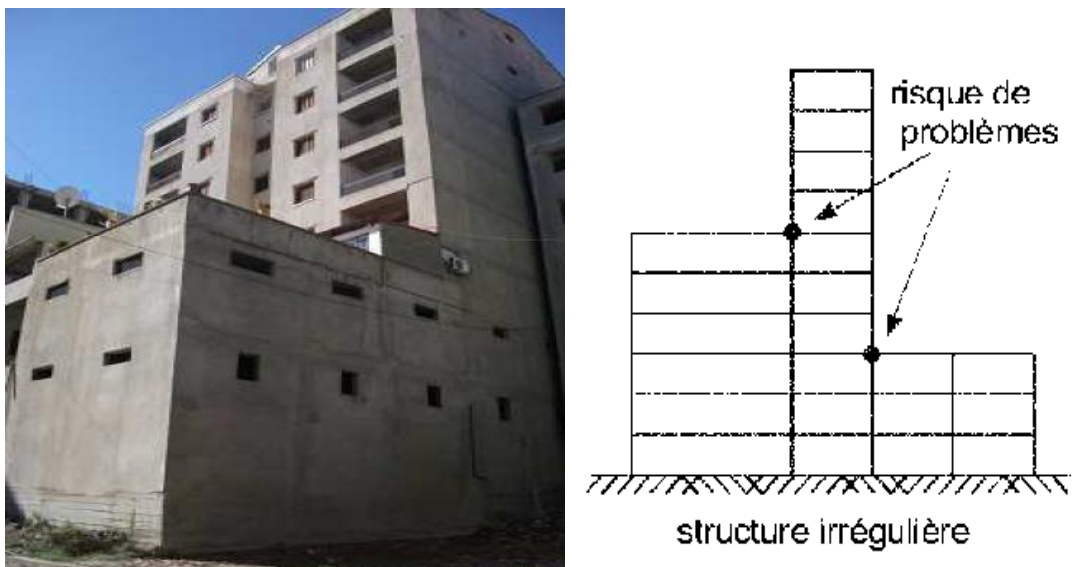


Figure II.18: structure irrégulière en élévation [4].

II.3.6-Critère de régularité en élévation selon le RPA99V2003 :

Une structure est classée régulière en élévation si tous les trois (03) critères de régularité en élévation sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait (figure II.19):

b1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

b2 Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment

b4. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul

et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs etc. pourront ne pas respecter les règles b_3 et b_4 et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires [5].

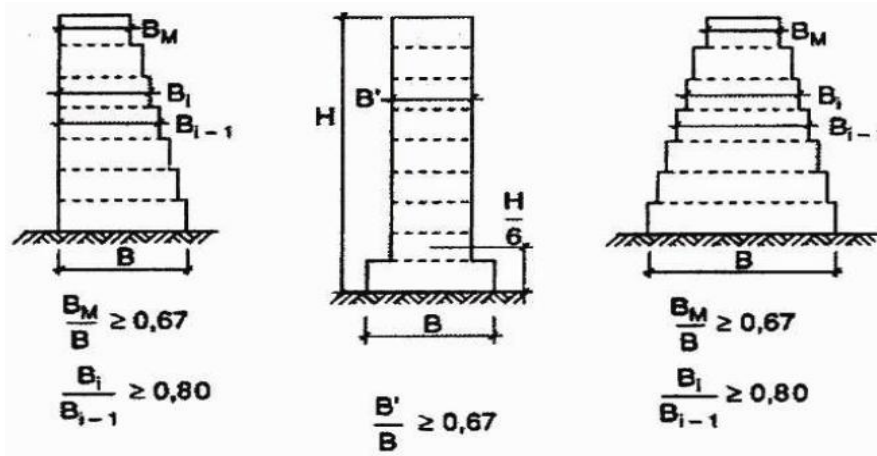


Figure II.19 : limite des décrochements en élévation [5].

II.3.7-Influence de l'irrégularité en élévation sur le comportement d'un bâtiment lors d'un séisme :

Les formes d'irrégularité ont des incidences sur le comportement sismique d'une structure.

1. Irrégularité de forme :

Les formes irrégulières en élévation donnent lieu à des oscillations différentielles. Les parties de bâtiment de volume et/ou de hauteur distinctes vont osciller différemment et les éléments porteurs peuvent être soumis à des efforts de sens contraire. Cette situation est très défavorable pour la solidité de l'ouvrage [16].

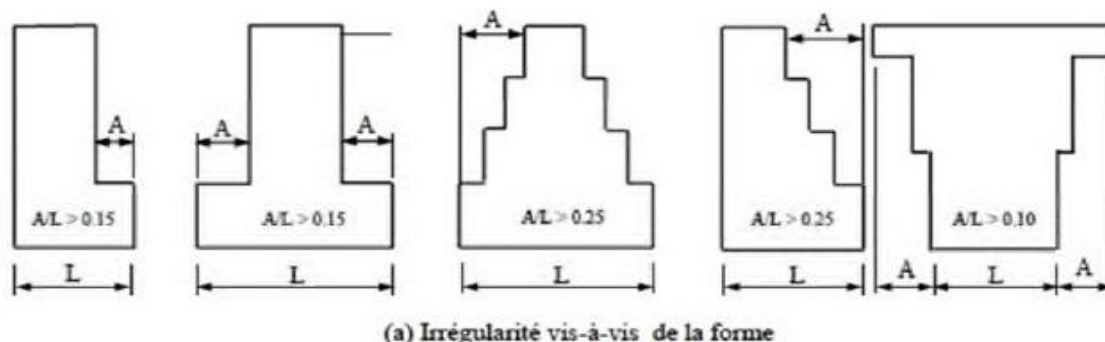


Figure II.20 : Irrégularité vis-à-vis de forme [27].

2. Irrégularité de la rigidité :

Cette irrégularité résulte lorsqu'un ou plusieurs étages sont significativement plus souples (soumis à de grandes déformations) que les étages situés juste au-dessus [27].

Dans le **RPA 99/2003** le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de **25%** dans chaque direction de calcul. Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux doivent rester constants ou diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

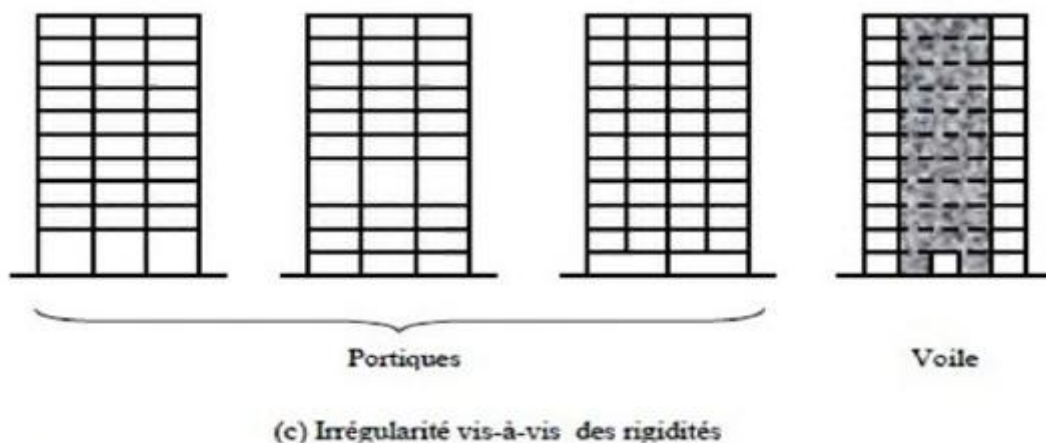


Figure II.21: Irrégularité vis-à-vis des rigidités [27].

De nombreux bâtiments comportent un ou plusieurs niveaux dont la rigidité horizontale est sensiblement inférieure à celle des autres étages. C'est le cas des bâtiments sur " pilotis ", de même que de ceux qui présentent de grandes portes, vitrines ou fenêtres concentrées sur certains niveaux (commerces, garages, hôtels, bâtiments administratifs, etc.). La hauteur de ces niveaux est souvent nettement plus grande que celle des autres niveaux et l'élançement des éléments porteurs verticaux plus important. Lors de séismes forts, ces niveaux sont fréquemment écrasés suite à la rupture de poteaux à leurs extrémités (figure. II.22)[26].



Figure II.22 : Rez-de-chaussée écrasé après la rupture des poteaux (séisme de Tokachi - Oki, Japon, 16.5.1968)[26].

3. Etage souple :

Lors de séismes, de nombreux effondrements de bâtiments sont à mettre sur le compte d'éléments de stabilisation présents dans les étages supérieurs, mais absents au rez-de-chaussée où seules des colonnes relativement minces subsistent. Cela entraîne un rez-de-chaussée flexible horizontalement «soft story» et conduit au dangereux mécanisme de colonnes (mécanisme d'étage) (figure II.23.a). Lorsqu'à un étage supérieur la stabilisation horizontale est affaiblie ou même totalement absente, cela entraîne un étage flexible et par conséquent un mécanisme de colonnes dangereux (mécanisme d'étage) (figure II.23.b) [27] :

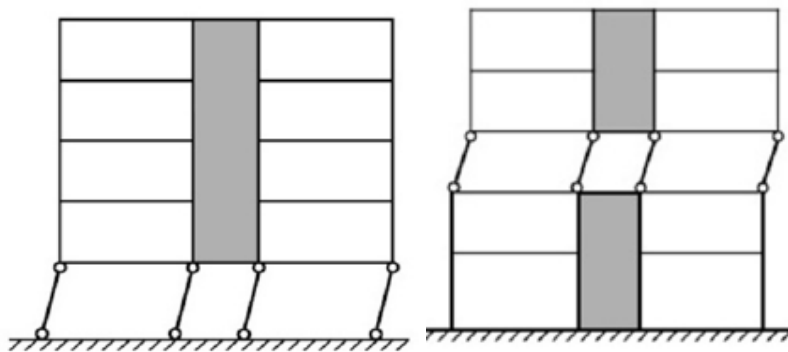


Figure II.23.a : Rez-de-chaussée flexible **figure II.23.b :** étage supérieur flexible.

Figure II.23: étages flexibles [27].

4-Répartition des masses :

Plus le centre de gravité est bas, plus les contraintes sur les structures verticales seront réduites en cas de séisme. De même, les constructions en forme de pendule inversé (masse importante perchée) sont particulièrement vulnérables car elles produisent des moments de renversements importants et des contraintes élevées dans les éléments verticaux et les fondations (figure II.24)[16].

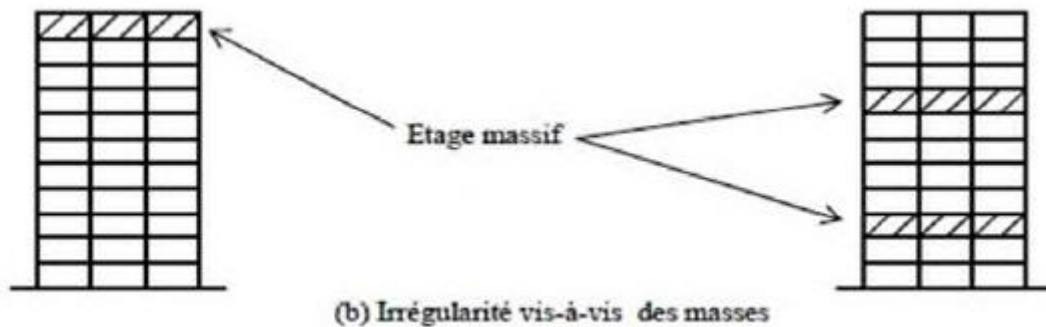


Figure II.24: Irrégularité vis-à-vis des masses [27].

5. Niveaux transparents :

L'expérience montre que les structures qui possèdent des niveaux transparents (c'est-à-dire sans suffisamment de systèmes de contreventement) sont plus vulnérables et moins résistantes aux sollicitations sismiques. De nombreux exemples montrent l'effondrement de la structure provoqué par l'absence de contreventement dans les niveaux transparents. Puisqu'ils sont plus flexibles que les autres niveaux, les poteaux verticaux subissent de grandes déformations latérales et leur rupture provoque l'effondrement du bâtiment. Elle se traduit souvent par l'écrasement du niveau. Si les murs en béton armé ne sont pas continus jusqu'aux fondations on se trouve alors dans le cas des niveaux « transparents » et les efforts horizontaux sont véhiculés par le plancher [16]. Si de plus, les murs existants aux niveaux transparents sont disposés d'une manière dissymétrique ou leur nombre est insuffisant, on peut même arriver à une situation d'instabilité. Les déplacements imposés par les tremblements de terre sont concentrés dans le niveau transparent car il est plus flexible. Les poteaux subissent de grandes déformations latérales qui s'avèrent souvent « fatales » lors des séismes d'une certaine importance (figure II.25)[27].

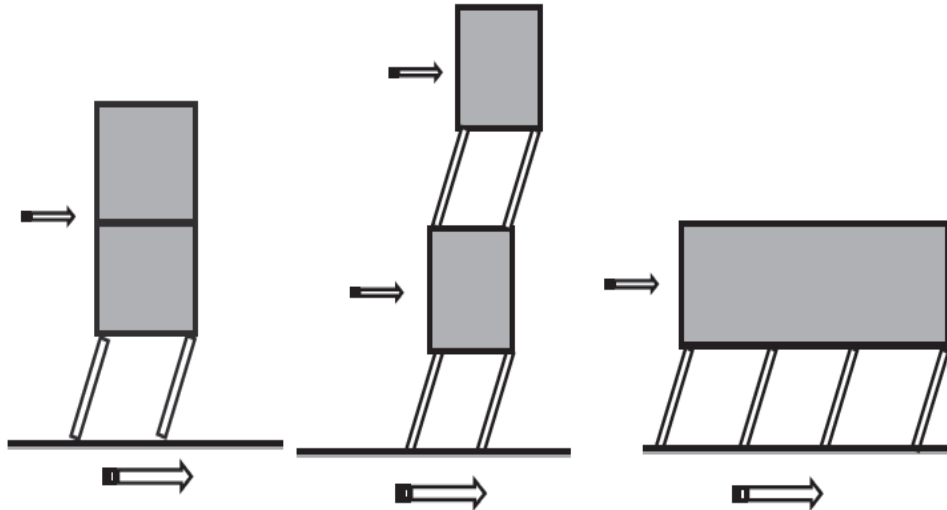
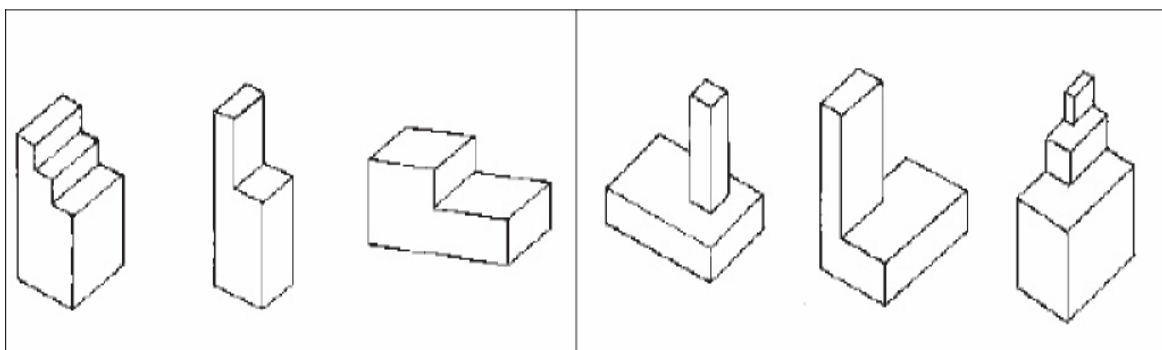


Figure II.25: Bâtiments avec transparences. Lorsque les niveaux transparents sont plus flexibles que les autres niveaux, les poteaux de ces niveaux subissent de grandes déformations qui peuvent provoquer la ruine du bâtiment[27].

6. Niveaux avec retrait (décrochements) :

Les retraits d'étages supérieurs est une situation assez fréquente. Ils peuvent être réalisés sur une ou plusieurs façades et concerner un ou plusieurs niveaux (figure-II-26). Lors de séismes forts, des dommages localisés dans les angles rentrants en pied des retraits sont souvent observés (figure II-27). Leur importance augmente avec celle du retrait. En effet, les niveaux en retrait n'oscillent pas à la même fréquence que les niveaux courants. A des moments donnés au cours des oscillations, ils peuvent subir des déplacements opposés et, par conséquent, des concentrations de contraintes sévères à leur base se produisent. Le cas est aggravé si les poteaux des étages en retrait reposent sur les poutres des niveaux inférieurs. Afin de limiter les inconvénients engendrés par les retraits, la descente de charges devrait être directe, sans transfert horizontal[26].



a) Retraits sur une façade

b) Retraits sur plusieurs façades

Figure. II.26 : a, b- Niveaux avec retraits. Ces niveaux peuvent effectuer des déplacements opposés par rapport aux étages courants et subir des dommages importants à leur base[26].

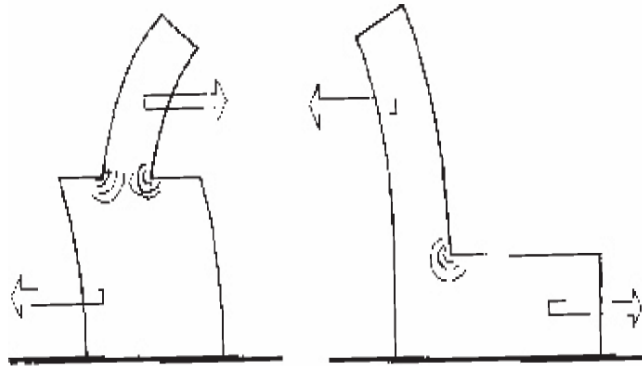


Figure II.27: Dommages dus à la présence de niveaux en retrait[26].

7-Systeme de contreventement :

Selon le RPA 99/2003, Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation. D'une manière générale, le contreventement devrait conférer, sensiblement, à la construction la même rigidité dans les directions transversales et longitudinales, afin de conférer à la structure un système de contreventement efficace. Cette démarche a une forte incidence architecturale. Il s'agit de placer en façade ou en retrait des façades, dans les deux directions principales, des travées rigides (palées de stabilité ou murs de contreventement) assurant la résistance aux charges horizontales à la place des poteaux [26].

II.3.8-Exemples de dommages dus à l'irrégularité en élévation :

Dans le cadre de sous chapitre, nous présentons quelques irrégularités en élévation



Figure II.28: étages flexibles au niveau du RDC (séisme de Kobe, japon 1995)[28].



Figure II.29: dommage du a l'irrégularité en élévation (séisme de Kobe, japon 1995)[28].



Figure II.30: Séisme de Kobe, 1995 – Document EQIIS – Perte d'un étage [28].

Ce mode de ruine comme le montre la **figure II.30** est partielle, il se produit lorsque l'étage est le lieu d'un changement significatif des caractéristiques physiques de la structure, ce qui était le cas sur cet immeuble[28].

II.4- Conclusion :

La conception parasismique d'un bâtiment, consiste à opter pour une architecture qui lui conféré un bon comportement lorsqu'il est expose à un tremblement de terre. Sont concernés par cette conception la **forme d'ensemble du bâtiment, le choix du système porteur**(c'est dire son système porteur et son système de contreventement), **sa configuration**(c'est dire son organisation en plan et en élévation)**et la disposition des éléments de la structure** (voile, poteaux, etc....).

CHAPITRE III

Les différents paramètres d'évaluation des structures en béton armé

III.1- Introduction :

Dans la conception parasismique des structures en béton armé, les règles utilisées sont basées sur les connaissances plus récentes dans le domaine de la recherche scientifique. Ces règles constituent un ensemble de normes de conception très avancées. Parmi les objectifs visés de ces normes sont d'assurer la protection des vies humaines et de limiter les dommages que peut avoir la structure durant une secousse sismique.

Il existe plusieurs paramètres essentiels afin d'évaluer la performance de la structure dans le domaine post élastiques tels que les déplacements inter - étages, la ductilité et l'indice de dégradation.

Dans notre étude on s'intéressera bien sûr à l'indice de dégradation qui est un paramètre essentiel dans l'évaluation primaire du bon comportement sismique. Au fait, la détermination de ce paramètre peut être considérée comme un check point dans l'évaluation du comportement sismique. Si on veut une bonne incursion dans la recherche du bon comportement sismique, d'autres paramètres tel que les déplacements inter-étages, la ductilité, l'évaluation des rotules plastique peuvent être examinés et évalués.

III.2-Les indicateurs de dégradations pour l'évaluation de comportement sismique des structures en béton armé :

Les indices de dommages ont fait l'objet d'une attention particulière au cours des deux dernières décennies, principalement en raison de la possibilité de faire la corrélation entre les indices de dommage et les états limite de la conception basée sur la performance. Pour Kunnath (2006), dans les procédures de conception basées sur la performance, le processus de transformation des demandes calculées en demandes qui quantifient correctement le comportement des bâtiments est une partie discutable de la procédure globale. Pour cette raison, il est nécessaire de considérer les indices qui rendent compte d'une manière objective des dommages sismiques dans les bâtiments [35].

Pour des structures en béton, les indicateurs capables de traduire le degré d'endommagement d'une structure peuvent être classés en deux catégories : les indicateurs locaux s'intéressant aux dommages d'éléments isolés dans une structure et les indicateurs globaux représentant l'état général de la structure [34].

III.2.1-Indicateurs locaux :

Les dommages subis par une structure au cours d'un séisme peuvent être imputables à des déformations excessives, plus généralement au dépassement d'un seuil ou à des déformations progressives sous des sollicitations alternées, plus généralement

à l'accumulation de dommages. Certains indicateurs font uniquement appel à la notion de dépassement de seuil, d'autres sont des indicateurs de dommages cumulés[34].

III.2.1.1-Indicateurs de dommages non cumulés :

Les deux indicateurs de dommages de ce type les plus couramment utilisés sont la ductilité et les déplacements inter-étages[34].

III.2.1.2-Indicateurs de dommages cumulés basés sur les déplacements :

Les indicateurs de dommages cumulés se présentent généralement sous forme d'une fonction cumulative sommant les déformations plastiques ou l'énergie hystérétique absorbée au cours du chargement[34].

III.2.1.3-Indicateurs de dommages cumulés basés sur l'énergie :

L'un des premiers indicateurs de dommages basés sur l'énergie mécanique absorbée par un élément au cours d'un séisme[34].

III.2.1.4-Indicateurs cumulés combinés :

L'indicateur de dommage cumulé basé à la fois sur la notion de déplacement et d'énergie [34].

III.2.2 -Indicateurs globaux :

III.2.2.1-Moyenne pondérée d'indicateurs locaux :

Les indicateurs globaux sont généralement dérivés des indicateurs locaux en les pondérant et ou les sommant.

III.2.2.2-Indicateurs basés sur les propriétés modales :

L'endommagement d'une structure au cours d'un séisme modifie évidemment ses propriétés modales. Il apparaît alors naturel de s'intéresser à la dégradation de ses propriétés, notamment la valeur des fréquences propres pour mesurer le dommage. Si considérer l'évolution des fréquences propres permet de remonter à l'état global d'endommagement d'une structure, la localisation de ces dommages ne peut être cernée qu'en s'intéressant aux déformées modales[34].

III.2.2.3-indicateurs de dommages basés sur des mesures de propriétés mécaniques :

Tenant compte de la nature des dommages sismiques structurels, l'identification devrait être liée à un paramètre de déformation, à l'énergie absorbée et dissipée ainsi qu'à la force et perte de rigidité. Cependant, malgré la compréhension actuelle appropriée du phénomène lui-même, il n'y a pas de consensus ni sur un paramètre d'identification unique et fiable ni sur méthode pour son estimation. De plus, les dommages structurels dépendent du matériau, de la composant et sur la force prédominante à laquelle le composant est soumis[34].

III.3-Les déplacements inter-étages :

Les déplacements inter-étages est un paramètre fondamental d'évaluation de la performance d'une structure

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents sont calculés comme suit :

III.3.1-Le déplacement horizontal à chaque niveau « **K** » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{III.1}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

III.3.2-Le déplacement relatif au niveau « **K** » par rapport au niveau « **K-1** » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{III.2}$$

Ces déplacements ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré[5].

III.4- Ductilité :

Quand une structure est soumise à un tremblement de terre sévère, les éléments constituant la structure sont soumis à de grandes déformations. Si les éléments n'ont pas assez de ductilité, ils subiront des dommages et la structure pourrait s'effondrer. La ductilité ou « la capacité de déformation » est souvent utilisée dans le concept d'ingénierie sismique et est considérée comme l'un des paramètres les plus critiques dans l'évaluation de la performance sismique des structures.

III.4.1- Définition de la ductilité :

Sous charge sismique, les structures en béton armé présentent un comportement non linéaire qui est du à l'apparition de non linéarités tels que la fissuration et l'écrasement du béton, la plastification des aciers et le glissement d'interface entre l'acier et le béton.

La ductilité caractérise l'aptitude d'une structure, d'un élément de structure ou des matériaux constitutifs, à se déformer dans le domaine non linéaire, au-delà de la limite élastique, jusqu'à la ruine.

Elle est définie par le facteur de ductilité qui est le rapport entre la déformation ultime et la déformation élastique, cette définition s'applique aux déformations, aux rotations, aux courbures et aux déplacements figure (III.1)[32].

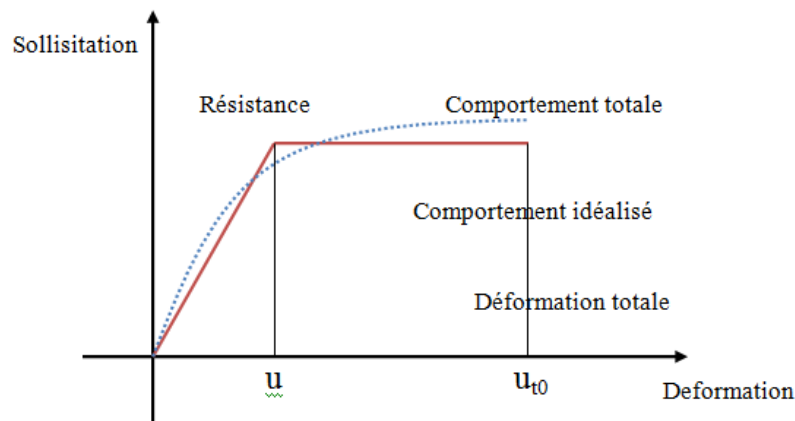


Figure III.1: définition de ductilité [32].

En conception parasismique, l'ingénieur vise à obtenir un comportement ductile. Ceci confère à la structure une bonne capacité de dissipation de l'énergie transmise par le séisme et évite une rupture fragile et soudaine, de la construction, qui peut être catastrophique.

III.4.2- Différents types de ductilité :

En analyse sismique, on s'intéresse aux comportements ductiles du matériau d'un élément de la structure ou de la structure elle-même, on distingue donc trois types de ductilité.

III.4.2.1- Ductilité du Matériau :

Cette ductilité est liée à la capacité de déformation locale des matériaux, peut être définie comme le rapport maximal ϵ_u (correspondant à la contrainte maximale), sur la déformation ϵ_y (correspondant à la limite élastique). Le facteur de ductilité du matériau désigné par μ_ϵ pour expression (figure III.2):

$$\mu_\epsilon = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} \quad \text{III.3}$$

La définition de ce facteur dans le cas de chargement monotone est sans ambiguïté, ce qui n'est pas le cas lorsqu'il s'agit d'un chargement cyclique. Dans ce cas ϵ_u peut être défini, soit comme la déformation maximale depuis l'état initial, soit comme la déformation depuis le comportement d'un cycle, jusqu'à leurs niveaux maximums, la deuxième définition semble être davantage représentative de la ductilité d'un matériau sous chargement cyclique [32].

Le facteur de ductilité du matériau μ_ϵ élevé indique un matériau ductile par contre un facteur de ductilité du matériau μ_ϵ faible indique un matériau fragile [29].

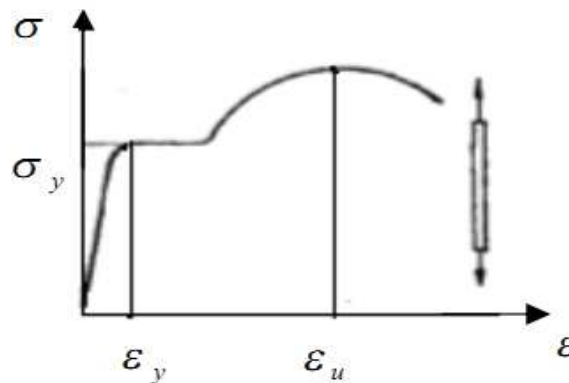


Figure III.2: ductilité de déformation [29].

III.4.2.2- Ductilité de rotation :

La ductilité de rotation ne peut s'obtenir que si les déformations plastiques ont une possibilité de se développer sur une longueur suffisante de l'élément appelé longueur de la rotule plastique. On définit le facteur de ductilité de rotation comme le rapport de la rotation maximale d'un élément ϕ_u , sur la rotation ϕ_y correspondant à la limite élastique des matériaux le composant, voir (figure III.3)

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad \text{III.4}$$

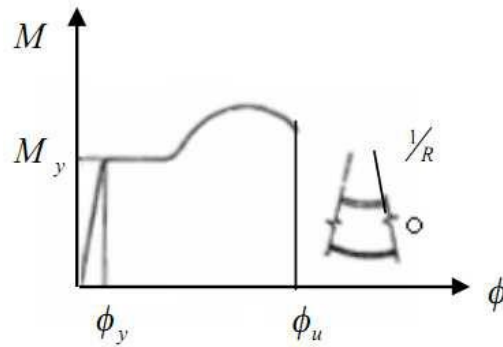


Figure III.3 : ductilité de courbure [29].

III.4.2.3.-Ductilité de déplacement :

La ductilité en déplacement est, généralement, une mesure de la ductilité globale de la structure. Elle est souvent employée en calcul sismique, elle est liée au déplacement d'un point de la structure. Le facteur de ductilité en déplacement μ_δ est également défini comme le rapport du déplacement maximal δ_u d'un niveau défini de la structure, sur le déplacement δ_y correspondant à la limite élastique, voir (figure III.4)[29].

$$\mu_\Delta = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad \text{III.5}$$

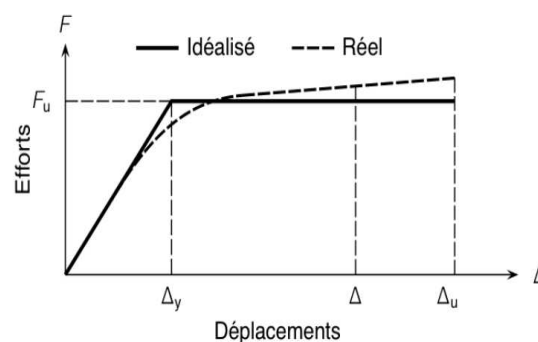


Figure III.4: ductilité de déplacement [29].

Cependant, il faut bien distinguer entre ductilité globale et ductilité locale. La ductilité globale correspond au rapport des déformations horizontales au sommet et considère les déformations au niveau de la structure. La ductilité locale considère les déformations au

niveau des zones (rotules) plastiques. Elle correspond aux sollicitations effectives des matériaux et ses valeurs sont nettement plus élevées que la ductilité globale.

Il reste des différences considérables entre les trois facteurs de ductilité précédemment définis, et on ne doit pas les confondre, chacun d'eux à son importance et sa signification.

La relation entre ces trois facteurs peut être sous la forme [32].

$$\mu_\varepsilon < \mu_\phi < \mu_\delta$$

III.4.2.4- Relation entre le coefficient de comportement R et la ductilité :

Dans le cas d'une structure prise dans son ensemble, il est difficile, il est impossible de déterminer la part de la ductilité dans sa capacité à dissiper de l'énergie.

Dans ce cas le rapport μ_Δ est nommé «coefficient de comportement» (R selon le RPA); celui-ci dépend naturellement des ductilités locales. Ainsi la dissipation d'énergie dans une structure soumise à une action sismique a pour effet de réduire les charges sismiques:

-Selon **Newmarket Hall** :

- **Cas (a)** concept basé sur l'égalité des déplacements:

$$\mu_\delta = R \quad \text{pour} \quad T > 0.5s \text{ (structures souples)}$$

- **Cas (b)** concept basé sur l'égalité des énergies:

$$\mu_\delta = \frac{1}{2} (R^2 + 1) \quad 0.2s < T < 0.5s \text{ (structures rigides).}$$

Le cas (a) concerne beaucoup plus les systèmes de structures dont la période naturelle est relativement grande, cependant le cas (b) semble plus réaliste pour les structures dont la période naturelle est modérée [29].

III.4.2.5- Les facteurs influençant la ductilité :

La ductilité de la structure permet d'apprécier le niveau de la résistance de la construction en phase élastique et les dégradations dues aux déformations dans le domaine élasto-plastique qu'elle peut subir sous l'effet des charges sismiques ou accidentelles qui entraînent le plus souvent des rotules plastiques dans certains points de la structure.

Un grand nombre de recherches expérimentales et analytiques, a été conduit pour l'amélioration de la capacité des rotules plastiques de l'absorption et la dissipation de l'énergie sismique. Or, cette amélioration dépend de plusieurs facteurs intrinsèques qui influent sur la ductilité et la portance des rotules plastiques. Parmi ces facteurs, on cite:

- la résistance à la compression du béton;
- le confinement transversal des éléments;
- les pourcentages des armatures tendues et comprimées ;
- la résistance élevée des armatures tendues.

L'analyse des travaux, a montré que certain facteurs ont un effet défavorable sur la ductilité comme la résistance élevée des armatures tendues dans les éléments. Par ailleurs, les autres facteurs ont un effet favorable sur la ductilité[32].

III.4.2.6- Classes de ductilité selon l'Eurocode8 :

L'Eurocode8 introduit 3 classes de ductilité des structures distinguées par les symboles

DCL, DCM et DCH et par les valeurs du coefficient de comportement q associé à ces classes

(Voir Tableau III.1). Des exigences de dimensionnement associées au niveau visé de ductilité locale et globale.

Tableau III.1: Principes de dimensionnement, classes de ductilité des structures et limites Supérieures des valeurs de référence des coefficients de comportement [29].

| Principe de dimensionnement | Classes de ductilité de la structure | Intervalle des valeurs de référence du coefficient de comportement « q » |
|---|--------------------------------------|--|
| Comportement de structure faiblement dissipatif | DCL (ductilité limitée) | $q \leq 1.5-2$ |
| Comportement de structure dissipatif | DCM (ductilité moyenne) | $q \leq 4$ également limité par type d'ossature |
| | DCH (ductilité haute) | Uniquement limité par type d'ossature |

Remarque : R est noté q selon l'EUROCODE 8.

III.4.2.7 -Comportement des structures selon le code FEMA440 (figure III.5) :

- **Comportement ductile** ($\mu_\delta > 6.5$)

Le comportement ductile est caractérisé par une gamme élastique (entre le point A et B), et une gamme plastique (point B à C), suivi par une perte lente de la résistance.

- **Comportement semi – ductile** ($4 < \mu_\delta < 6.5$)

Le comportement semi – ductile est caractérisé par une gamme élastique et une gamme plastique, suivi par une perte rapide et complète de la résistance.

- **Comportement fragile** ($1 < \mu_\delta < 4$)

Le comportement fragile est caractérisé par une gamme élastique, suivie par une perte rapide et complète de la résistance [29].

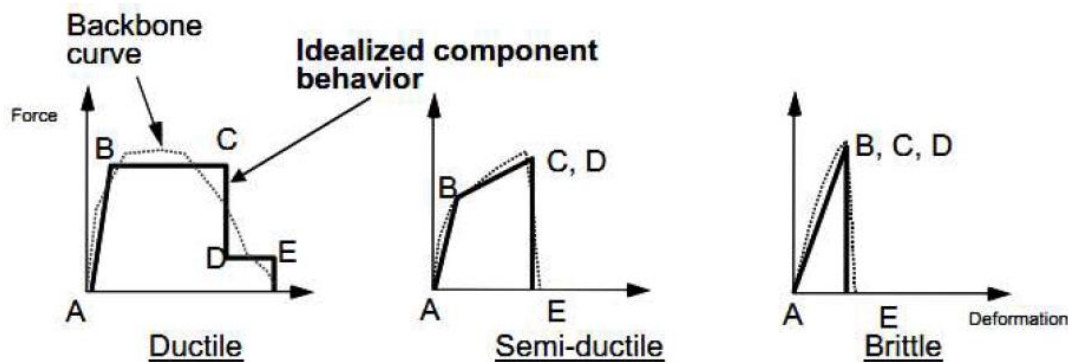


Figure III.5-comportements des structures (code FEMA440)[29].

III.5- L'indice de dégradation global :

Les indices sont destinés à quantifier les dommages en fonction d'un nombre donné de critères. La plupart d'eux sont intimement liées aux représentations des dommages et nécessitent généralement le développement d'un modèle pour représenter le comportement structural du composant. basés sur des mesures directes, elles expriment le niveau de détérioration d'une variable spécifique, généralement normalisée par la valeur initiale ou de référence du paramètre étudié tel qu'il prend des valeurs théoriques de 0 indiquant aucun dommage jusqu'à 1, ce qui signifie un dommage totale. S'ils sont basés sur des mesures indirectes, ils auront généralement des entre deux bornes associées également à aucun

dommage et dommage total. Les méthodes pour obtenir les indices de dégradation seront expliquées par la suite [35].

III.5.1-Indicateurs de dommages basés sur des mesures de propriétés mécaniques :

Suivant ce cadre général, plusieurs approches ont été présentées pour le calcul de l'indice de dommage D, obtenir la détérioration des propriétés mécaniques de différentes manières, comme il est illustré dans figure (III.6)[35].

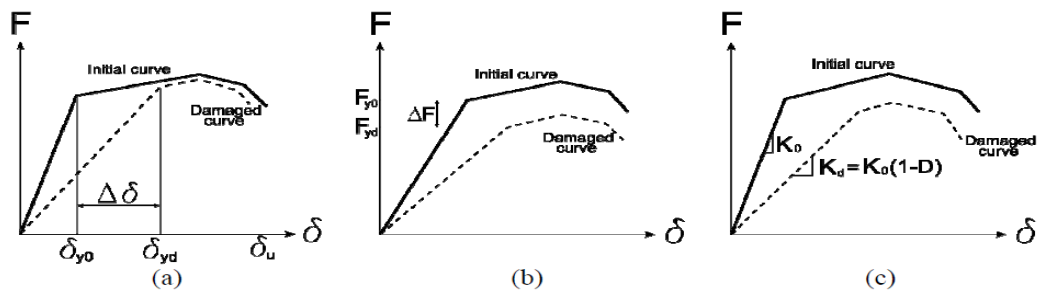


Figure III.6: Différentes stratégies d'identification des dommages: a) Changement de déplacement, b) réduction de la capacité portante et c) réduction de la rigidité [35].

III.5.1.1-Changement de déplacement :

Cette procédure est illustrée dans la figure III.8, où l'augmentation ou la diminution de la ductilité les niveaux peuvent constituer la base d'un indicateur de dommage. En général, D peut alors être calculé en fonction d'un déplacement de référence, par ex : à l'état initial (δ_{y0}) et à l'état endommagé (δ_{yd}) [35]:

$$D = 1 - \frac{\delta_{y0}}{\delta_{yd}} \tag{III.6}$$

III.5.1.2-Diminution de la capacité portante :

Selon cette approche, les dommages sont censés être correctement définis par la réduction en force. Ainsi, D peut être défini par la variation entre la force initiale (F_{y0}) et la force à la rupture (F_{yd}) [35].

$$D = 1 - \frac{F_{yd}}{F_{y0}} \tag{III.7}$$

Dans notre cas, nous nous sommes intéressés à l'indice de dégradation en fonction de la réduction de la rigidité.

III.5.1.3- Réduction de la rigidité :

Les dommages peuvent également être représentés par la diminution de la pente élastique de la courbe représentant le comportement global (ou local) de la structure (ou du composant). Ainsi, D dépend de la raideur initiale non endommagée K_0 et la raideur endommagée K_d [35].

$$D = 1 - \frac{K_d}{K_0} \quad \text{III.8}$$

III.5.2-Avantages de l'indice de dommage global:

Les avantages de l'approche d'évaluation des dommages proposée sont nombreux. Certains d'entre eux Les avantages comprennent:

- Le dommage peut être estimé à tout stade de chargement sans avoir à deviner le déplacement maximal ou déformation de la structure près de l'effondrement.
- Deux raideurs finales différentes peuvent être calculées en fonction de la direction de la charge dans l'analyse **PUSHOVER** (de droite à gauche ou de gauche à droite). La plus petite rigidité peut être utilisée pour calculer l'indice de rigidité;
- L'indice proposé est capable de modélisation des dommages dus à des mécanismes autres que le fléchissement. Dans ce cas, les modèles utilisés dans l'analyse doit inclure tous les modes de défaillance possibles Par exemple, dans le cas de bâtiment béton armé

Le modèle devrait tenir compte de la déformation de cisaillement et du glissement de la barre de renforcement. Williams et al ont noté que la plupart des indices de dommages disponibles ne tiennent compte que du fléchissement et ne considèrent la possibilité d'une rupture par cisaillement par exemple. Ces problèmes sont importants dans les dommages analyse des structures non ductiles existantes.

Du côté négatif, le calcul de l'indice de dommage proposé implique plus d'analyse et effort que ce qui est nécessaire pour évaluer d'autres modèles de dommages. En outre, l'applicabilité et la fiabilité de l'évaluation des dommages proposés sont affectées par les limites de la poussée technique d'analyse [35].

III-5-3-Raideur de la structure au point de performance (K_p) et indicateur de dégradation global de la structure (I_d) :

L'état élastique limite de la structure correspond à un déplacement élastique limite D_y et un effort tranchant élastique limite V_y . Soit une raideur initiale (élastique) : K_e . A mesure que les éléments de la structure se plastifient, la structure subit des dommages qui se traduisent par une diminution de sa résistance initiale (K_e). Au point de performance, la raideur de la structure est de : $K_p = V_p / D_p$ III.9

Avec :

V_p : effort tranchant au point de performance.

D_p : déplacement au point de performance.

Indicateur de dégradation global de la structure (I_d) peut être défini par :

$$I_d = 1 - K_p / K_e. \quad \text{III.10}$$

K_p : rigidité au point de performance.

K_e : rigidité initiale.

III.6-Conclusion:

L'approche proposée pour évaluer les dommages en fonction de l'indice de dégradation au point de performance se traduit par un simple indicateur rationnel de dommages basée uniquement sur l'analyse structurale. Le modèle de dommages s'applique également aux structures ductiles et non ductiles. C'est un indice de dommage cohérent et robuste qui évite l'utilisation de fonctions de pesée et d'autres difficultés analytiques. Par conséquent l'indice de dégradation au point de performance sera notre paramètre d'évaluation du comportement des structures irrégulières étudiées.

CHAPITRE IV

Utilisation de la méthode PUSHOVER

IV.1- Introduction :

Une évaluation fiable du comportement d'un bâtiment face à un tremblement de terre, en termes de dommages, requiert un outil permettant une analyse des structures au-delà du domaine élastique. La méthode d'analyse de type "PUSHOVER", basée sur les courbes de capacité et de demande sismique, représente une nouvelle approche d'estimation de dommages (structurels et non structurels), incluant notamment les effets du comportement post-élastique. Les techniques d'analyse de structures consistent essentiellement à comparer un paramètre de demande de déplacement avec un paramètre de capacité.

L'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-élastique pour une meilleure prévention des demandes sismiques.

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

IV.2- La Méthode PUSHOVER :

IV.2.1- Définition de l'analyse PUSHOVER :

L'analyse 'PUSHOVER' est une procédure statique non-linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure. Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe (voir (figure IV.1)) qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure [21] [27].

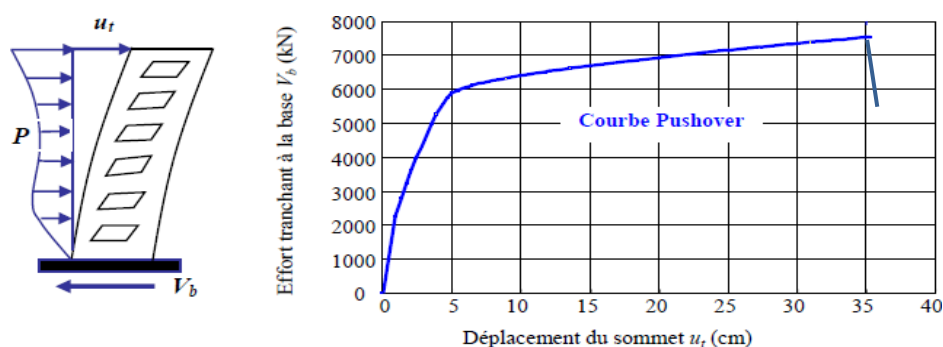


Figure IV.1 : Courbe de capacité d'une structure (V_{base} - $D_{S_{sommet}}$) [6].

VI.2.2- Les niveaux d'endommagement :

Une fois la courbe de capacité est obtenue pour une structure donnée, on lui associe des niveaux d'endommagement selon l'EMS 98. D'après la **figure (IV.2)**, on remarque que la courbe est composée de quatre segments, chaque segment correspond à une étape d'endommagement.

a) Le premier niveau: correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non endommagement).

b) Le deuxième niveau : d'endommagement correspond à un niveau de dommage contrôlé.

La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est susceptible de se développer.

c) Le troisième niveau : représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger. **Au-delà de ce niveau**, la structure est susceptible à l'effondrement, ne présentant aucune capacité de résistance [21] [27].

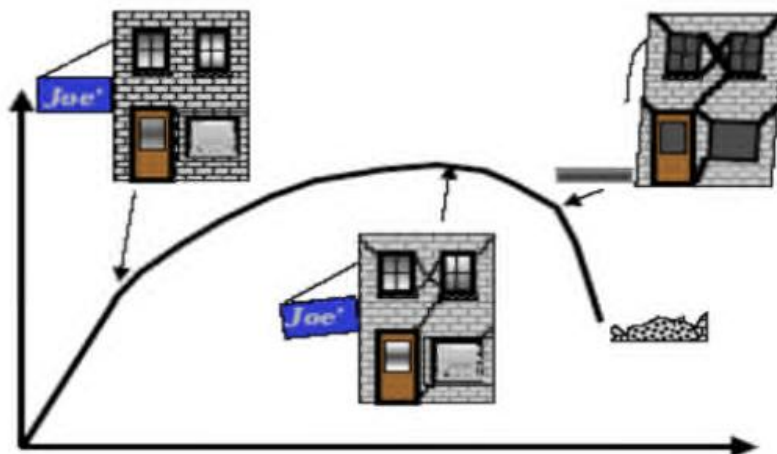


Figure IV.2 : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité[27].

VI.2.3- Origine de l'analyse PUSHOVER :

L'analyse statique **PUSHOVER** est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure, qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme [28].

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

VI.2.4- But de l'analyse PUSHOVER :

Le but de l'analyse **PUSHOVER** est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure [34].

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

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations est supposée être grandes.
- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- L'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement [33].

VI.2.5- Avantages, Inconvénients et Limites de la méthode :

L'établissement de la courbe de capacité et l'analyse modale requièrent des moyens numériques performants. Une autre difficulté de cette méthode est qu'elle n'est pas déterministe. Elle intervient dans une étape de vérification. Son utilisation en dimensionnement se fait donc de manière itérative. Par contre, elle permet de s'affranchir du coefficient de comportement. De plus, elle permet de prendre en considération les phénomènes non linéaires comme la formation de rotules plastiques ou la fissuration du béton. Néanmoins, pour cela il faut être en mesure de déterminer les zones où ces phénomènes vont se produire ainsi que leur chronologie. Ensuite, il faut ôter du modèle, au fur et mesure, les éléments ayant subi une rupture et qui ne conservent pas de rigidité résiduelle. Il faut alors s'assurer que cette opération ne remet pas en cause le comportement dynamique du modèle. Des algorithmes ont été développés pour déterminer la courbe de capacité et son modèle bilinéaire dans le cas de portiques en béton par exemple [29].

Certains logiciels de calcul utilisent la méthode **PUSHOVER** lors de l'analyse sismique des structures : exemple Robot millenium, SAP et ETABS. Comme le montre le règlement américain, il s'agit d'une méthode statique. Il faut donc s'assurer de la bonne représentativité des efforts statiques équivalents par rapports aux efforts dynamiques, de plus comme les autres méthodes statiques, le **PUSHOVER** ne permet pas de tenir compte directement des effets du second ordre liés au caractère dynamique de la sollicitation sismique, ni des dissipations d'énergie par hystérésis ou de la fatigue. Le **PUSHOVER** donne donc des résultats satisfaisants lorsque le comportement de l'ouvrage est essentiellement régi par le mode fondamental. Par contre, là où la contribution des modes plus élevés est non négligeable, il convient de faire une analyse dynamique pour vérifier leur contribution[29].

VI.2.6- Principe de l'analyse PUSHOVER :

Le principe de la méthode PUSHOVER consiste à superposer une courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse non linéaire en poussée progressive avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme (spectre de réponse)(figure IV.3).L'intersection de ces deux courbes évaluées à partir des considérations qui vont suivre représente un **point de performance** permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira et subséquemment son degré de pénétration dans le domaine plastique [6].

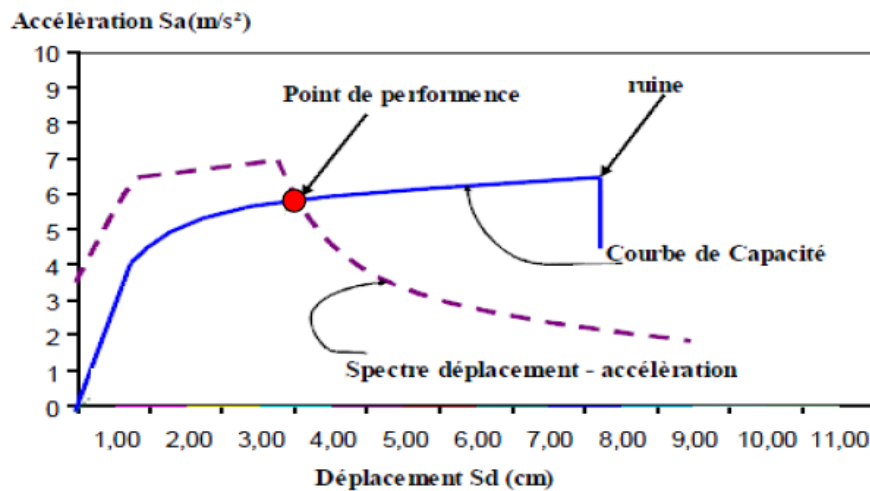


Figure IV.3:Le point de performance d'une structure en analyse **PUSHOVER** [6].

Dans le cadre de ce quatrième chapitre nous nous intéresserons à l'analyse non linéaire des structures en béton armé auto-stables régulière (structure de référence) et irrégulières en élévation à fin d'évaluer leurs performances à l'aide de la méthode **PUSHOVER**. La méthode utilisée est celle de la capacité spectrale définie par AppliedTechnology Council (ATC 40, 1996). L'objectif visé est la détermination du point de performance de la structure, qui nous permettra d'obtenir le déplacement maximal, afin de vérifier la stabilité de la structure.

IV.3- Présentation de la méthode de capacité spectrale (ATC 40) :

La méthode de **capacité spectrale** est l'une des méthodes les plus utilisées pour l'estimation de la performance sismique des structures, développée par Freeman, la méthode a connue par la suite plusieurs modifications, les versions les plus récentes (Procédures A, B, C) sont exposées dans l'**ATC40**. La méthode consiste à superposer dans un graphe de type **(Sa-Sd)** la courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse non linéaire progressive (**courbe de capacité**) et celle représentative de la sollicitation apportée par le séisme (**Demande**) [33].

IV.3.1- Principe fondamentale de la méthode de capacité spectrale (ATC 40) :

La méthode de capacité spectrale, nécessite la détermination de trois éléments clés ; qui sont la demande (l'action sismique), la capacité (l'aptitude de la structure à résister au séisme) et la performance. Chacun de ces éléments est brièvement discuté ci-dessous :

IV.3.1.1- La capacité :

La capacité globale d'une structure dépend de la force et des capacités de déformation de la composante individuelle de la structure. Afin de déterminer les capacités au-delà des limites élastiques, une certaine forme d'analyse non linéaire, telle que la procédure «**PUSHOVER**», est nécessaire. Cette procédure utilise une série d'analyses élastiques successives, superposées à l'approximation d'un diagramme de capacité force-déplacement de la structure globale. Une distribution de force latérale est appliquée jusqu'à ce que la structure devienne instable ou jusqu'à ce qu'une limite prédéterminée soit atteinte. La courbe de capacité « **PUSHOVER** » se rapproche de la manière dont les structures se comportent après avoir dépassé leurs limites élastiques [33].

IV.3.1.2- La demande (déplacement) :

Les mouvements du sol pendant un séisme produisent des motifs de déplacements horizontaux complexes dans des structures qui peuvent varier avec le temps. Le suivi de ce mouvement à chaque pas de temps, pour déterminer les exigences de conception structurelle est jugé complexe. La procédure d'analyse statique linéaire utilise un mode de chargement latéral statique pour calculer les demandes de déplacement et forces pour chaque élément de la structure, résultants des mouvements sismiques terrestres. Ces demandes sont comparées avec les capacités des éléments structurels. Les méthodes d'analyses linéaires traditionnelles utilisent des forces latérales pour représenter une condition de conception. Pour les méthodes non linéaires, il est plus facile et plus direct d'utiliser un ensemble de déplacement latéral comme condition de conception. Pour une structure donnée et un mouvement du sol, la demande de déplacement est une estimation de la réponse maximale attendue du bâtiment pendant le mouvement du sol [33].

IV.3.1.3- La performance :

Une fois qu'une courbe de capacité et un déplacement de la demande sont définis, une vérification de performance peut être effectuée. Un essai de performance vérifie que les composants structurels et non structurels ne sont pas endommagés au-delà des limites acceptables de l'objectif de performance pour les forces et les déplacements impliqués par la demande de déplacement[33].

IV.3.2- Mise en place de la méthode :

Les étapes suivantes fournissent des procédures pour déterminer la capacité, la demande et la performance, en utilisant la méthode de capacité spectrale.

IV.3.2.1. Détermination de la courbe de capacité :

L'analyse PUSHOVER est effectuée en appliquant à la structure une distribution de forces latérales incrémentées jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible défini [6].

La courbe traduisant le comportement de la structure est tracée en portant en abscisse le déplacement du sommet **D** et en ordonnée l'effort tranchant à la base **V** (**figure IV.4**).

La courbe de capacité de la structure est transformée en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération d'une structure à un seul degré de liberté à son déplacement en multipliant l'effort tranchant (v) et le déplacement (d) respectivement par $(\frac{1}{\alpha_1 * w})$ et $(\frac{1}{p f_1 * \phi_1})$

- S_a : accélération spectrale ;
- S_d : déplacement spectral ;
- V : cisaillement à la base ;
- W : poids total de la structure ;
- α_1 : coefficient de participation massique du mode fondamental ;
- Pf_1 : facteur de participation modal du mode fondamental ;
- ϕ_1 : amplitude du mode fondamental;

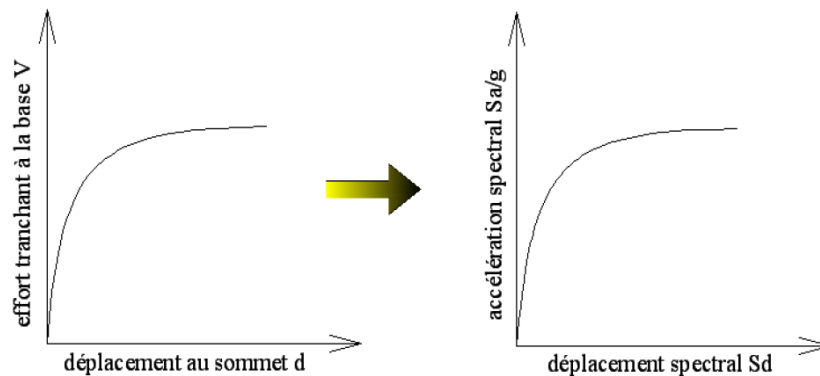


Figure (IV.4) : transformation de la courbe de capacité du format $V=f(d)$ au format $S_a=f(S_d)$ [6].

IV.3.2.2- Détermination de la demande sismique :

La **demande sismique inélastique** est obtenue par la réduction du spectre de réponse élastique amorti à **5%** par des facteurs qui dépendent de l'amortissement effectif de la structure[6].

Les étapes de détermination de la demande sismique peuvent être résumées comme suit :

- Détermination du spectre élastique amorti à 5%.
- Transformation du spectre élastique au format accélération-déplacements.
- Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité.
- Détermination de l'amortissement effectif et réduction du spectre élastique.

IV.3.2.2.1- Détermination spectre élastique amorti à 5% en format (Sa-T) :

Le spectre de réponse définie dans le règlement algérien (**RPA2003**) est une courbe de réponse maximal d'accélération (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T** [6].

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad \text{IV.1}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) (**RPA2003**).

η: Facteur de correction d'amortissement ($\eta = 7 / 2 + \xi$). (eq 4.3 **RPA2003**).

ξ: Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2) (**RPA2003**).

R : Coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3) (**RPA2003**).

T₁, T₂: Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7) (**RPA2003**).

Q : Facteur de qualité (tableau 4.4) (**RPA2003**).

Pour obtenir un spectre élastique amorti à **5%**, il suffit d'attribuer une valeur égale à l'**unité** le facteur de correction d'amortissement (**η**).

Remarque : Le facteur d'amortissement effectif β_{eff} (défini dans le règlement ATC 40) est noté (ξ) dans le règlement parasismique algérien (RPA2003).

IV.3.2.2.2- Transformation du spectre élastique au format accélérations-déplacements:

Le spectre de réponse élastique est transformé du format traditionnel accélération-périodes ($S_a/g ; T$), au format accélérations-déplacements ($S_a ; S_d$) (Figure (IV.5)), en utilisant la relation suivante:

$$S_{de} = \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad \text{IV.2}$$

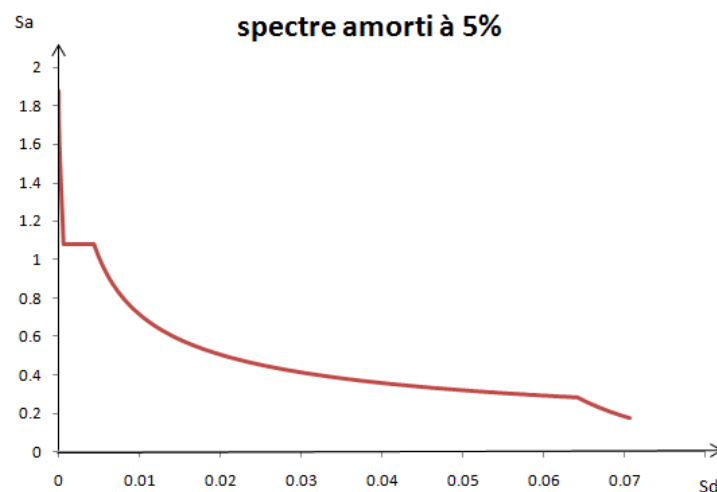


Figure IV.5 : Spectre de réponse élastique format (S_a - S_d).

IV.3.2.2.3- Idéalisatiblinéairedelacourbedecapacité:

Une représentation bilinéaire de la courbe de capacité est nécessaire pour estimer l'amortissement effectif, elle nécessite la définition du point (a_{pi}, d_{pi}), qui représente le point de la performance d'essai estimée par l'ingénieur pour développer la demande spectrale réduite, la première estimation du point (a_{pi}, d_{pi}) est généralement définie en utilisant le principe d'égalité des déplacements maximaux (Newmark et Hall 1982)[6].

Pour construire la représentation bilinéaire de la courbe de capacité, le premier segment est tracé à partir de l'origine avec une pente correspondant à la rigidité initiale de la structure (segment élastique).

Le deuxième segment est tracé en reliant le point (a_{pi}, d_{pi}) à un point (a_y, d_y) qui est définie de tel façon à avoir l'égalité de surfaces A_1 et A_2 Figure (IV.6).

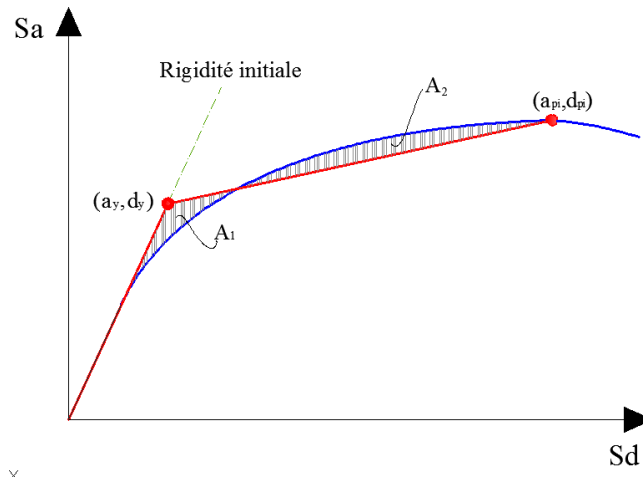


Figure IV.6: Idéalisaton bi linéaire de la courbe de capacité [6].

IV.3.2.2.4-Détermination de l’amortissement effectif et réduction du spectre élastique :

L'amortissement qui se produit lorsque le mouvement d'un séisme entraîne une structure dans la gamme inélastique peut être considéré comme une combinaison d'amortissements visqueux inhérents à la structure et l'amortissement d'hystérésis.

L'amortissement d'hystérésis est lié à la zone à l'intérieur des boucles qui se forment lorsque la force de tremblement de terre (cisaillement de base) est tracée par rapport au déplacement de la structure. L'amortissement hystérique peut être représenté comme amortissement visqueux équivalent à l'aide d'équations disponibles dans la littérature(ATC 40,1996)figure (IV.7) qui propose de déterminer le terme (β_0) en utilisant l'équation suivante:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}}$$

IV.3

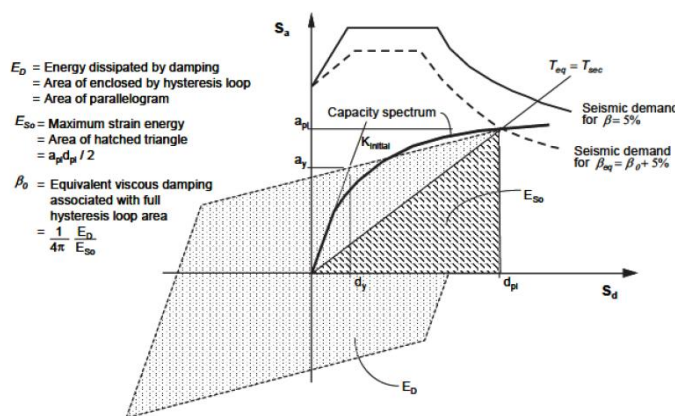


Figure IV.7: Schématisation de l'énergie dissipée par la structure [33].

Le développement de l'équation (IV.3) donne une autre écriture du terme qui est fonction des points (a_{pi}, d_{pi}) et (a_y, d_y) :

$$\beta_0 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \tag{IV.4}$$

Ainsi, l'amortissement effectif, associé à un déplacement maximal d_{pi} peut être exprimé par l'équation suivante :

$$\beta_{eff} = \beta_0 + 5\% \tag{IV.5}$$

$$\beta_{eff} = \beta_0 + 5\% = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5\% \tag{IV.6}$$

Un facteur correcteur noté (k) est introduit dans l'équation (IV.6) pour tenir compte de la justesse de représentation de l'hystérésis de la structure par un parallélogramme. soit initialement, ou après la dégradation voir **figure (IV.8)**.

$$\beta_{eff} = k\beta_0 + 5\% = \frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5\% \tag{IV.7}$$

Le facteur k dépend du comportement structurel de l'ouvrage (Tableau IV .1). Il dépend à son tour de la qualité du système de résistance sismique et de la durée du tremblement de terre tableau (IV .2) . Et le règlement ATC 40 propose trois types de comportement (type A,B et C) voir **figure (IV.12)**.

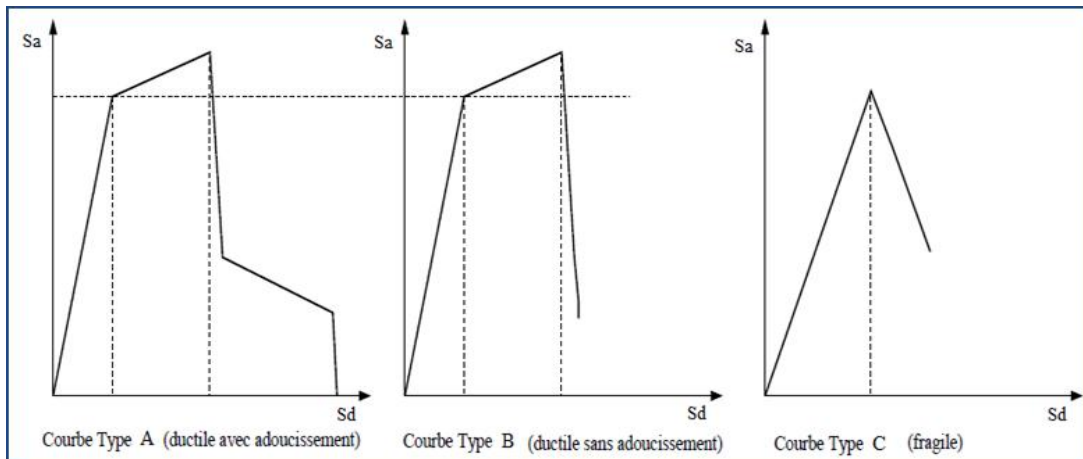


Figure IV.8 :Types de comportement de la structure [33].

Le type A : représente un comportement ductile avec une boucle d'hystérésis sensiblement similaire à celle de la figure IV.8.

Le type B : représente le comportement semi ductile, la boucle d'hystérésis est relativement réduite par rapport à celle de la figure IV.8.

Le type C : représente le comportement fragile (pas de déformation plastique) la boucle d'hystérésis est très réduite par rapport à celle de la figure IV.8.

Les valeurs du facteur (**k**) sont données dans le tableau (IV.1):

Tableau IV.1: Valeurs pour le facteur de modification de l'amortissement.

| Type de comportement structurel | $\beta_0(\%)$ | K |
|---------------------------------|--------------------|--|
| Type A | $\leq 16,25$ | 1,0 |
| | $\geq 16,25$ | $1,13 - \frac{0,51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$ |
| Type B | ≤ 25 | 0,67 |
| | ≥ 25 | $0,845 - \frac{0,446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$ |
| Type C | Toutes les valeurs | 0,33 |

Le choix du type de comportement (Type **A**, **B** et **C**) dépend de la qualité des éléments structuraux mais aussi de la durée de l'onde sismique. (**Tableau IV.2**).

Tableau IV.2: Type de comportement structurel

| Durée du séisme | Structures neuves | Structures existantes | Structures dégradées |
|-----------------|-------------------|-----------------------|----------------------|
| Court | Type A | Type B | Type C |
| Long | Type B | Type C | Type C |

Le spectre de demande réduit est obtenu en introduisant la valeur de (β_{eff}) dans les équations (IV.1) définies précédemment.

IV.4-Détermination du point de performance:

Dans l'ATC 40, trois procédures (A, B, C) sont proposées pour la détermination du point de performance, les procédures A et B sont des méthodes analytiques, basées sur des formules mathématiques, tandis que la procédure C est graphique [6].

Dans ce qui suit, nous présentons la procédure B, faisant l'objet de notre étude.

IV.4.1- Procédure B :

Cette procédure fait une hypothèse simplifiée qui n'est pas faite dans les deux autres procédures. Elle suppose que non seulement la pente initiale de la représentation bilinéaire de la courbe de capacité reste constante, mais aussi, le point (a_y, d_y) et la pente post-élastique reste constant.

Cette hypothèse simplifiée permet une solution directe sans tirer de multiples courbes car elle force l'amortissement effectif, β_{eff} , à dépendre uniquement des d_{pi} .

Les étapes de détermination du point de performance peuvent être résumées comme suit[6]:

- 1- Détermination de la courbe de capacité de la structure dans le format $(S_a - S_d)$ en utilisant le logiciel ETABS (Voir Chapitre V).
- 2- Développement du spectre élastique amorti à $(\beta_{\text{eff}} = 5\%)$ (Eq IV.1).
- 3- Transformation du spectre élastique au format accélérations-déplacements (Eq IV.2).
- 4- Représentation graphique du spectre élastique et de la courbe de capacité (Figure IV.9).

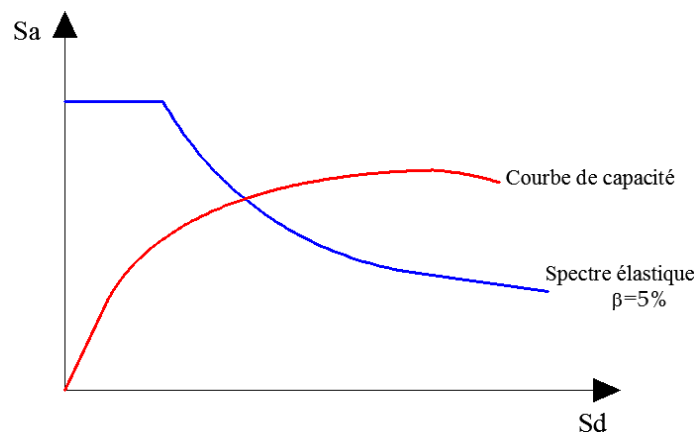


Figure IV.9: Spectre élastique et courbe de capacité[6].

- 5- Développement de la représentation bilinéaire de la courbe de capacité, le premier segment est tracé à partir de l'origine avec une pente qui correspond à la rigidité initiale de la structure (segment élastique) figure (IV.10).

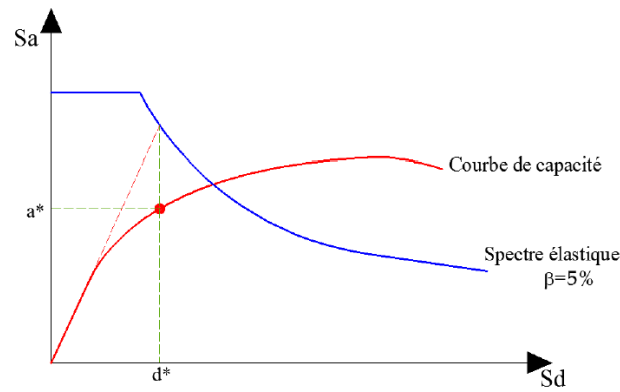


Figure IV.10: Détermination de point de performance d'essai[6].

6-Tracer une deuxième ligne à partir du point de performance d'essai (a^* , d^*) ; incliner cette ligne de telle sorte que l'intersection avec la première ligne au point (a_y, d_y) assure l'égalité des aires A_1 et A_2 (figure IV.11).

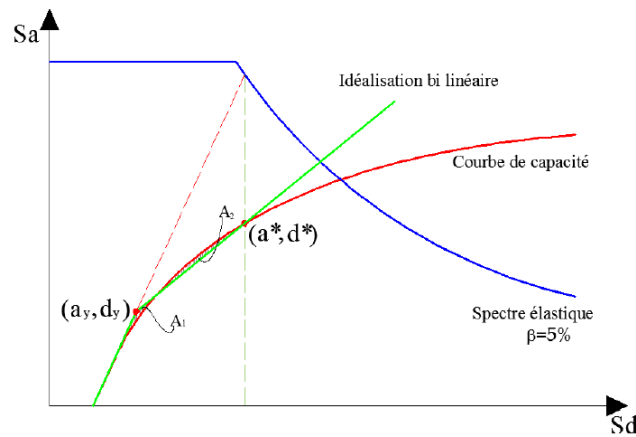


Figure IV.11 : Idéalisation de la bilinéaire de la courbe de capacité [6].

7-Calculer l'amortissement effectif pour différents déplacements au voisinage des points (a^* ; d^*). La pente du segment post-élastique de la représentation bilinéaire du spectre de capacité est donnée par :

$$P = \frac{a^* - a_y}{d^* - d_y} \tag{IV.8}$$

Pour tout point $(a_{pi}; d_{pi})$, sur le segment post-élastique de la représentation bilinéaire, la pente est donnée par :

$$P = \frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \tag{IV.9}$$

Comme la pente est constante, les équations (IV.8) et (IV.9) sont similaires.

$$\frac{a^* - a_y}{d^* - d_y} = \frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \tag{IV.10}$$

Résoudre l'équation (IV.11) qui donne, a_{pi}' en fonction de d_{pi} :

$$a_{pi}' = \frac{(a^* - a_y)(d_{pi} - d_y)}{d^* - d_y} + a_y \tag{IV.11}$$

Cette valeur a_{pi}' peut être remplacée par a_{pi} dans l'équation (IV.4) pour obtenir une expression pour de β_{eff} pour chaque d_{pi} .

$$\beta_{eff} = \frac{63,7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}')}{a_{pi}' d_{pi}} + 5 \tag{IV.12}$$

Résoudre l'équation (IV.12) pour une série de valeurs de d_{pi} .

8-Développement et représentation d'une famille des spectres réduits (Figure IV.12), l'amortissement effectif maximal dépend du type de comportement structurel du bâtiment:

Type A: =40 % ; **Type B:** =29 % ; **Type C:** =20 % .

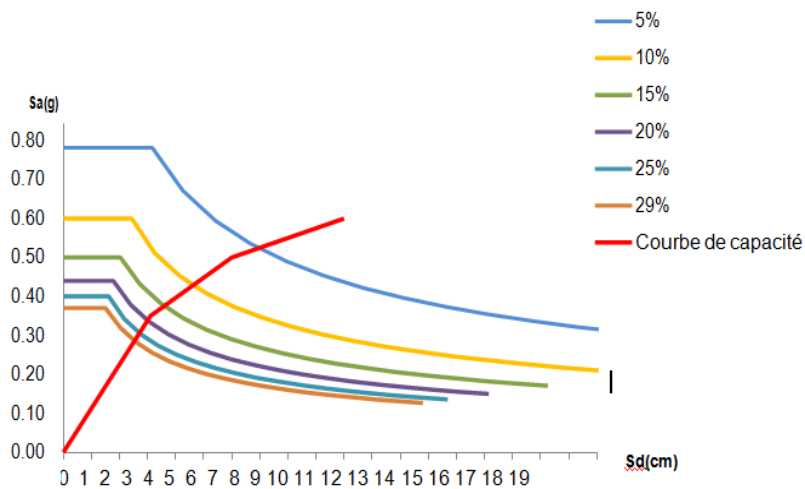
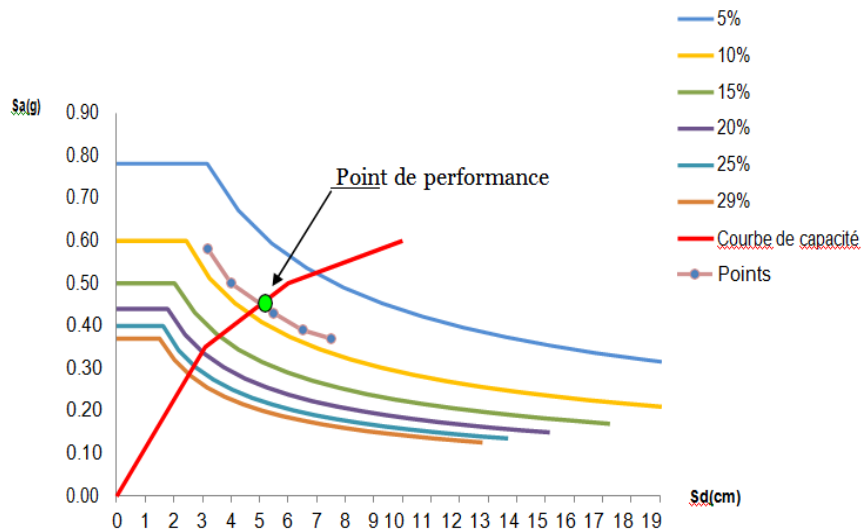


Figure IV.12: Représentation d'une famille de spectres réduits [6].

9-Pour chaque valeur (d_{pi}) considérée dans l'étape (6), représenter les points (d_{pi} , β_{eff}), puis relier ces points, l'intersection de la courbe obtenue avec la courbe de capacité définit le point de performance. (Figure IV.13)



FigureIV.13:Déterminationdupointdeperformance [6].

IV.5-Conclusion :

L'analyse «push over» est un outil puissant et très utile qui peut permettre aux ingénieurs de calcul des structures de rechercher plusieurs schémas de confortement de bâtiments existants et d'étudier de nouvelles structures qui se comporteront d'une manière adéquate durant de futur séismes. Les résultats obtenus à partir d'une analyse «PUSHOVER» en termes de demande, de capacité et de rotules plastiques donne un aperçu sur le comportement de la structure.

CHAPITRE V

Etude des structures irrégulières

V.1- Introduction :

Pour faire une bonne évaluation de la capacité portante d'une structure, les méthodes linéaires élastiques classiques ne sont pas adéquates. Les ingénieurs de structures ont recours à des techniques non linéaires telles que l'analyse statique **PUSHOVER**. Cette analyse est un moyen relativement simple pour le calcul sismique d'une structure.

Dans le cadre de ce chapitre, nous allons dans un premier temps évaluer et calculer le point de performance sismique de la structure régulière (considérée comme structure de référence), positionner ses rotules plastiques, évaluer ses dommages et ensuite calculer son indice de dégradation. Dans un deuxième temps, notre énergie sera consacrée à l'étude des structures irrégulières en élévation. Quatre irrégularités seront étudiées à travers 4 structures (dont le dimensionnement et le ferrailage sera en analogie avec la structure de référence). Les points de performance de ses structures, leurs degrés de dommages seront évalués et leurs indices de dégradation calculés. S'ensuit une étude comparative afin de montrer l'impact des irrégularités sur la performance sismique à travers le calcul des indices de dégradation de ces structures.

V.2-Modélisation et analyse élastique linéaire des structures choisies :

En premier, nous faisons l'étude de la structure de référence (elle est régulière en plan et en élévation et elle est conforme aux exigences du règlement parasismique RPA 99V2003). Ensuite, les différentes structures irrégulières en élévation vis-à-vis de forme, des masses et de rigidité seront à leurs tours étudiées et leurs indices de dégradation calculés.

Pour cela, nous appliquons la méthode statique **PUSHOVER** afin d'extraire le point de performance de chaque structure, le positionnement des rotules plastiques et calculer par la suite l'indice de dégradation global ($I_d = 1 - \frac{k_i}{k_p}$) pour chacune d'elles.

V.2.1-description de la structure de référence :

La structure étudiée est un bâtiment (R+3) à usage d'habitation constitués de portiques auto-stables en béton armé, sans remplissage en maçonnerie implanté sur un sol ferme (S_2), classé selon le (RPA99 vs 2003) en zone IIa et caractérisé par une vitesse de cisaillement $v_s \geq 400$ m/s et des périodes de transitions spectrales T_1, T_2 respectivement de valeurs 0.15s et 0.4s.

Le bâtiment comporte :

- *Un rez-de-chaussée.*
- *Des étages à usage d'habitation.*

Les éléments de la structure

- **Les planchers** : les planchers sont en corps creux de hauteur 16cm et une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.
- **Ossature** : la structure est en ossature auto-stable constituée de portiques dont les dimensions des poutres et des poteaux obéissent à la règle du poteau fort- poutre faible qui tend à faire en sorte que les rotules apparaissent au niveau des poutres plutôt qu'au niveau des poteaux $|Ms| + |Mn| \geq 1.25 |Mw| + |Me|$

V.2.2- Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont (figures V.1 et V.2) :

Hauteur totale du bâtiment13,26m

Longueur totale du bâtiment17m

Largeur totale du bâtiment18,50m

Hauteur d'étage courant3,06m

Hauteur de RDC4,08m

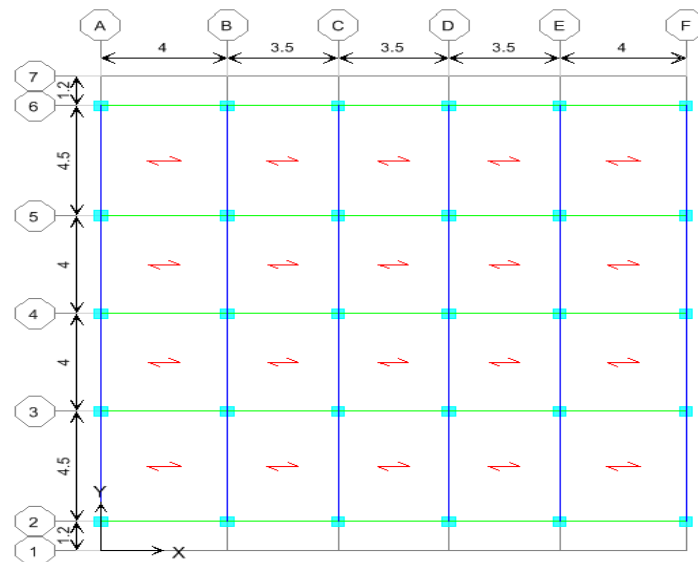


Figure V.1 : Les dimensions en plan de la structure

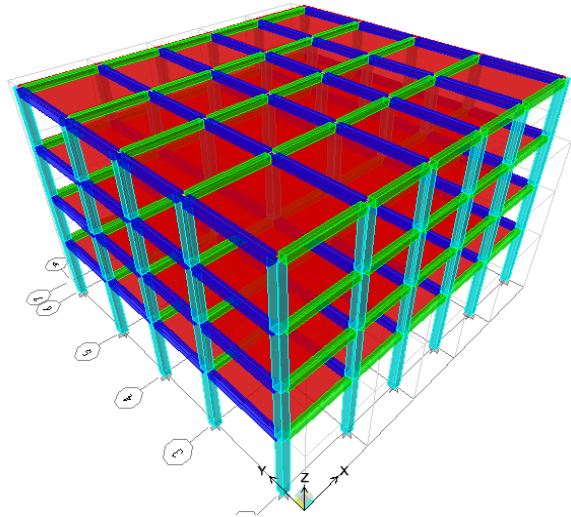


Figure V.2: vue en 3D de la structure.

La structure est dimensionnée et vérifiée selon le code du béton aux états limites (**BAEL-91 version 99**) et le règlement parasismique algérien (**RPA99 version 2003**).

V.2.3-Les Charges appliquées :

• Charges permanentes (G) :

- Planchers d'étage courant : $G_1 = 5,80 \text{ KN/m}^2$
- Plancher de l'étage terrasse : $G_2 = 5,80 \text{ KN/m}^2$

• Surcharges d'exploitation (Q) :

- Planchers d'étage courant : $Q_1 = 1,5 \text{ KN/m}^2$
- Plancher de l'étage terrasse : $Q_2 = 1,5 \text{ KN/m}^2$

V.2.4-Les Caractéristiques mécaniques des matériaux :

- masse volumique du béton : 2.5 KN/m^3 ;
- poids volumiques du béton : 25 KN/m^3 ;
- module de Young : 32164200 KN/m^2 ;
- contrainte max du béton à la compression : 25000 KN/m^2 ;

- contrainte max des aciers longitudinaux : 400000 KN/m² ;
- contrainte max des aciers transversaux : 400000 KN/m².
- *Le béton :*

La résistance caractéristique à la compression à 28 jours du béton utilisé est **fc28 = 25 Mpa**

Le module de déformation longitudinal du béton à 28 jours est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

- *Les aciers :*

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de l'ouvrage sont des aciers de haute adhérence(HA) de nuance **feE400**, de limite d'élasticité **fe = 400 MPA**.

V.2.5- Pré dimensionnement des éléments :

- **Les poutres : (RPA99 v 2003 article 7.5.1)**

Les poutres sont dimensionnées selon les formules suivantes :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec : **h** : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

- **Les poteaux :**

Les poteaux sont prédimensionnés à l'état limite de service en compression simple tout en considérant un effort **N** qui sera appliqué sur la section du béton (on suppose que seul le béton reprend l'effort normal **N**). L'effort **N** est calculé par descente de charges. La section transversale est donnée par la relation suivante :

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$$

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression, $\sigma_{bc}=0,6*f_c28=15$ MPA.

- Poteaux d'étage courant : $40 \times 40 \text{ cm}^2$

- Poteaux du RDC : $40 \times 40 \text{ cm}^2$

Pour cela Les sections de béton adoptées pour les poutres et les poteaux sont résumées dans le Tableau (V.1).

Tableau V.1 : Dimensions des éléments

| Poteau | Poutre principale | Poutre secondaire |
|--------|-------------------|-------------------|
| 40×40 | 30×40 | 30×35 |

V.2.6-Les Caractéristiques dynamiques de la structure étudiée :

L'analyse dynamique comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale :

- **Analyse modale :**

L'analyse des vecteurs propres détermine les modes non amorti de vibration et les fréquences du système. Ces modes libres fournissent un aperçu du comportement de la structure. Les fréquences naturelles et les modes propres sont directement fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure.

L'analyse modale implique la résolution de l'équation généralisée :

$$[\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}]\{\boldsymbol{\phi}\} = \mathbf{0}$$

Avec :

K : Matrice de rigidité généralisée.

M : Matrice masse généralisée.

ω^2 : Matrice diagonale des valeurs propres.

Φ : Matrice des vecteurs propres correspondants aux modes de vibrations.

- **Analyse spectrale :**

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant le spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Pour chaque mode :

Le coefficient de participation modal, les masses modales participantes.

Pour chaque direction :

Les efforts spectraux, déplacements, réactions et efforts correspondant à chacun des modes propres.

L'équation d'équilibre dynamique associée à la réponse d'une structure pour un mouvement du sol est donnée par :

$$\mathbf{K} \mathbf{u}(t) + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}(t) = \mathbf{m}_x \ddot{u}_{gx}(t) + \mathbf{m}_y \ddot{u}_{gy}(t) + \mathbf{m}_z \ddot{u}_{gz}(t) \quad \text{V.1}$$

Pour chacun des modes retenus, l'équation du mouvement est résolue, la solution en termes de déplacement s'obtient en combinant les réponses modales en utilisant la méthode quadratique complète CQC (complète quadratic combination) ou SRSS.

- **Masse sismique**

La masse sismique du plancher considéré dans l'analyse dynamique est égale à :

$$M_i = \frac{WGi + 0.2WQi}{g} \quad \text{V.2}$$

- **Combinaison d'action**

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations sont :

Combinaison aux états limites : ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

Combinaisons accidentelles du RPA : $G+Q\pm E$; $0.8G\pm E$; $G+Q\pm 1.2E$.

- **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme.

- **Appuis :**

Les poteaux sont supposés parfaitement encastés dans les fondations.

La phase de la modélisation de la structure est terminée, l'analyse linéaire élastique de la structure peut être effectuée en cliquant sur « **Runanalysis** ».

V.3 Vérification des conditions du RPA :

Avant de passer au ferrailage, la structure doit satisfaire les conditions suivantes :

V.3.1-Vérification de la période(Art 4.2.4 du RPA99 version 2003):

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Estimation de la période fondamentale de la structure :

- La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculer par des méthodes analytiques ou numériques.
- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times h_n^{3/4} \quad \text{V.3}$$

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 99.

Avec : $C_T = 0.075$

T empirique = $T_{RPA} = 0.075 \times (13.26)^{3/4} = 0.521 \text{ sec.}$

$$T_{ETABS} = T1^{er} \text{ mode} \leq 1,3 \text{ TRPA}$$

D'où : $T = 1.3 \times 0.521 = 0.68\text{sec} = T_{ETABS} = 0.68 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

V.3.2-Vérification du pourcentage de participation de la masse modale (Art 4.3.4 RPA 2003):

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins **90%** de la masse totale de la structure.
- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure doivent être retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Du logiciel ETABS on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau (V.2)

Tableau V.2 : les périodes de vibration et la participation massique.

| | Mode | Period | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ | RX |
|---|------|----------|---------|---------|--------|----------|----------|--------|---------|
| ▶ | 1 | 0.655769 | 89.8896 | 0.0000 | 0.0000 | 89.8896 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| | 2 | 0.621829 | 0.0000 | 90.6156 | 0.0000 | 89.8896 | 90.6156 | 0.0000 | 99.1846 |
| | 3 | 0.567756 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 89.8896 | 90.6156 | 0.0000 | 0.0000 |
| | 4 | 0.200060 | 8.0828 | 0.0000 | 0.0000 | 97.9724 | 90.6156 | 0.0000 | 0.0000 |
| | 5 | 0.191412 | 0.0000 | 7.5930 | 0.0000 | 97.9724 | 98.2087 | 0.0000 | 0.6862 |
| | 6 | 0.174868 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 97.9724 | 98.2087 | 0.0000 | 0.0000 |
| | 7 | 0.105151 | 1.7309 | 0.0000 | 0.0000 | 99.7033 | 98.2087 | 0.0000 | 0.0000 |
| | 8 | 0.102272 | 0.0000 | 1.5330 | 0.0000 | 99.7033 | 99.7416 | 0.0000 | 0.1261 |
| | 9 | 0.093459 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 99.7033 | 99.7416 | 0.0000 | 0.0000 |
| | 10 | 0.068722 | 0.2967 | 0.0000 | 0.0000 | 100.0000 | 99.7416 | 0.0000 | 0.0000 |
| | 11 | 0.068100 | 0.0000 | 0.2584 | 0.0000 | 100.0000 | 100.0000 | 0.0000 | 0.0030 |
| | 12 | 0.061993 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 100.0000 | 100.0000 | 0.0000 | 0.0000 |

Les modes 1 et 2 sont des **translations pures** suivant les directions principales de la structure, ce qui ne donne aucune torsion dans les modes prépondérants.

Direction x-x: 12 modes (**100%** de la masse sismique de la structure).

Direction y-y : 12 modes (**100 %** de la masse sismique de la structure).

V.3.3-Vérification de l'effort tranchant à la base (Art 4.3.6 RPA 2003):

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{MSE} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente:➤ *Principe de la méthode statique équivalente :*

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

➤ *Conditions d'application de la MSE :*

- *condition sur la hauteur : $H \leq 65 m$ en zone I et IIa condition vérifiée.*
- *régularité en plan condition vérifiée.*
- *régularité en élévation condition vérifiée.*

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad V.4$$

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions (x-x) ; (y-y)

➤ **Déduction des coefficients A, D, et R:**

- *A: coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :*

$$\left. \begin{array}{l} \text{-Grouped usage : 2} \\ \text{-Zonesismique IIa} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.15 (\text{Tab.1 4 du RPA99}).$$

- *R: coefficient de comportement global de la structure fonction desystème de contreventement $R=5$ (contreventé par portiques sans remplissage en maçonnerie). (Tab 4.3 RPA)*

➤ **Détermination du facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q \quad \text{V.5}$$

p_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

- **Redondance en plan P_1 :**

Chaque étage doit avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1.5**

Suivant **x-x** : **Condition vérifiée. $P_x = 0.00$**

Suivant **y-y** : **Condition vérifiée. $P_y = 0.00$**

- **Régularité en plan p_2**

Condition de symétrie :

Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses..... **Condition vérifiée.**

Donc : La régularité en plan vérifiée $p_2 = 0.00$

- **Condition de régularité en élévation p_3 :**

La continuité du système de contreventement :

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, la charge doit être transmise directement à la fondation :

Le bâtiment est contreventé uniquement par des portiques,..... **Condition vérifiée.**

La vérification des masses et rigidités :

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux sont constantes de la base au sommet du bâtiment..... **Condition vérifiée.**

Contrôle de la qualité p_4 des matériaux et suivi de chantier p_5 :

Ces deux critères doivent être obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003

Tableau V.2 : Valeurs de facteur de qualité de la structure (RPA, 2003) [5].

| <i>Pénalité Pq :</i> | | |
|---|-----------------|---------------------|
| <i>Critère :</i> | <i>Observé:</i> | <i>Nonobservé :</i> |
| <i>Régularité en plan</i> | 0 | / |
| <i>Régularité en élévation</i> | 0 | / |
| <i>Conditions minimales sur les fils</i> | 0 | / |
| <i>Redondance en plan</i> | 0 | / |
| <i>Contrôle de la qualité des matériaux</i> | 0 | / |
| <i>suivi de chantier:</i> | 0 | / |

Donc: $Q=1+\Sigma Pq=1+0.00 = 1$

- **D:** facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, en fonction de la catégorie des sites, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T):

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec: } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad \text{Avec } \mathbf{D} \leq 2.5 \quad \text{V.6}$$

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques, associées du site, donné par le tableau (4.7 RPA/99).

La nature du sol : Site meuble $\Rightarrow S_2 \Rightarrow T_1 = 0.15s, T_2 = 0.4s.$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \varepsilon}} \geq 0.7$$

V.7

$\xi(\%)$: le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. $\xi \Rightarrow 7\%$

D'où $\eta = 0.88 \geq 0.70$ **Condition vérifiée.**

• La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = C_T \times h_n^{3/4}$$

$$T = 0.075 \times (13.26)^{3/4} = 0,521 \text{ s.}$$

$$D = 2.5 \eta (T_2 / T)^2 = 1.84$$

Les valeurs de A, D, Q, R, T et Wt sont résumés dans le tableau V.4:

Tableau V.4 : Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et Wt :

| <i>Paramètre</i> | <i>Valeur</i> | <i>Article de RPA</i> |
|--|------------------|-----------------------|
| Coefficient de zone A | 0.15 | <i>Tableau 4.1</i> |
| Période caractéristique T₂ | 0.4 s | <i>Tableau 4.7</i> |
| Coefficient C_T | 0.075 | <i>Tableau 4.6</i> |
| Facteur d'amplification D | 1.84 | <i>Formule 4.2</i> |
| Coefficient de comportement R | 5 | <i>Tableau 4.3</i> |
| Facteur de qualité Q | 1 | <i>Formule 4.4</i> |
| Poids total de la structure Wt | 1140.25kn | / |

Application numérique :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} Wt = \frac{0.15 \times 1.84 \times 1}{5} \times 11460.25 = 632.60 \text{ KN}$$

$$V_{etabs \text{ X-X}} = 633.27 > 0.8 V_{RPA} = 506.08 \text{ KN}$$

$$V_{etabs \text{ Y-Y}} = 605.01 > 0.8 V_{RPA} = 506.08 \text{ KN}$$

La condition sur l'effort tranchant à la base est vérifiée.

V.3.4 -Vérification des déplacements relatifs (Vérification Art 5.10 RPA 2003):

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser **1.0 %** de la hauteur de l'étage d'étage tableau (V.5).

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

V.8

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \text{ (formule 4-19 de RPA)}$$

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{(formule 4-20 de RPA 99).} \quad \text{V.9}$$

Tableau V.5 :Déplacements inter-étages.

| Niveaux | $\delta_{kx}(m)$ | $\delta_{ky}(m)$ | $\Delta_{kx}(m)$ | Δ_{ky} | $1\%h(m)$ | Vérification |
|------------|------------------|------------------|------------------|---------------|-----------|--------------|
| 03 | 0.0085 | 0.0081 | 0.001 | 0.001 | 0,0306 | CV |
| 02 | 0.0075 | 0.0071 | 0.0019 | 0.0017 | 0,0306 | CV |
| 01 | 0.0056 | 0.0054 | 0.0024 | 0.0023 | 0,0306 | CV |
| RDC | 0.0032 | 0.0031 | 0.0032 | 0.0031 | 0.0408 | CV |

V.3.5-Vérification de l'effet P-Delta (Vérification Art 5.9 RPA 2003):

Les effets du 2^o ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = P_K \Delta_K / V_K h_K \leq 0.10$$

V.10

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau 'K'.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau «K».

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau «K-1».

h_K : hauteur de l'étage «K».

L'évaluation de cet effet du 2^{ème} ordre suivant les deux sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau (V.6) ci-après :

Tableau V.6 : vérification effet p-delta.

| | $P_K(KN)$ | Δ_{Kx} | Δ_{Ky} | V_{Kx} | V_{Ky} | h_K | θ_{KX} | θ_{KY} | Vérification |
|------------|-----------|---------------|---------------|----------|----------|-------|---------------|---------------|--------------|
| 03 | 3176.01 | 0.001 | 0.001 | 233.18 | 236.56 | 3.06 | 0.022 | 0.022 | CV |
| 02 | 6352.03 | 0.0019 | 0.0017 | 424.34 | 433.74 | 3.06 | 0.046 | 0.041 | CV |
| 01 | 9528.04 | 0.0024 | 0.0023 | 568.25 | 583.22 | 3.06 | 0.066 | 0.061 | CV |
| RDC | 12826.45 | 0.0032 | 0.0031 | 660.23 | 679.38 | 4.08 | 0.076 | 0.072 | CV |

D'après le tableau, l'effet **P-Delta** peut être négligé.

V.3.6-Conclusion :

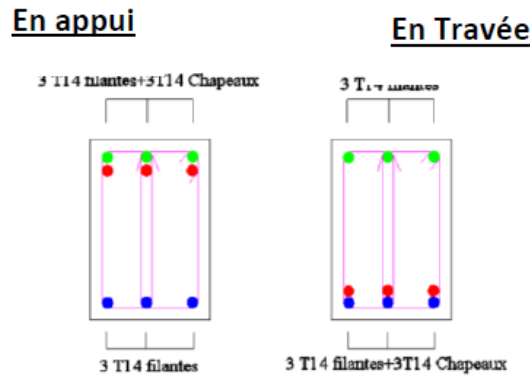
D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que:

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effet P-Delta est vérifié.

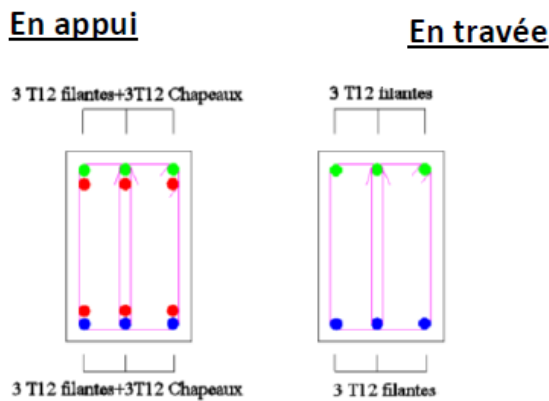
V.3.7- Ferrailages des éléments :

Après avoir effectué les vérifications préconisées par les règlements (RPA 2003, BAEL 91), les éléments de la structure sont ferrillés comme suit (figure V.3):

- *Les Poutres principales (30x40 cm²):*



- *Les Poutres secondaires (30x35 cm²):*



- *Les Poteaux (40x40 cm²):*



Figure V.3: ferrailage des éléments (poutres, poteaux).

V.4-Application de la méthode non linéaire PUSHOVER pour la structure de référence :

V.4.1-Introduction :

Nous allons appliquer la méthode non linéaire « **PUSHOVER** » sur la structure de référence moyennant le logiciel ETABS V9.6.0

Afin d'extraire les courbes de capacité des différentes structures, nous allons effectuer les étapes suivantes :

Etape 1 : Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure.

Etape 2 : Vérification et ferrailage de la structure.

Etape 3 : Définition du comportement non linéaire des éléments.

Etape 4 : Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (PUSHOVER).

Etape 5 : Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité

V.4.2-Définition de comportement non linéaire des éléments

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires, le comportement non linéaire des éléments est traduit par l'introduction de rotules plastiques «plastic Hinge» aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier [33].

V.4.2.1-Définition des rotules plastiques :

Les rotules plastiques sont des zones qui, sous sollicitation sismique perdent leur capacité de résistance et deviennent une sorte d'articulation permettant la rotation de l'élément. La rotule plastique définit le comportement post-élastique de l'élément considéré, permettant la dissipation d'une quantité importante d'énergie avant la rupture de l'élément [32].

Des rotules de type moments (M2 et M3), cisaillement (V2 et V3), effort normal (P) et torsion (T), peuvent être définies le long des éléments linéaires, par ailleurs le logiciel offre aussi la possibilité de définir des rotules qui prennent en compte le couplage effort normal-moment (PMM).

Poutres : Rotules de flexion (default M3), cisaillement (default V2).

Poteaux : Rotules de type effort normal-moment (default PMM), cisaillement (default V2) et (default V3) [27].

Les propriétés des différents types de rotules plastiques définies par défaut par le logiciel ETABS sont extraites des règlements américains ATC40 et FEMA273

Pour chaque type de rotule, le comportement non linéaire est défini par un modèle idéalisé, représenté par une courbe force-déformation.

Pour chaque type de rotule, le comportement non linéaire est défini par un modèle idéalisé,

Représenté par une courbe force-déformation (figure V.4)

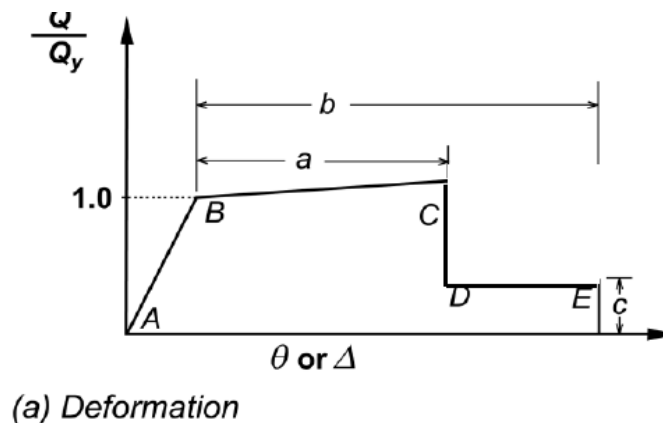


Figure V.4 : loi du comportement utilisé par logiciel ETABS [6].

Le segment A-B représente la phase élastique de la section, le point C correspond à la capacité ultime et marque le début de la phase de dégradation de la section (chute de résistance)(segment C-D). Des contraintes résiduelles permettent à la section de résister aux charges gravitaires jusqu'à atteindre la déformation ultime. (point E) correspondant à la ruine de la section. Les valeurs (a,b,c) des différents types de rotules dépendent de plusieurs paramètres (effort normal, caractéristiques du béton, type d'élément, dimensions et ferrailage), elles sont déterminées par le logiciel en se référant aux tableaux présentés dans le règlement américain FEMA273 [6].

V.4.2.2- Niveaux de dommages d'après le FEMA 273 :

Le règlement **FEMA 273** [31] définit trois points pour définir l'état de dégradation de chaque section et ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique (Figure V.5).

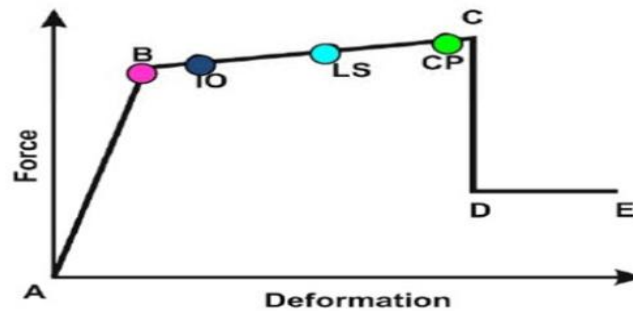


Figure V.5: Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages [27].

Au niveau **IO (Immediate Occupancy)**, les dommages sont relativement limités, la section garde une grande partie de sa raideur initiale [33].

Au niveau **LS (Life Safety)**, la section a subi des dommages importants, pouvant entraîner une perte significative de sa raideur [33].

Au niveau **CP (Collapse Prévention)**, la section a subi de grandes déformations post élastiques, au-delà de ce niveau la section est susceptible de se rompre [27].

V.4.2.3-Introduction des rotules plastiques dans le logiciel :

- **Les poutres :**

Les rotules de flexion “default M_3 ” et de cisaillement “ default V_2 ” sont introduites aux niveaux des zones nodales comme suit

Sélection des poutres \Rightarrow Assign \Rightarrow Frame/Line \Rightarrow Frame Non Linear Hinges .

Dans la fenêtre qui apparaît (**Figure V.6**), pour chaque de type de rotule choisie “**HingeProperty**”, on introduit dans la case “**Relative Distance**” les valeurs des rapports (0) et (1) qui correspondent aux extrémités des poutres (Nœud).

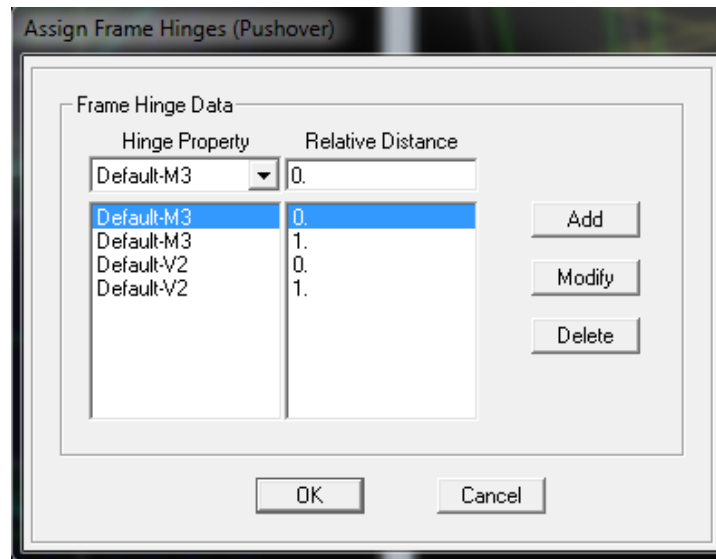


Figure (V.6): Introduction des rotules plastiques des poutres.

- **Les poteaux :**

Pour ce qui est des **poteaux**, on introduit des rotules de cisaillement ‘‘V3’’ et ‘‘V2’’, et des rotules de type ‘‘ **Default PMM**’’ qui tiennent compte de l’interaction (effort normal - moment). Dans la fenêtre qui apparaît (**Figure V.7**), pour chaque de type de rotule choisie ‘‘**HingeProperty**’’, on introduit dans la case ‘‘**Relative Distance**’’ les valeurs des rapports (0) et(1) qui correspondent aux extrémités des poteaux.

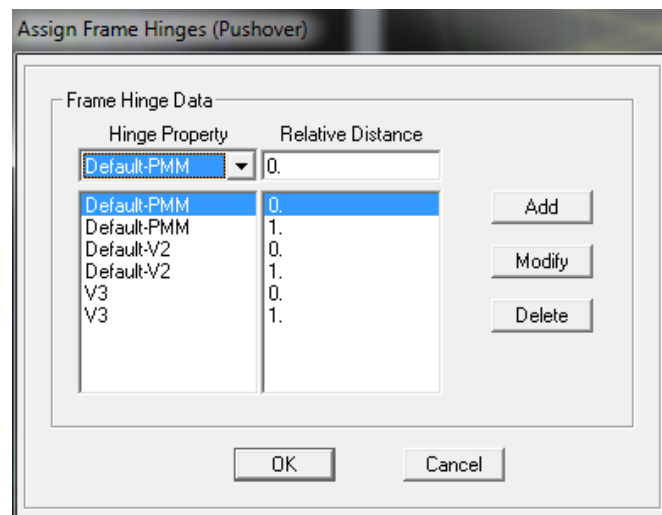


Figure (V.7) : Introduction des rotules plastiques des poteaux.

V.4.3- Définition du chargement de l'analyse PUSHOVER :

Après avoir défini les propriétés et l'emplacement des rotules plastiques, on passe à la définition du chargement de l'analyse «**PUSHOVER**». L'analyse push over consiste à appliquer à la structure une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible (Analyse en mode "**Déplacement contrôlé**"). Ce type d'analyse est mené lorsque les charges ne sont pas connues, ou lorsque l'augmentation des charges pendant l'analyse est susceptible de provoquer l'instabilité de la structure.

En plus de l'analyse en mode "**Déplacement contrôlé**", le programme offre la possibilité d'effectuer des analyses en mode "**Force contrôlée**", ce type d'analyse est choisie lorsque les charges appliquées à la structure sont connues et ne risquent pas de provoquer l'instabilité de la structure [31].

V.4.3.1-Distribution des charges latérales

La sélection du mode de chargement (incrémental) est un des aspects le plus critique 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 (déplacement 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 [29].

Une distribution uniforme fondée sur des forces latérales proportionnelles à la masse de chaque niveau ($S_i=S_j$)

Une distribution modale qui est proportionnelle aux forces latérales déterminées en utilisant une analyse élastique. Elle doit être une des distributions suivantes :

- **distribution triangulaire** : $S_j h_j^k$.

Où h_j est la hauteur du niveau j par rapport à la base; $k=1$ si la période fondamentale $T \leq 0.5s$, $k=2$ si la période fondamentale $T \geq 2.5s$.

- **distribution selon le mode fondamentales** $= m_j \Phi_{j1}$ où Φ_{j1} est la valeur du mode propre au niveau j
- **distribution proportionnelle aux forces d'inerties des étages** et compatible avec la distribution des efforts tranchants dans ces étages. Elle est déterminée par une analyse spectrale de la structure basée sur la combinaison modale SRSS (racine carrée

de la somme des carrées), avec un nombre suffisant de modes pour avoir 90% de la masse totale de la structure [29].

Dans notre étude on choisit la distribution selon **le mode fondamental**.

V.4.3.2-Définition du chargement de l'analyse sous charges gravitaires:

L'analyse est effectuée en mode "Force contrôlée" et le chargement définie correspond à la combinaison proposée par le **RPA 2003** pour la détermination des charges sismiques : **(G+0.2Q)**.

V.4.3.3-Définition de l'analyse push over sous charges horizontales:

Pour définir l'analyse sous charge horizontales on clique sur voir (figure V.8) et (figure V.9):

Define⇒ **Static Non Linear / Push Over Cases.**

| Load | Scale Factor |
|--------|--------------|
| MODE 1 | 1. |

| Stage | Active Group |
|-------|--------------|
| 1 | ALL |

Figure (V.8) :Définition du chargement de l'analyse PUSHOVER (Sens x-x).

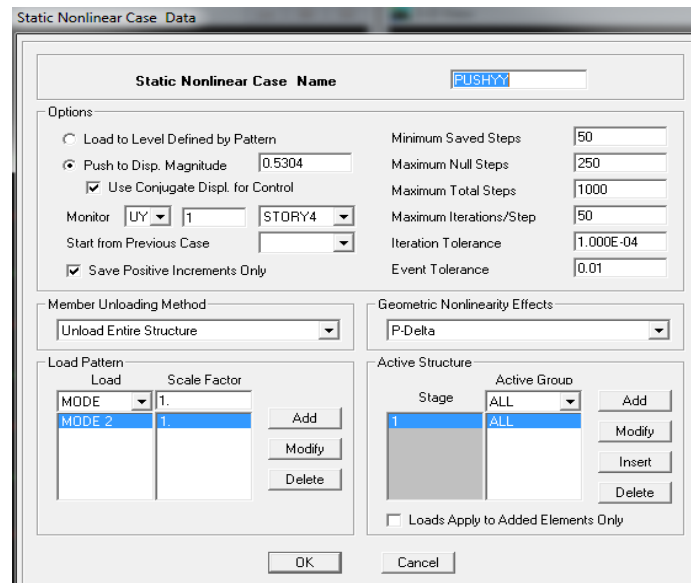


Figure (V.9) : Définition du chargement de l'analyse PUSHOVER (sens y-y).

En cochant la case "Push To Displacement Magnitude", l'analyse est effectuée en mode "Déplacement contrôlé", le nœud de contrôle est définie dans les cases "Monitor", le déplacement cible est définie par défaut par le logiciel en fonction de la hauteur de l'ouvrage.

$D_{cible} = h/25$ (cm) [ATC 40]. Quant au chargement push over, il sera déterminé à partir des charges définies dans la boîte de dialogue "Load Pattern" en choisissant le mode de vibration qui mobilise la plus grand masse sismique dans la direction $x-x$ et $y-y$.

V.4.4-Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité :

Pour visualiser la courbe de capacité ; **Display Show**⇒**Static PUSHOVER Curve**.

Dans la fenêtre qui apparait (**Figure V.10**) et (**Figure V.11**), on choisit le type de chargement push over défini précédemment dans la case "StaticNonlinear Case".

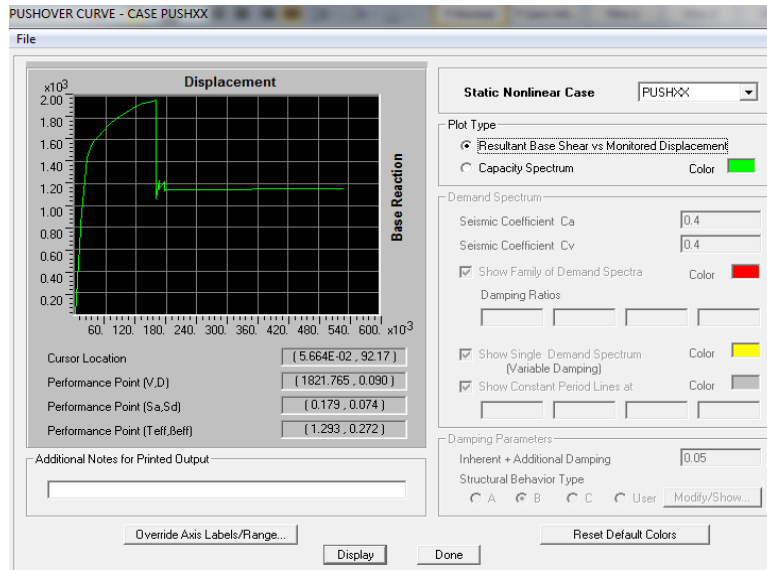


Figure (V.10) : Résultats de l'analyse PUSHOVER selon x-x.

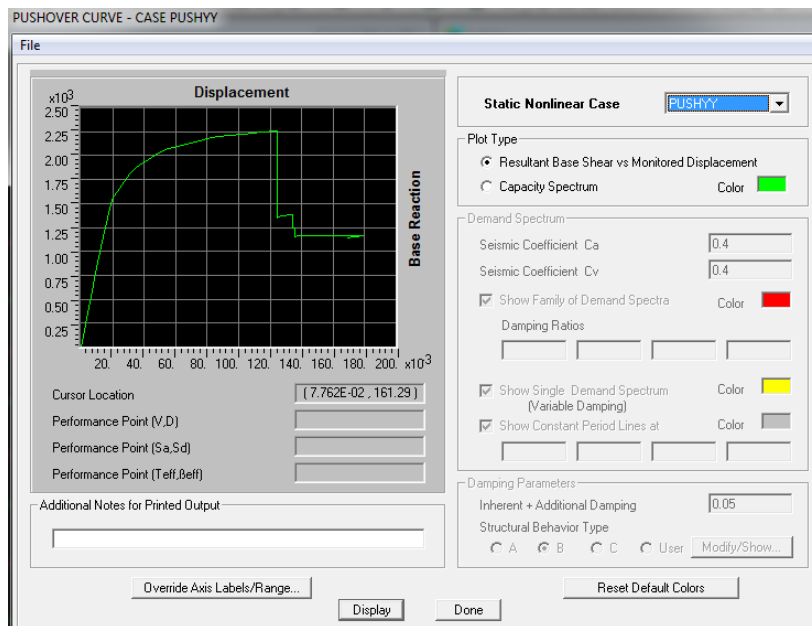


Figure (V.11) : Résultats de l'analyse PUSHOVER selon y-y

En cliquant sur " **capacity spectrum**", la courbe de capacité est donnée dans le format (Sa;Sd), les résultats peuvent être exploités sous forme des tableaux (V.12) et (V.13) suivants :

| Step | Teff | Beff | Sd (C) | Sa (C) | Sd (D) | Sa (D) | ALPHA | PF*ø |
|------|-------|-------|-----------|--------|--------|--------|-------|-------|
| 0 | 0.656 | 0.050 | 0.000 | 0.000 | 0.065 | 0.610 | 1.000 | 1.000 |
| 1 | 0.656 | 0.050 | 8.474E-03 | 0.079 | 0.065 | 0.610 | 0.879 | 1.252 |
| 2 | 0.656 | 0.050 | 8.940E-03 | 0.084 | 0.065 | 0.610 | 0.879 | 1.252 |
| 3 | 0.729 | 0.097 | 0.019 | 0.146 | 0.061 | 0.459 | 0.878 | 1.238 |
| 4 | 0.733 | 0.099 | 0.020 | 0.148 | 0.060 | 0.454 | 0.877 | 1.239 |
| 5 | 0.776 | 0.136 | 0.023 | 0.153 | 0.058 | 0.387 | 0.884 | 1.233 |
| 6 | 0.867 | 0.198 | 0.029 | 0.157 | 0.057 | 0.304 | 0.896 | 1.221 |
| 7 | 0.977 | 0.239 | 0.038 | 0.161 | 0.059 | 0.250 | 0.902 | 1.212 |
| 8 | 1.071 | 0.255 | 0.047 | 0.166 | 0.063 | 0.222 | 0.905 | 1.207 |
| 9 | 1.151 | 0.263 | 0.056 | 0.171 | 0.067 | 0.204 | 0.908 | 1.203 |
| 10 | 1.251 | 0.270 | 0.069 | 0.176 | 0.072 | 0.186 | 0.908 | 1.204 |
| 11 | 1.359 | 0.274 | 0.084 | 0.182 | 0.078 | 0.170 | 0.906 | 1.211 |
| 12 | 1.427 | 0.276 | 0.094 | 0.186 | 0.082 | 0.161 | 0.905 | 1.215 |
| 13 | 1.497 | 0.279 | 0.105 | 0.189 | 0.085 | 0.153 | 0.904 | 1.216 |
| 14 | 1.528 | 0.280 | 0.110 | 0.190 | 0.087 | 0.150 | 0.904 | 1.215 |
| 15 | 1.583 | 0.282 | 0.119 | 0.192 | 0.090 | 0.144 | 0.903 | 1.212 |
| 16 | 1.636 | 0.285 | 0.128 | 0.193 | 0.092 | 0.139 | 0.902 | 1.210 |
| 17 | 1.659 | 0.285 | 0.132 | 0.193 | 0.094 | 0.137 | 0.902 | 1.210 |
| 18 | 2.285 | 0.322 | 0.134 | 0.103 | 0.127 | 0.098 | 0.914 | 1.197 |

Figure V.12 : courbe de capacité dans le format (Sa ;Sd) selon le sens x-x

| Step | Teff | Beff | Sd (C) | Sa (C) | Sd (D) | Sa (D) | ALPHA | PF*ø |
|------|-------|-------|-----------|--------|--------|--------|-------|-------|
| 0 | 0.622 | 0.050 | 0.000 | 0.000 | 0.062 | 0.643 | 1.000 | 1.000 |
| 1 | 0.622 | 0.050 | 8.519E-03 | 0.089 | 0.062 | 0.643 | 0.886 | 1.245 |
| 2 | 0.622 | 0.050 | 0.011 | 0.116 | 0.062 | 0.643 | 0.886 | 1.245 |
| 3 | 0.645 | 0.073 | 0.016 | 0.154 | 0.058 | 0.561 | 0.889 | 1.238 |
| 4 | 0.756 | 0.163 | 0.025 | 0.177 | 0.053 | 0.374 | 0.910 | 1.212 |
| 5 | 0.796 | 0.187 | 0.029 | 0.183 | 0.053 | 0.338 | 0.915 | 1.203 |
| 6 | 0.910 | 0.232 | 0.040 | 0.194 | 0.056 | 0.272 | 0.925 | 1.184 |
| 7 | 0.956 | 0.241 | 0.045 | 0.198 | 0.058 | 0.255 | 0.926 | 1.181 |
| 8 | 1.059 | 0.259 | 0.057 | 0.204 | 0.062 | 0.223 | 0.927 | 1.175 |
| 9 | 1.130 | 0.266 | 0.066 | 0.208 | 0.066 | 0.207 | 0.927 | 1.172 |
| 10 | 1.160 | 0.268 | 0.070 | 0.210 | 0.067 | 0.201 | 0.927 | 1.171 |
| 11 | 1.233 | 0.276 | 0.080 | 0.211 | 0.071 | 0.187 | 0.929 | 1.162 |
| 12 | 1.301 | 0.281 | 0.090 | 0.213 | 0.074 | 0.175 | 0.931 | 1.155 |
| 13 | 1.365 | 0.285 | 0.099 | 0.214 | 0.077 | 0.166 | 0.932 | 1.149 |
| 14 | 1.425 | 0.287 | 0.109 | 0.216 | 0.080 | 0.159 | 0.933 | 1.145 |
| 15 | 1.869 | 0.309 | 0.110 | 0.127 | 0.104 | 0.120 | 0.942 | 1.128 |

Figure V.13 : courbe de capacité dans le format (Sa ;Sd) selon le sens y-y

Les valeurs de la courbe de capacité obtenues sous forme d'un tableau selon les deux sens sont représentés dans une courbe de type (Sa;Sd) (figures (V.14) et (V.15)):

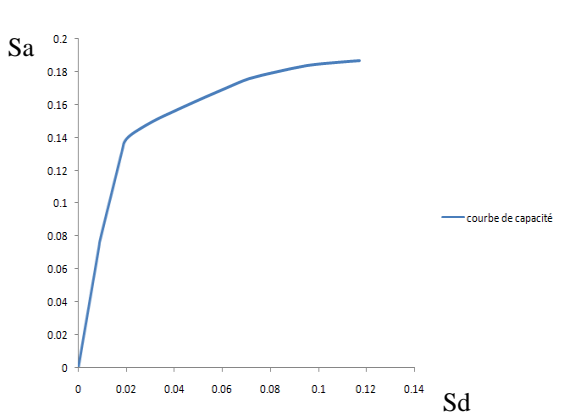


Figure V.14 : courbe de capacité selon le sens x-x

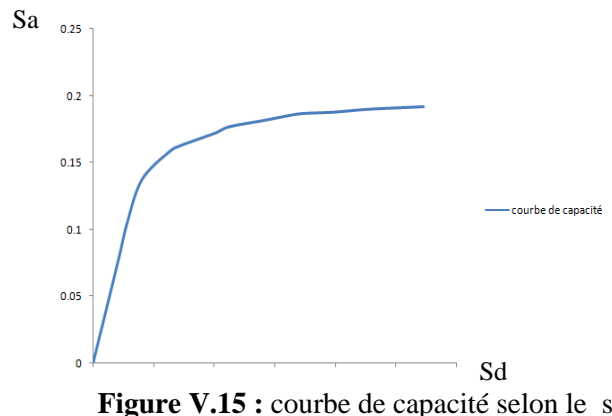


Figure V.15 : courbe de capacité selon le sens y-y

V.5-Détermination du point de performance pour la structure de référence :

Pour obtenir le point de performance de la structure, nous suivrons les étapes de la **procédure B** défini précédemment dans le chapitre quatre (IV).

- **Développement de spectre amorti à 5%**

Les équations (IV.1) cités dans le chapitre (IV) sont utilisées. Les valeurs des différents paramètres utilisés sont résumées dans le tableau V.8 et le spectre obtenu est donné en figure (V.16)

Tableau V.8: Paramètres utilisés dans le spectre de réponse.

| | | |
|--|------|---|
| Coefficient d'accélération de zone A | 0,15 | Zone de moyenne sismicité, (IIa) |
| Pourcentage d'amortissement ξ | 5,00 | Spectre amorti à 5% |
| Coefficient comportement structure R | 5,00 | Portiques auto-stables sans remplissage |
| Période caractéristique T1 | 0,15 | Site ferme de (S2) |
| Période caractéristique T2 | 0,40 | Site ferme de (S2) |
| Facteur de qualité Q | 1,00 | Tous les facteurs sont observés |
| Facteur de correction d'amortissement η | 1,00 | $\xi = 5\%$ |

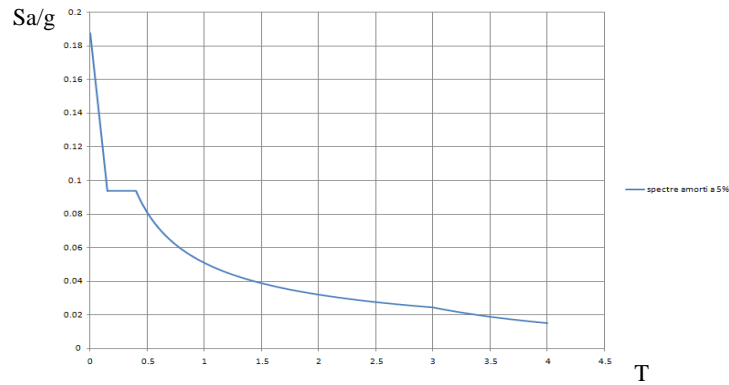


Figure V.16 : spectre amorti à 5% approprié au site. Transformation de spectre en format $(S_a/g - T)$ au format $(S_a - S_d)$.

Cette transformation est effectuée en utilisant l'équation (IV.2) le résultat obtenu est représenté en figure V.17.

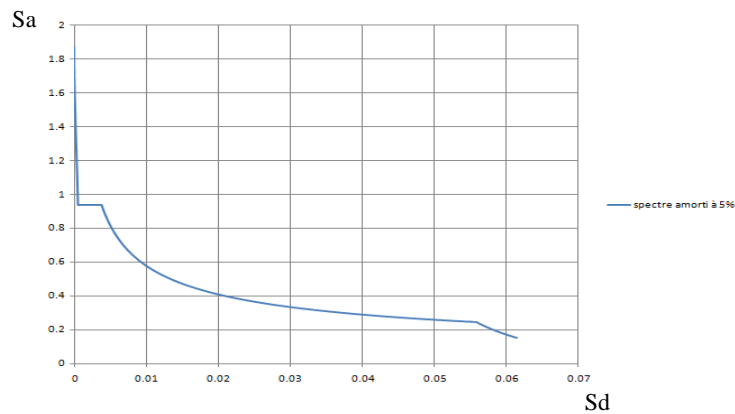


Figure V.17 : Le spectre amorti à 5% en format Sa-Sd.

- **La superposition du spectre de capacité avec le spectre de réponse et extraction du point de performance d'essai (d^* ; a^*) figure (V.18) et(V.19) :**

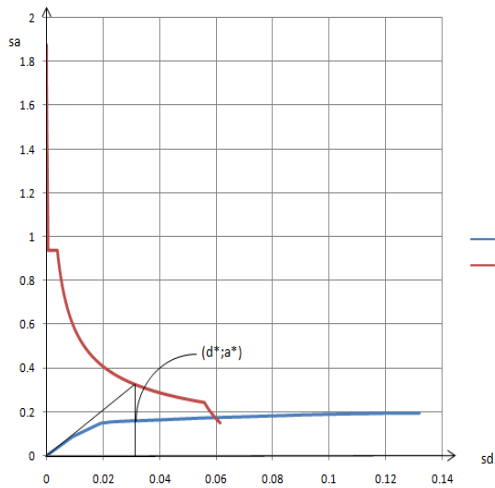


Figure V.18 : extraction du point d’essai $(d^* ; a^*)$ selon le sens x-x.

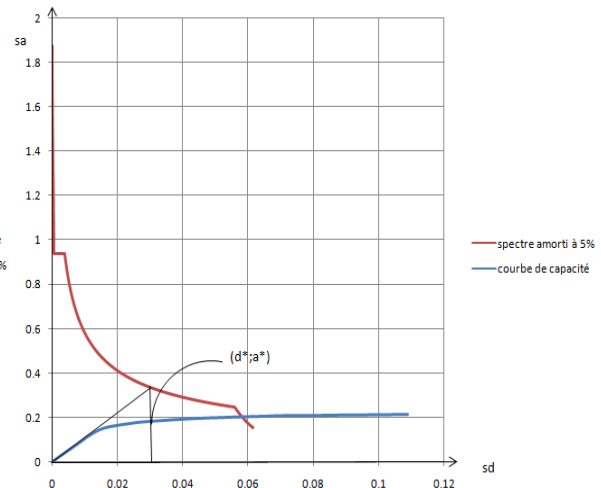


Figure V.19 : extraction du point d’essai $(d^* ; a^*)$ selon le sens y-y.

D’après les courbes on obtient les coordonnées du point de performance d’essai :

Sens x-x : $(d^* ; a^*) = (0.032 ; 0.158)$

Sens y-y : $(d^* ; a^*) = (0.029 ; 0.183)$

- Développement de la bilinéaire

Le développement de la bilinéaire de la courbe de capacité est effectué conformément aux étapes de la performance d’essai $(a^* ; d^*)$. Les coordonnées du point (a_y, d_y) sont déterminées et les courbes de la bilinéaire sont tracées voir les figures (V.20):

Sens x-x

sens y-y

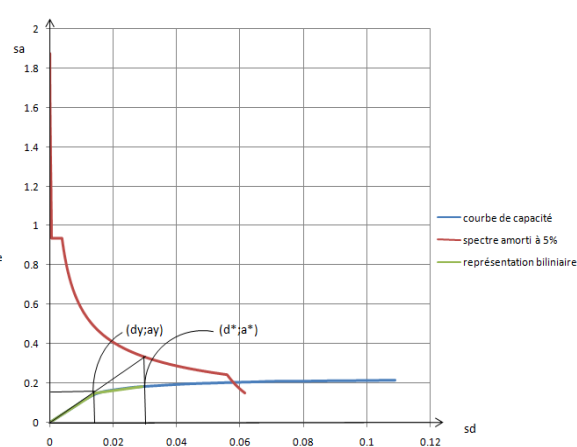
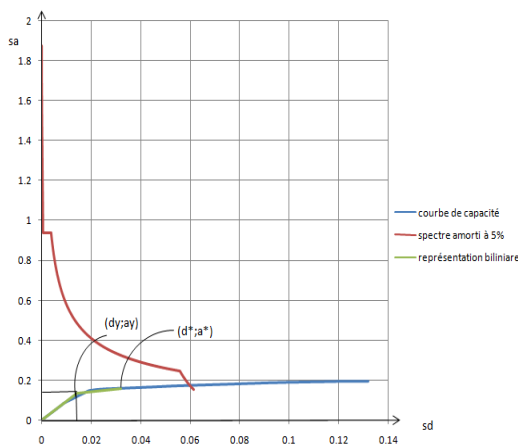


Figure V.20: Représentation bilinéaire de la courbe de capacité selon le deux sens.

- **Détermination de point de performance**

A partir des coordonnées du point (a^* ; d^*), nous avons choisi 06 déplacements au voisinage de d^* . Pour ces valeurs de d_{pi} nous procédons au calcul de l'amortissement effectif (β_{eff}), en utilisant les l'équation (IV.4), (IV.11) et (IV.12). Les résultats obtenus sont illustrés dans les tableaux ci-dessous.

Le facteur k est défini en fonction de l'amortissement visqueux équivalent (β_0) et du type de comportement structurel.

Des courbes de capacité de la structure nous déduisons qu'elle a un comportement de type B. Les amortissements visqueux équivalents (β_0) sont calculés en fonction des déplacements choisis. Les résultats de calcul obtenus sont regroupés dans les tableaux (V.9) et (V.10) ci-dessous.

- **Valeur du facteur k :**

$$K=0.67 \quad \text{Pour } B_0 < 25$$

$$K=0,845 - \frac{0,446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad \text{Pour } B_0 > 25$$

Tableau V.9 : les valeurs de déplacement choisis et les amortissements correspondant selon le sens x-x.

| d_{pi} | a_{pi} | β_0 | k | β_{eff} |
|----------|------------|------------|-------|---------------|
| 0.017 | 0.13707938 | 8.36715404 | 0.67 | 10.6059932 |
| 0.022 | 0.14405292 | 17.5461173 | 0.67 | 16.7558986 |
| 0.027 | 0.15102646 | 22.4916834 | 0.67 | 20.0694279 |
| 0.032 | 0.158 | 25.2814073 | 0.658 | 21.8877389 |
| 0.037 | 0.16497354 | 26.8562198 | 0.657 | 22.6435776 |
| 0.042 | 0.17194708 | 27.6994225 | 0.651 | 23.0340015 |
| 0.047 | 0.17892062 | 28.0817739 | 0.648 | 23.2077588 |

$$K=0.67 \text{ pour } B_0 < 25$$

Tableau V.10 : les valeurs de déplacement choisis et les amortissements correspondant selon le sens.y-y.

| dpi | api' | β_0 | k | β_{eff} |
|-------|------------|------------|------|---------------|
| 0.019 | 0.16126546 | 11.2235188 | 0.67 | 12.5197576 |
| 0.024 | 0.17213273 | 17.573586 | 0.67 | 16.7743026 |
| 0.029 | 0.183 | 20.8799954 | 0.67 | 18.9895969 |
| 0.034 | 0.19386727 | 22.608028 | 0.67 | 20.1473788 |
| 0.039 | 0.20473454 | 23.4488659 | 0.67 | 20.7107401 |
| 0.044 | 0.21560181 | 23.7644856 | 0.67 | 20.9222054 |

En injectant les valeurs de β_{eff} obtenus dans les équations (IV.1), nous obtenons les différents spectres. L'intersection de ces spectres avec les projections verticales des différents dpi correspondants nous donne un ensemble de point $(d_{pi} ; \beta_{eff})$ comme l'illustre la figure (V.21) et (V.22).

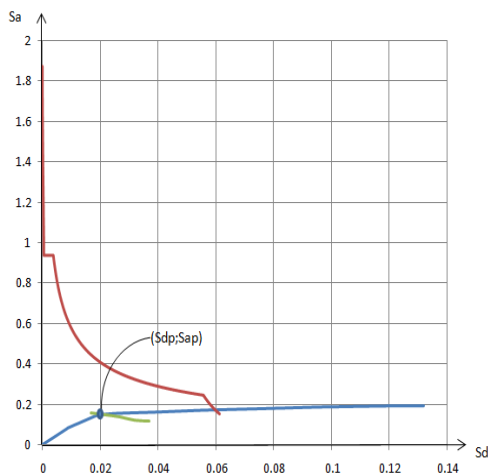


Figure V.21. : Point de performance selon le sens x-x

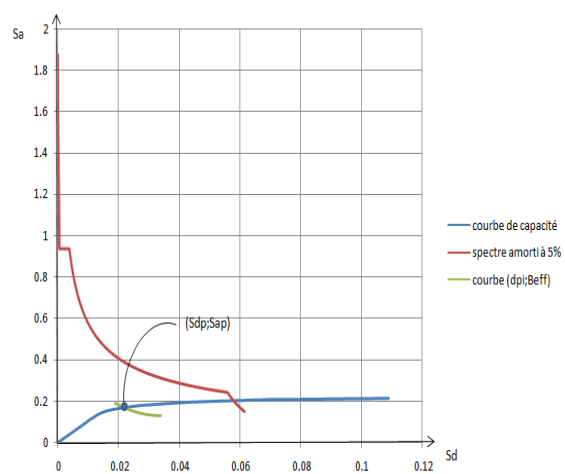


Figure V.22. : Point de performance selon le sens y-y.

Le point de performance nous donne le déplacement maximal de la structure et l'amortissement qui lui correspond. Les valeurs correspondantes sont données dans le tableau (V.11) et représentées dans la figure (V.23)

Tableau V.11 : Coordonnées du point de performance.

| | Sd(m) | Sa (g) | β_{eff} (%) |
|----------|-------|--------|-------------------|
| Sens x-x | 0.022 | 0.15 | 16.76 |
| Sens y-y | 0.022 | 0.17 | 15.40 |

Sens x-x :

Sens y-y :

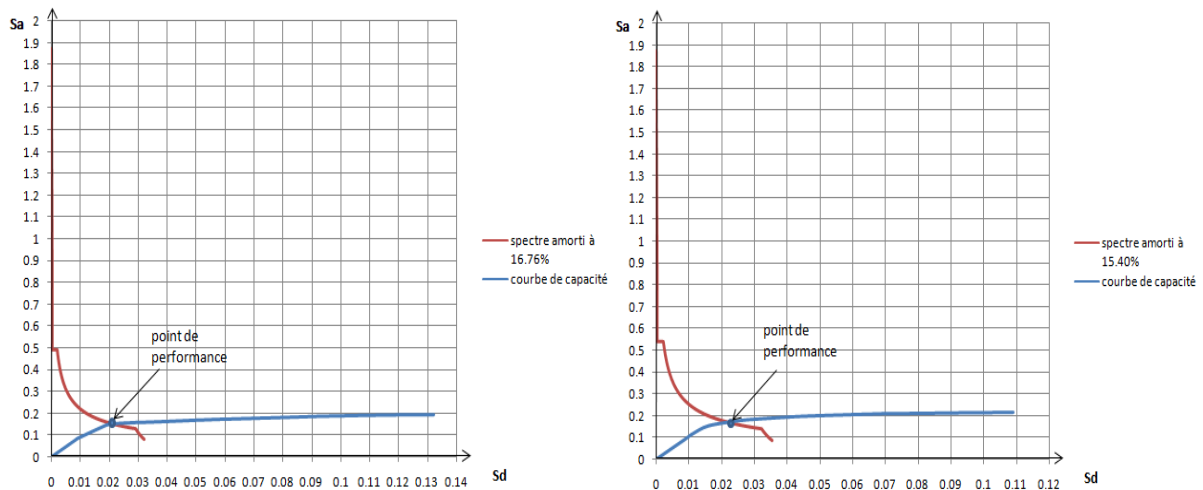


Figure V.23: Coordonnées du point de performance dans le sens x-x et y-y.

• **Détermination du point de performance de la structure (V_p - D_p) :**

Sens x-x :

$$V_p = \alpha \times w \times S_a = 0.9 \times 11460.25 \times 0.15 = 1547.134 \text{ KN.}$$

$$D_p = \rho f_1 \times \Phi_1 \times S_d = 1.233 \times 0.022 = 0.027 \text{ m.}$$

Sens y-y :

$$V_p = \alpha \times w \times S_a = 0.9 \times 11460.25 \times 0.17 = 1753.42 \text{ KN.}$$

$$D_p = p f_1 \times \Phi_1 \times S_d = 1.212 \times 0.022 = 0.027 \text{ m.}$$

- **Raideur de la structure au point de performance (K_p) et indicateur de dégradation global de la structure (I_d):**

L'état élastique limite de la structure correspond à un déplacement élastique limite D_y , et un effort tranchant élastique limite V_y , soit une raideur initiale (élastique) : $K_e = V_y / D_y$.

Sens x-x :

$$V_y = 784.003 \text{ KN.}$$

$$D_y = 0.0106 \text{ m.}$$

$$K_e = 73962.58 \text{ KN/m .}$$

Sens y-y :

$$V_y = 883.68 \text{ KN.}$$

$$D_y = 0.0106 \text{ m.}$$

$$K_e = 83365.60 \text{ KN.}$$

A mesure que les éléments de la structure se plastifient, la structure subit des dommages qui se traduisent par une diminution de sa résistance initiale (K_e). Au point de performance, la raideur de la structure est de : $K_p = V_p / D_p$.

Sens x-x :

$$K_p = \frac{V_p}{D_p} = \frac{1547.134}{0.027} = 58302.02 \text{ KN/m.}$$

Sens y-y :

$$K_p = \frac{V_p}{D_p} = \frac{1753.42}{0.027} = 64941.48 \text{ KN/m.}$$

V.5.1-Calcul de l'indice de dégradation :

Un indicateur de dégradation global de la structure (I_d) peut être défini par:

$$I_d = 1 - \frac{K_p}{K_e} \quad \text{V.10}$$

K_p : rigidité au point de performance de la structure.

K_e = rigidité initiale de la structure.

Avec $K = \frac{V}{D}$: effort tranchant à la base.

D : déplacement au sommet.

Sens x-x :

$$K_e = 73962.58 \text{ kn/m}$$

$$K_p = 58302.02 \text{ KN/m.}$$

$$I_d = 1 - \frac{57301.26}{73962.58} \Rightarrow I_{d_x} = 22.88\%$$

Sens y-y :

$$K_e = 83365.60 \text{ KN.}$$

$$K_p = 64941.48 \text{ KN/m.}$$

$$I_d = 1 - \frac{64941.48}{83365.60} \Rightarrow I_{d_y} = 22.10\%$$

- **Présentation des résultats :**

Les résultats sont représentés dans le tableau (V.12) suivant :

Tableau V.12: tableau récapitulatif des résultats obtenus.

| | V_p (kn) | D_p (m) | K_p (kn/m) | K_0 (kn/m) | I_d (%) |
|----------------|------------|-----------|--------------|--------------|-----------|
| Sens xx | 1547.134 | 0.027 | 58302.02 | 73962.58 | 22.88 |
| Sens yy | 1753.42 | 0.027 | 64941.48 | 83365.60 | 22.10 |

V.5.2-Etat de dégradation des éléments constitutifs de la structure de référence :

Cette étape consiste à visualiser le développement et la distribution des rotules plastiques figure (V.24) de la structure au point de performance (step) lors de l'analyse **PUSHOVER**. Des indicateurs de dommages (à travers les couleurs) apparaissent aux niveaux des zones susceptibles de se plastifier, ces indicateurs montrent l'état de pénétration d'une section dans le domaine plastique.

La (figure V.24) nous présente les mécanismes de ruine suivant les 2 sens :

Sens x-x

sens y-y

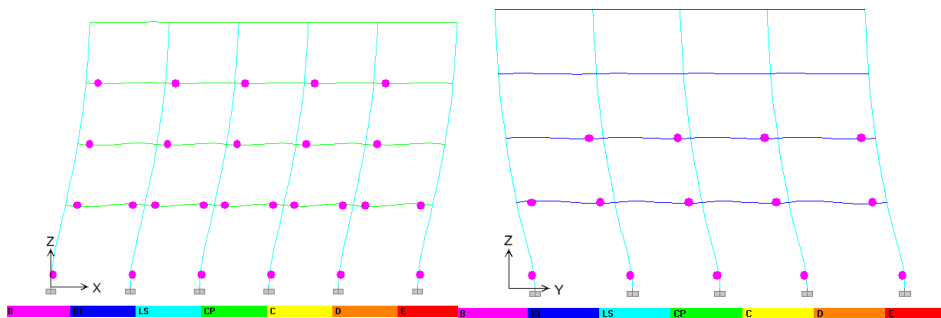


Figure V.24 : Formation des rotules plastique dans la structure référence les deux sens.

- **Interprétation des résultats :**

Nous constatons que les rotules se développent au niveau des extrémités des poutres et des poteaux uniquement à la base du RDC (les rotules plastiques à la base des poteaux du rez-de-chaussée sont admises [4]). De plus, elles sont de couleur rose qui correspond aux dommages B (domaine élastique). Ce qui veut dire que cette structure a subi des dommages relativement très faibles pour le sens x-x. Par contre, dans la direction y-y, les rotules se développent au niveau des poteaux du rez-de-chaussée et aux extrémités des poutres pour les deux premiers niveaux. Cette différence dans le comportement sismique pour les deux sens

s'explique par la présence des poutres principales et secondaires. Il ya plus de rotules plastiques au niveau des poutres secondaires que principales. De plus, le nombre de rotules dans le sens x-x (26) est supérieur à celui dans le sens y-y (14).

V.5.3-Conclusions :

D'après les résultats obtenus pour la structure de référence, nous pouvons dire que l'indice de dégradation est le même que ce soit dans le sens x-x ou y-y. La petite différence (de l'ordre de 3.5%) est due à la différence du nombre de travées dans un sens par rapport à l'autre. La dégradation de la rigidité est de l'ordre de 22% au point de performance, ce qui est relativement faible et montre le bon comportement de la structure. Le positionnement et le type des rotules plastiques montrent aussi le bon comportement sismique de la structure.

V.6 Etudes des structures irrégulières en élévation :

V.6.1 Introduction :

Dans cette partie nous allons étudier quatre (04) structures irrégulières en élévation en suivant la même procédure utilisée, le même dimensionnement (coffrage et ferrailage) que la structure régulière de référence selon les prescriptions de RPA.

Nous allons utiliser la méthode **PUSHOVER** pour obtenir la courbe de capacité de chaque structure irrégulière et son point de performance. Par contre, des modifications sont à prévoir pour les courbes de la demande sismique étant donné que le facteur de qualité [**Q**] change.

Les valeurs du facteur de qualité pour chaque structure irrégulières en élévation sont représentées sans le tableau(V.13) suivant :

Tableau V.13 : différentes valeurs du facteur de qualité de chaque structure irrégulière en élévation.

| | Facteur de qualité (Q) |
|---------------------------|-------------------------------|
| Structure irrégulière n°1 | 1.15 |
| Structure irrégulière n°2 | 1.15 |
| Structure irrégulière n°3 | 1.05 |
| Structure irrégulière n°4 | 1.05 |

V.6.2-Description et étude des structures irrégulières en élévation :

V.6.2.1- Structure irrégulière n°1 :

Cette structure est irrégulière par son décrochement en élévation selon le RPA 99/2003; elle est composée d'un rez-de-chaussée et de 3 étages (voir figure (V.25) et (V.26)).

- Charges appliquées :

$$G=5.8\text{KN/m}^2.$$

$$Q=1.5\text{KN/m}^2.$$

Dans ce cas les décrochements entre deux niveaux successifs selon le sens xx dépassent les 20 %.

Valeurs de la variation (en pourcentage) des décrochements en plan entre les différents niveaux :

Niveau 0 : 22%.

Niveau 1 : 48%.

Niveau 2 : 46.67%

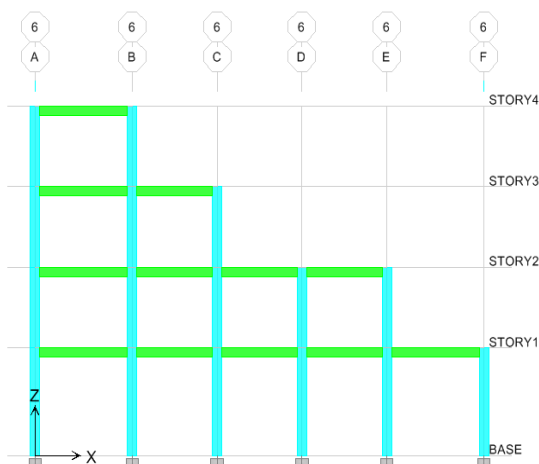


Figure V.25: vu en élévation de la structure 1

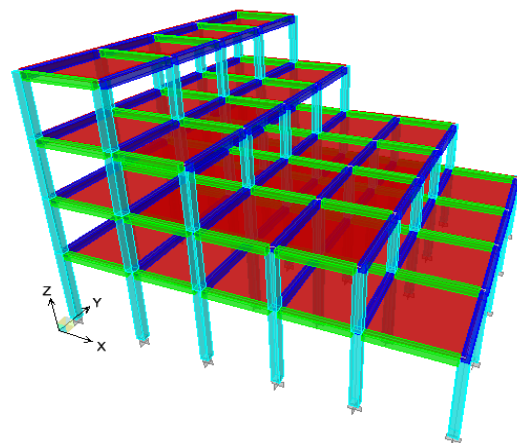


Figure V.26: vu en 3D de la structure 1

- **Point de performance :**

Les coordonnées du point de performance format (Sd,Sa) sont représentées selon les figures (V.27) et figure (V.28) :

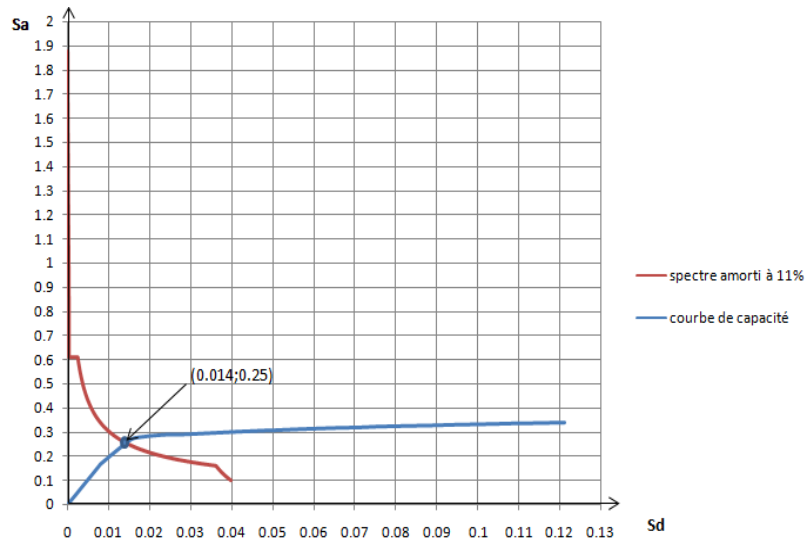


Figure V.27: Coordonnées du point de performance dans le sens x-x.

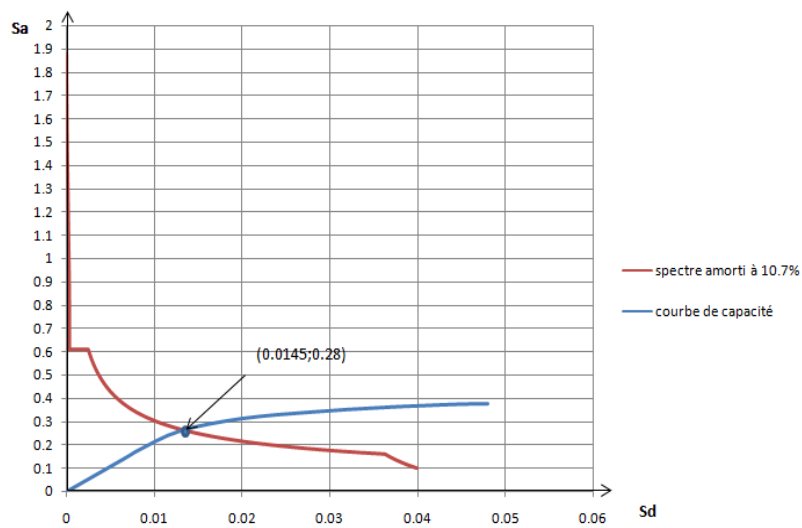


Figure V.28: Coordonnées du point de performance dans le sens y-y.

- **Présentation des résultats :**

Les résultats de points de performance ($V_p; D_p$), raideur initiale, raideur au point de performance et indice de dégradation global sont représentés dans le tableau ci-dessous:

Tableau V.14:tableau récapitulatif des résultats obtenus.

| | V_p (kn) | D_p (m) | K_p (kn/m) | K_0 (kn/m) | I_d (%) |
|-----------------|------------|-----------|--------------|--------------|-----------|
| Sens x-x | 1522.89 | 0.02 | 75383.15 | 85663.132 | 12 |
| Sens y-y | 1695.67 | 0.022 | 75740.32 | 80342.57 | 5.70 |

- **État de dégradation des éléments constitutifs de la structure irrégulière n°1 :**

La visualisation de mécanisme de ruine voir figure (V.29).

Sens x-x:

sens y-y:

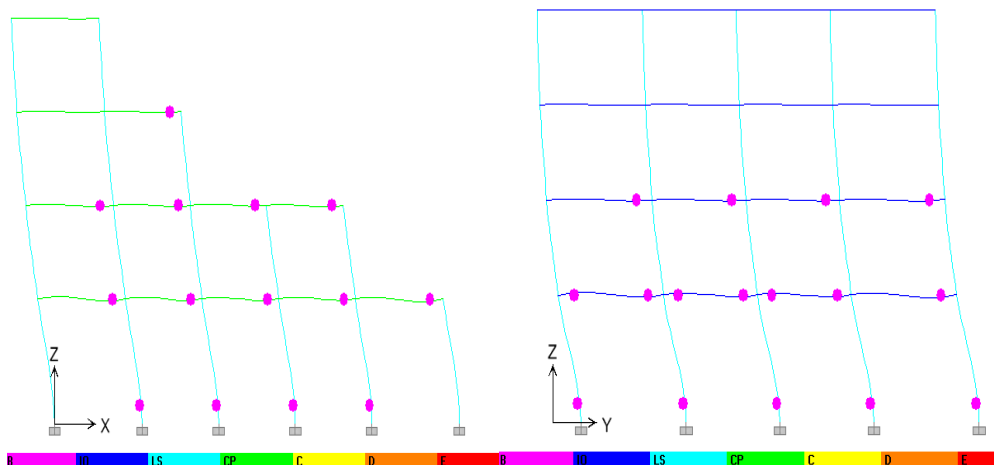


Figure V.29 :Formation des rotules plastique dans la structure irrégulière n°1 suivant les deux sens.

- **Interprétation des résultats**

Des rotules plastiques se développent au niveau des extrémités des poutres dans les deux premiers niveaux et une rotule apparait dans l'avant dernier niveau et aussi à la base des poteaux du rez-de-chaussée (04 rotules). De plus, elles sont de couleur rose qui correspond aux dommages B (domaine élastique). Ce qui veut dire que cette structure a subi des dommages relativement très faibles pour le sens x-x. Par contre, dans la direction y-y, les rotules se développent au niveau de tous les poteaux du rez-de-chaussée et aux extrémités des poutres pour les deux premiers niveaux.

Cette différence dans le comportement sismique pour les deux sens s'explique par la présence des décrochements dans le sens x-x.

L'évaluation de l'indice de dégradation montre que la structure a subi une faible diminution de sa rigidité dans le sens y-y. Par contre, la structure a subi une diminution remarquable de sa rigidité dans le sens x-x. La différence en termes de dégradation de la rigidité entre les deux sens est de l'ordre de 52.5%. Cette différence est due aux dimensions et au nombre de files (plus importants) des poutres et des poteaux dans la direction x-x.

V.6.2.2-Structure irrégulière n°2:

La structure n°2 présente des décrochements dans les deux sens x-x et y-y. (Les décrochements dans une structure à plusieurs étages est défini comme étant un changement brusque dans la dimension en plan le long de la hauteur du bâtiment). Les portions situées au-dessous et au-dessus du niveau du décrochement sont couramment désignées respectivement par « base » et « tour » voir (figure V.30).

La base est destinée pour bureaux. La tour est à usage d'habitation.

- Charges appliquées :

La base :

$$G=5.8 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=2.5 \text{ KN/m}^2$$

La tour :

$$G=5.8 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=1.5 \text{ KN/m}^2$$

Dans ce cas ou la condition de l'irrégularité de forme en élévation cité dans le RPA n'est pas vérifiée : $\frac{B'}{B} < 0.67 \Rightarrow \frac{B'}{B} = 0.57$

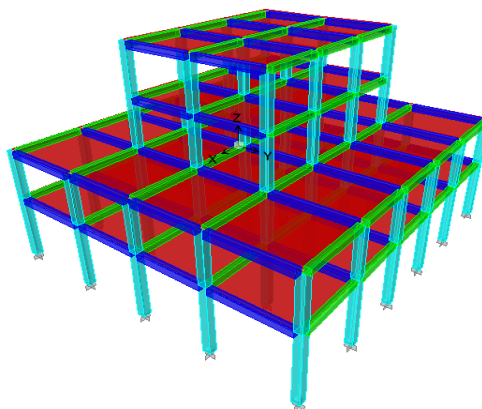


Figure V.30 : vue en 3D de la structure irrégulière 2.

- **Point de performance :**

Les coordonnées du point de performance format (S_d, S_a) sont représentées selon les figure (V.31) et figure (V.32) :

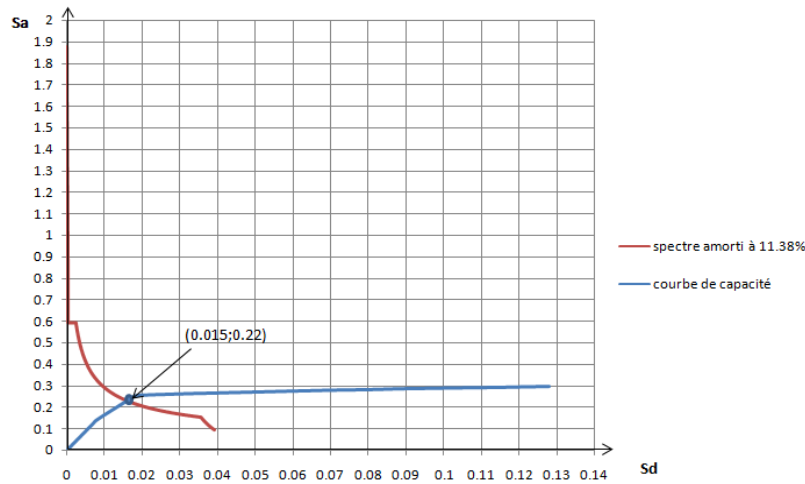


Figure V.31: Coordonnées du point de performance dans le sens x-x et le sens x-x.

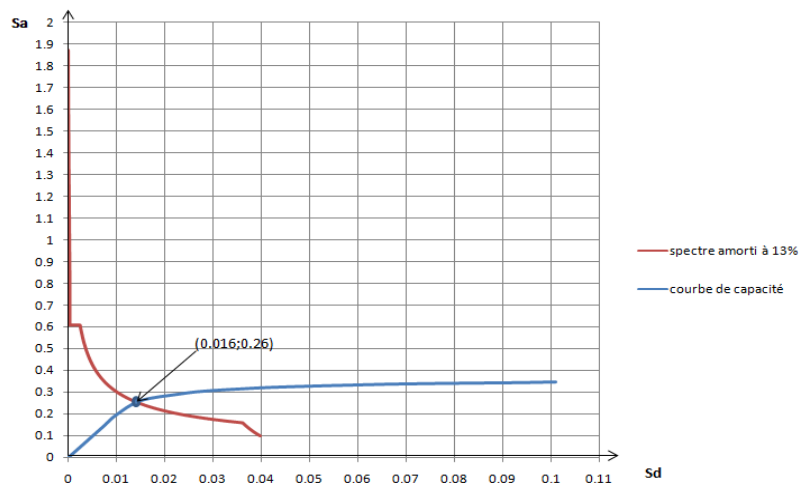


Figure V.32: Coordonnées du point de performance dans le sens x-x et le sens y-y.

- **Présentation des résultats :**

Les résultats de points de performance $(V_p ; D_p)$, raideur initiale, raideur au point de performance et indice de dégradation global sont représentés dans le tableau (V.15) ci-dessous :

Tableau V.15: tableau récapitulatif des résultats obtenus.

| | V_p (kn) | D_p (m) | K_p (kn/m) | K_0 (kn/m) | I_d (%) |
|-----------------|------------|-----------|--------------|--------------|-----------|
| Sens x-x | 1376.66 | 0.023 | 59479.97 | 71066.99 | 16.30 |
| Sens y-y | 1668.08 | 0.024 | 68543.76 | 79300.96 | 13.56 |

- **État de dégradation des éléments constitutifs de la structure irrégulière n°2 :**

La (figure V.33) nous présente les mécanismes de ruine suivant les 2 sens.

Sens x-x:

Sens y-y:

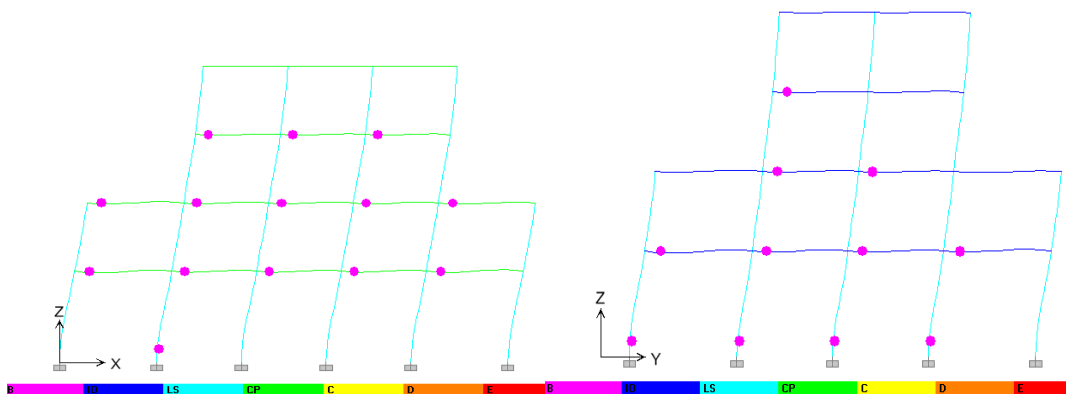


Figure V.33 : Formation des rotules plastique dans la structure irrégulière n°2 suivant les deux sens.

- **Interprétation des résultats :**

Les rotules plastiques se développent au niveau des extrémités des poutres pour les trois niveaux de la structure et une rotule uniquement qui s'apparait à la base des poteaux du rez-de-chaussée. Par contre, dans la direction y-y, les rotules se développent au niveau des poteaux du rez-de-chaussée et aux extrémités des poutres pour les deux premiers niveaux et une qui apparaisse dans le troisième niveau. Cette différence dans le comportement sismique pour les deux sens s'explique par la présence des poutres principales et secondaires. Il ya plus de rotules plastiques au niveau des poutres secondaires que principales. De plus, le nombre de rotules dans le sens x-x (14) est supérieur à celui dans le sens y-y (11).ces rotules sont de couleur rose ce qui signifie que leurs état d'endommagement est superficiel (ou bien non endommagement).

La structure subit une faible perte de rigidité qui est de l'ordre de 16.30% suivant le sens x-x et de 13.56% dans la direction y-y.

V.6.2.3-Structure irrégulière n°3 :

Notre structure se compose d'un rez-de-chaussée à usage industriel (destinée pour garage de réparation automobiles qui a une hauteur de 5m) et le 2^{ème} niveau est un étage de service, les deux derniers niveaux sont des bureaux voir figure (V.34) et (V.35).

Le 1^{er} étage d'une hauteur de 4m.

Les étages 2 et 3 d'une hauteur de 3.06m.

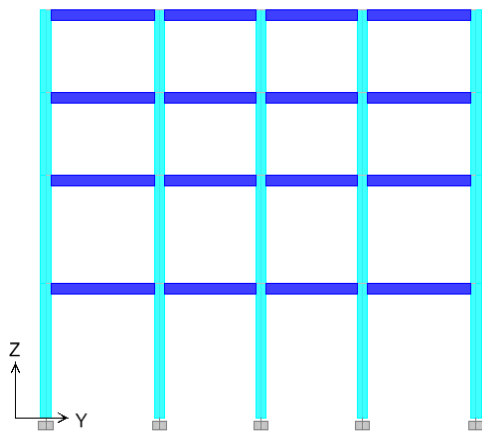


Figure V.34: vue en élévation de la structure irrégulière n°3

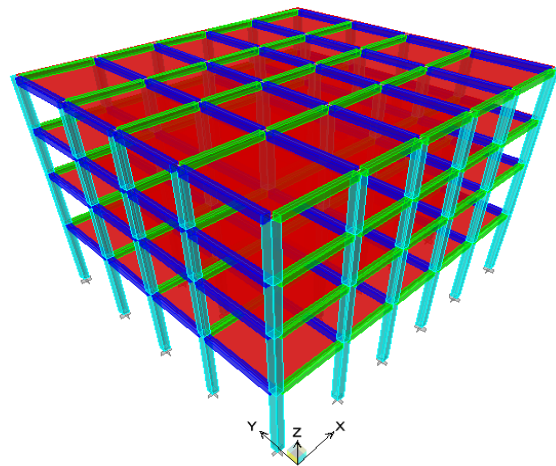


Figure V.35: vue en 3D de la structure irrégulière n°3

- **Charges appliquées :**

Etage courant :

$$G=5.8 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q=2.5 \text{ KN/m}^2.$$

Terrasse inaccessible :

$$G=5.8 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q=1 \text{ KN/m}^2.$$

La structure est classée irrégulière en élévation si Le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs dépasse les 25% dans les deux directions de calcul. Puisque la masse est la même entre les deux niveaux on se concentre sur les rigidités.

Dans ce cas, on a représenté la variation des hauteurs des poteaux entre deux niveaux successifs (étage RDC et étage 1) dont leurs rigidités d'étage ont dépassés les 25%.

- **Calcul de rigidités d'étages :**

Inertie des poteaux

$$I_{xx} = I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.4 \times 0.4^3}{12} = 0.002 \text{ m}^4.$$

Rigidité du poteau d'étage RDC :

$$K_0' = \frac{12EI}{h^3} \text{ (poteaux encastres)}$$

E : Module d'élasticité. $E = 3,2164200 \times 10^{10} \text{ N/m}^2$.

$$K_0' = \frac{12 \times 32164200 \times 0.002}{5^3} = 6175.53 \text{ KN/m}$$

Rigidité du poteau d'étage 1 :

$$K_1' = \frac{12EI}{h^3}$$

$$K_1' = \frac{12 \times 32164200 \times 0.002}{4^3} = 12061.575 \text{ KN/m}.$$

Rigidité totale des niveaux 1 et 2:

$$K_0 = K_0' \times 30 = 6175.53 \times 30 = 185265.9 \text{ KN/m}.$$

$$K_1 = K_1' \times 30 = 12061.575 \times 30 = 361847.25 \text{ KN/m}.$$

La différence des rigidités d'étage entre ces 02 niveaux est égale à 47% ce qui dépasse les 25%. Donc la structure est irrégulière en élévation vis-à-vis de rigidité.

- **Point de performance :**

Les coordonnées du point de performance format (S_d, S_a) sont représentées selon les figure (V.36) et figure (V.37) :

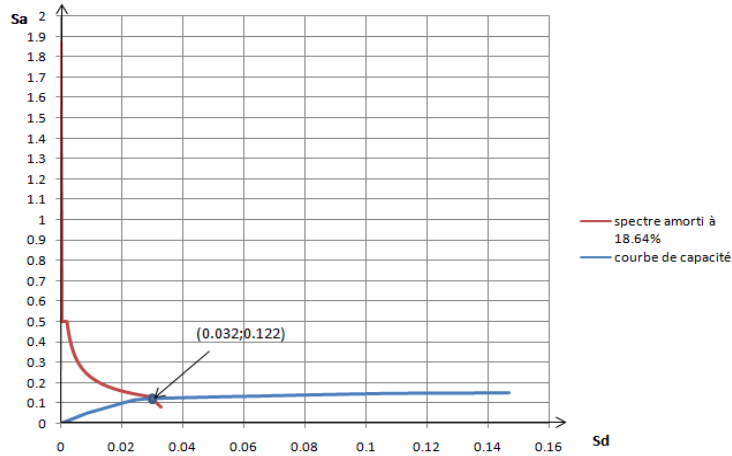


Figure V.36 : coordonnées du point de performance selon le sens x-x.

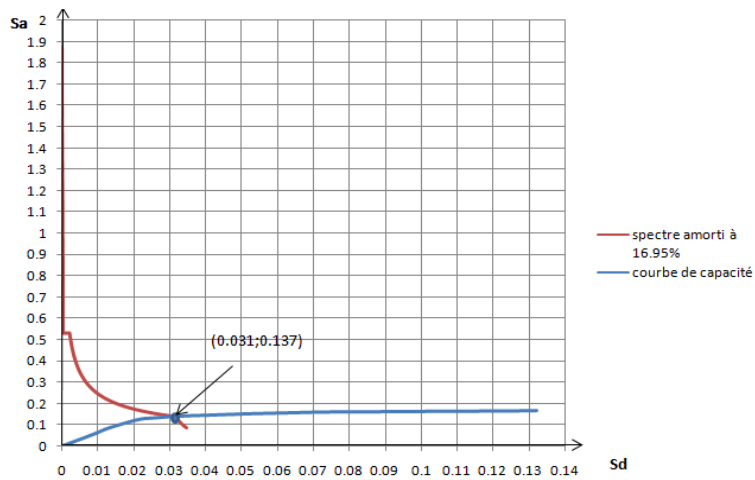


Figure V.37 : coordonnées du point de performance selon le sens y-y.

- **Présentation des résultats :**

Les résultats de points de performance $(V_p ; D_p)$, raideur initiale, raideur au point de performance et indice de dégradation global sont représentés dans le tableau (V.16) ci-dessous :

Tableau V.16: tableau récapitulatif des résultats obtenus.

| | V_p (kn) | D_p (m) | K_p (kn/m) | K_0 (kn/m) | I_d (%) |
|----------|------------|-----------|--------------|--------------|-----------|
| Sens x-x | 1301.55 | 0.038 | 49895.28 | 34323.6760 | 31.25 |
| Sens y-y | 1494.024 | 0.036 | 41527.89 | 55559.17 | 25.8 |

• **État de dégradation des éléments constitutifs de la structure irrégulière n°3 :**

La (figure V.38) nous présente les mécanismes de ruine suivant les 2 sens.

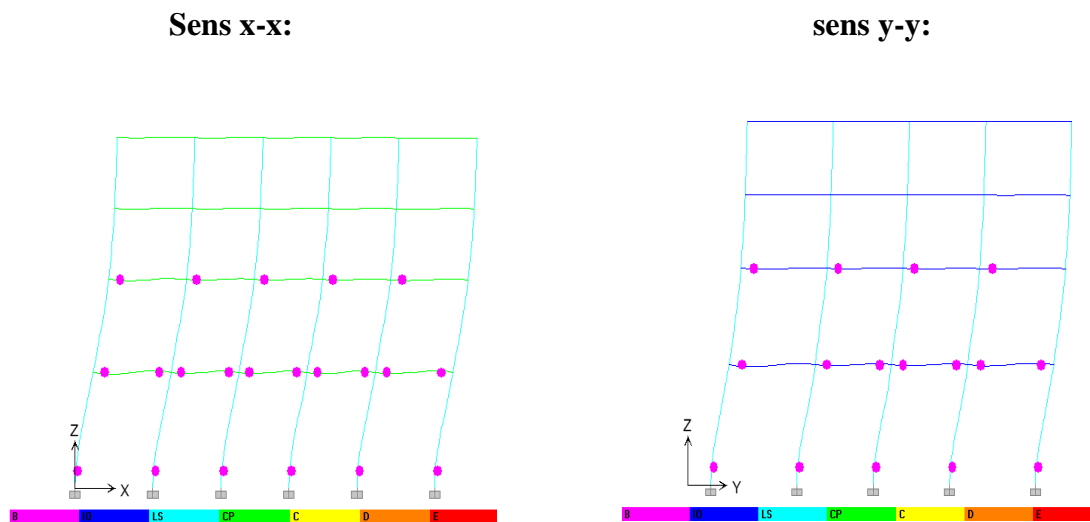


Figure V.38 Formation des rotules plastique dans la structure irrégulière n°3 suivant les deux sens.

• **Interprétation des résultats :**

La visualisation du mécanisme de ruine montre que les rotules plastiques apparaissent à la base des poteaux et aux extrémités des poutres pour les deux premiers niveaux suivant le sens x-x. Les résultats sont similaires suivant le sens y-y. Les rotules plastiques sont de type B, ce qui signifie que leur état d'endommagement est superficiel (ou bien non endommagement). Nous constatons, qu'il y a plus de rotules plastiques au niveau des poutres secondaires que principales. De plus, le nombre de rotules dans le sens x-x (21) est supérieur à celui dans le sens y-y (16).

La structure a subi une perte de rigidité assez importante. L'indice de dégradation est de 31.25% dans le sens x-x et de 25.8% dans le sens y-y. La différence de l'indice de dégradation suivant les deux sens est de l'ordre 3.87% est due à la différence du nombre de travées dans un sens par rapport à l'autre.

V.6.2.4-Structure irrégulière n°4 :

Dans ce cas, on applique des charges importantes pour le plancher du RDC, les trois derniers étages sont à usage d'habitation figure (V.39).

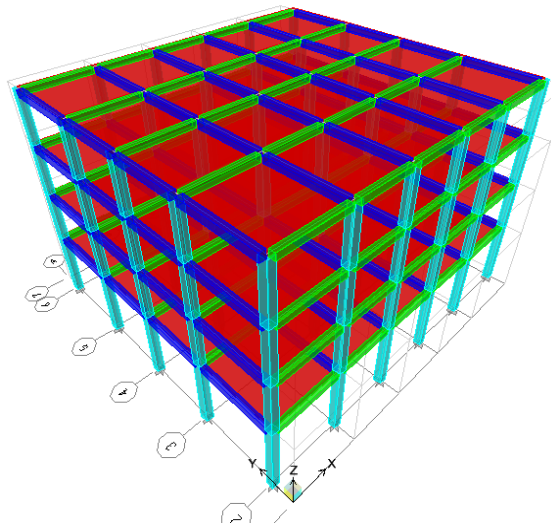


Figure V. 39: vue en 3D de la variante 4.

- **Charges appliquées :**

Plancher RDC :

$$G=13.35\text{kN/m}^2.$$

$$Q= 1\text{kN/m}^2.$$

Plancher etage courant :

$$G=5.8 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q= 1.5 \text{ kN/m}^2 .$$

La structure est classée irrégulière en élévation si le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs dépasse les 25% dans les deux directions de calcul.

- **Masse d'étage (plancher RDC) :**

$$M_0 = M_G + 0.2M_Q$$

Plancher en corps creux ($G=13.35\text{KN/m}^2$ et $Q=1\text{KN/m}^2$).

$$S=314.5\text{m}^2(\text{surface de la structure})$$

$$M_G=13.35 \times (314.5)=4198.575\text{KN}.$$

$$M_0 = (13.35 \times 314.5) + 0.2 \times (314.5 \times 1)=4261.475\text{KN}.$$

- **Rigidité d'étage (RDC) :**

$$K_0' = \frac{12EI}{h^3}(\text{poteaux encastres}).$$

$$K_0' = \frac{12 \times 32164200 \times 0.002}{4.08^3} = 11365.89\text{KN/m}.$$

$$K_0 = K_0' \times 30 = 11365.89 \times 30 = 340976.7\text{KN/m}.$$

- **Rapport masse sur rigidité:**

$$\frac{M}{K} = 0.0125\text{m}.$$

- **Masse d'étage 1 (plancher du 1^{er} niveau) :**

$$M_0 = M_G + 0.2M_Q$$

($G=5.8\text{KN/m}^2$ et $Q=1.5\text{KN/m}^2$).

$$M_0 = (5.8 \times 314.5) + 0.2 \times (314.5 \times 1.5)=2657.52\text{KN}$$

- **Rigidité d'étage 1 :**

$$K_0' = \frac{12 \times 32164200 \times 0.002}{3.06^3} = 26941.372 \text{ KN/m.}$$

$$K_0 = K_0' \times 30 = 26941.372 \times 30 = 808241.174 \text{ KN/m.}$$

- **Rapport masse sur rigidité:**

$$\frac{M}{K} = 0.0033 \text{ m.}$$

Le Pourcentage de la variation des masses (entre ces 02 niveaux) est égale à 73.6% ce qui dépasse les 25% donc la structure est irrégulière en élévation vis-à-vis des masses.

- **Point de performance :**

Les coordonnées du point de performance format (S_d, S_a) sont représentées selon les figures (V.40) et figure (V.41) :

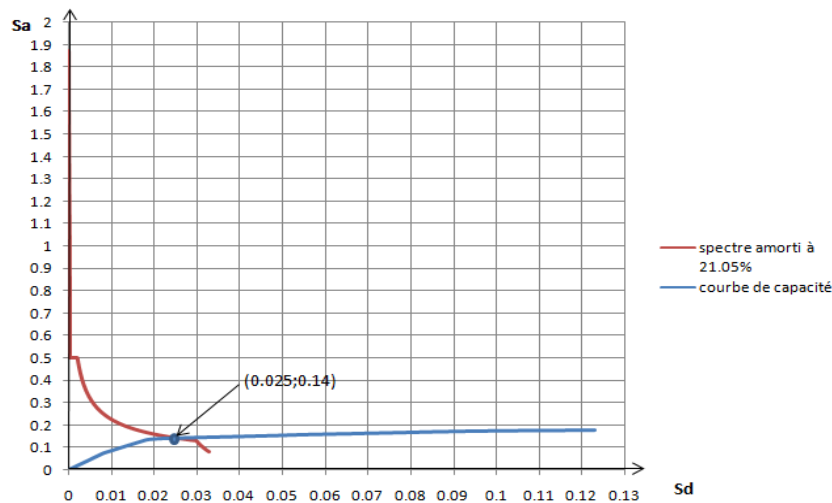


Figure V.40 : coordonnées du point de performance selon le sens x-x.

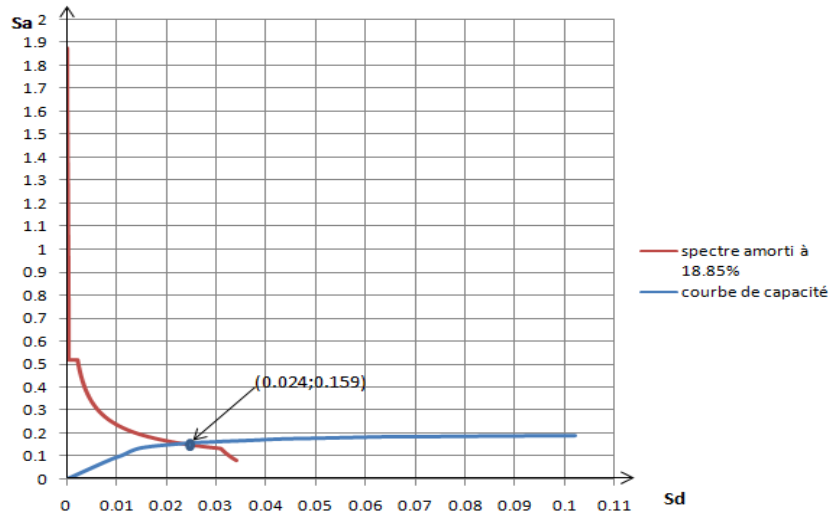


Figure V.41 : coordonnées du point de performance selon le sens y-y.

- **Présentation des résultats :**

Les résultats de points de performance, raideur initiale, raideur au point de performance et indice de dégradation global sont représentés dans le tableau ci- dessous :

Tableau V.17: tableau récapitulatif des résultats obtenus

| | V_p (kn) | D_p (m) | K_p (kn/m) | K_0 (kn/m) | Id (%) |
|-----------------|------------|-----------|--------------|--------------|--------|
| Sens x-x | 1645.54 | 0.031 | 52280.91 | 77964.72 | 32.94 |
| Sens y-y | 1900.40 | 0.03 | 63295.97 | 87917.92 | 28.05 |

- **État de dégradation des éléments constitutifs de la structure irrégulière n°3 :**

La (figure V.42) nous présente les mécanismes de ruine suivant les 2 sens.

Sens x-x :

sens y-y :

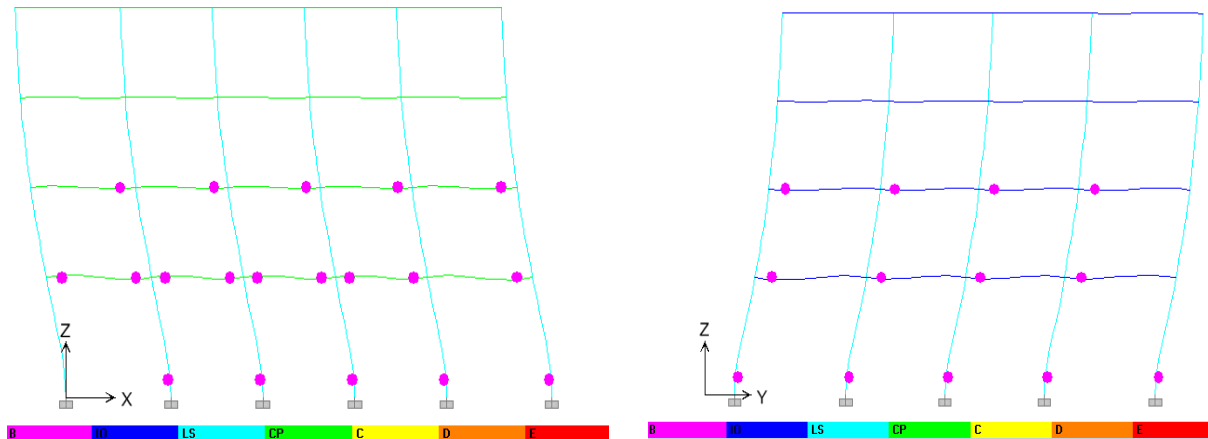


Figure V.42 Formation des rotules plastique dans la structure irrégulière n°4 suivant les deux sens.

- **Interprétation des résultats :**

Lors de la visualisation des mécanismes de ruine à une étape donnée, nous remarquons que les rotules plastiques apparaissent à la base des poteaux du premier niveau et aux extrémités des poutres des deux premiers niveaux suivant le sens x-x et le sens y-y. Ces rotules sont de type B, ce qui signifie que l'état d'endommagement est superficiel (ou bien non endommagement). Nous remarquons aussi qu'il ya plus de rotules plastiques au niveau des poutres secondaires que principales. De plus, le nombre de rotules dans le sens x-x (19) est supérieur à celui dans le sens y-y (13).

La structure a subi une perte de rigidité assez importante dont l'indice de dégradation est évalué à 32.94% dans le sens x-x et à 28.05 % dans le sens y-y. La différence de l'indice de dégradation suivant les deux sens est de l'ordre 14.84% et elle due au nombre de travées dans un sens par rapport à l'autre (dans le sens x-x, nous avons 5 travées et dans le sens y-y, nous avons 4 travées).

V.6.3-Etude comparative :

Dans cette partie, nous allons opter pour une étude comparative en comparant les résultats obtenus à partir de la structure de référence et les résultats obtenus pour les différentes structures irrégulières en élévation. Les structures ont été modélisées avec le même logiciel et la comparaison va porter sur la performance sismique. L'objectif est de montrer l'incidence de la forme irrégulière sur le bon comportement sismique tel que préconisé par les règlements en vigueur.

V.6.3.1 -mécanisme de ruine :

Les mécanismes de ruine de chaque structure irrégulière est un **mécanisme plastique global**, et que les états de dégradations des sections des éléments (poutres et poteaux) sont presque similaires. Les poutres et les poteaux subissent des dommages relativement limités (Rotules de type "B"), les éléments travaillent dans le domaine élastique, ce qui veut dire que les structures ont subi des dommages relativement très faibles dans les deux sens (x-x et y-y).

V.6.3.2-Analyse des résultats I_d :

Le bon comportement sismique des structures irrégulières en élévation peut s'expliquer par leurs **comportements non linéaires** en se plastifiant avec une perte de rigidité. Pour mieux montrer cela, les valeurs de l'indice de dégradation global des structures irrégulières en élévation et la structures de référence (régulière) sont représentées ci-dessous sous forme d'un histogramme voir figure (V.43) et (V.44) :

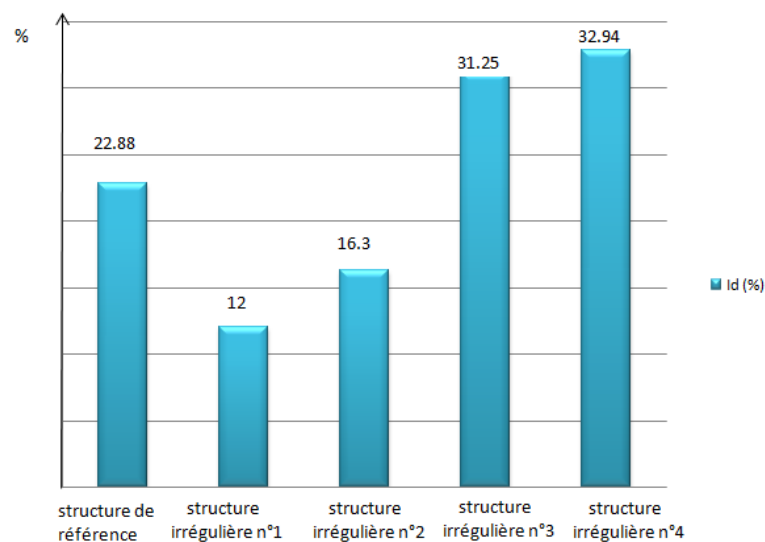


Figure V.43: Indicateur de dégradation global des structures étudiées dans le sens x-x.

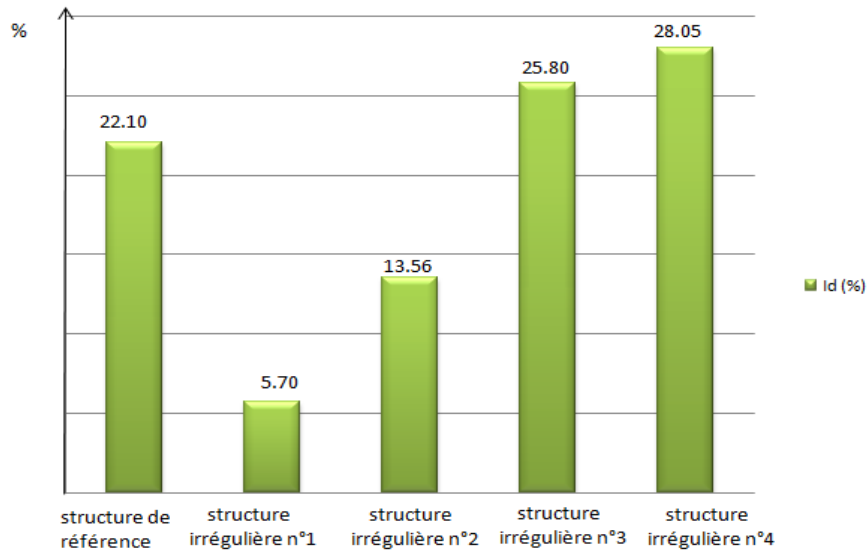


Figure V.44: Indicateur de dégradation globale des structures étudiées dans le sens y-y.

V.6.3.3-Interprétation des résultats :

Sens x-x :

En analysant les indicateurs de dégradations de chaque structure irrégulière en élévation, on confirme que les structures **3** et **4** subissent des pertes de rigidité importantes (respectivement **31.25%** et **32.94%**) par rapport à la structure de référence, et les structures **1** et **2** subissent une faible perte de raideur (respectivement **12%** et **16.3%**) par rapport à la structure de référence.

Sens y-y :

En analysant les indicateurs de dégradations de chaque structure irrégulière en élévation, on confirme que les structures **3** et **4** subissent des pertes de rigidité importantes (respectivement **25.80%** et **28.05%**) par rapport à la structure de référence, et les structures **1** et **2** subissent une faible perte de raideur (respectivement **5.70%** et **13.56%**) par rapport à la structure de référence.

V.7-Conclusions :

Dans cette partie, nous allons étudier l'incidence des différentes formes d'irrégularités sur le comportement sismique des structures étudiées :

- La structure de référence (régulière en plan et en élévation selon le règlement en vigueur) présente une bonne performance sismique. Son mécanisme de ruine au point de performance montre que la structure n'a pas subi de dommages importants. Le calcul de son indice de dégradation global au point de performance confirme que la structure a subi une faible diminution de sa rigidité initiale.
- Les structures irrégulières en élévation 1 et 2 présentent une bonne performance sismique. Les mécanismes de ruine au point de performance et les valeurs de l'indice de dégradation sont relativement faibles par rapport à la structure de référence. Les différences d'indices de dégradation de ces deux structures irrégulières par rapport à la structure de référence sont de l'ordre de (47.5% et 28.75%) respectivement suivant le sens x-x. Par contre, pour le sens y-y, cette différence est de l'ordre (74.20% et 38.64%), (cela signifie que l'irrégularité de forme (décrochements) n'influe pas sur les structures faiblement élancées (les structures qui ne dépassent pas la hauteur prescrite par le RPA en fonction de la zone sismique)).
- Les structures irrégulières vis-à-vis des masses et des rigidités (structures irrégulières 3 et 4) donnent des résultats similaires (légèrement en-dessus). Leurs mécanismes de ruine sont toujours de type B mais leurs indices de dégradations au point de performance sont plus élevés. Cela indique que les structures ont subi des diminutions significatives des raideurs initiales par rapport à la structure de référence.

CHAPITRE VI

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE :

Le comportement sismique d'une structure peut être évalué par plusieurs paramètres tels que le déplacement inters-étages, ductilité, l'indice de dégradation global au point de performance, et autres). Dans cette étude notre paramètre d'évaluation du comportement sismique des structures irrégulières étudiées est **l'indice de dégradation**. C'est un indice de dommage cohérent et robuste qui évite l'utilisation de fonctions de pesée et d'autres difficultés analytiques.

La méthode statique non linéaire **PUSHOVER**, qui est assez récente et développée au préalable pour l'expertise et le dimensionnement des structures, par son avantage de simplicité de mise en œuvre et qui est basée sur les demandes, capacités et le positionnement des rotules plastiques est utilisé dans cette étude.

Pour valider notre méthode, nous avons considéré comme exemple d'application une structure régulière en plan et en élévation comme structure de référence et quatre structures irrégulières selon RPA99/v2003 à savoir :

- La raideur et la rigidité des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans changements brusque de la base au sommet.
- Le rapport masse sur rigidité ne doit pas varier au plus de 25% dans chaque direction de calcul.
- Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur.

A travers cette étude, nous pouvons conclure :

- La structure de référence présente une faible perte de sa rigidité initiale au point de performance elle est de 22.88% suivant le sens x-x et de 22.10% suivant le sens y-y.
- La structure avec décrochements suivant le sens x-x présente une faible perte de sa rigidité initiale au point de performance elle est de 12% suivant le sens x-x et une perte significative de 5.70% suivant le sens y-y.
- La structure avec décrochements suivant les deux sens présente une faible perte de sa rigidité initiale au point de performance elle est de 16.3% suivant le sens x-x et une perte de 13.56% suivant le sens y-y.
- La structure irrégulière vis-à-vis des rigidités présente une importante perte de sa rigidité initiale elle est évaluée à 31.25% au point de performance suivant le sens x-x et une perte de 25.80% suivant le sens y-y.
- La structure irrégulière vis-à-vis des masses, présente un indice de dégradation significatif suivant le sens x-x, avec une diminution de 32.94 % de sa rigidité initiale au point de performance. Dans le sens y-y la perte de rigidité est évaluée à 28.05 %.

D'après ces résultats, les structures irrégulières en élévation faiblement élancées sont moins vulnérables lors d'un séisme modéré (Zone IIa).

L'indice de dégradation s'avère insuffisant pour l'évaluation du comportement sismique de la structure au-delà du domaine élastique.

Références bibliographiques

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] <http://thesis.univ-biskra.dz>

[2] ALEM.T, influence des dimensions des bâtiments sur la valeur de la période (cas d'une structure auto stables), Mémoire de magister, université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, novembre 2009.

[3] ALLOUANE.M , contribution à l'analyse de l'effet de la prise en compte des composantes simultanées de l'action sismique sur le dimensionnement des structures contreventés par portiques autos-tables dans le cadre du RPA99/version 2003, Mémoire de magister, université des sciences et de la technologie Houari Boumediene 2013.

[4] HAMDANI.N, influence de l'irrégularité en élévation de structures en portique en béton armé sur leur comportement sismique, université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, juin 2012.

[5] Règlement parasismique algérien 99 version 2003.

[6] BELKHEIR.M.A, influence de la disposition des voiles sur la performance sismique, mémoire de magister, université Mouloud Mammeri T.O, juillet 2012

[7] *M.A. Belkheir¹, M. Hamizi², N.E. Hannachi³* Etude de l'indice de dégradation global d'une structure mixte en béton armé 2013.

[8] ROLAND. Fortunier, comportement mécanique des martiaux. Ecole Nationale des mines, 158 cours Fariel . SAINT-ETIENNE.

[9] DJAFOUR TARIK, Incidence des contreventements sur le comportement dynamique des bâtiments en approche linéaire, mémoire master, UMMTO ,2017

[10]: Cours ETABS, DROUCHE Mustapha, Ecole de formation professionnelle 'Expression', 2017.

[11] A. ZERGUA, M. HIMEUR, F. ABDERREZAK, N. BOUNEMEUR .influence du type de contreventement sur la réponse sismique d'une structure en béton armé Département de Génie Civil, Faculté des Sciences de la Technologie Université des Frères Mentouri Constantine, Algérie .Reçu le 03 Février 2013 – Accepté le 20 Mai 2014.

[12] Prof. Amar KASSOUL Cours : Ossatures Bâtiment (2015/2016) chapitre 4 conceptions parasismique – MASTER Génie Civil – Option : Structures civiles et industrielles- Prof. Amar KASSOUL –UHB Chlef.

[13] BRANCI. Taieb .ANALYSE DE LA DEMANDE DE DUCTILITE DES STRUCTURES DES BATIMENTS A PROFIL IRREGULIER SBEIDCO – 1st International Conférence on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries ENSET. Oran (Algeria), Octobre 12-14-2009.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [14] BELKHEIR. Mahdi. Influence des méthodes de calcul sur la réponse dynamique recherchée des bâtiments auto-stables en béton armé faiblement élancés. Mémoire de master, université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, Juillet 2017.
- [15] guide parasismique association française du génie parasismique édition EYROLLES.
- [16] Philippe Gueguen conception parasismique INSTITUT DES SCIENCES DE LA TERRE – GRENOBLE FAUSSE IDÉE REÇUE N° 8 : LES CONSTRUCTIONS EN BÉTON ARMÉ RÉSISTENT MIEUX.
- [17] PATRICIA BALANDIER ?conception parasismique des batiments (structures) , volume 2. Cours de constructions parasismiques -Martinique 2001.DDE
- [18] A.BELARBI, M.RACHEDI, N.OUISSI : Structures en murs voiles. SlideShare.com, 2016.
- [19] BELAZOUZ Lynda, Mémoire de Magister : Influence de la disposition des voiles sur le comportement dynamique des structures. Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, Département de génie Civil, 2016.
- [21] V. Gioncu, F.M.Mazzolani, « Ductility of Seismic Resistant Steel Structures » Spon Press, Guilford U. K 2002.
- [23]: Victor DAVIDOVICI : construction en zone sismique, Edition Le Moniteur, 1999.
- [24] : Wiki unité construction- Pr GC0708, le noyau central.
- [25] KACIMI Nacera. Analyse numérique d'une structure auto stable et d'une structure mixte (portiques + voiles). Mémoire de magister, université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, octobre 2013.
- [26] Ait TAYEB EL HACHIMI. Influence des irrégularités en plan sur la performance sismique des structures. Mémoire de master, université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2016.
- [27] BATOU Belaid. Effets de la discontinuité de la masse du plancher sur la réponse sismique des structures de bâtiments. Mémoire de magister, université Hassiba Benbouali de Chlef, janvier 2015.
- [28] BALANDIER Patricia : Conception parasismique des bâtiments 5° partie: Le contreventement. Cours de constructions parasismiques -DDE Martinique 2001
- [29] BELAID Hania. Réduction du risque sismique par l'amélioration de la ductilité des structures en portiques auto-stables. Mémoire de magister, université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[30] AIT-RAMDANE Idir. Comportement sismique d'ossatures en portiques en béton armé en tenant compte de l'interaction murs de remplissage en maçonnerie-cadres des portiques. Mémoire de magister, université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, décembre 2014.

[31] KAHIL AMAR. Thème de master Méthode d'estimation du point de performance. Université d'UMMTO faculté de la CONSTRUCTION département du GENIE CIVIL.

[32] OULD BELKACEM Karima et CHABANE Aghiles. Etude par mécanismes de ruine d'une structure en béton armé dans le domaine plastique. Mémoire de master académique, université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2013.

[33] AKLI Dehbia et RIHANE Malika. Analyse fiabiliste du comportement non linéaire d'un réservoir surélevé sur pilotis. Mémoire de master académique, université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2013.

[34] NAZÉ. Pierre-Alain. **Contribution à la prédiction du dommage des structures en béton armé sous sollicitations sismiques** : proposition d'amélioration pour l'évaluation de la nocivité d'un signal et du dommage pour les structures à ossatures. Introduction à l'analyse fiabiliste de l'endommagement en fonction de la nocivité d'un signal sismique. Thèse de doctorat, école doctorale : MEGA mécanique, énergétique, génie-civil, acoustique, soutenue 6 décembre 2004 à l'INSA de Lyon.111

[35] Sandra R. JEREZ BARBOSA. Vulnérabilité sismique des ouvrages : évaluation des réponses et des dommages structuraux (Seismic vulnerability of buildings: Response and damage assessment). Thèse de doctorat, l'université PARIS-EST, mars2011.th20