

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 en génie civil.
Option : structure

THEME
THEME

*Influence des irrégularités en plan sur la
performance sismique des structures.*

Etudié par : M^r AIT TAYEB EL HACHIMI

Dirigé par : M^r HAMIZI
MOHEND

Année 2015/2016

Résumé :

Ce projet présente l'étude d'un bâtiment qui est constitué d'un rez de chaussé et de cinq étages a usage habitation, l'objectif assigné à cette étude est de visualiser le comportement de cette structure au-delà du domaine élastique son oublier que ce bâtiment étudié est régulier en plan.

Pour voir la différence qui existe entre les structure régulières en plan et celle qui ne le sont pas nous avons redimensionnée cette ouvrage plusieurs fois dans le but de réaliser une étude comparative dans le domaine non linéaire.

En fin nous avons évalué ces différentes structures dans le domaine plastique, en utilisant l'analyse de 'Pushover'.

Mots clés : structure, régularité en plan, régularité en élévation, spectre de réponse, rotules plastique, méthode de 'Pushover'.

Summary:

This project is the study of a building that consists of a ground floor and five étaged has residential use, the objective assigned to this study is to visualize the behavior of the structure beyond its elastic range to forget this building is regular study plan.

To see the difference between the regular structure plan and one that does not sound we have resized the book several times in order to made a comparative study in the nonlinear domain.

In the end we evaluated these differential structures in plastic field, using the analysis of 'Pushover'.

Keywords: structure, plan regularity elevation regularity, response spectrum, plastic ball, method 'Pushover'.

Sommaire :

Chapitre I : introduction et problématique

I.1.Introduction.....	2
I.2.Problématique.....	4
I.3.Plant de travail.....	4

Chapitre II : Définition de la régularité en plan et en élévation

II. Introduction.....	6
II.1.Régularité en plan.....	6
a. Configuration symétrique de la structure.....	6
b. Excentricité.....	8
c. La torsion d'ensemble.....	9
d. Saillies, décrochements en plan et élancement géométrique.....	10
e. Rigidité du plancher.....	12
e-1-Compensation d'une mauvaise distribution de rigidité.....	12
e-2-Variation progressive de la rigidité.....	13
f- Renforcement des angles rentrants.....	13
II.2.Régularité en élévation.....	14
II-2-1-Symétrie et simplicité en élévation.....	14
II-2-2-Niveaux avec retrait (décrochement).....	14
II-2-2-1-Solutions permettant de corriger les effets préjudiciables des retraits.....	16
• Retrait progressif de la structure.....	17
• Eléments ou niveaux en porte-à-faux.....	17
II-2-3-Système de contreventement.....	18
II-2-4-variation de la rigidité.....	19
• Danger dû à la variation de la rigidité entre étages.....	20
• Solution pour éviter le niveau souple.....	22
II-3-Conclusion.....	23

Chapitre III : Présentation de l'analyse « Pushover »

III-Introduction	25
III.2.Origine de l'analyse pushover	26
III.3.But de l'analyse pushover	26
• III-3-1- Formulation de l'analyse Pushover	27
III.4. Principes théoriques du calcul Pushover	30
• III.4.1. Courbe de capacité	31
• III.4.2.Point de performance	32
III.5. Conclusion	33

Chapitre IV : Présentation d'ouvrage.

IV .Introduction	35
IV-1-Présentation de l'ouvrage	35
IV-1-1- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	35
IV-1-2- Eléments constitutifs de l'ouvrage	36
• IV-1-2-1- Ossature	36
• IV-1-2-2- Planchers	36
• IV-1-2-3- Balcons	36
• IV-1-2-4- Escaliers	36
IV-1-3- Etude géotechnique du sol	37
IV-2-Caractéristique mécanique des matériaux	37
IV-3-contraintes limite des matériaux	37
• IV-3-1- état limite ultime (E.L.U)	37
• IV-3-2- état limite de service (E.L.S)	38
IV-4- combinaisons de charge	38
IV-5-les charges permanentes et les surcharges d'exploitation	38
• IV-5-1- les charges permanentes	38
• IV-5-2-surcharge d'exploitation	39
IV-6-Dimensions des éléments	39

IV-7-Conclusion.....	39
-----------------------------	-----------

Chapitre V : Etude sismique.

V -I- Introduction.....	41
V-2- Modélisation de la structure référence.....	41
V.3. Méthode applicable selon RPA99 V2003.....	42
V.4. Méthode dynamique modale spectrale.....	42
• V.4.1. Principe.....	42
• V.4.2. Modélisation.....	42
• V.4.3. Spectre de réponse de calcul.....	42
V.5.Analyse dans le domaine non linéaire.....	44
• V.5.1.Définition du comportement non linéaire des poteaux poutres.....	44
a. Niveaux de dommages.....	44
b. Insertion des rotules plastiques.....	45
V.5.2. Définition du chargement de l'analyse pushover.....	46
a. Définition de l'analyse sous charges gravitaires.....	46
b. Définition de l'analyse push over sous charges horizontales.....	47
V.5.3. Résultats de l'analyse pushover.....	48
a. Détermination de la courbe de capacité.....	48
b. Détermination du point de performance du système équivalent (S_a-S_d).....	48
V.6.structure a surface d'ouverture supérieure à 15%de la surface totale.....	49
• V.6.1.Spectre de réponse de calcule.....	51
• V.6.2.Analyse dans le domaine non linéaire.....	51
• V.6.3. Définition du chargement de l'analyse push over.....	51
• V.6.4.Résultats de l'analyse pushover.....	51
a. Détermination de la courbe de capacité.....	51
b. Détermination du point de performance du système équivalent (S_a-S_d).....	52
V.7.Structure avec une saille supérieur a la norme autorisé par le RPA99 v2003.....	53
• V.7.1.Spectre de réponse de calcule.....	54
• V.7.2.Analyse dans le domaine non linéaire.....	54
• V.7.3. Définition du chargement de l'analyse push over.....	54
• V.7.4.Résultats de l'analyse pushover.....	54
a. Détermination de la courbe de capacité.....	54
b. Détermination du point de performance du système équivalent (S_a-S_d).....	55

V.8. Structure avec un rapport longueur/largeur supérieur à 4.....	55
• V.8.1. Spectre de réponse de calcul.....	56
• V.8.2. Analyse dans le domaine non linéaire.....	56
• V.8.3. Définition du chargement de l'analyse push over.....	56
• V.8.4. Résultats de l'analyse pushover.....	56
a. Détermination de la courbe de capacité.....	56
b. Détermination du point de performance du système équivalent (S_a - S_d).....	57
V.9. Structure excentrée.....	57
• V.9.1. Spectre de réponse de calcul.....	58
• V.9.2. Analyse dans le domaine non linéaire.....	58
• V.9.3. Définition du chargement de l'analyse pushover.....	58
• V.9.4. Résultats de l'analyse pushover.....	58
a. Détermination de la courbe de capacité.....	58
b. Détermination du point de performance du système équivalent (S_a - S_d).....	59
V.10. Conclusion.....	59

Chapitre VI : Eudes comparative.

VI.1. Introduction.....	61
VI.2.1. Obtention des courbes de capacité des structures étudiées	61
a. Courbe de capacité de la structure référence.....	61
b. Courbe de capacité de la structure à surface d'ouverture exagérée.....	62
c. Courbe de capacité de la structure avec une saillie supérieur a la norme autorisé.....	63
par le RPA99 v2003	
d. Courbe de capacité de la Structure avec un rapport longueur/largeur supérieur à 4.....	64
e. Courbe de capacité de la Structure excentrée.....	65
VI.3. Comparaison des courbes de capacité.....	66
VI.4. Les points de performance des structures étudiées.....	67
VI.5. Etat de dégradation des éléments constitutif des structures étudiées.....	68
• VI.5.1 Structure référence (Témoin).....	68
• VI.5.2 Interprétation des résultats.....	68
• VI.5.3 Structure avec une surface des ouvertures supérieure à la norme.....	69
• VI.5.4 Interprétation des résultats.....	69
• VI.5.5 Structure avec une saillie importante (supérieure à la norme).....	70
• VI.5.6 Interprétation des résultats.....	70
• VI.5.7 Structure très élancée.....	71
• VI.5.8 Interprétation des résultats.....	71

• VI.5.9 Structure très excentrée (supérieure à la norme des 15%).....	72
• VI.5.10 Interprétation des résultats.....	72
VI. 6.Analyse des résultats.....	73
VI.7.Conclusion.....	73

Chapitre VII : Conclusion générale.

Conclusion.....	75
-----------------	----

Liste des figures :

Figure .1 : Structure interne de la terre.	2
Figure I.2 : Théorie de tectonique des plaques	2
Figure I.3 : Courbe de capacité d'une structure (V_{base} - D_{sommet}).	3
Figure II-1 Formes favorables : plans simples à 2 axes de symétrie.	7
Figure II-2. Vues en plan de bâtiments	7
Figure II-3.Séisme de Bucarest 1977.	8
Figure II.4. Le décalage entre CM et CR entraîne une torsion du bâtiment.	9
Figure II.5 (déformations de torsion)	9
Figure II.6. (Séisme de kobé 1995)	10
Figure .II.7.a Fractionnement en blocs simples et Ajout de noyaux rigides et variation progressive de rigidité.	10
Figure .II.7.b: Limites des décrochements en plan.	11
Figure .II.8 : joints parasismique	12
Figure. II.9. Compensation d'une " mauvaise " distribution de la rigidité. Des noyaux en voiles de béton armé ont été ajoutés aux extrémités des ailes	12
Figure .II.10 : Variation progressive de la rigidité d'un bâtiment à ailes.	13
Figure. II.11 : Renforcement d'un angle rentrant	13
Figure. II.12. 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	14
Figure .II.13- a,b - Dommages dus à la présence de niveaux en retrait. [6]	15
Figure .II.14: Limites des décrochements en élévation	16
Figure .II.15 : fractionnement des bâtiments avec retrait.	16
Fig. II.16 : Retrait progressif de la structure. Les angles rentrants sont formés par des parois non structurales. [6]	17
Figure. II.17. a, b- Dommages sismiques aux éléments en porte-à-faux.	17-18
Figure .II.18.Contreventement des niveaux " transparents ".	19

Figure. II.19- a,b - Disposition des éléments de contreventement	19-20
Figure. II-20-. a,b - Ecrasement d'un rez-de-chaussée " souple ".	21
Figure .II.21-. a, b, c - Comportement des niveaux " souples " sous charges sismiques	22
Figure II-22. a,b - Egalisation de la rigidité des niveaux	23
Figure III.1 : Endommagement correspondant.	25
Figure III-2/- : courbe de capacité.	29
Figure III.3 : Calcul Push over et courbe de capacité.	30
Figure III-4-Représentation bilinéaire de la courbe de capacité	32
Figure V-1-Modèle en 3D de la structure référence	42
Figure V.2.Spectre de réponse de calcul.	43
Figure V.3 : Loi de comportement (Force – Déplacement) et niveaux de dommages.	44
Figure V.4 : Introduction des rotules plastiques des poteaux.	45
Figure V.5: Introduction des rotules plastiques des poutres.	46
Figure V.6: Définition du chargement de l'analyse Pushover.	47
Figure V.7. Définition du chargement de l'analyse Push over sous charge horizontale	47
Figure V.8.Courbe de capacité de la structure référence	48
Figure V.9: Détermination du point de performance.	49
Figure V.10.vue en 3D de la nouvelle structure.	50
Figure V.11.vue en plan de la nouvelle structure	50
Figure V.12.Spectre de calcul de la nouvelle structure avec $Q=1.25$.	51
Figure V.13.Courbe de capacité de la structure a surface d'ouverture importante	52
Figure V.14 : Détermination du point de performance.	52
Figure V.15.vue en 3D de la structure.	53
Figure V.16.vue en plan de la structure.	53
Figure V.17.Spectre de calcul de la nouvelle structure avec $Q=1.25$.	54
Figure V.18.Courbe de capacité de la structure a saille supérieur a la norme.	54
Figure V.19.point de performance de la structure avec la saille supérieur a al norme	55

Figure .V.20.vue en 3D de la structure	55
Figure V.21.vue en plan de la structure	56
Figure V.22.courbe de capacité de la structure.	56
Figure V.23.point de performance de la structure.	57
Figure V.24.vue en 3D de la structure excentrée.	57
Figure V.25.vue en plan de la structure excentrée	58
Figure V.26.courbe de capacité de la structure excentrée.	58
Figure V.27.point de performance de la structure excentrée.	59
Figure VI.1.Courbe de capacité de la structure référence.	61
Figure VI.2 : Détermination du point de performance.	62
Figure VI.3. Courbe de capacité de la structure à surface d'ouverture importante	62
Figure VI.4 : Détermination du point de performance	63
Figure VI.5.Courbe de capacité de la structure a saille supérieur a la norme.	63
Figure VI.6.point de performance de la structure avec la saille supérieur a al norme	64
Figure VI.7.courbe de capacité de la structure.	64
Figure VI.8.point de performance de la structure	65
Figure VI.9.courbe de capacité de la structure excentrée.	65
Figure VI.10.point de performance de la structure excentrée.	66
Figure. VI.11.Courbe des points de performance des structures étudiées	67
Figure VI.2. Formation des rotules plastique dans la structure référence.	68
Figure VI.13.Formation des rotules plastique dans la structure avec une surface des ouvertures supérieure à la norme.	69
Figure VI.14.Formation des rotules plastique dans la structure avec une saillie exagérée.	70
Figure VI.15.Formation des rotules plastique dans la structure ave un rapport longueur/largeur supérieure à 4	71
Figure VI.16.Formation des rotules plastique dans la structure excentrée.	70
Liste des tableaux :	
Tableau V. : Facteur de pénalité P_q	43

I.1. Introduction :

La terre a pratiquement la forme d'une sphère de 6378 Km de rayon, composée de couches concentriques (la croûte, le manteau, le noyau et la gaine) (Figure I.1), dont la densité augmente avec la profondeur.

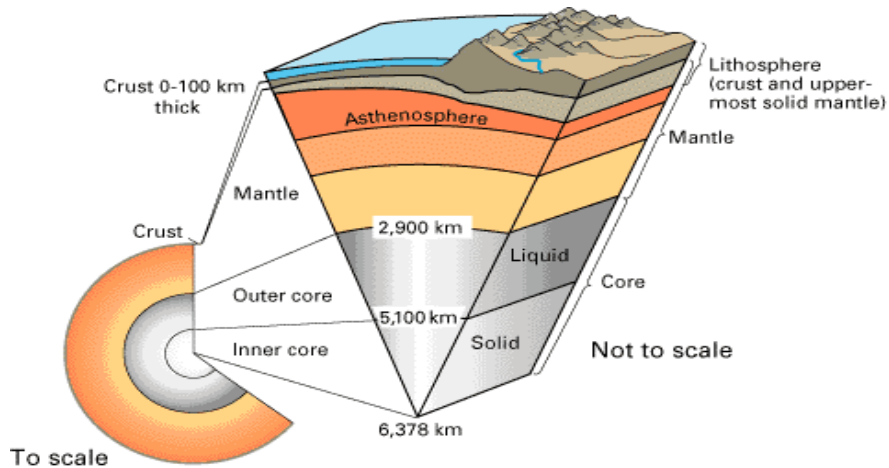


Figure I.1 : Structure interne de la terre [1].

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres (Figure I.2), certaines s'écartent, d'autres convergent, alors que d'autres coulissent. La majorité des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

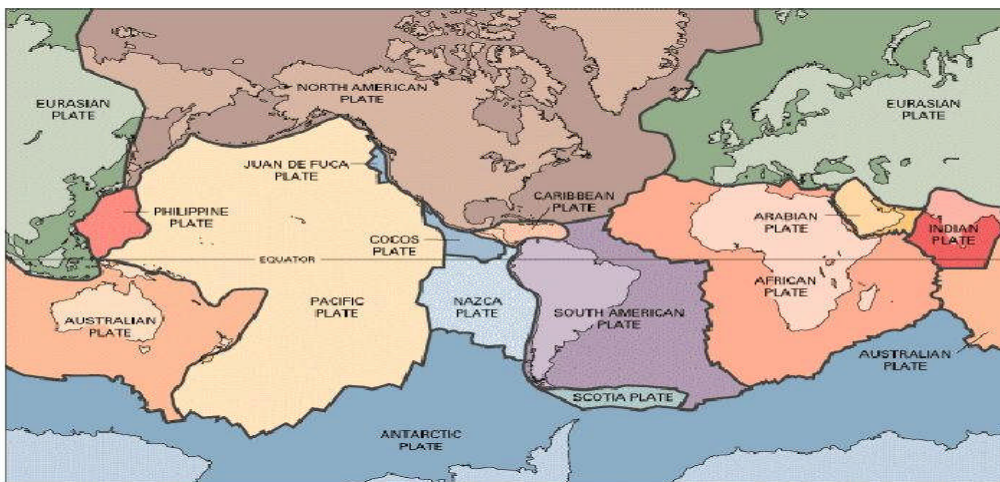


Figure I.2 : Théorie de tectonique des plaques [1].

Le nord algérien est situé dans une zone critique qui est l'intersection entre la plaque africaine et la plaque eurasiatique, cette zone est susceptible d'être soumise à plusieurs séismes de moyennes et fortes intensités, qui causeront d'importants endommagements à nos ouvrages. Les dommages causés ne restent pas seulement sur le paramètre de l'intensité sismique, d'autres causes rentrent en jeux tels que :

- Les erreurs commises au niveau de la réalisation, ainsi que la mauvaise qualité des matériaux utilisés.
- La mauvaise configuration architecturale et la non connaissance des limites réelles de la résistance d'une structure ainsi que des dommages qui peuvent se produire lors d'un séisme réel [2].

En ce qui concerne ce dernier point, l'étude de l'impact d'un séisme sur une structure représente un outil efficace. Cette étude est exprimée par l'estimation des dommages qui peuvent se produire au niveau de la structure.

En effet, plusieurs méthodes de calculs ont été développés afin d'estimer les différents dommages des ouvrages. La méthode la plus utilisée et de plus, la plus simple, c'est la méthode qui est basée sur le calcul non linéaire en poussée progressive « **Pushover** », elle représente des résultats similaires à celles de l'analyse temporelle non linéaire et les difficultés du calcul temporel pas a pas sont évitées.

L'analyse « **Pushover** » est basée sur le principe que la capacité d'atteindre un niveau de performance est évaluée en termes de déplacements, la structure est soumise à 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.

La distribution des charges et le déplacement ciblé sont basés sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constante durant le séisme.

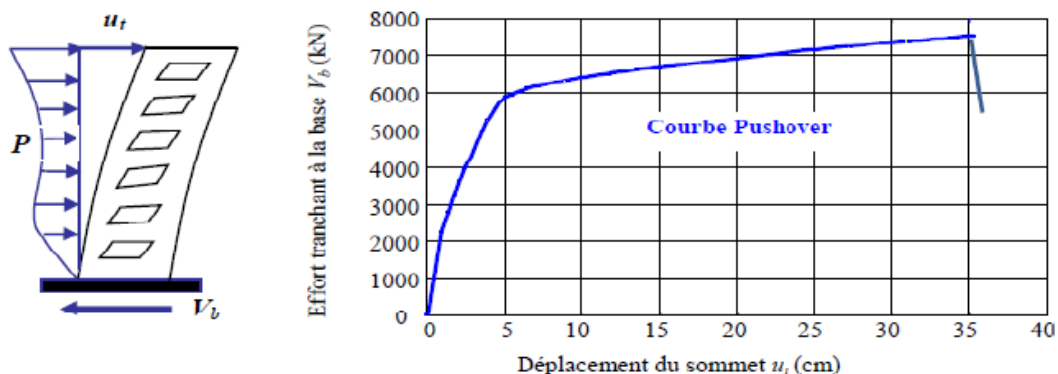


Figure I.3 : Courbe de capacité d'une structure (V_{base} - D_{sommet}) [3]

Dans le domaine du génie civil, il est préférable d'avoir des structures qui présentent des formes géométriques simples et régulières dans le but d'obtenir des ouvrages qui répandent aux différents critères exigés par le RPA 99 v 2003, et avoir une meilleure résistance sous chargement sismique.

I.2.Problématique :

Notre projet consiste à étudier l'impact de la régularité en plan sur la performance sismique d'un bâtiment en (R+5). Les quatre formes d'irrégularité en plan seront passées en revue dans le cadre de ce mémoire (élancement du bâtiment en plan, la surface des ouvertures, les saillies et les décrochements et enfin l'excentricité). Cette incursion dans les irrégularités d'un bâtiment sera, chaque fois, comparé à la forme régulier en plan 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 '**Push over**' qui nous a permet, non seulement d'étudier le comportement des structures mais aussi de nous donner leurs points de performance ainsi que les degrés de dommages.

I.3.Plan de travail :

Notre plan de travail a été structuré come suite :

Chapitre II : Définition des caractéristiques d'une structure régulière en plan et en élévation.

Chapitre III : Présentation de l'analyse '**Pushover**'.

Chapitre IV: Caractéristiques et présentation de l'ouvrage étudié (ouvrage témoin).

Chapitre V : Etude des différentes structures irrégulières sous l'action sismique à l'aide du logiciel de calcul **ETABS.9.6**.

Chapitre VI : Etude comparative dans le domaine non linéaire par la méthode '**Pushover**' des structures irrégulières.

Chapitre VII : Conclusion générale.

II / INTRODUCTION

Dans la pratique, on appelle " parasismique " un ouvrage conçu et réalisé conformément aux règles parasismiques en vigueur. Cette conformité est généralement interprétée comme une **garantie** de résistance aux tremblements de terre.

Cependant, cette interprétation ne résiste pas dans la pratique lorsque des séismes violents apparaissent. Néanmoins, un niveau suffisant de résistance aux tremblements de terre est souvent obtenu par l'application des règles parasismiques.

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.

Dans la conception parasismique des structures en béton armé, les règles utilisées sont basés sur les connaissances plus récentes dans le domaine de la recherche scientifique. Ces règles constituent un ensemble de normes de conception très avancé. 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.

En Algérie, le premier code parasismique a paru après le séisme d'El Asnam 1980. Ce code a connu plusieurs versions. La version actuelle utilisé est nommé le règlement parasismique algérienne RPA 99/v2003, et qui a été approuvé par la commission technique permanente lors de sa réunion du 4 Décembre 1999.

II.1.Régularité en plan [4] :

- Pour qu'une structure en béton armée soit considérée comme étant régulière en plan elle doit vérifier les conditions suivantes :

a- Configuration symétrique de la structure :

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. La forme idéale n'est pas seulement symétrique suivant deux axes, mais se rapproche de l'axisymétrie (Figures II-1 et II-2).

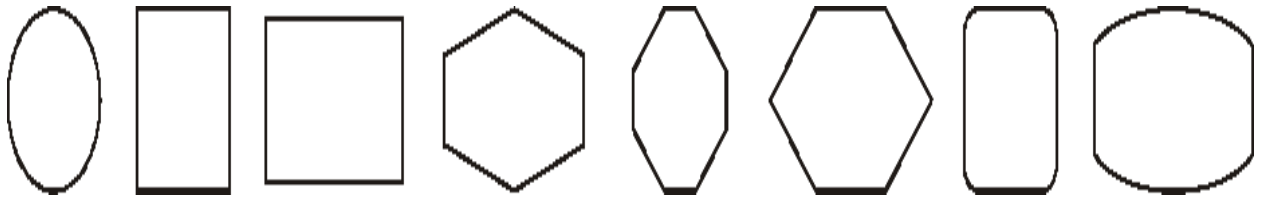


Figure II-1 Formes régulières : plans simples à 2 axes de symétrie. [4]

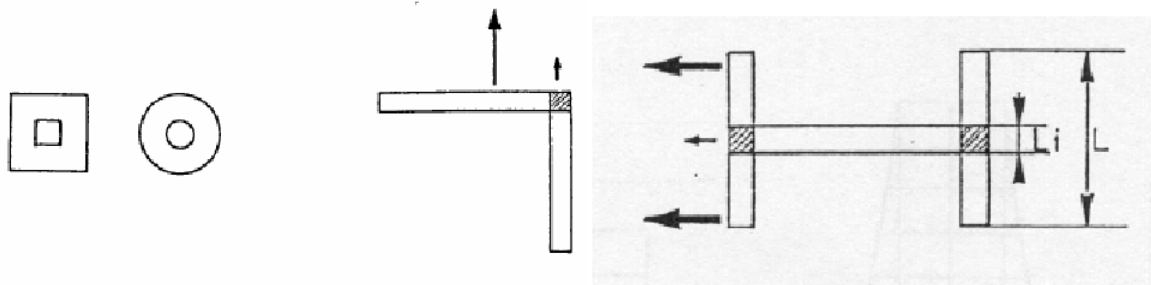


Figure II-2. Vues en plan de bâtiments. A gauche : symétriques et compacts en plan.
A droite : effets néfastes de l'asymétrie ou du caractère non compact. [4]

Lorsqu'une structure en béton armé n'est pas symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales, cette dernière ne se comporte pas d'une façon sécuritaire sous l'action sismique, car ce type de structure ne présente pas une bonne distribution de rigidité et des masses. Des dégâts importants ont souvent été observés à la jonction des pans dans des structures composées de plusieurs pans perpendiculaires. Des considérations purement flexionnelles expliquent ce phénomène : les raideurs flexionnelles suivant les directions principales sont très différentes dans un bâtiment rectangulaire. Il en résulte des périodes propres différentes de deux ailes perpendiculaires soumises à une action sismique d'orientation donnée, d'où une réponse (fonction du temps) différente et une concentration de contraintes à la jonction des ailes perpendiculaires. Ce fait était particulièrement remarquable à Bucarest après le séisme de 1977 où tous les immeubles formant les coins de rue étaient effondrés ou nettement plus dégradés que les autres. Cette observation s'applique aussi aux bâtiments en H, pourtant deux fois symétriques. [4]



Figure II-3.Séisme de Bucarest 1977. [4]

b- Excentricité : [5]

Dans l'action sismique, plusieurs faits sont à l'origine de la torsion des bâtiments :

L'existence d'excentricités structurales entre les centres de gravité **CM_i** et les centre de rigidité **CR_i** (ou centre de torsion) à chaque niveau **i**. 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 à un niveau donné **i**, n'est généralement pas confondu avec le centre de torsion **CR_i** de cet étage. Il en résulte alors des moments de torsion.

Dans une construction multi - étagée, les centres de masses **CM_i** des 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. [5]

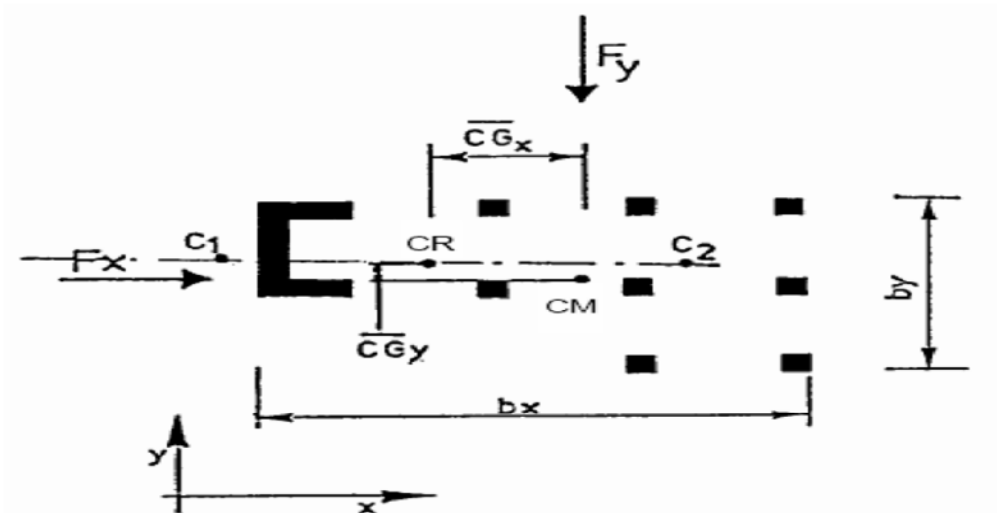


Figure II.4. Le décalage entre CM et CR entraîne une torsion du bâtiment. [5]

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

c. La torsion d'ensemble : [6]

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 son centre de gravité. Elle a donc lieu quand les éléments de contreventement sont décentrés ou lorsque la configuration de l'ouvrage est à l'origine d'un excentrement de ses parties latéralement rigides.

Dans ces cas, sous l'action de forces horizontales, l'ouvrage vrille autour d'un axe vertical. Au lieu de fléchir comme un bloc, il subit à chaque niveau des déplacements horizontaux différents (fig. II-5 et II-6). Ce type de sollicitation est mal toléré par la structure.

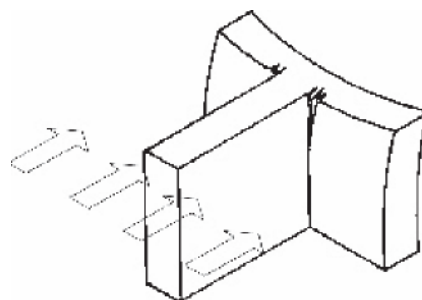


Figure II.5 (déformations de torsion)

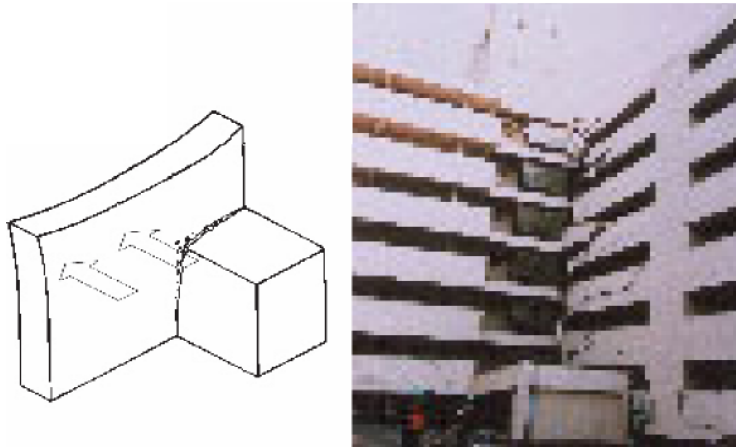


Figure II.6. Dommages dus à des concentrations de contraintes [6]
(Séisme de kobé 1995)

Dans ce cas bien précis, les ailes subissent des déformations de torsion en vrille à l'intersection des ailes. Des dommages dus aux concentrations des contraintes sont fréquents notamment lorsque les ailes d'un bâtiment n'ont pas les mêmes hauteurs.

d-Saillies, décrochements en plan et élancement géométrique : [6]

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 et la figure. II-7.a en 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. ("Compacité du plan") Il est recommandé que le rapport des côtés ne soit pas supérieur à 4 tel que stipulé par les règlements parasismiques en vigueur (fig. II-7-b).

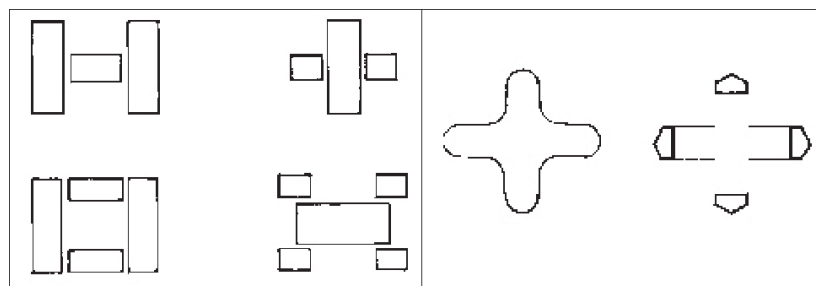


Figure .II.7.a Fractionnement en blocs simples et Ajout de noyaux rigides et variation progressive de rigidité. [6]

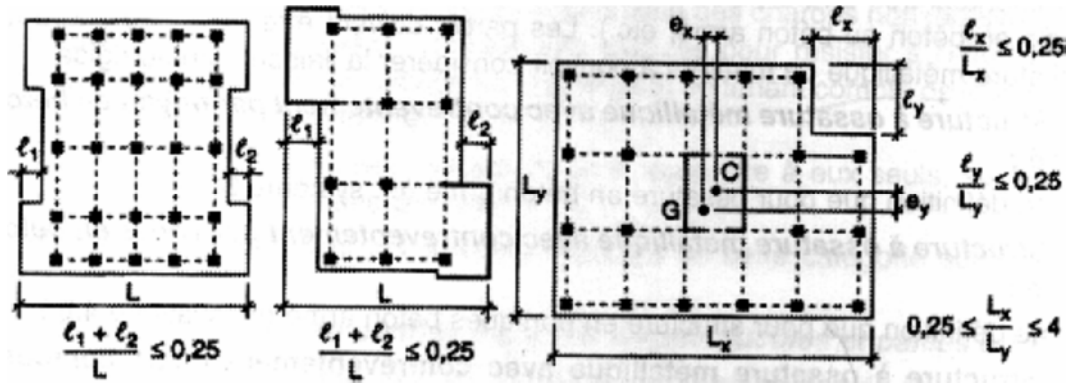


Figure. II.7.b: Limites des décrochements en plan. [7]

Les mouvements sismiques horizontaux et verticaux du sol ne sont pas identiques d'un endroit à l'autre. Les différences augmentent avec la distance. Leur effet sur les bâtiments de grandes dimensions horizontales peut être sensible. Afin de limiter l'importance des déformations différentielles du sol sur les structures, il est souhaitable de fractionner ces bâtiments en blocs compacts. Les configurations asymétriques peuvent, dans de nombreux cas, être fractionnées en volumes simples par des **joints parasismiques**.

La largeur de ces derniers dépend de la déformation maximale des blocs attenants, la largeur des joints devient prohibitive dans le cas des constructions élevées dont l'amplitude d'oscillation au sommet peut être importante. Pour ces constructions élancées, le choix d'une configuration simple devient impératif. Les joints parasismiques doivent avoir un tracé rectiligne sans baïonnettes, être vides de tout matériau et éviter de couper les fondations lorsque des tassements différentiels ne sont pas à craindre.

L'exécution des joints vides n'est pas sans difficultés. Dans ce cas, nous pouvons utiliser des coffrages extractibles en carton ou des pré-voiles préfabriqués. Les joints doivent être protégés contre l'introduction de corps étranger par des couvre-joints, de préférence souples (tôles pliées, soufflets, etc.).

Les couvre-joints rigides peuvent être utilisés s'ils sont fixés d'un seul côté du joint sous peine de dommages (figure. II-8). Les joints prévus pour d'autres raisons (dilatation thermique, tassement différentiel) doivent être traités comme des joints parasismiques. [6]

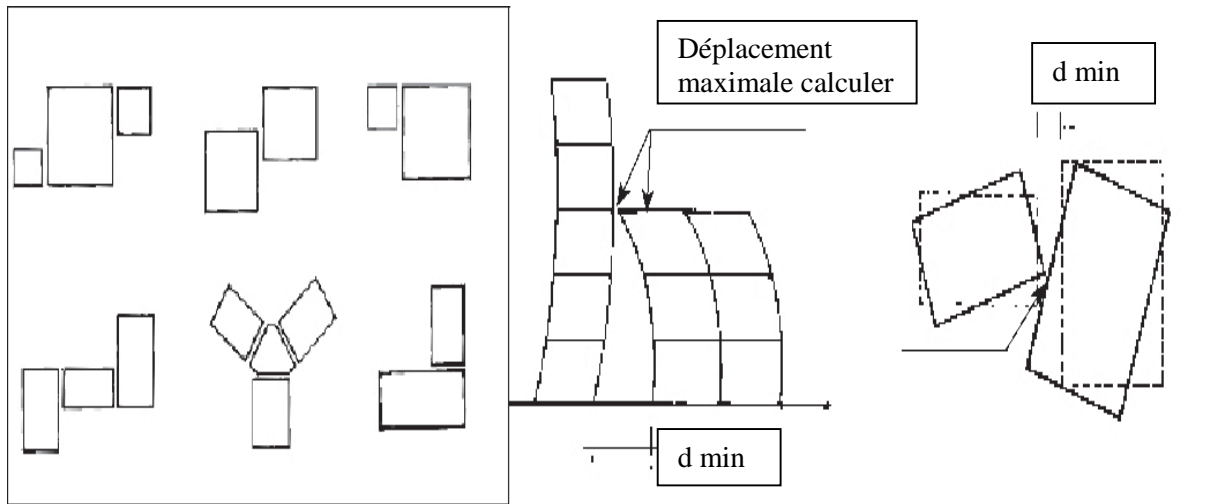


Figure .II.8 : joints parasismique. [6]

e- Rigidité du plancher [7] :

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 se cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à **15%**.

- **e-1-Compensation d'une mauvaise distribution de rigidité [6] :**

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 minimisé les déformations différentielles (Figure II.9).

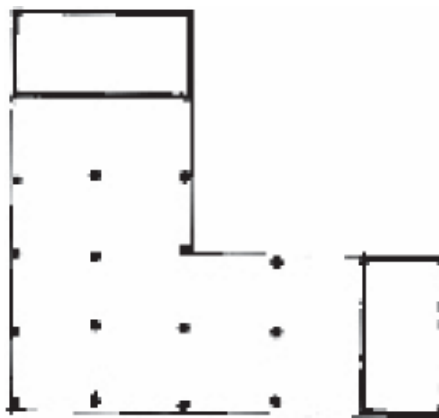


Figure. II.9. Compensation d'une " mauvaise " distribution de la rigidité. Des noyaux en voiles de béton armé ont été ajoutés aux extrémités des ailes. [6]

- **e-2- Variation progressive de la rigidité : [6]**

Cette démarche relève des compétences des architectes. Elle consiste à adoucir les angles rentrants par une forme plus fluide du bâtiment (figure. II-10). Il s'agit d'une correction partielle mais efficace, qui est souvent employée par les architectes.

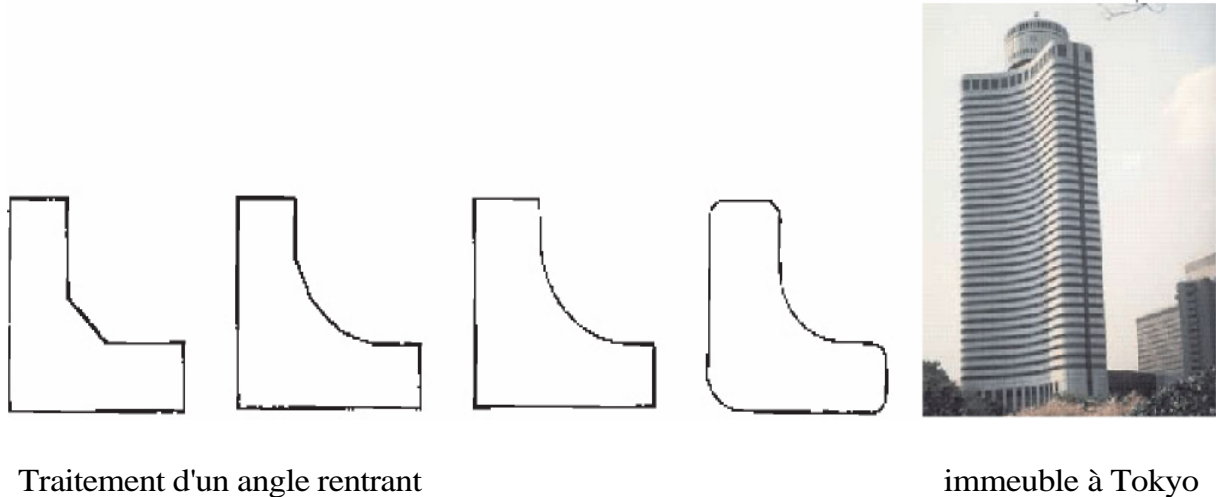


Figure .II.10 : Variation progressive de la rigidité d'un bâtiment à ailes . [6]

- **f- Renforcement des angles rentrants : [6]**

Cette solution, fréquemment utilisée aux Etats-Unis et au Japon, est délicate à mettre en œuvre (figure. II-11).

Son efficacité n'a pas encore été validée pour les séismes majeurs. Elle implique un dimensionnement généreux des éléments porteurs verticaux situés dans les angles rentrants et constitue des points durs (concentration de contraintes) qui " attirent " les sollicitations d'origine sismique.

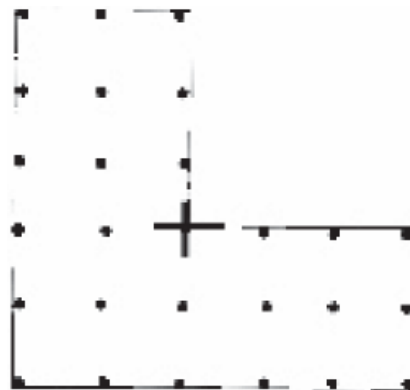


Figure. II.11 : Renforcement d'un angle rentrant. [6]

II.2.Régularité en élévation : [7]

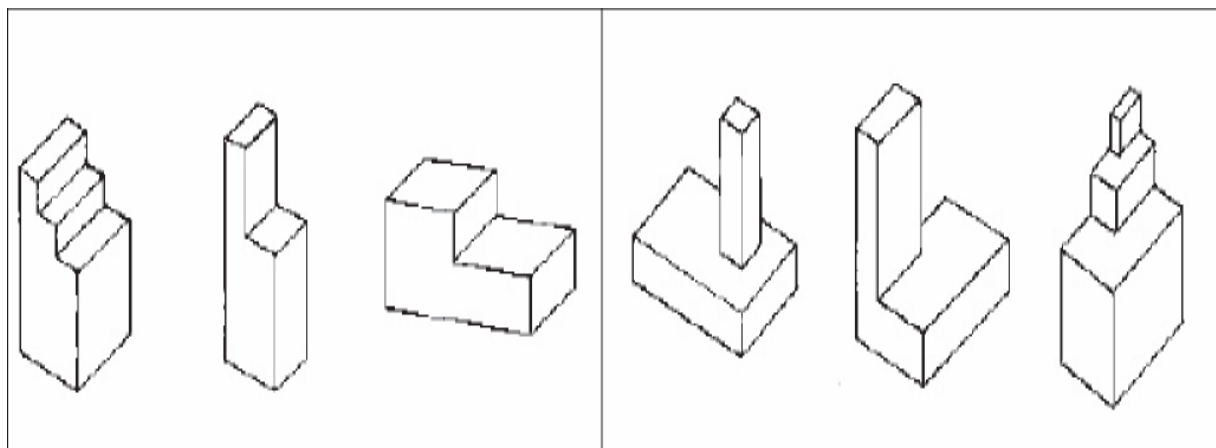
II-2-1-Symétrie et simplicité en élévation :

L'absence de simplicité ou d'une symétrie selon deux axes est en général plus préjudiciable en élévation qu'en plan. Nous remarquons que les constructions dont les dimensions horizontales ne varient pas avec la hauteur (si elles sont correctement mises en œuvre) subissent habituellement moins de dommages sismiques que celles qui présentent des volumes en saillie ou en retrait, ou bien comportent des étages souples (transparence). Toutefois, une réduction progressive des dimensions horizontales vers le haut peut constituer une option favorable à la résistance lorsque des séismes se produisent.

II-2-2-Niveaux avec retrait (décrochements) : [7]

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-12).

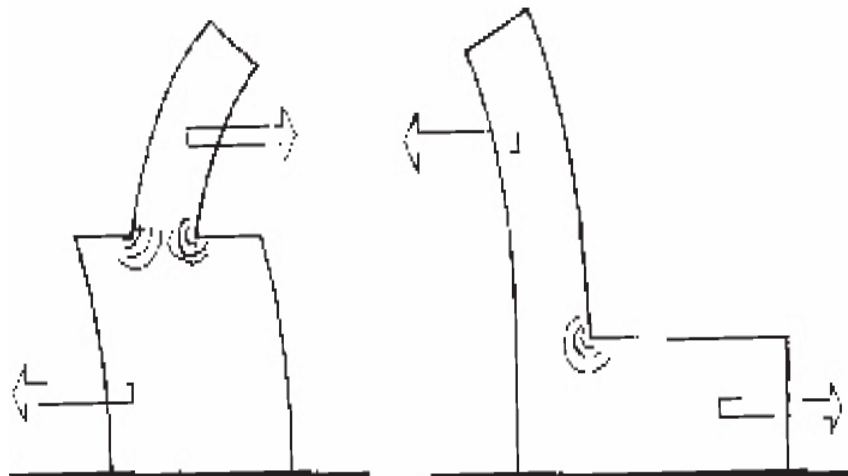
Lors de séismes forts, des dommages localisés dans les angles rentrants en pied des retraits sont souvent observés (fig. II-13b). Leur importance augmente avec celle du retrait. En effet, les niveaux en retrait n'oscillent pas à la même fréquence que les niveaux courants. A des moments donnés au cours des oscillations, ils peuvent subir des déplacements opposés et, par conséquent, des concentrations de contraintes sévères à leur base se produisent (figure. II-13a). 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.



a) Retraits sur une façade

b) Retraits sur plusieurs façades

Figure. II.12. 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. [6]



a) Concentration de contraintes en pied des retraits

b) Bâtiment endommagé par le séisme de Kobé, Japon (17.1.1995). La partie supérieure du bâtiment n'oscille pas à la même fréquence que sa partie inférieure.

Figure .II.13- a, b - Dommages dus à la présence de niveaux en retrait. [6]

Le comportement des retraits élancés est particulièrement préjudiciable pour les structures. Elles ont tendance à se coucher sur les niveaux inférieurs. Leurs flexibilités excitent également les modes supérieurs d'oscillation, entraînant une amplification des charges sismiques.

Dans le **RPA 99/2003** pour le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne doit pas dépasser 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'exécède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

D'une manière générale, se reporter aux schémas illustratifs ci-après (**figure II-14**).

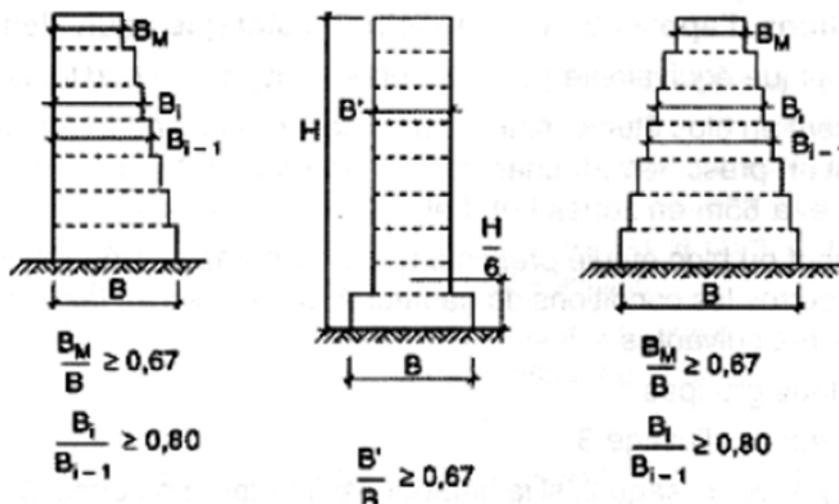


Figure II.14: Limites des décrochements en élévation. [7]

II-2-3-Solutions permettant de corriger les effets préjudiciables des retraits : [6]

Les solutions présentées ne s'adaptent pas toutes à tous les cas. Le concepteur de projet doit apprécier l'opportunité de leur application au cas étudié.

- **Le fractionnement par des joints parasismiques** peut être envisagé lorsqu'un bâtiment est constitué de blocs de rigidités très différentes, par exemple des étages formant un bloc élancé surplombant des niveaux inférieurs (fig. II-15). Les avantages et les inconvénients des joints parasismiques ont été exposé plus haut.

• Joints parasismiques

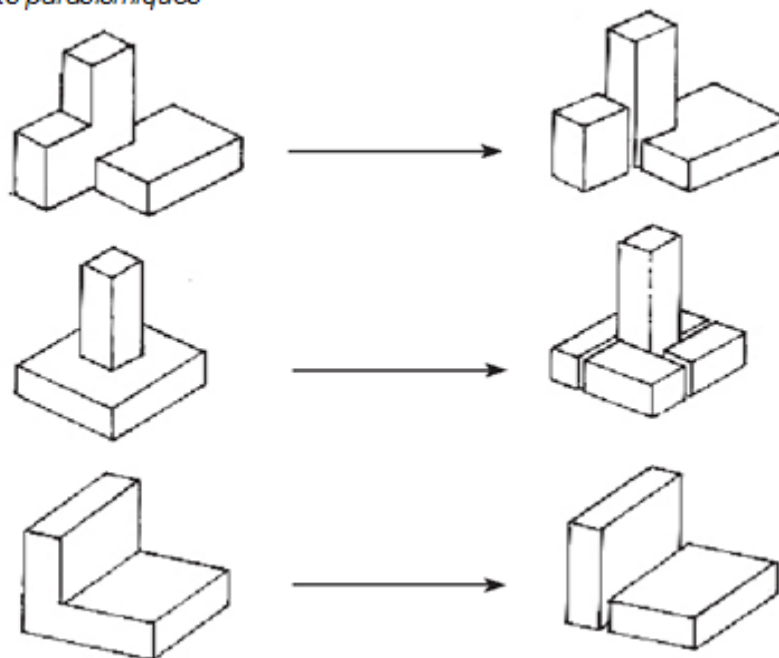


Figure II.15 : fractionnement des bâtiments avec retrait. [6]

- **Le retrait progressif de la structure** [6], Cette solution, qui relève du choix de l'architecte, supprime les angles rentrants dans la structure. Le retrait progressif est facilement réalisable dans le cas d'une structure en voiles de béton. Dans le cas d'une ossature en poteaux et poutres, il est nécessaire d'incliner les poteaux (figure. II-16).

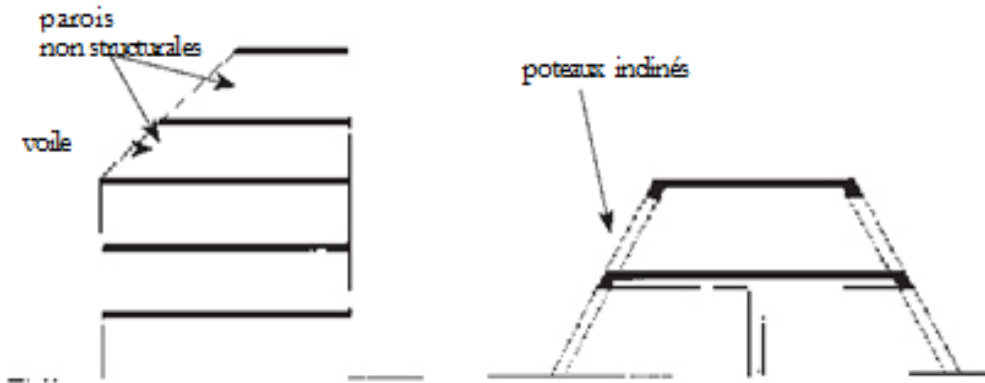


Fig. II.16 : Retrait progressif de la structure. Les angles rentrants sont formés par des parois non structurales. [6]

- **Création d'éléments ou niveaux en porte-à-faux** [6], La présence de porte-à-faux (balcons, auvents, corniches, surplombs,...) engendre des angles rentrants dans lesquels des concentrations de contraintes se produisent plus particulièrement sous l'effet d'oscillations verticales (figure. II-17).



a) Effondrement de poutres en console (séisme de Cariaco, Vénézuéla, 9.7.1997) [6].



b) Effondrement de cursive en porte-à-faux (séisme de kobé-japon-1995) [6].

Figure. II.17. a, b- Dommages sismiques aux éléments en porte-à-faux. [6]

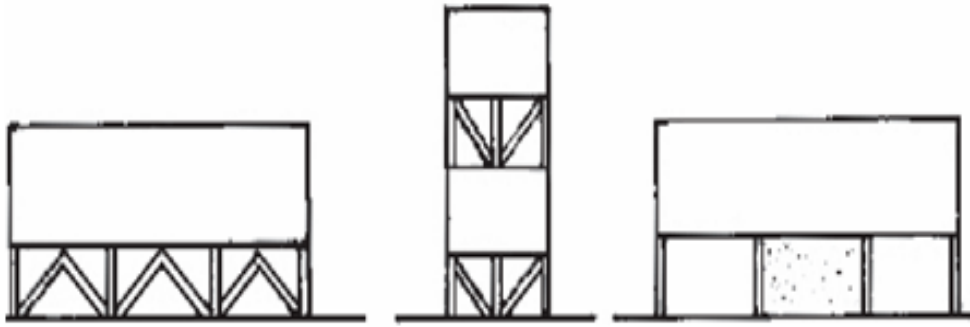
Dans le cas des éléments en porte-à-faux de faible portée, les dommages sismiques sont nuls ou très faibles. Si la portée est importante ou si un élément est lourd (jardinière, garde-corps en béton,...) et de plus, s'il est placé à l'extrémité, cet élément peut se rompre et s'effondrer au pied du bâtiment. Par conséquent, en zone sismique, il est préférable d'éviter les porte-à-faux ou limiter leur portée à **2 m** maximum.

II-2-4-Système de contreventement [7]/

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 transversale et longitudinale, 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 (figure. II-18).

Les charges sismiques étant, dans les cas courants, distribuées sur des éléments porteurs verticaux proportionnellement à leurs rigidités, en présence de voiles ou de travées triangulées, les poteaux sont très peu sollicités. Il est important de répartir les voiles ou travées triangulées symétriquement par rapport au centre de gravité du niveau afin de ne pas soumettre, en cas de séisme, la construction à une torsion d'axe vertical (figure. II-19). Le contreventement placé en façade est plus efficace qu'en retrait, car le bras de levier du moment résistant à la torsion est, dans ce cas, maximal.

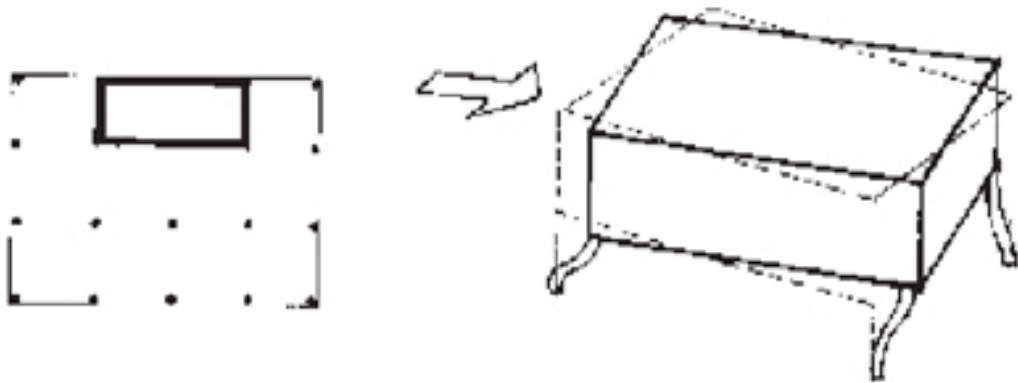


Exemples de contreventement des niveaux " sur pilotis ". Les éléments de contreventement reprennent la quasi-totalité des charges sismiques agissant sur ces niveaux.

Figure .II.18.Contreventement des niveaux " transparents ". [6]



a) Solutions correctes. La répartition des éléments de contreventement



b) Solution incorrecte. La construction est soumise par les séismes à la torsion d'axe vertical.

Figure. II.19- a,b - Disposition des éléments de contreventement. [6]

II-2-5-variation de la rigidité [7] :

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. Plusieurs cas peuvent se présenter :

- **Danger dû à la variation de la rigidité entre étages : [6]**

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.20).



a) Rez-de-chaussée écrasé après la rupture des poteaux (séisme de Tokachi - Oki, Japon, 16.5.1968)



b) Effondrement partiel du rez-de-chaussée d'un immeuble d'habitation. L'effondrement total a été empêché par la présence du mur en blocs de béton (séisme de Ceyhan-Misis, Turquie, 27.6.1998).

Figure. II-20-. a,b - Ecrasement d'un rez-de-chaussée " souple " [6].

- **Présence d'étage souple (transparent).** Le cas ci-dessous se produit quand ces poteaux assurent la résistance aux charges horizontales du niveau " souple ". L'oscillation des étages supérieurs entraîne leur " mise en S ", déformation à laquelle, habituellement, les poteaux ne résistent pas (figure. II-21).

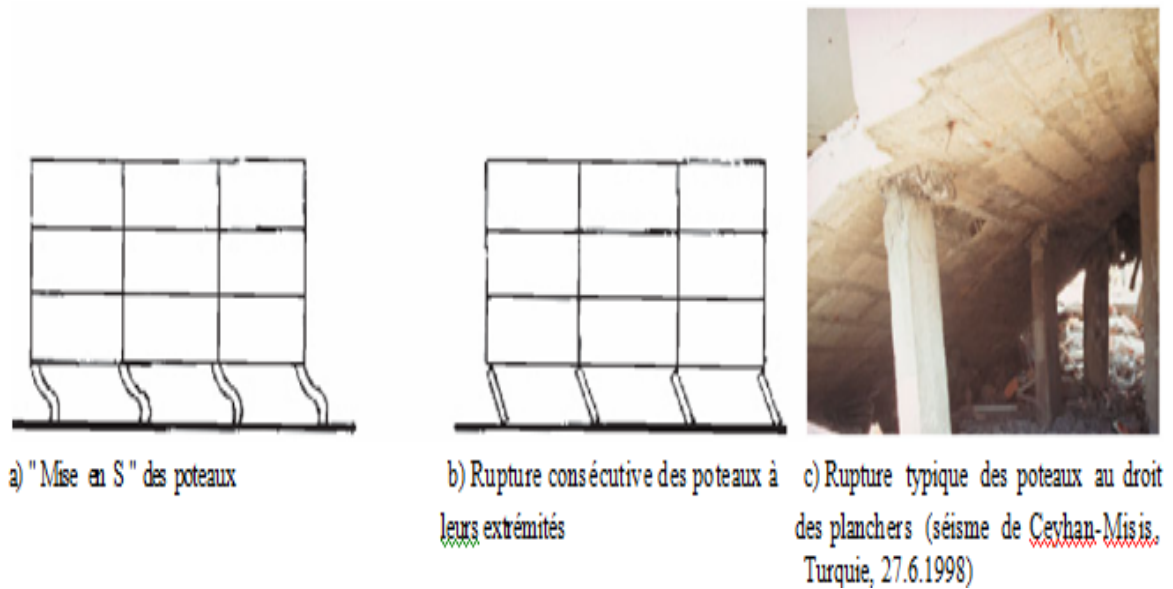


Figure .II.21- a, b, c - Comportement des niveaux " souples " sous charges sismiques [6].

- **Les solutions pour éviter le niveau souple [6],** Il s'agit d'éviter un changement brutal de rigidité entre le niveau " ouvert " et les différents étages. L'effet de niveau souple n'est pas supprimé, mais il est notablement réduit, il est important de respecter la symétrie des éléments rigides. La rigidité des différents niveaux peut être uniformisée également en optant pour une structure " flexible " à tous les niveaux, ce qui implique également de recourir à des éléments non structuraux non rigides (cloisons, façades,...), (figure. II-22). Tous les niveaux ayant une rigidité comparable, les déformations imposées par les séismes ne sont pas concentrées sur un niveau plus souple que les autres.

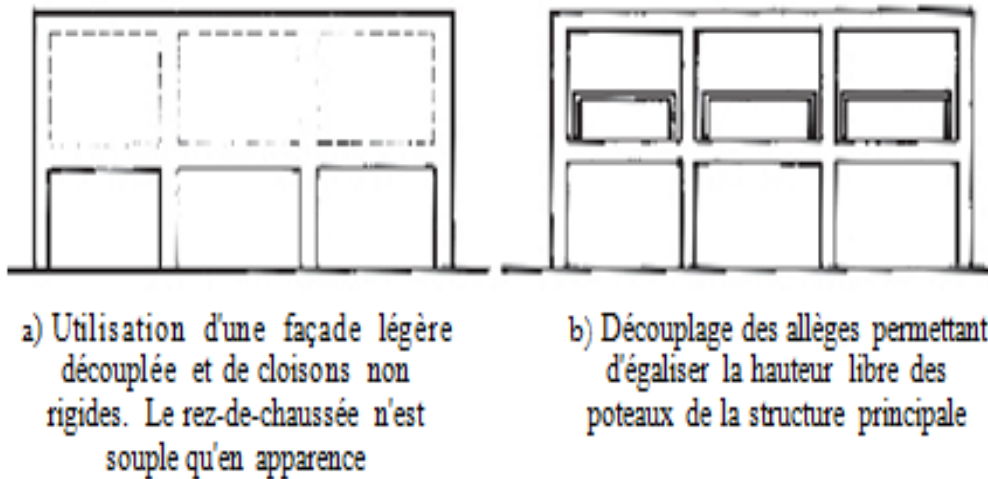


Figure II-22. a,b - Egalisation de la rigidité des niveaux. [6]

II-3-Conclusion :

Le choix judicieux d'un type de structure ne garantit pas en soi un bon comportement de la construction lors d'un séisme. Pour cela, sa conception doit être également judicieuse. Les options favorables à la résistance aux séismes relatives à la structure sont basées sur le même raisonnement que celles formulées en ce qui concerne la partie architectural (régularité structurale). La régularité (en plan et en élévation) permet de répartir correctement les charges sismiques sur les éléments porteurs, ainsi que de limiter les concentrations de contraintes. Nous devons ainsi opérer par une descente de charges simple et maîtrisable. Par ailleurs, la " demande en ductilité ", c'est-à-dire la ductilité nécessaire pour éviter la rupture fragile peut aussi être facilement obtenue. Par contre, cette demande peut être très importante et même impossible à obtenir dans le cas des structures complexes. Dans les pays à séismes forts, il est toujours souhaitable de rechercher des structures simples et régulières avec une bonne répartition des rigidités et des masses. Eviter la concentration de contraintes par la création de joints sismiques en respectant leurs normes.

III-INTRODUCTION :

L'analyse de '**Pushover**' ou bien dite l'analyse statique non linéaire est une procédure dans laquelle nous appliquons à la structure une distribution des forces latérales incrémentales, jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître [2].

Cette analyse est représentée sous forme de courbe de capacité, cette dernière fournit une relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet (Figure III.1). Cette relation associe un degré de dommage pour chaque déformation correspondant un effort latéral obtenu.

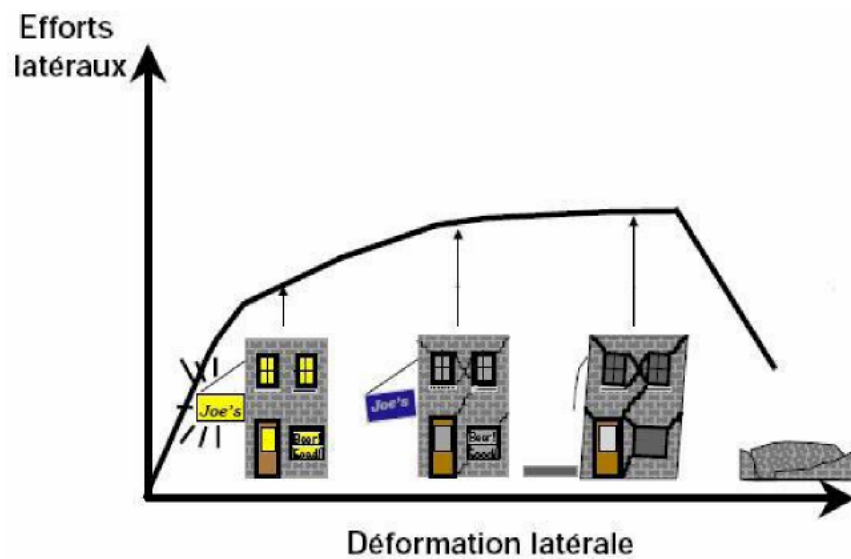


Figure III.1 : Endommagement correspondant [2].

D'après cette courbe, nous constatons que la structure peut avoir quatre niveaux de dommages :

- **Niveau 1** : Notre structure est dans le domaine élastique, elle est conçue par le règlement parasismique algérien. La structure peut subir des endommagements très petits.
- **Niveau 2** : Les endommagements sont susceptibles de se développer, mais la structure reste encore en dehors du danger.
- **Niveau 3** : La structure présente un endommagement avancé, elle n'a aucune capacité de résistance, et sa stabilité étant en danger.
- **Niveau 4** : Effondrement totale de la structure.

III.2. Origine de l'analyse 'Pushover' [8] :

L'analyse push over se base sur une théorie qui se traduit à convertir la réponse de notre structure à un système à un seul degré de liberté. Cette hypothèse donne de bon résultat si la participation des masses modales est supérieur à 80% de la masse totale de la structure dans le mode 1 suivant la direction X, et le mode 2 suivant la direction Y.

III.3. But de l'analyse 'Pushover' :

Le but d'une analyse push over est d'évaluer la performance attendue d'une structure en estimant ses demandes en résistance et en déformation lors d'un séisme par l'intermédiaire d'une analyse statique non linéaire et en comparant ces demandes aux capacités existantes aux niveaux de performance présentant un certain intérêt.

L'évaluation est basée sur une évaluation des paramètres de performance les plus importants, y compris les déplacements entre les niveaux, déformations anélastiques dans les éléments (en valeur absolue ou normalisés par rapport à valeur de plastification), les déformations entre les éléments, et les forces dans les éléments et les assemblages.

L'analyse non linéaire '**Pushover**' peut être considérée comme une méthode pour prédire les demandes en termes de forces sismiques et de déformation, qui tient d'une manière approximative de la redistribution des forces internes qui se produit lorsque la structure est soumise à des forces d'inertie qui ne peut être résistées par un comportement structural linéaire élastique.

L'analyse 'Pushover' est supposée donner des informations sur beaucoup de caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues à partir d'une analyse élastique ou dynamique linéaire. Dans ce qui suit, nous présenterons des exemples de telles caractéristiques :

- Les demandes réalistes en termes de forces dans les éléments potentiellement fragiles, telles que les demandes en forces axiales dans les poteaux, les demandes en forces dans les connections des contreventements, les demandes en moments dans les connections poteaux- poutres, et les demandes en cisaillement dans les poutres épaisses.
- Estimations des demandes en déformations pour les éléments qui doivent se déformer inélastiquement pour dissiper l'énergie provenant des séismes.
- Les conséquences de la détérioration de la rigidité des éléments individuels sur le comportement global de la structure.
- Identification des zones critiques dans lesquelles les demandes en déformations sont supposées être élevées et qui doivent être l'objet d'une attention particulière durant la conception.

- Identification des discontinuités des résistances **en plan ou en élévation** qui résultent en des modifications des caractéristiques dynamiques dans le domaine non linéaire.
- Estimations des déplacements entre les niveaux qui tiennent compte des discontinuités des résistances ou des rigidités et qui peuvent être utilisés pour contrôler l'endommagement.
- Vérification de la complétude du chemin de chargement considérant tous les éléments de la structure, les éléments non structuraux rigides ainsi que les fondations.

III-2-3- Formulation de l'analyse Pushover: [9]

La forme de la déformée du système à plusieurs degrés de liberté peut être représentée par un vecteur propre $\{\Phi\}$ qui reste constant durant toute l'analyse indépendamment du niveau de déformation.

Le vecteur du déplacement relatif $X = \{\Phi\}x_i$ (x_i = déplacement au sommet), d'un système à plusieurs degrés de liberté.

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

$$[M]\{\phi\}\ddot{x}_i + C\{\phi\}\dot{x}_i + Q = -M\{I\}\ddot{x}_g$$

Où $[M]$ et $[C]$ sont les matrices masse et amortissent, Q le vecteur des forces dans les niveaux et x_g est l'action sismique. Si nous définissons le déplacement de référence du système à un seul degré de liberté x^* par :

$$x^* = \frac{\{\phi\}^T M \{\phi\}}{\{\phi\}^T M \{I\}} x_i$$

M] : matrice de masse.

$[C]$: matrice d'amortissement.

$\{f\}$: vecteur des forces dans les niveaux de la structure.

\ddot{x} : L'accélération du sol.

x^* sera noté comme étant le déplacement du système à un seul degré de liberté équivalent, donné par l'expression suivante :

$$X^* = \frac{\{\psi\}^T M \{\psi\}}{\{\psi\}^T M \{I\}} X_i$$

En multipliant l'éq.(1) par $\{\Psi\}$, et en utilisant l'éq.(2), on obtient l'équation différentielle du système équivalent :

$$\{\Psi_n = 1, n : \} \text{ niveau du toit}$$

$$M^* \ddot{x}^* + C^* \dot{x}^* + f^* = -M^* \ddot{x}_g$$

M^*, C^*, P^* Désignent les propriétés du systèmes équivalent et elles sont donnée par les formules suivantes avec :

$$M^* = \{\Psi\}^T [M] \{I\}$$

$$f^* = \{\Psi\}^T \{f\}$$

$$C^* = \{\Psi\}^T [C] \{\Psi\} \frac{\{\Psi\}^T [M] \{I\}}{\{\Psi\}^T [M] \{\Psi\}}$$

La forme du vecteur $\{\psi\}$ est connue et supposée représenté la déformé du système a plusieurs degrés de liberté durant sa réponse au séisme dans le premier mode.

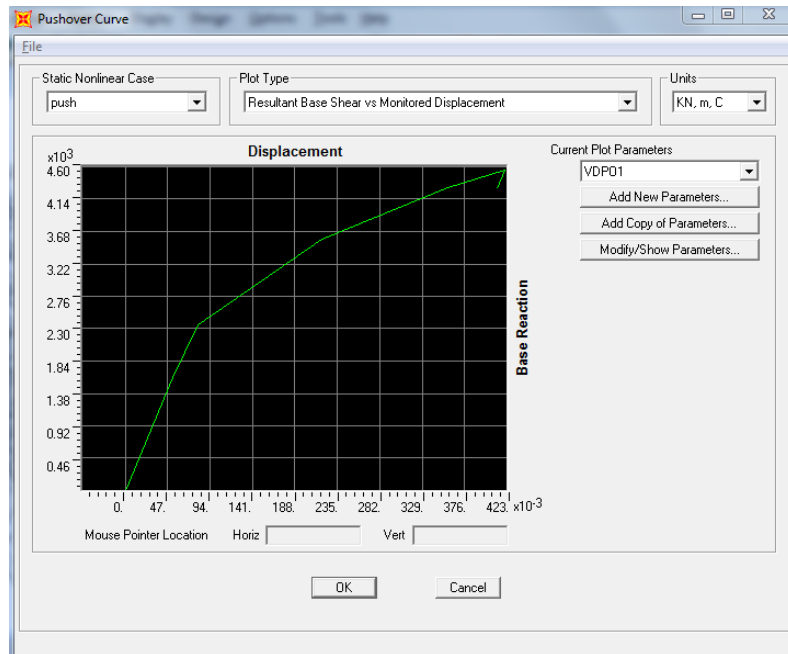


Figure III-2- : courbe de capacité

En déduire de la courbe bilinéaire reliant ces deux paramètres, qui peuvent être calculés pour calculer les paramètres du système à un seul degré de liberté et qui sont données par les expressions ci-après :

$$x_y^* = \frac{\{\Psi\}^T [M] \{\Psi\}}{\{\Psi\}^T [M] [I]} x_{t, e}$$

$$f_y^* = \{\Psi\}^T \{f_y\}$$

f_y^* : vecteur des forces dans chaque étage à la limite élastique ($V_y = \{1\}^T \{f_y\}$).

Ayant calculé ces caractéristiques, on peut déterminer la période élastique du système Équivalent comme suit :

$$T_{eq} = 2p \sqrt{\frac{x_y^* M^*}{f_y^*}}$$

III.4. Principes théoriques du calcul Pushover :

La méthode '**Pushover**' est une méthode de calcul qui consiste à appliquer une charge statique, d'allure triangulaire, sur la structure à analyser (figure III.2).

Cette allure triangulaire a pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique. A partir de cette charge, qui est appliquée par étapes, le comportement non linéaire de la structure peut être défini. La non linéarité est en effet introduite dans la structure au moyen des paramètres des rotules de flexion et de cisaillement.

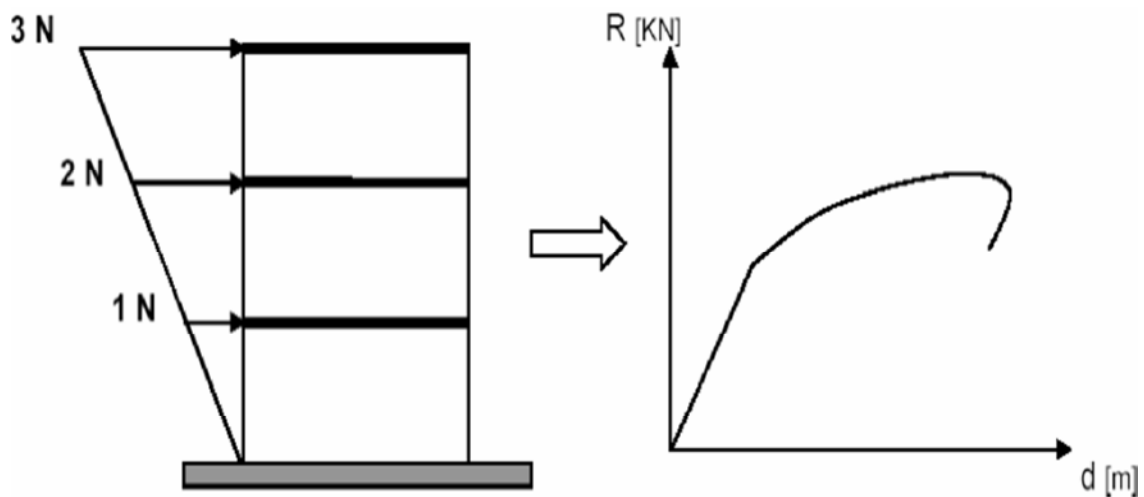


Figure III.3 : Calcul Push over et courbe de capacité [9].

L'exécution d'un calcul Push over a pour objectif d'éviter de se lancer dans des méthodes plus poussées comme par exemple des calculs non linéaires dynamiques temporels. Cette méthode dynamique est plus exacte, car elle permet de définir le comportement réel d'une structure face à un séisme.

Toutefois, dans ce type de méthode, la difficulté se situe dans le choix du séisme, et plus particulièrement de son accélérogramme. En effet, l'étude doit être basée soit sur un séisme naturel mesuré, soit sur un accélérogramme artificiel. La définition de cette donnée de base pose des problèmes non négligeables et parfois reste très approximative. Malgré ses limites, comme par exemple le fait de modéliser le séisme comme une action unidirectionnelle, le Push over représente un moyen satisfaisant de calcul qui permet d'acquérir des connaissances utiles sur le comportement de la structure.

III.4.1. Courbe de capacité [9] :

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure.

Cette courbe représente l'effort tranchant à la base du bâtiment en fonction du déplacement au sommet. La courbe de capacité est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture.

La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure. Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe.

La courbe de capacité est représentée par un point (A) de coordonnées (S_{ay}, S_{dy}) qui définit les limites élastiques, et un point (D) de coordonnées (S_{au}, S_{du}) , qui représente les limites ultimes (figure III-4).

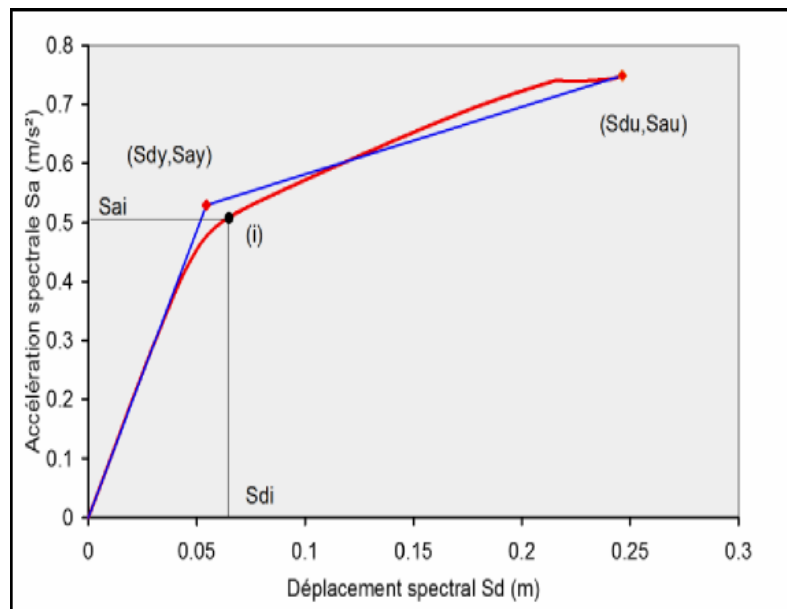


Figure III-4-Représentation bilinéaire de la courbe de capacité [9]

III.4.2. Point de performance [2] :

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de comparer celle-ci avec la sollicitation d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise en général des courbes « Spectre d'accélération S_a – Spectre de déplacement S_d ».

Les axes de la courbe de capacité doivent donc être transformés afin d'avoir les mêmes unités:

- Réaction à la base / masse \longrightarrow accélération.
- Déplacement / Facteur de participation modale \longrightarrow déplacement.

Deux approches principales sont proposées pour l'assemblage des deux courbes, l'une utilisant la ductilité, comme dans l'Eurocode 8, l'autre l'amortissement, comme dans l'ATC40.

L'Eurocode 8 permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux, le spectre inélastique est obtenu en réduisant le spectre élastique par un facteur (**R**) qui dépend de la ductilité de la structure (**μ**).

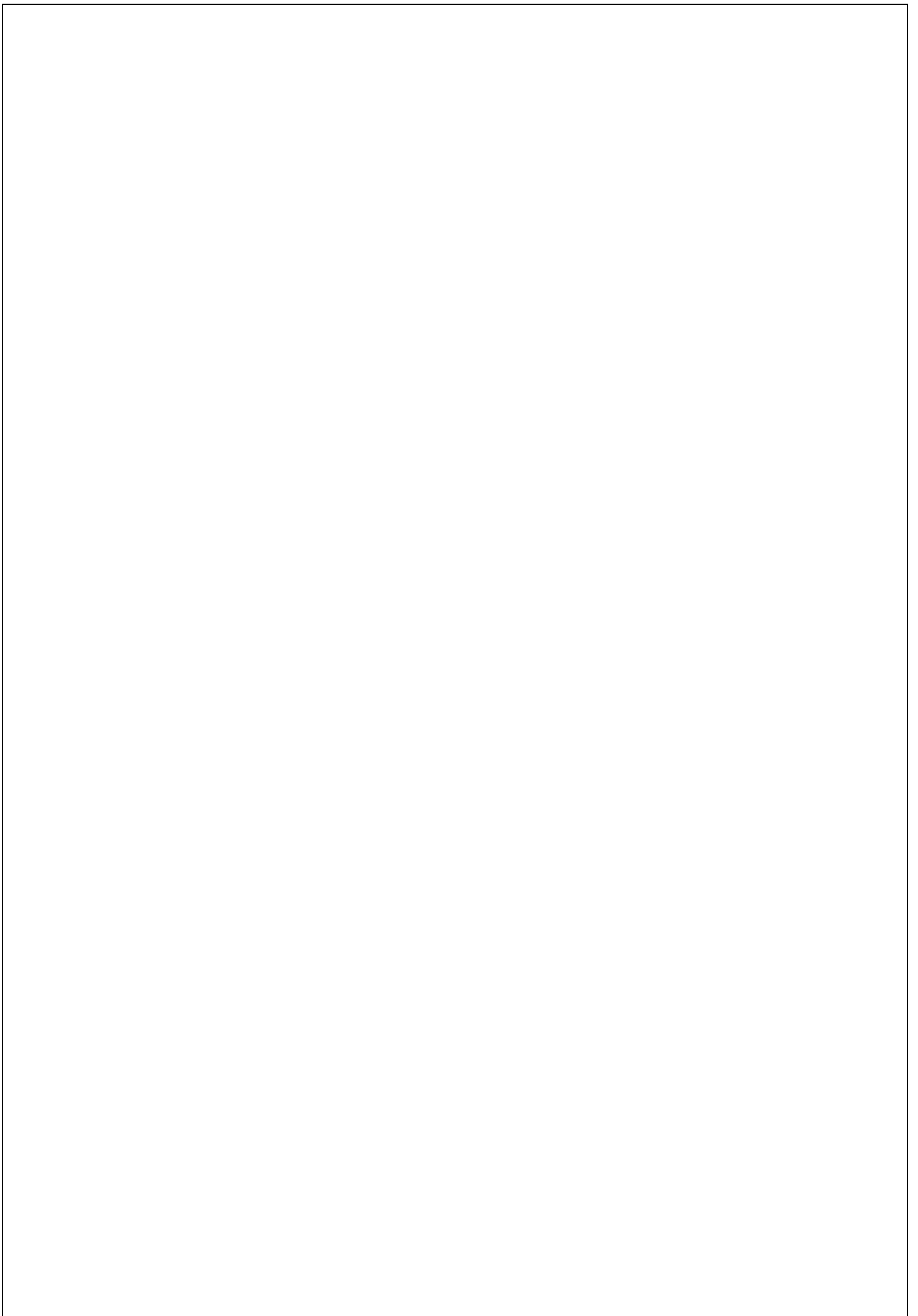
Tandis que les normes américaines prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux.

Dans les deux cas on trouve ce que l'on appelle un « **point de performance** » qui permet de faire plusieurs considérations sur le comportement de la structure face au séisme.

En principe, ce point devrait correspondre avec le déplacement maximal qu'on obtiendrait par la méthode non linéaire dynamique temporel.

III.5. Conclusion :

L'analyse '**Pushover**' est un outil puissant et très utile qui nous permet de rechercher la performance sismique des structures à travers leurs points de performance et de positionner les rotules plastiques qui sont susceptibles de se développer. Des degrés d'endommagement peuvent aussi être associés. Les résultats obtenus à partir d'une analyse '**Pushover**' en termes de demande et de capacité donnent un aperçu sur le comportement de la structure lors d'un séisme.



INTRODUCTION :

L'objectif de cette partie est de présenter les éléments constitutifs de notre bâtisse et les principales caractéristiques des matériaux utilisés en béton armé, pour en fin entamé notre travail de modélisation de la structure en question.

IV-1 - PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE :

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier une bâtisse (R+5) à usage d'habitation, Cette dernière et implanté dans la wilaya de **BOUMERDES** qui est classée selon le RPA 99/version 2003 comme zone de forte sismicité (zone III).

Cette bâtisse est composée :

- D'un seul rez-de-chaussée.
- De (05) étages à usage d'habitation.
- D'une seul cage d'escaliers.

Afin de garantir la stabilité de notre structure ainsi que la sécurité des usagers, pendant et après la réalisation de l'ouvrage, les calculs ont été fait conformément aux règlements en vigueur à savoir :

- Le RPA 99 / version 2003.
- Le BAEL 91.
- Le CBA 93.

IV-1-1- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

❖ **En plan :**

- longueur totale du bâtiment : **19.210 m**
- largeur totale du bâtiment : **12.56 m**

❖ **En élévation:**

- hauteur totale du bâtiment (y compris l'acrotère) **19.80m**
- hauteur du RDC **4.50m**
- hauteur de l'étage courant **3.06m**

IV-1-2- Eléments constitutifs de l'ouvrage :

IV-1-2-1- Ossature :

Le contreventement de l'ouvrage est assuré par deux types :

- Contreventement par portiques : C'est une ossature constituée uniquement de portiques (poutres et poteaux), capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.
- Contreventement par voiles : composé par des éléments verticaux (voiles) en béton armé, disposés dans les deux sens ; ils assurent la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprennent les charges verticales et les transmettent aux fondations.

IV-1-2-2- Planchers :

Le plancher est un élément de structure horizontal qui sépare deux niveaux et a pour fonction de :

- Résistance : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- Protéger contre les incendies.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Dans notre bâtisse nous avons un seul type de planchers : Plancher en corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).

IV-1-2-3- Balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils sont réalisés en dalle pleine.

IV-1-2-4- Escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux.

IV-1-3- Etude géotechnique du sol:

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé ont évalué :

- Contrainte admissible de $\sigma_{sol} = 1.5$ bars.
- Type du sol : il est constitué par un mélange d'argile et de marne
- Site : S_3 .

IV-2- CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX :

Nous communiquons ci-après les caractéristiques essentielles des matériaux qui ont été utilisés dans le cadre de cette étude, à savoir les contraintes de compression de flexion et de la traction de béton ainsi les contraintes nominale et admissibles pour l'acier à haute adhérence conformément aux règles C.B.A 93.

- Béton dosé à 350 kg/m^3 de ciment C.P.A 425
- Résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28}=25 \text{ MPa}$
- Résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28}=2.1 \text{ MPa}$.
- Acier HA Fe E400 de limite élastique: 400 MPa

IV-3-contraintes limite des matériaux :

IV-3-1- état limite ultime (E.L.U) :

BETON :

- Cas de combinaison normales $\sigma_{bu}=14.17 \text{ MPa}$.
- Cas de combinaisons accidentelles $\sigma_{bu}=18.47 \text{ MPa}$.

La contrainte admissible du béton à la traction est supposée négligeable.

La contrainte ultime de cisaillement du béton est $\tau_u= 2.5 \text{ MPa}$.

ACIER :

- Cas de combinaison normale $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.
- Cas de combinaisons accidentelles $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$.

IV-3-2- état limite de service (E.L.S) :

- **BETON** : $\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$.
- **ACIER**: fissuration préjudiciable $\sigma_s = 210\text{ MPa}$.

IV-4- combinaisons de charge :

ELU	→	1.35G+1.5Q
ELS	→	G+Q
Accidentelle (08GE)	→	0.8G+E
Accidentelle (GE)	→	G+Q+E

IV-5-les charges permanentes et les surcharges d'exploitation :

IV-5-1- les charges permanentes :

a-Terrasse accessible : Corps creux (16+4)

- Poids du plancher (16+4) 280 Kg/m²
- Protection gravillons 100 Kg/m²
- Etanchéité 30 Kg/m²
- Béton de pente 180 Kg/m²
- Enduit en plâtre 20 Kg/m²
- **Charge permanente..... 610 Kg/m²**

b-Plancher Etage : Corps creux (16+4)

- Poids du plancher (16+4) 280 Kg/m²
- Lit de sable 30 Kg/m²
- Chape 40 Kg/m²
- Cloisons 100 Kg/m²
- Revêtement carrelage 40 Kg/m²
- Enduit en plâtre 20 Kg/m²
- **Charge permanente..... 510 Kg/m²**

IV-5-2-surcharge d'exploitation :

-Plancher terrasse accessible..... $Q_{\text{terrasse accessible}} = 1.50 \text{ KN / m}^2$

-Plancher étage..... $Q_{\text{Etage}} = 1.50 \text{ KN / m}^2$

-Escalier..... $Q_{\text{Escalier}} = 2.50 \text{ KN / m}^2$

IV-6-Dimensions des éléments :

-Poteaux carré → (40x40cm).

-poutres principale → (30x40cm).

-poutres secondaire → (30x35cm).

-voile 1 → eps = 20cm , L=1.75m.

-voile2 → eps = 20cm ; L=0.70cm.

IV-7-Conclusion :

Dans cette partie, on a données les différents éléments constitutifs de notre structure et ces caractéristiques afin de pouvoir continué notre travail dans les chapitres qui suivent.

V -I- INTRODUCTION :

-L'intérêt de cette étude est de permettre la réalisation des structures pouvant résister aux effets engendrés par les sollicitations auxquelles elles sont soumises (séisme); c'est pourquoi, elles doivent être conçues conformément aux règles parasismiques en vigueur de façon à fournir un degré de protection acceptable. La force sismique s'applique à la base de la construction et se répartie au niveau de chaque plancher.

V-2- Modélisation de la structure référence (témoin):

Le calcul dynamique est effectué à l'aide du logiciel ETABS V9.6, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 06 niveaux (RDC+5 étages) encastree à sa base. Les voiles sont disposés de telle sorte à vérifier les conditions de RPA afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques), les éléments non structuraux sont introduits comme charges (escaliers, acrotère, murs périphériques).

- Les poteaux, poutres sont modélisés par un élément de type FRAME.
- Les voiles et dalles par un élément de type SHELL.

La participation massique des charges est donnée comme suit :

$$W = G + (\beta \times Q)$$

Avec : G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

. β : Coefficient de pondération, avec : $\beta = 0,2$ (Bâtiment d'habitation).

- Le spectre de réponse de calcul donné par le RPA est introduit en termes de périodes. Ce fichier est généré par des applications comme RPA99 sous forme de fichier texte.
- Pour l'orientation de la sollicitation sismique on va considérer deux directions orthogonales X et Y.

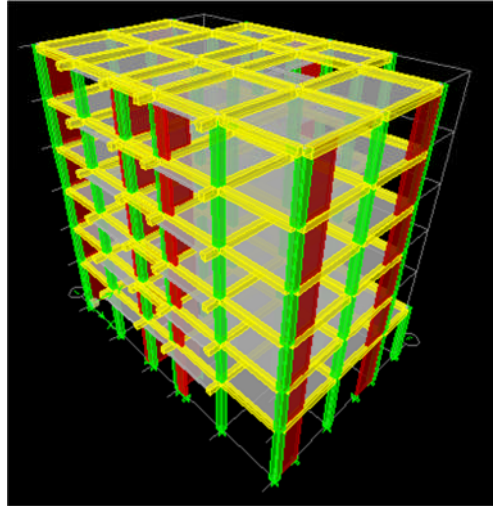


Figure V-1-Modèle en 3D de la structure référence

V.3. Méthode applicable selon RPA99 V2003 :

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

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Dans notre cas, on utilisera la méthode dynamique spectrale.

V.4. Méthode dynamique modale spectrale :

V.4.1. Principe :

Cette méthode donne le maximum de chaque mode de rotation ainsi que le maximum des effets engendrés dans la structure, et cela est causé par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul du RPA.

V.4.2. Modélisation :

Notre structure comporte des planchers rigides. Elle est présentée par un système en brochette encastré à la base où les masses sont concentrées au niveau du centre de gravité de chaque plancher, avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et une rotation).

V.4.3. Spectre de réponse de calcul :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

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

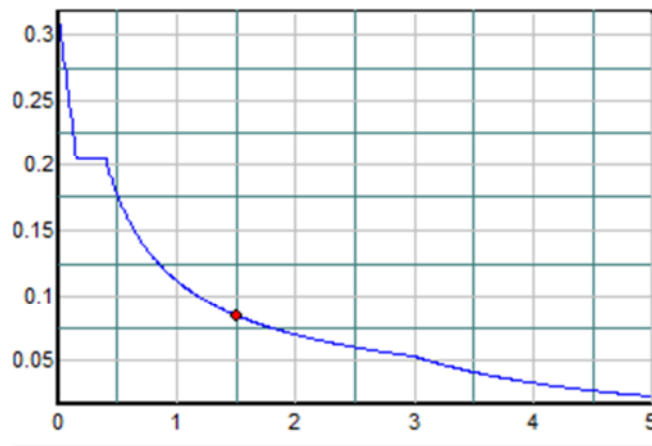


Figure V.2.Spectre de réponse de calcul.

Pour l'obtention du spectre de réponse de calcul en utilisant les paramètres suivant :

- A: Coefficient d'accélération de zone $A = 0,25$ (zone III, groupe 2).
- facteur d'amortissement critique $\xi = 10\%$ (béton armé /maçonnerie).
- R : Coefficient du comportement de la structure $R = 3.5$
- Type de site S_3 (site meuble).
- Q : Facteur de qualité

Critère Q	P _q	
	Observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement		✓
Redondance en plan	✓	
Régularité en plan	✓	
Régularité en élévation	✓	
Contrôle de la qualité des matériaux		✓
Contrôle de la qualité de l'exécution		✓

Tableau V. : Facteur de pénalité P_q

- $Q = 1 + (0.05 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.10)$ $Q = 1,20.$

V.5. Analyse dans le domaine non linéaire

V.5.1. Définition du comportement non linéaire des poteaux poutres :

Les poteaux et les poutres sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires. Le comportement non linéaire des éléments est traduit par l'introduction des rotules plastiques «Plastic Hinge » aux niveaux des sections susceptibles à se plastifier.

Pour notre modèle de calcul, nous allons introduire aux niveaux des poteaux et poutres des rotules plastiques avec des lois de comportements définies d'une façon automatique par le logiciel **ETABS** comme suit :

- Poteaux : Rotules du au pois propre (P), Rotules dû à l'effort tranchant (V2).
- Poutres : Rotules de flexion (M_3), Rotules dû à l'effort tranchant (V2).

Le comportement non linéaire des rotules est représenté par une courbe : (Force – Déformation).

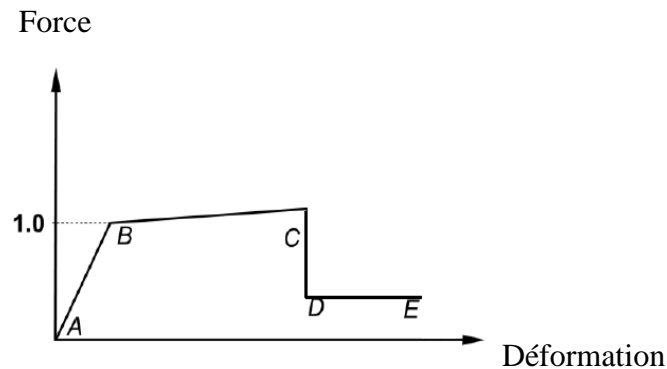


Figure V.2 : Loi de comportement.

- Segment A-B : Représente le domaine élastique de la section.
- Segment B-C : Représente la progression des dommages.
- Point C : Représente la capacité ultime de la section de résister.
- Segment C-D : Chute brusque de la résistance.
- Point E : Correspond à la ruine de la section.

a. Niveaux de dommages :

Le graphe ci-dessous représente trois points de l'état de dégradation de la section ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique.

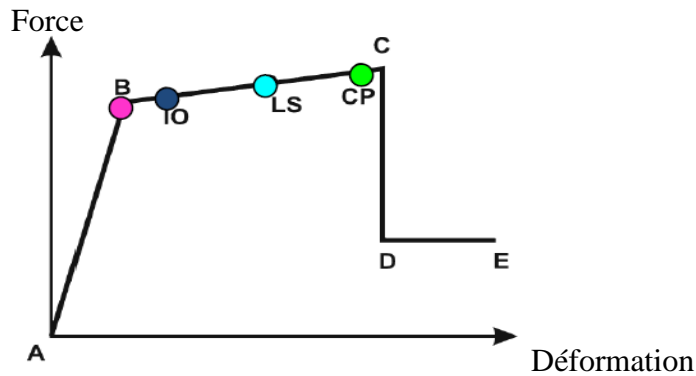


Figure V.3 : Loi de comportement (Force – Déplacement) et niveaux de dommages.

- Niveau IO (Immediate Occupancy) : La section a subi des dommages relativement faibles, ainsi qu'elle garde un pourcentage relativement élevé de sa raideur initiale.
- Niveau LS (Life Safety) : Les dommages sont relativement importants, pouvant entraîner une perte significative de sa raideur.
- Niveau CP (Collapse Prevention) : La section se trouve à la limite de la résistance, au-delà de ce niveau la section est susceptible de se rompre.

b. Insertion des rotules plastiques :

- **Poteaux** : Les rotules « P et V2 » sont introduites aux niveaux des zones nodales des poteaux comme suit :

Sélection des poteaux → Assign → Frame → Hinges

Dans la fenêtre qui apparaît (Figure IV.4), pour chaque type de rotule on choisit "Hinge Property", et on introduit dans la case "Relative Distance" les valeurs 0 et 1 qui correspondent respectivement aux nœuds origines et extrémités de chaque poteau.

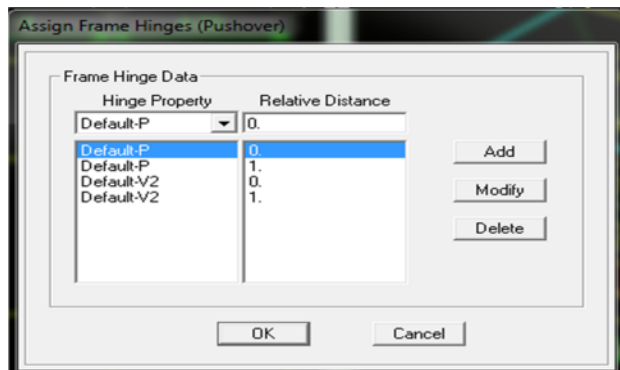


Figure V.4 : Introduction des rotules plastiques des poteaux.

- **Poutres** : Les rotules de flexion « M3 et V2 » sont introduites aux niveaux des zones nodales des poutres comme suit :

Sélection des poutres → Assign → Frame → Hinges

Dans la fenêtre qui apparaît (Figure IV.6), pour chaque type de rotule on choisit "Hinge Property", et on introduit dans la case "Relative Distance" les valeurs 0 et 1 qui correspondent respectivement aux nœuds origines et extrémités de chaque poutre.

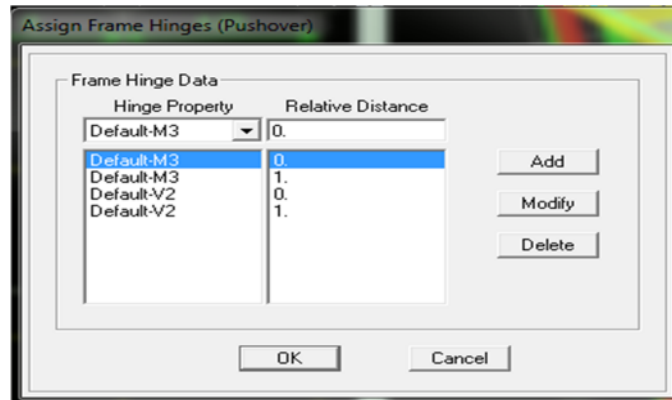


Figure V.5: Introduction des rotules plastiques des poutres.

V.5.2. Définition du chargement de l'analyse pushover :

Après la définition du comportement non linéaire et l'introduction des rotules plastiques aux niveaux des poteaux et poutres, on passe à la définition du chargement de l'analyse push over.

Pour notre étude on adoptera une analyse en mode "Déplacement contrôlé" c'est -à-dire la structure subira une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible.

a. Définition de l'analyse sous charges gravitaires:

Cette procédure consiste à définir les charges gravitaires dans le domaine non linéaire (Figure IV.7).Et pour cela on clique sur :

Define → pushover case → static no linear → load pattern

Le chargement introduit correspond à la combinaison proposée par le RPA99V2003 pour la détermination des charges sismiques ($G+0,2Q$).

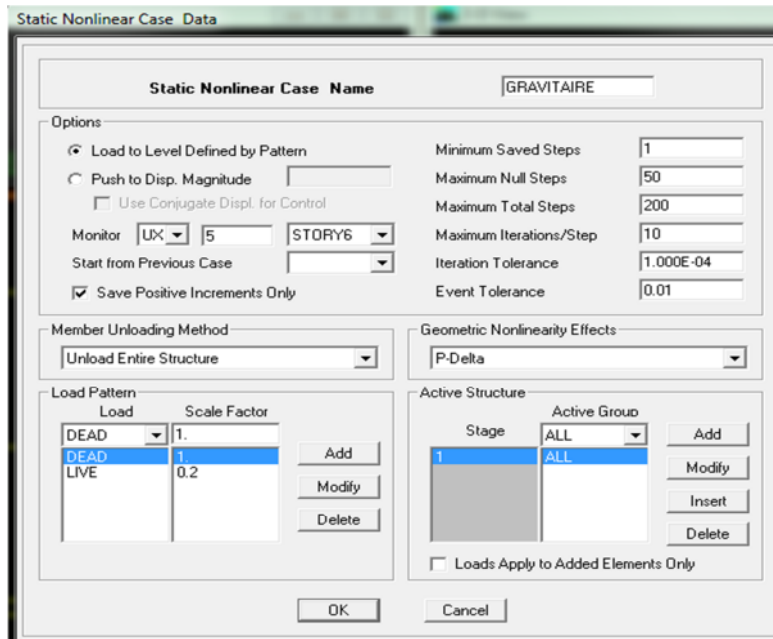


Figure V.6: Définition du chargement de l'analyse 'Pushover'.

b. Définition de l'analyse push over sous charges horizontales:

A présent que l'analyse sous charges gravitaires est définie, la prochaine étape consiste à définir l'analyse push over sous charges horizontales (Figure IV.8). Et pour cela on clique sur :

Define → pushover case → Add a new load case → PushXX

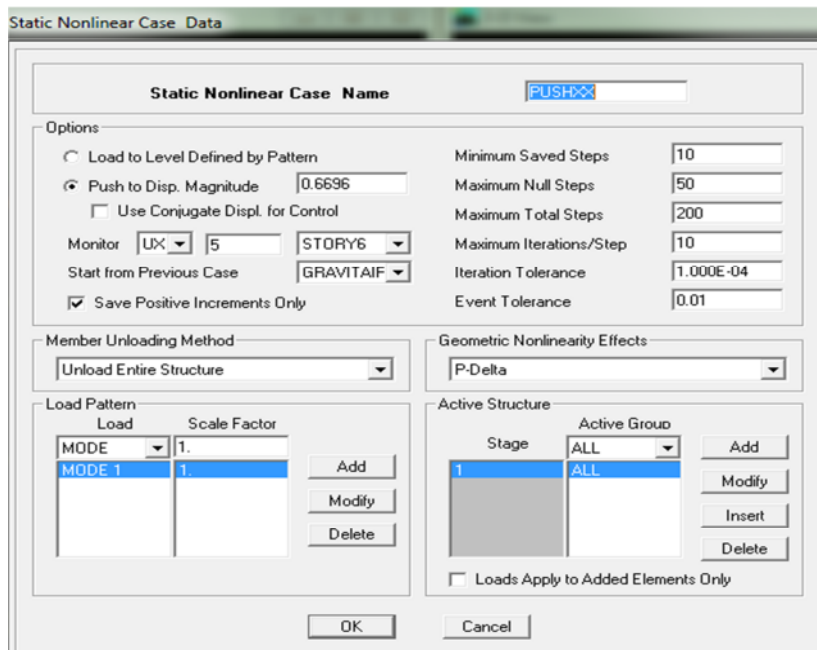


Figure V.7. Définition du chargement de l'analyse Push over sous charge horizontale

Une fois que toutes ces étapes en été accompli avec sucée en pourra lancer notre analyse non linéaire.

V.5.3. Résultats de l'analyse Pushover :

a. Détermination de la courbe de capacité :

La courbe de capacité traduit le comportement de la structure, cette courbe comporte en abscisse le déplacement au sommet D, et en ordonnée l'effort tranchant à la base V.

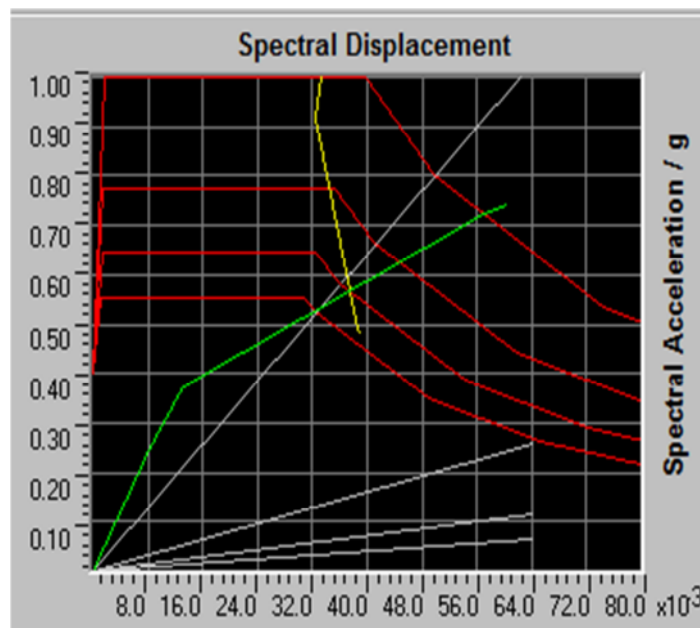


Figure V.8.Courbe de capacité de la structure référence

b. Détermination du point de performance du système équivalent (S_a-S_d) :

Le point de performance permet d'évaluer le déplacement maximal que la structure peut subir, et en conséquence son degré d'évaluation dans le domaine plastique.

Ce point est déterminé en superposant deux courbes une représente la capacité résistance de la structure référence et l'autre représente la sollicitation apportée par le séisme qui est le spectre de réponse. [Figure V.2]

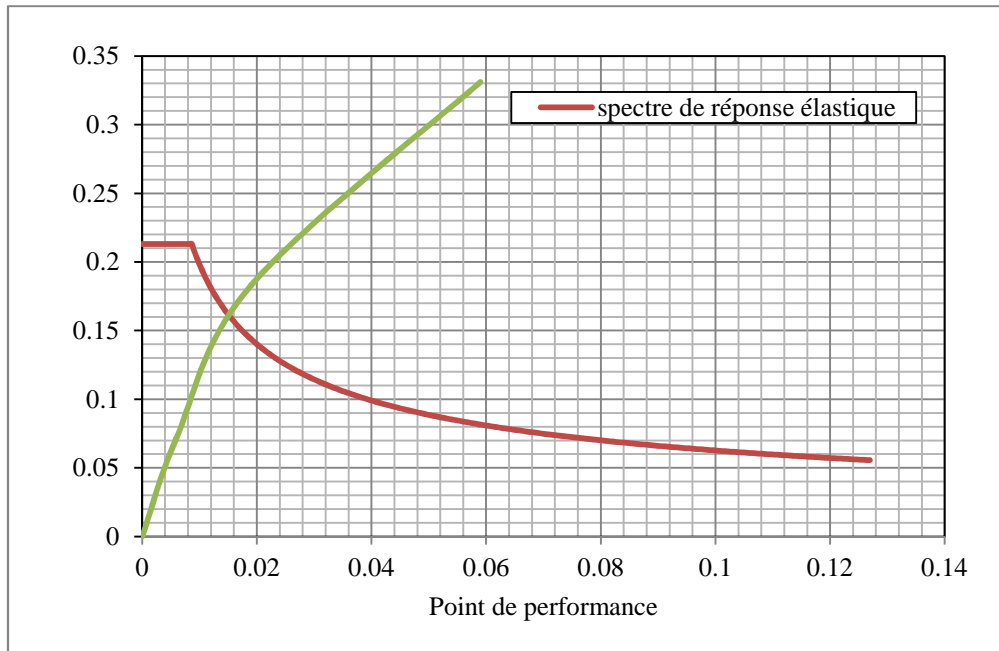


Figure V.9: Détermination du point de performance.

Maintenant qu'en a pu obtenir la courbe de capacité et le point de performance de notre structure référence en peut passer à l'étape suivante.

Cette prochaine étape aura pour but de montré la déférence qui existe entre une structure régulière en plan et une structure non régulière, et selon le règlement qui est en vigueur c-à-dire le RPA 99V2003, une structure est dite régulière en plans si elle vérifie les conditions suivantes :

- Le rapport longueur /la largeur doit être inferieur ou égale a 4.
- La surface d'ouverture doit être inferieure 0.15 de la surface totale de la structure.
- Le décrochement et la saille doit être inferieur a 0.25 dans le rapport des longueurs.
- L'Excentricité ne doit pas dépassé 15% selon l'axe de calcul.

V.6.structure a surface d'ouverture supérieure à 15%de la surface totale :

En augmentant la surface d'ouverture de notre structure de départ c'est-à-dire la structure référence en obtient une autre structure qui est représenté dans la [figure V.10].

La figure [V.11] montre la vue en plan de notre nouvelle structure et cette dernière nous permet de voir avec évidence l'augmentation de la surface d'ouverture.

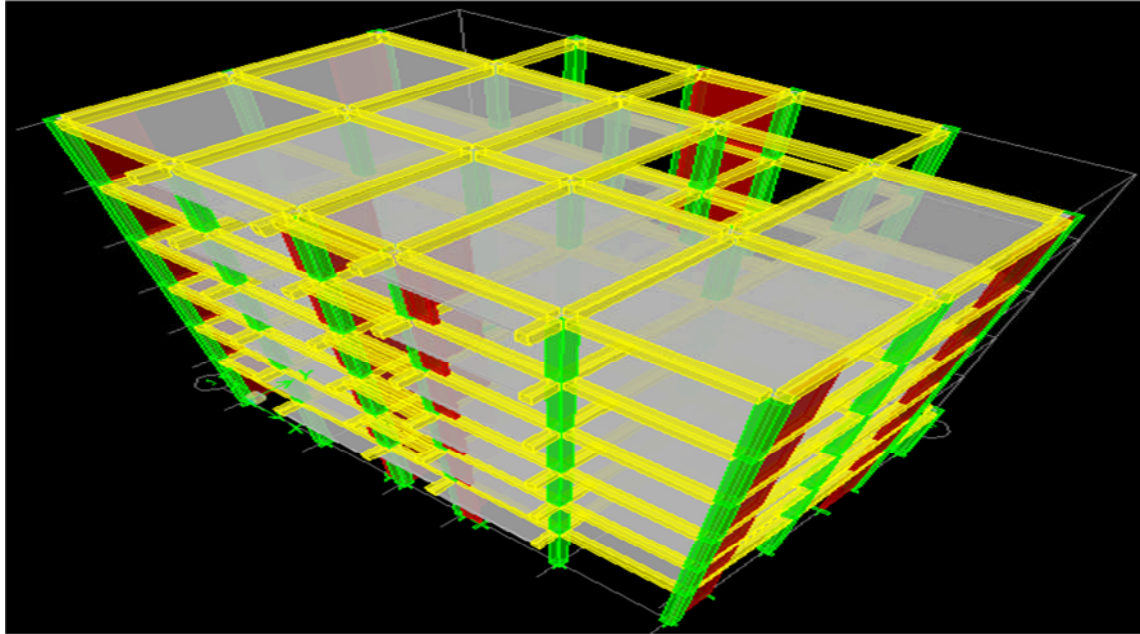


Figure V.10.vue en 3D de la nouvelle structure.

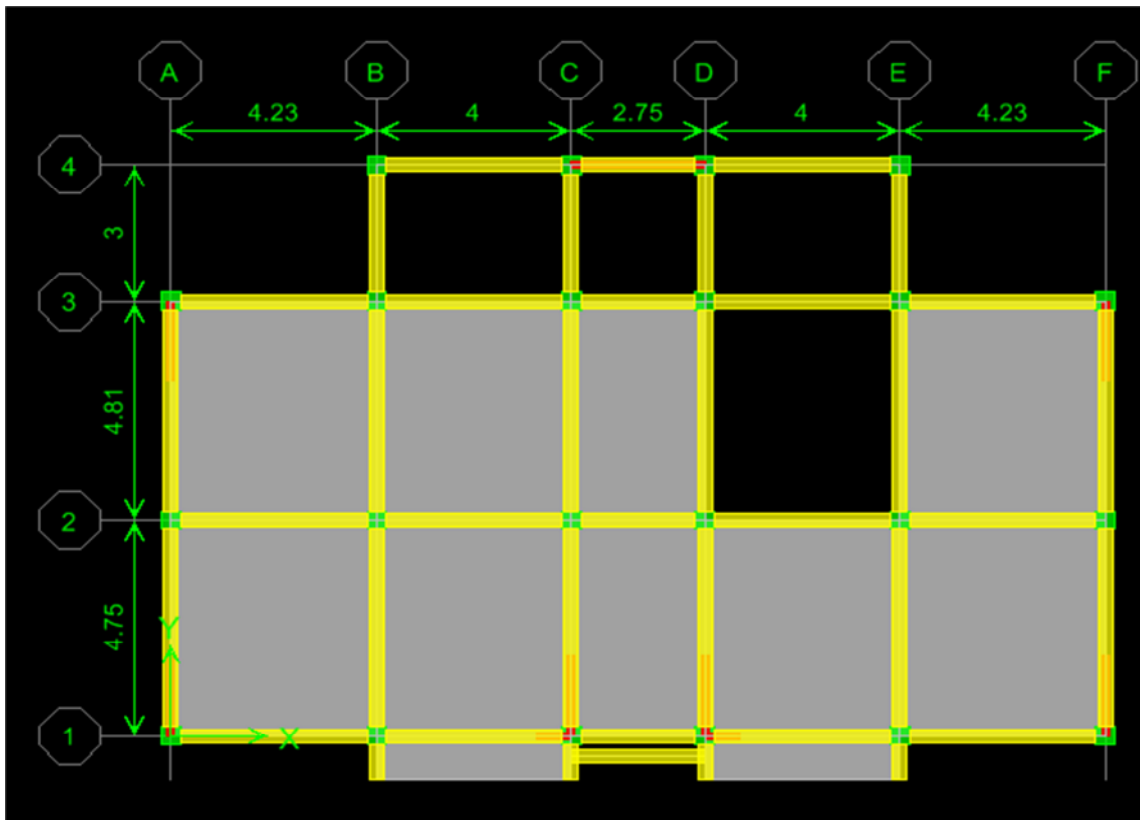


Figure V.11.vue en plan de la nouvelle structure

Pour obtenir l'allure de la courbe de capacité de cette dernière et son point de performance en doit passer par les mêmes étapes qui ont été expliqué précédemment dans ce chapitre, mais maintenant que la structure que nous sommes en train d'étudier et non régulière en plan, en doit apporter certaines modification à notre spectre de réponse, étant donné que le facteur de qualité [Q] va changer.

$$Q=1.25$$

V.6.1.Spectre de réponse de calcule :

L'allure du spectre de réponse de calcule est donné par la figure suivante :

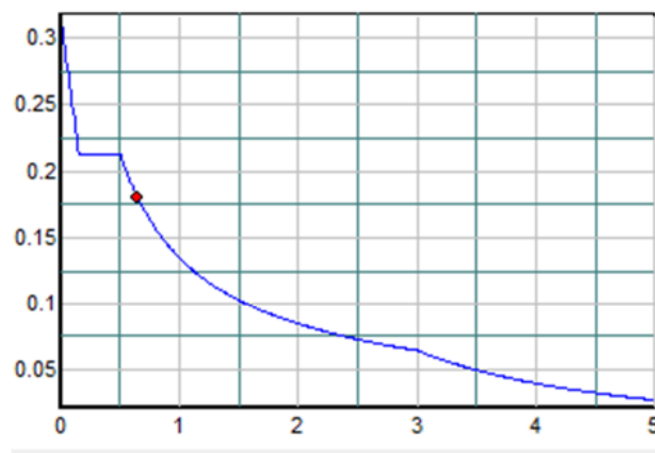


Figure V.12.Spectre de calcul de la nouvelle structure avec $Q=1.25$.

V.6.2.Analyse dans le domaine non linéaire :

En refait exactement les mêmes étapes qui ont été faites lors de la modélisation de notre structure référence.

V.6.3. Définition du chargement de l'analyse Pushover :

En suit les mêmes étapes qui ont été effectué lors de notre première analyse sur la structure référence.

V.6.4.Résultats de l'analyse Pushover :

a. Détermination de la courbe de capacité :

La figure ci-dessous montre la courbe de capacité de la structure a pré augmentation da surface d'ouverture.

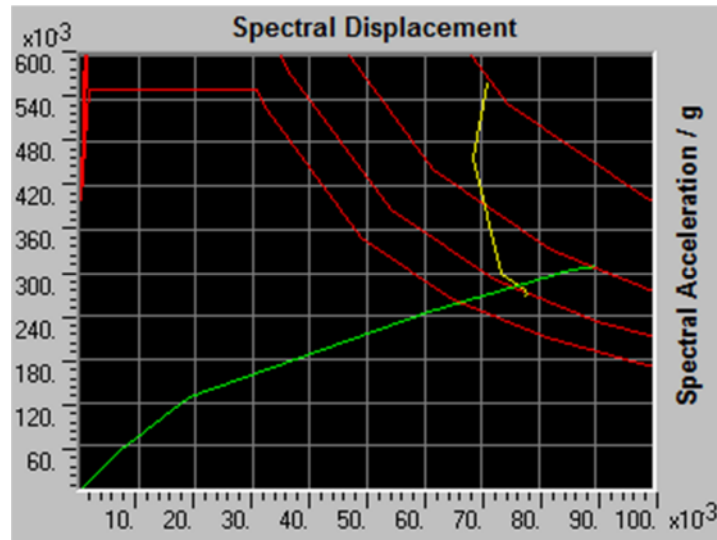


Figure V.13. Courbe de capacité de la structure a surface d'ouverture importante.

b. Détermination du point de performance du système équivalent (S_a-S_d) :

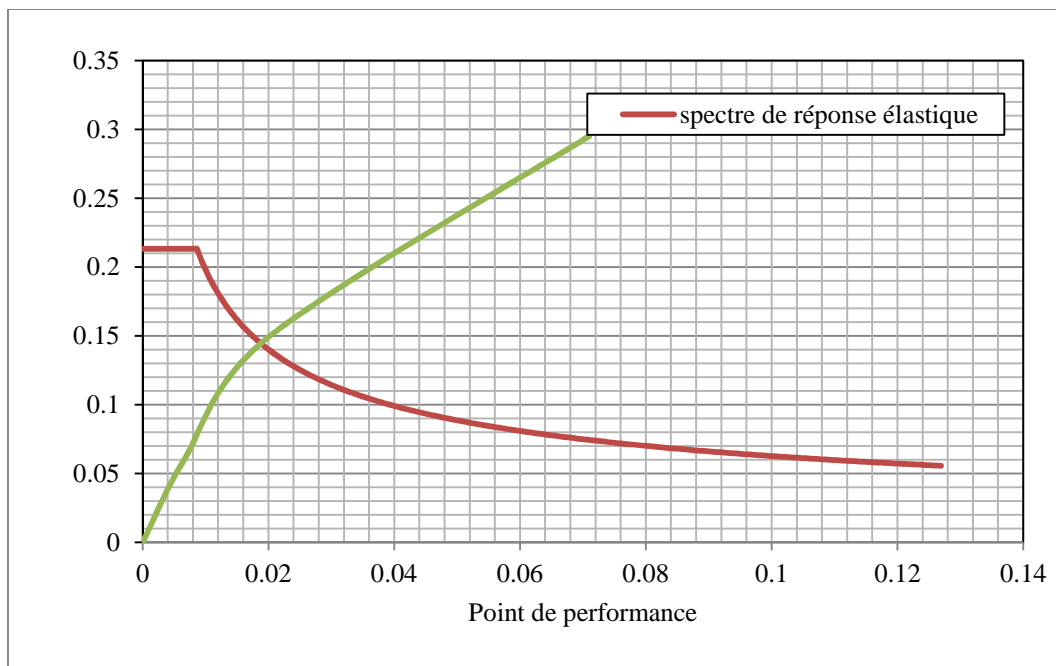


Figure V.14 : Détermination du point de performance.

V.7. Structure avec une saillie supérieur à la norme autorisé par le RPA99 v2003 :

En modifie notre structure référence d'une façon à obtenir une saillie qui est supérieure à la norme autorisé par le RPA99 V2003.

Les figures ci-dessous montre la nouvelle configuration géométrique de notre structure sur laquelle se portera notre étude.

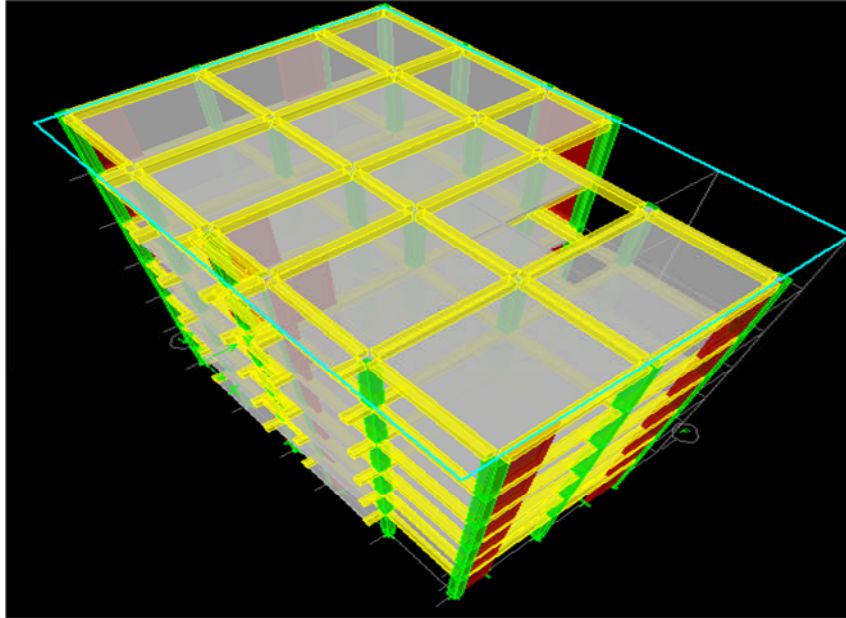


Figure V.15.vue en 3D de la structure.

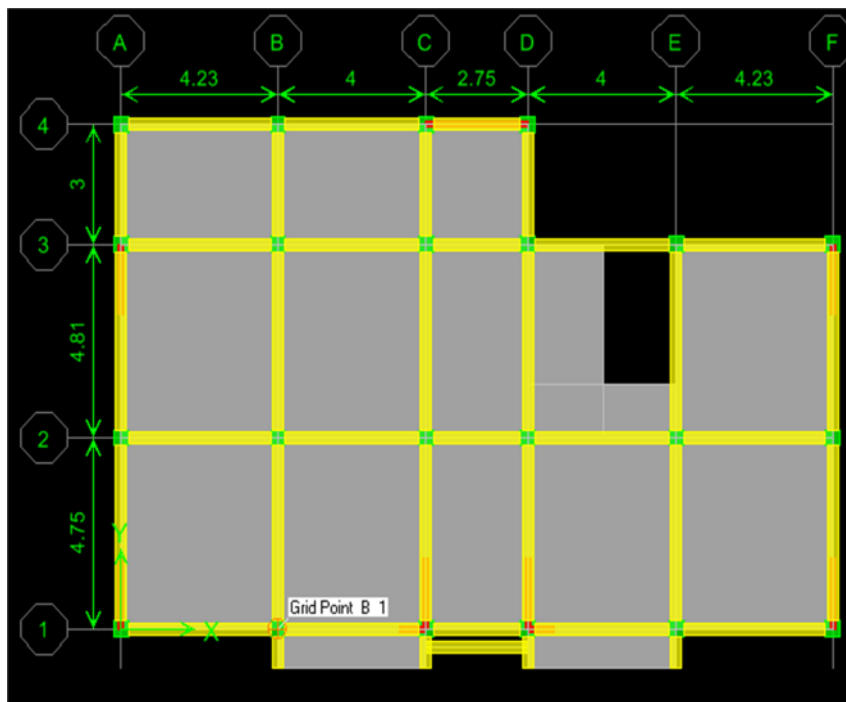


Figure V.16.vue en plan de la structure.

V.7.1. Spectre de réponse de calcul :

L'allure du spectre de réponse de calcul est donné par la figure suivante :

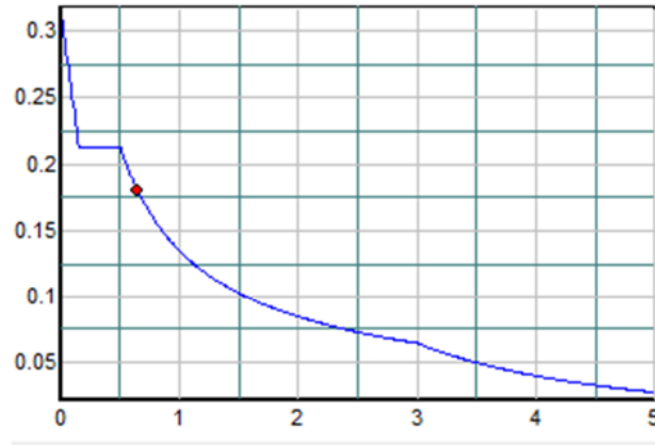


Figure V.17. Spectre de calcul de la nouvelle structure avec $Q=1.25$.

V.7.2. Analyse dans le domaine non linéaire :

V.7.3. Définition du chargement de l'analyse Pushover :

V.7.4. Résultats de l'analyse Pushover :

a. Détermination de la courbe de capacité :

La figure V.18 montre la courbe de capacité de la structure avec la saillance qui est supérieure à la norme autorisée par le RPA99 V 2003.



Figure V.18. Courbe de capacité de la structure à saillance supérieure à la norme.

b. Détermination du point de performance du système équivalent (S_a-S_d) :

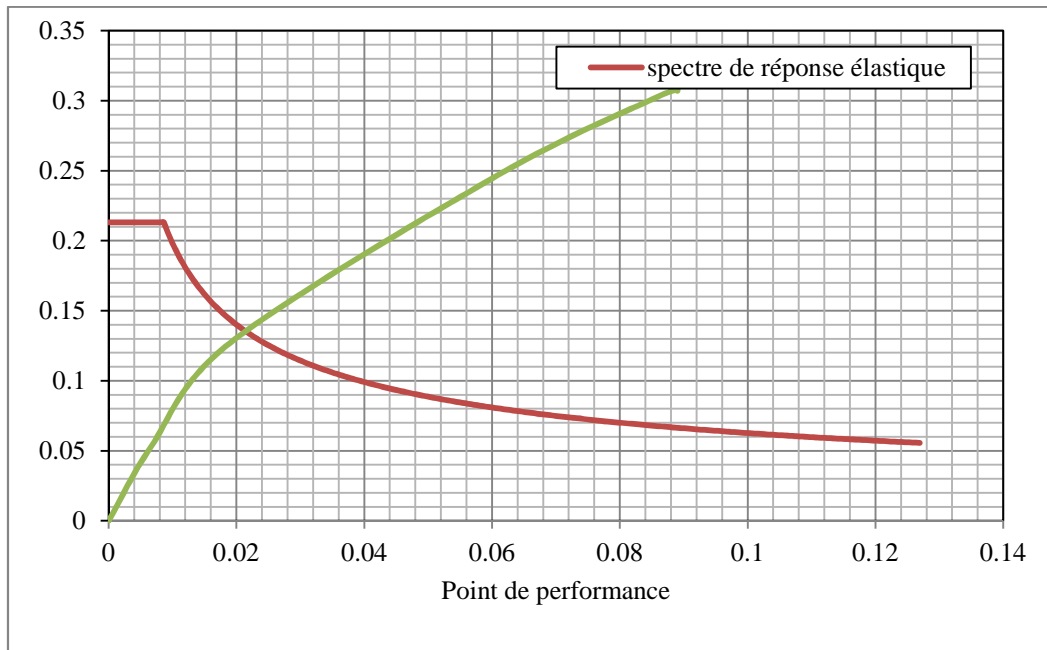


Figure V.19. point de performance de la structure avec la saille supérieur à la norme

V.8. Structure avec un rapport longueur/largeur supérieur à 4 :

En augmentant la dimension de la structure selon l'axe X et en laissant fixe la dimension selon Y on obtient la structure suivante.

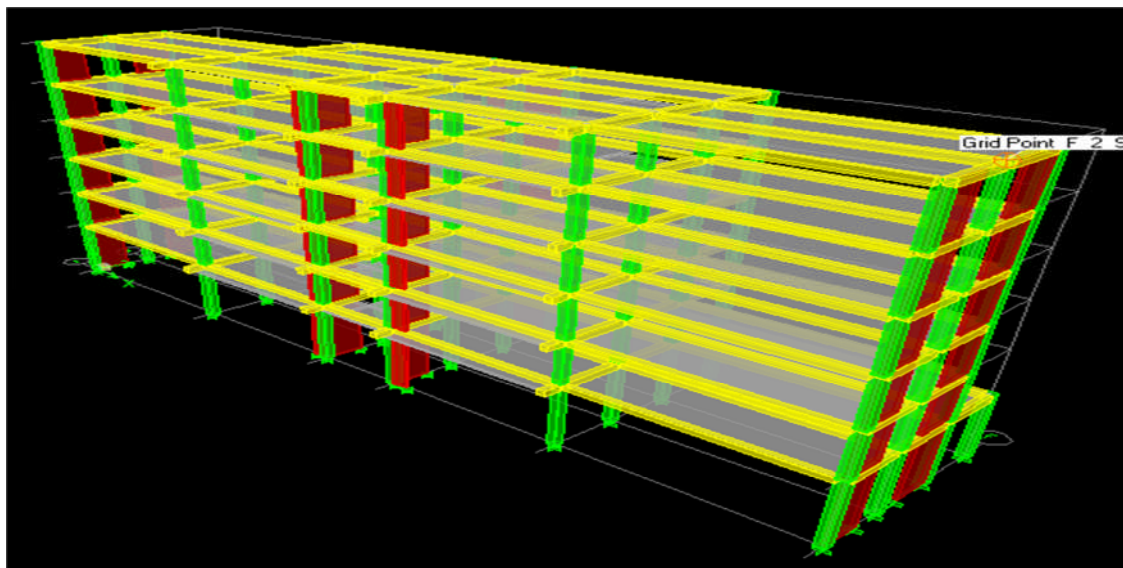


Figure .V.20.vue en 3D de la structure

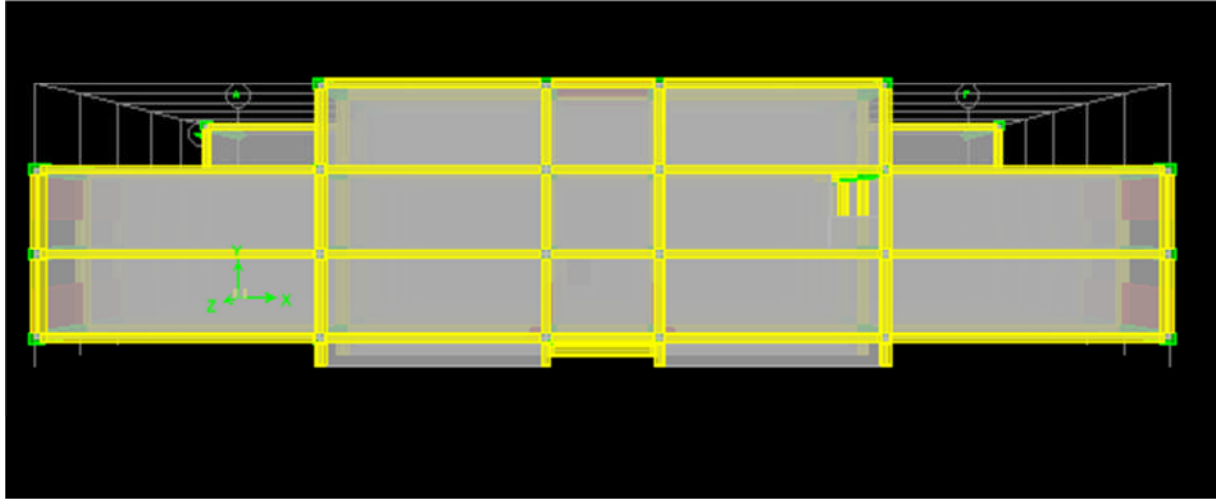


Figure V.21.vue en plan de la structure

V.8.1.Spectre de réponse de calcul :

V.8.2.Analyse dans le domaine non linéaire :

V.8.3. Définition du chargement de l'analyse Push over :

V.8.4.Résultats de l'analyse Pushover :

a. Détermination de la courbe de capacité :

La figure V.22. Montre la courbe de capacité de la structure avec le rapport longueur/largeur supérieur à 4.

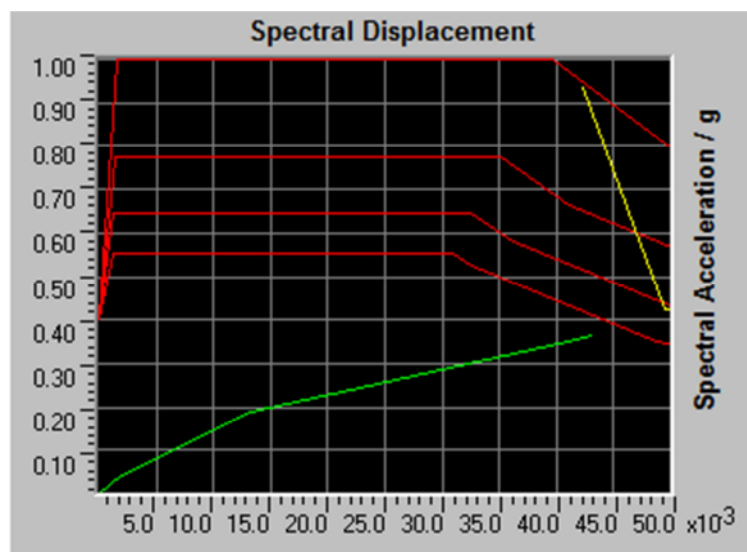


Figure V.22.courbe de capacité de la structure.

b. Détermination du point de performance du système équivalent (S_a-S_d) :

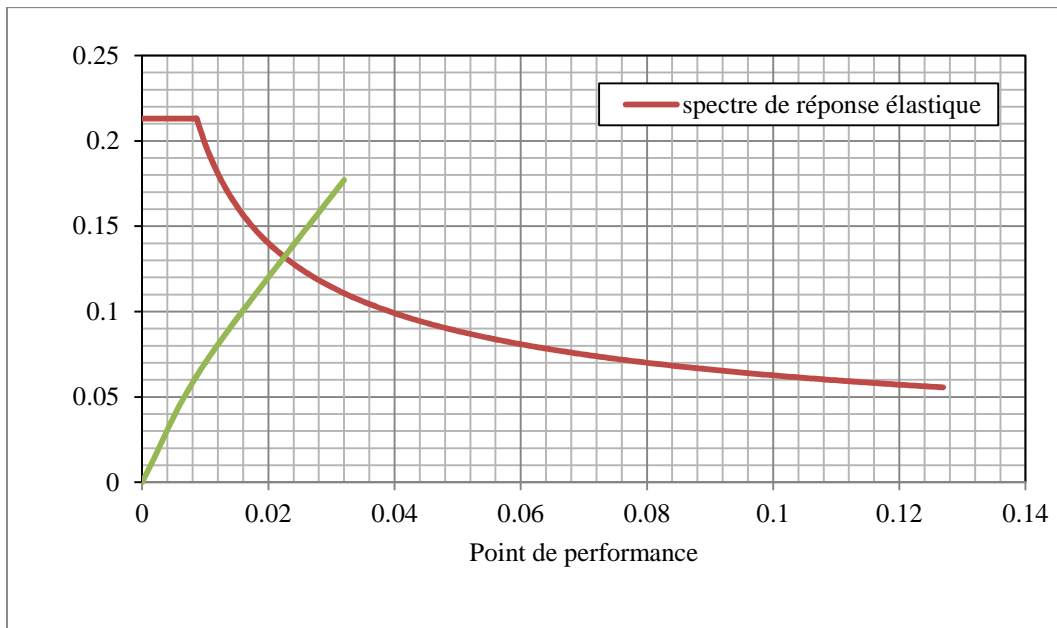


Figure V.23.point de performance de la structure.

V.9.Structure excentrée :

Pour obtenir une structure excentrée, on augmente la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion afin de mieux respecter la règle qui est donnée par le RPA99 V2003 c'est-à-dire que cette distance devient supérieure à 15% de la dimension de la structure selon l'axe de calcul.

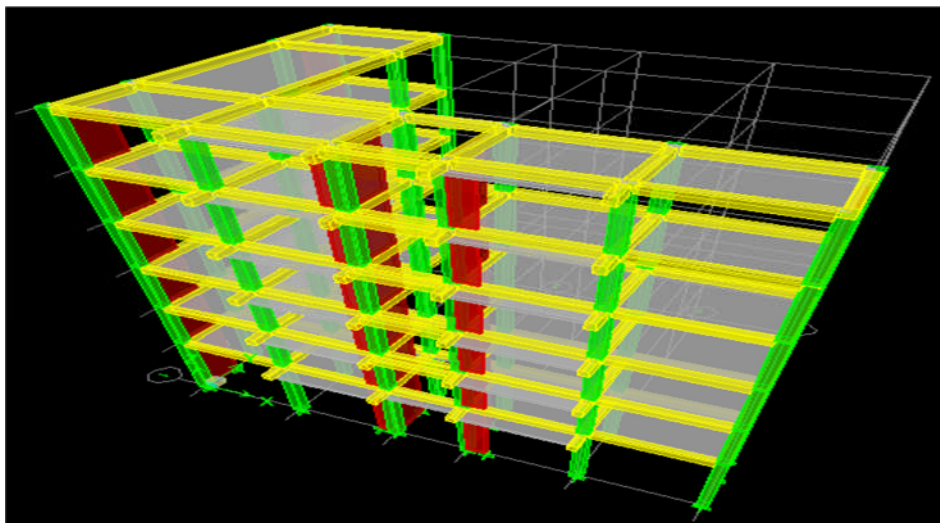


Figure V.24.vue en 3D de la structure excentrée.

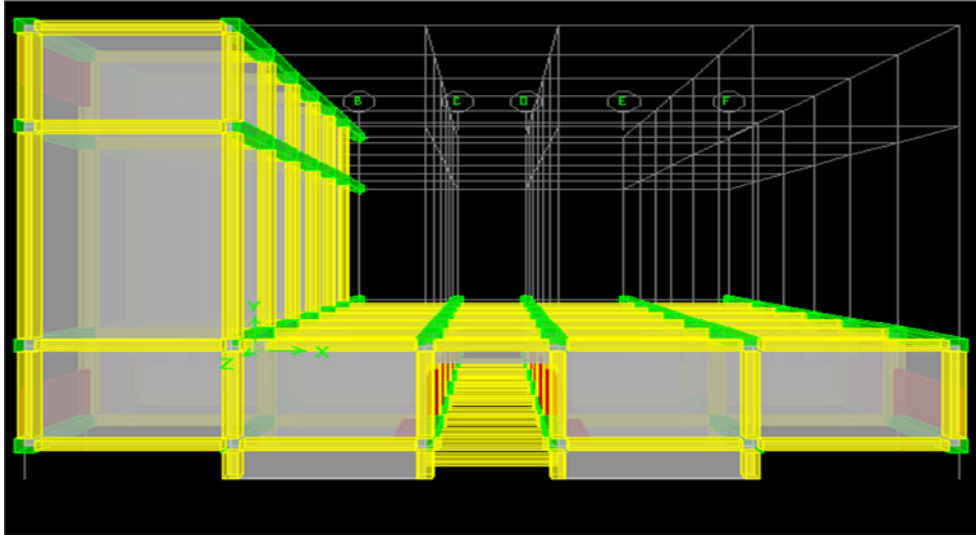


Figure V.25.vue en plan de la structure excentrée.

V.9.1.Spectre de réponse de calcul :

V.9.2.Analyse dans le domaine non linéaire :

V.9.3. Définition du chargement de l'analyse Pushover :

V.9.4.Résultats de l'analyse Pushover :

a. Détermination de la courbe de capacité :

La figure V.26. Montre la courbe de capacité de la structure excentrée :

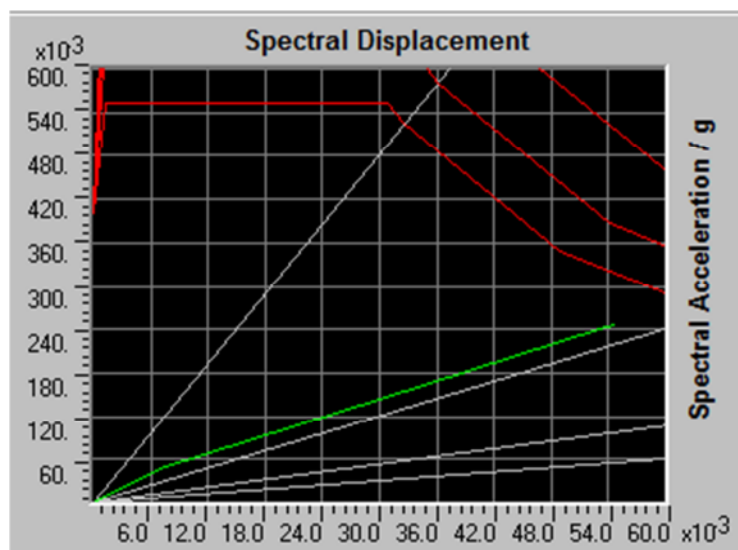


Figure V.26.courbe de capacité de la structure excentrée.

b. Détermination du point de performance du système équivalent (S_a-S_d) :

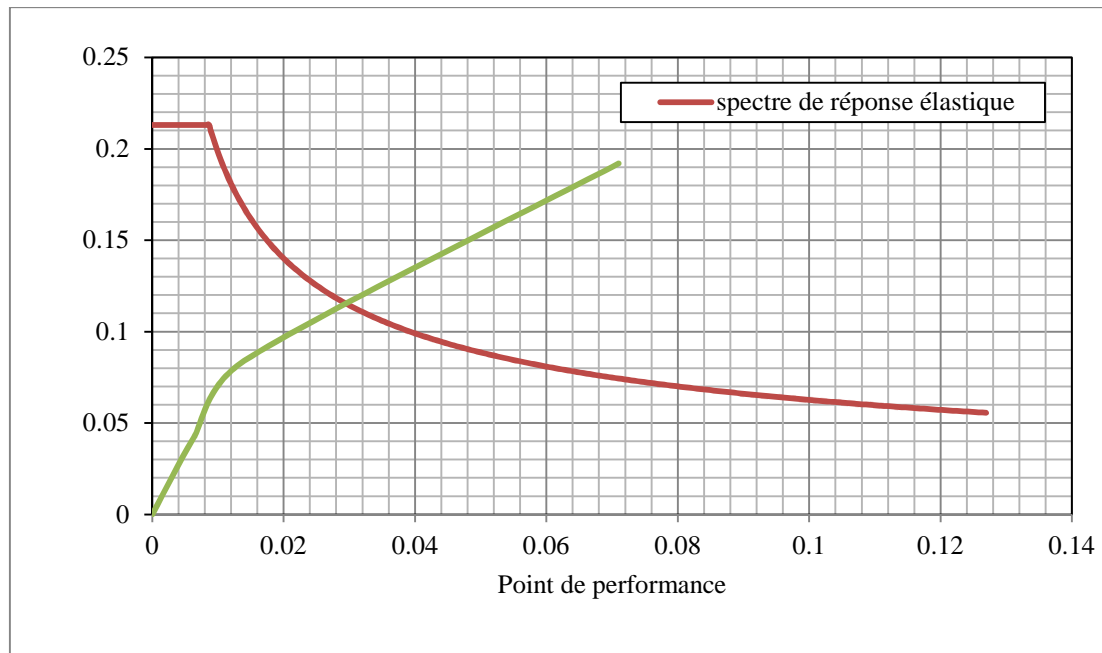


Figure V.27.point de performance de la structure excentrée.

V.10.Conclusion :

Dans ce chapitre en a montré les étapes à suivre afin de pouvoir modélisée les déférentes structure qu'en études grâce ou logiciel ETABS, aussi en a donné la procédure à suivre pour introduire l'analyse de pushover dans le logiciel ETABS et comment obtenir des résultats concluant de ce dernier.

VI.1.Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons nous atteler à réaliser notre étude comparative en comparant les résultats obtenus lors du chapitre précédent. L'étude comparative portera sur les différentes structures avec la structure témoin. Les différentes structures ont été modélisées avec le même logiciel que la structure témoin et la comparaison va porter sur la performance sismique et de montrer l'incidence de la forme régulière sur le bon comportement sismique tel que préconisé par les règlements en vigueur.

VI.2.1. Obtention des courbes de capacité des structures étudiées :

a. Courbe de capacité de la structure référence (structure témoin) :

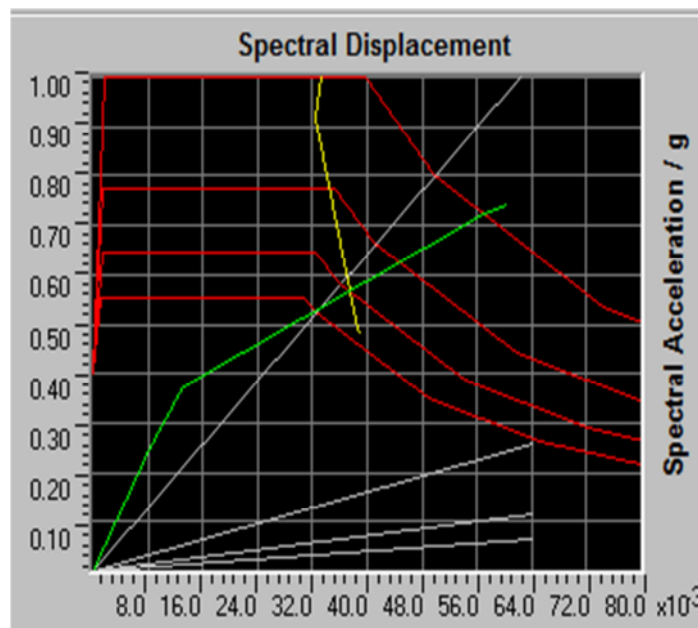


Figure VI.1.Courbe de capacité de la structure référence

La figure [VI.1] nous donne les allures de la courbe de capacité de la structure référence (la courbe verte) et la courbe de la demande sismique (la courbe de couleur rouge). A travers ces courbes, nous mettons en évidence que la courbe de capacité est bien supérieure à la demande sismique et que le point de performance est obtenu pour cette structure avec les coordonnées suivantes : (0.015 ; 0.16).

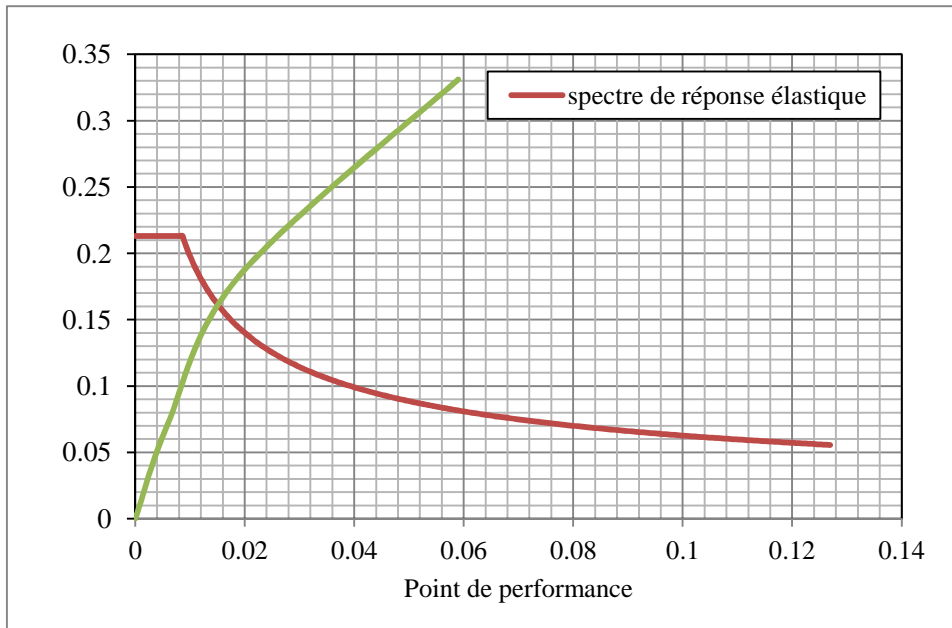


Figure VI.2 : Détermination du point de performance.

b. Courbe de capacité de la structure avec la surface des ouvertures dépassant les 15% de la surface totale de la structure :

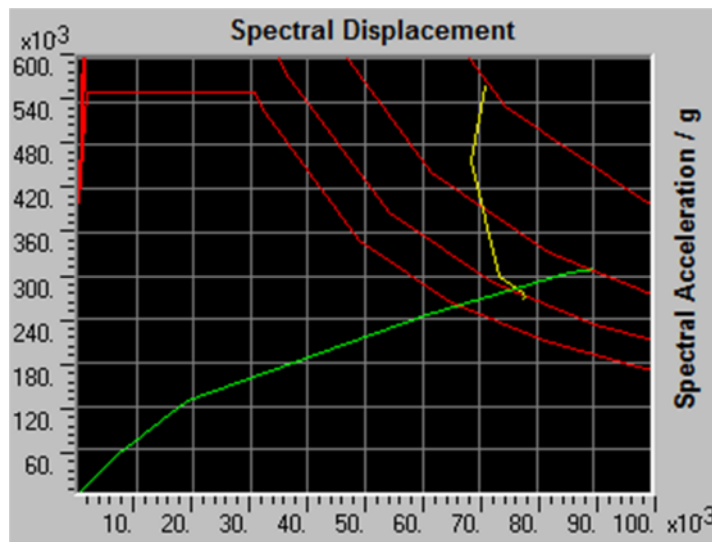


Figure VI.3. Courbe de capacité de la structure à surface d'ouverture importante (supérieure à la norme)

Nous pouvons voir sur la figure [VI.3] que la courbe de capacité est légèrement inférieure pour les deux premières courbes de la demande sismique. Finalement elle ne coupe la demande sismique qu'à la troisième, ce qui veut dire que cette structure va subir des dégâts et des endommagements assez importants qui sont susceptibles de se développer, et son point de performance a les coordonnées suivantes : (0.018 ; 0.145)

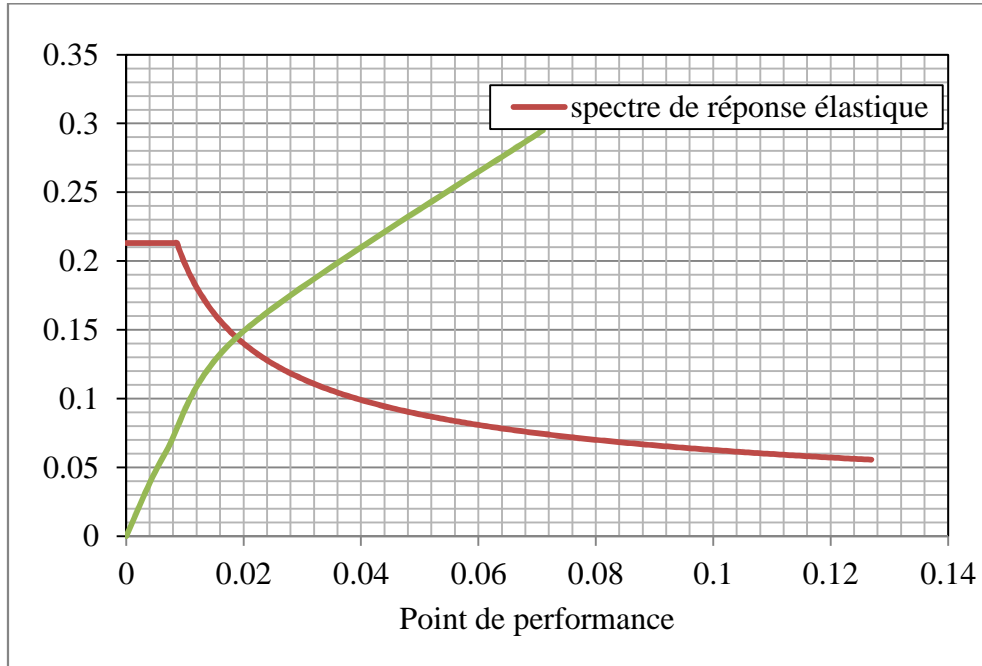


Figure VI.4 : Détermination du point de performance.

c. Courbe de capacité de la structure avec une saillie supérieure à la norme autorisée par le RPA99 v2003 :

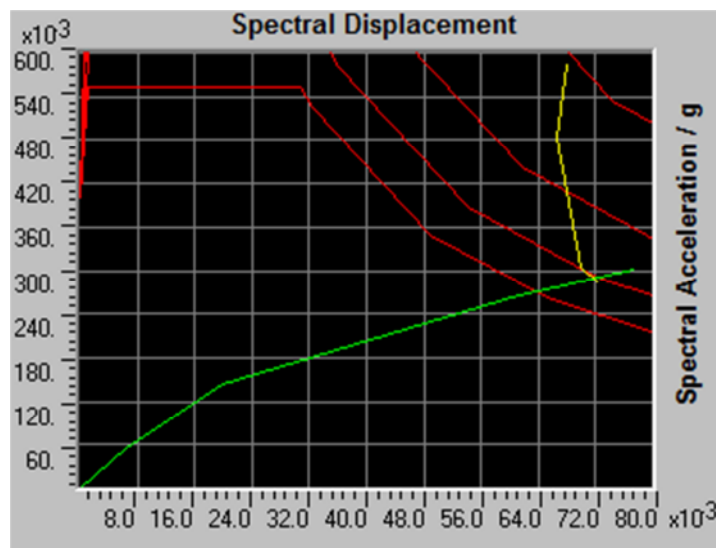


Figure VI.5. Courbe de capacité de la structure à saillie supérieur à la norme

La figure [fig. VI.5] montre bien qu'une structure avec une saillie supérieure à la norme perd de sa capacité et résiste moins aux sollicitations sismiques. Cette perte de capacité va engendrer un endommagement avancé et sa stabilité est mise en danger. Son point de performance a pour coordonnées (0.023 ; 0.135), ces valeurs montrent bien la fragilité en capacité de la structure.

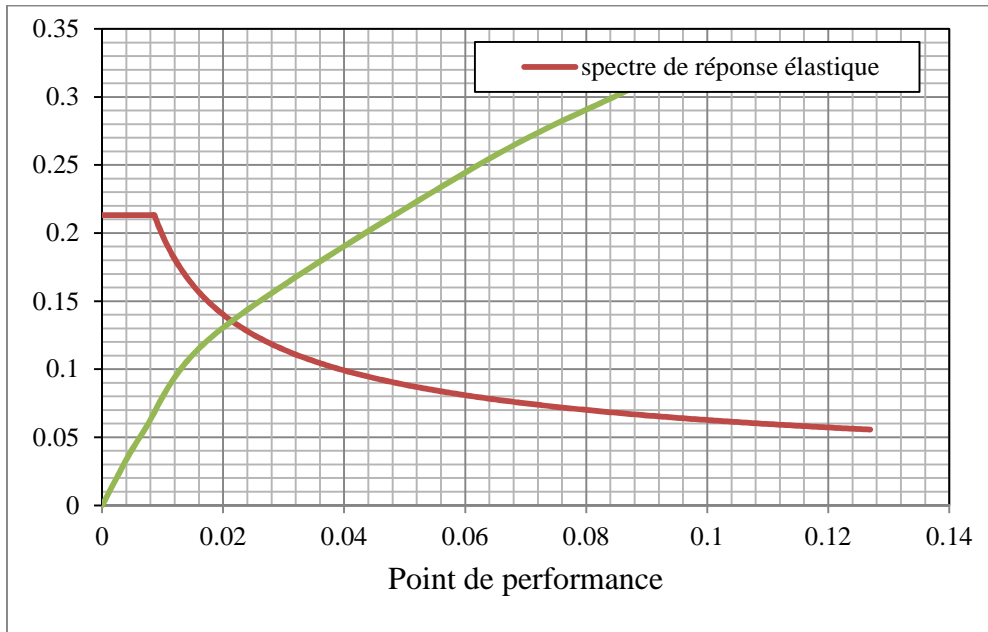


Figure VI.6. point de performance de la structure avec la saillie supérieur a al norme

d. Courbe de capacité de la Structure avec un rapport longueur/largeur supérieur à 4 :

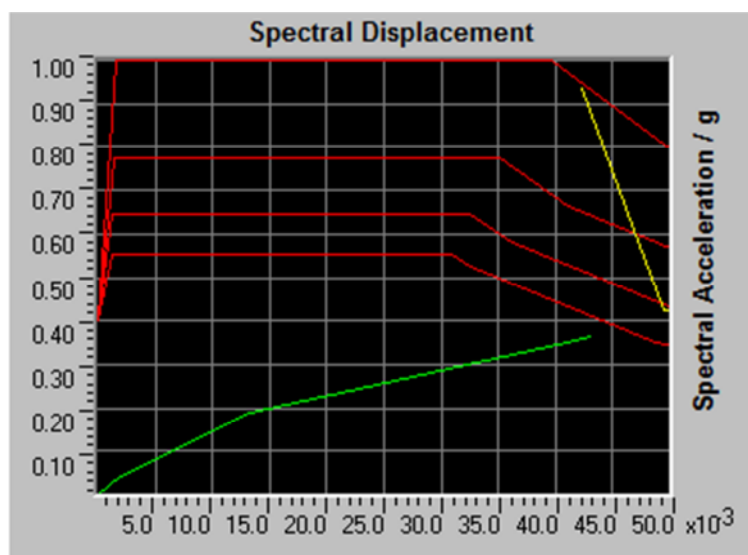


Figure VI.7. courbe de capacité de la structure.

La figure [VI.7] nous permet de voir que cette structure ne possède aucune résistance vis-à-vis des sollicitations sismiques quelle peut subir durant sa vie, donc ce manque de capacité va la conduire à un effondrement totale. Son point de performance a les coordonnées suivantes (0.025 ; 0.13). Ce point de performance est très faible et la structure restera fragile tant que son élancement en plan (L_y/L_x) restera supérieur à 4.

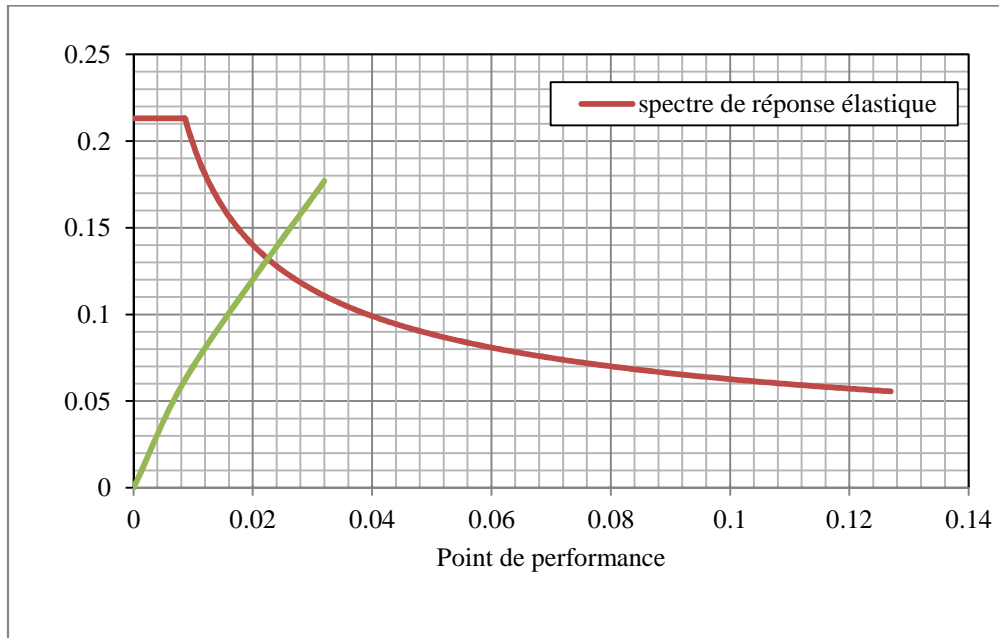


Figure VI.8.point de performance de la structure.

e. Courbe de capacité de la Structure excentrée :

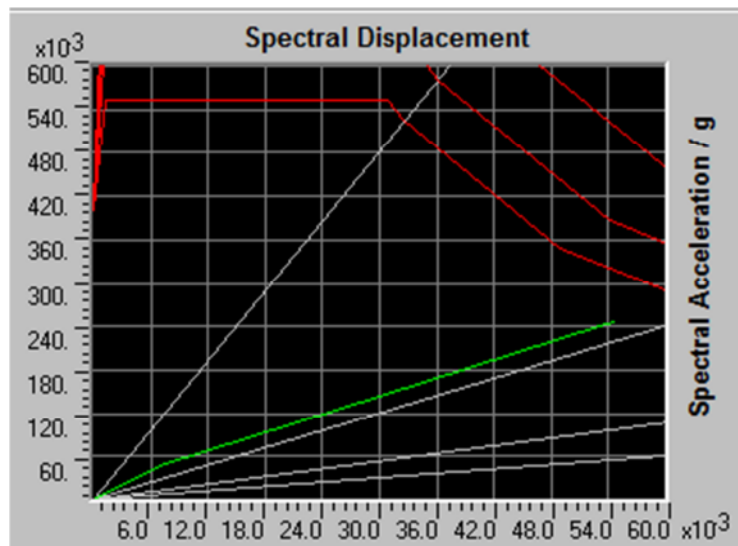


Figure VI.9.courbe de capacité de la structure excentrée.

La figure [VI.9] illustre parfaitement la signification du mot ruine, notre structure qui présente un excentrement important ne possède aucune capacité à faire face à l'action sismique, elle sera immédiatement endommagée et elle va connaître l'effondrement en laps de temps très court. Cette structure présente un point de performance de coordonnées (0.027 ; 0.115), c'est un point de performance très faible.

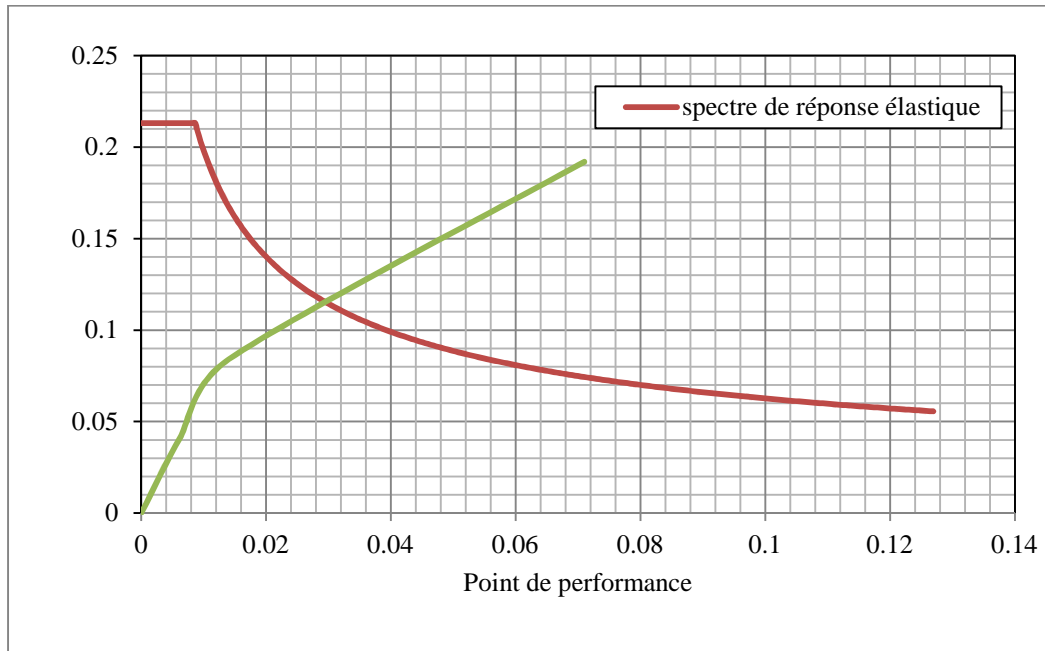


Figure VI.10. point de performance de la structure excentrée.

VI.3. Comparaison des courbes de capacité :

Grace aux courbes de capacité que nous avons obtenues, nous pouvons affirmer avec certitude que les structures régulières en plan ont une meilleure résistance sous sollicitation sismiques. Par contre les structures non régulières en plan présentent des aptitudes de moindre résistance et de faibles capacités à supporter des chargements sismiques avec de fortes amplitudes. Nous avons aussi relevé le degré de sévérité des certaines irrégularités par rapport aux autres. En effet, les cas les plus défavorables sont dans un premier temps représentés par les structures à fort degré d'excentricité, s'ensuit les structures avec un rapport longueur/largeur supérieur à 4. Ces deux irrégularités lorsqu'elles sont constatées offrent des structures avec des résistances et des capacités très faibles et deviennent instables avec des degrés de dommages élevés.

VI.4. Les points de performance des structures étudiées :

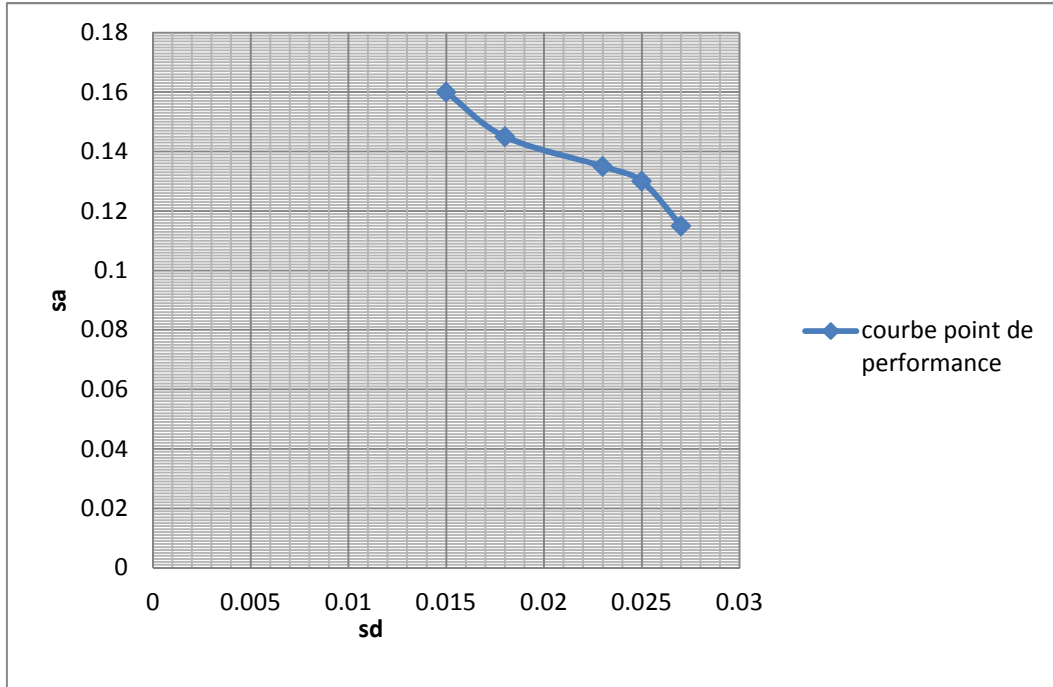


Figure. VI.11. Courbe des points de performance des structures étudiées

A l'aide de la figure [VI.11.], nous pouvons voir l'emplacement des points de performance de chaque structure étudiée. Tout en haut de la courbe, nous avons le premier point de performance qui correspond à la structure référence (témoin). Juste en-dessous, nous trouvons celui qui correspond à la structure avec une surface d'ouverture supérieur à la norme, s'ensuit juste après celui de la structure avec la saillie exagérée puis vient celui de la structure qui a un rapport longueur/largeur supérieur à 4, et enfin de compte arrive le dernier point de performance c'est celui qui correspond à la structure qui présente une excentricité importante (supérieure à la norme). La courbe [VI.11.] montre très bien la perte de performance de ces structures irrégulières en plan ainsi que le degré de sévérité des dommages attendus. L'allure de cette courbe vient confirmer ce qui a été dit lors de la comparaison des courbes de capacité des structures étudiées. En effet, cette courbe décroît ce qui montre que la performance sismique de ces structure décroît aussi, car ces points de performance représentent le comportement de ces structures face aux sollicitations sismiques.

VI.5. Etat de dégradation des éléments constitutifs des structures étudiés :

Cette étape consiste à visualiser le développement et la distribution des rotules plastiques dans la structure après chaque étape de chargement lors de l'analyse push over.

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.

- **VI.5.1 Structure référence (Témoin)**

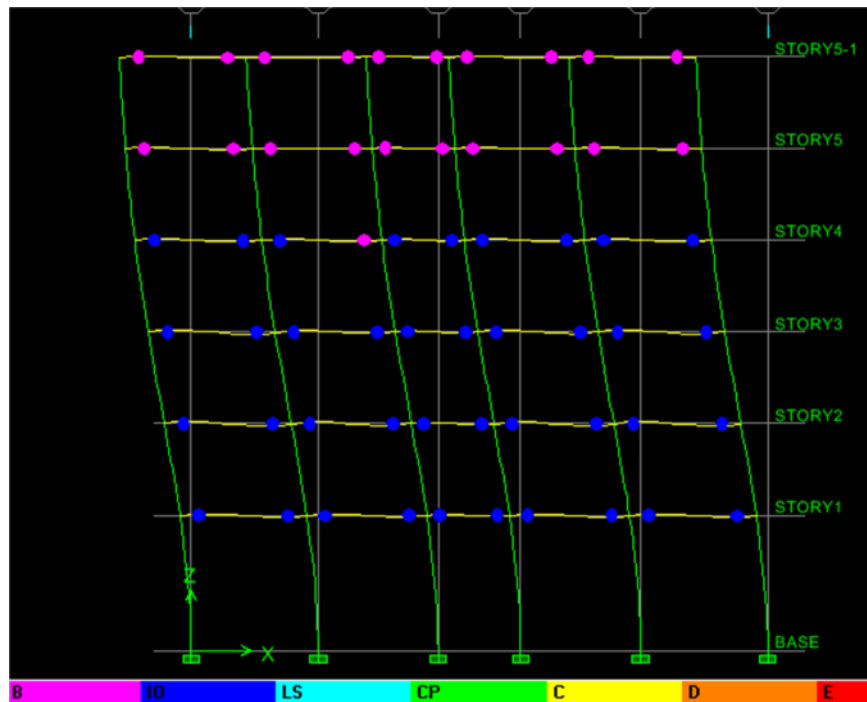


Figure VI.12. Formation des rotules plastique dans la structure référence.

- **VI.5.2 Interprétation des résultats :**

Nous constatons que les rotules se développent uniquement dans les poutres et non dans les poteaux. De plus, elles sont de couleur bleue qui correspond aux dommages IO (Immediat occupancy) pour les poutres des étages inférieurs et de couleur rose qui correspond aux dommages B (domaine élastique) pour les poutres des deux derniers étages de la structure. Ce qui veut dire que cette structure subit des dommages relativement très faibles.

• *VI.5.3 Structure avec une surface des ouvertures supérieure à la norme.*

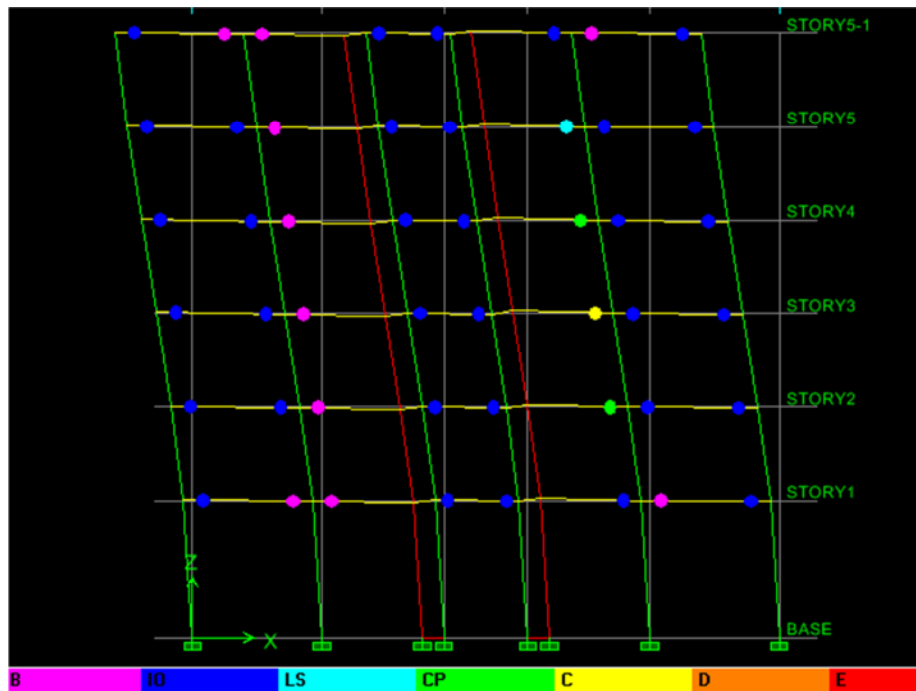


Figure VI.13. Formation des rotules plastique dans la structure avec une surface des ouvertures supérieure à la norme.

VI.5.4 Interprétation des résultats :

La figure [V.I.13] nous donne un aperçu sur le développement des rotules plastiques dans la structure. Nous remarquons que les rotules sont présentes uniquement dans les poutres et elles sont de couleur rose B (domaine élastique) pour le premier étage. Par contre, elles sont de couleur bleue IO (Immediate Occupancy) pour les étages supérieurs. Nous avons aussi la formation de rotule verte CP (Collapse Prevention) au niveau de quelques poutres du 2^{ème} et 4^{ème} étage. Comme, il ya aussi apparition d'une rotule de couleur jaune C (collapse) au niveau d'une poutre du 3^{ème} étage. L'apparition des rotules de couleur jaune C (collapse) dans cette structure veut dire que l'élément dans le quelle elle se forme est susceptible de s'effondrer. Nous avons apparition de dommages assez sévères au niveau d'une poutre.

• VI.5.5 Structure avec une saillie importante (supérieure à la norme).

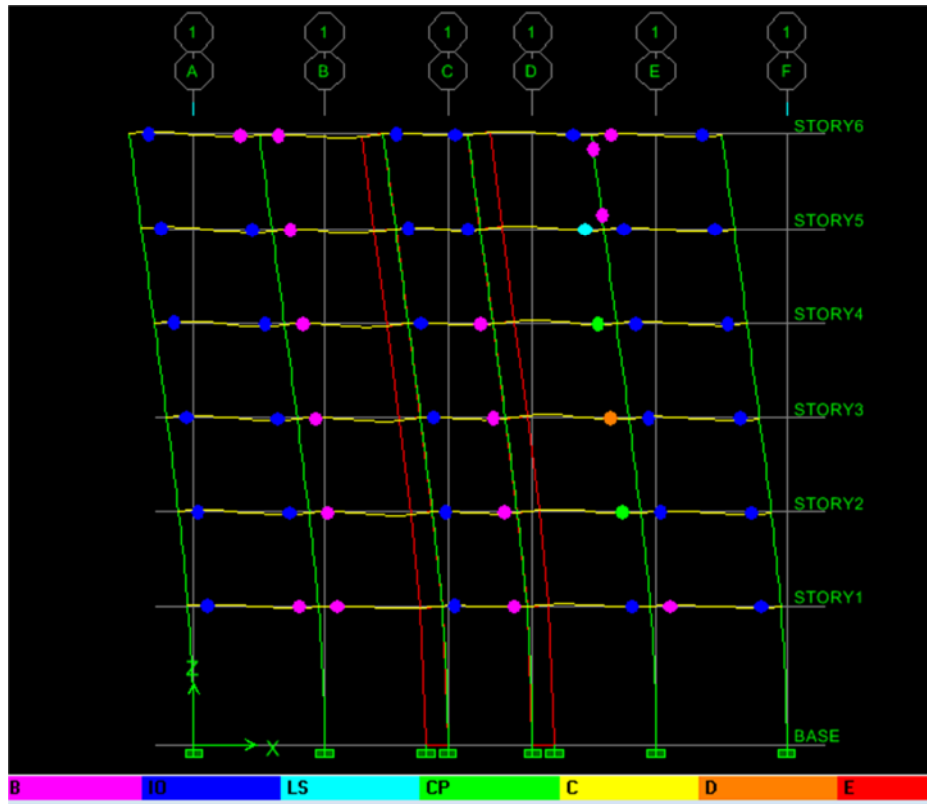


Figure VI.14. Formation des rotules plastique dans la structure avec une saillie exagérée.

VI.5.6 Interprétation des résultats :

Pour cette structure, nous remarquons le développement de rotules plastiques uniquement dans les poutres, sauf pour le dernier étage ou elles apparaissent aussi dans l'un des poteaux. Pour le premier étage, les rotules sont de couleur rose B (domaine élastique) et de couleur bleue IO (Immediate Occupancy). Pour l'étage 2 une rotule de type verte CP (Collapse Prevention) apparaît clairement dans l'étage 3. Nous remarquons, pour la première fois la présence de rotule de couleur orange D (destruction) au niveau d'une poutre. Pour l'étage 4, il y a formation de rotule de couleur verte CP (Collapse Prevention) à côté de rotules de couleur rose B (domaine élastique) et celle de couleur bleue IO (Immediate Occupancy). Au niveau de l'étage 5, nous avons une rotule de couleur bleu ciel LS (Life Safety) qui apparaît dans l'une des poutres et à côté des rotules de couleur rose B (domaine élastique) et de couleur bleu IO (Immediate Occupancy). Les sections dans les quelles apparaissent des rotules de niveaux supérieurs à CP (Collapse Prevention) pourront se rompre. Le niveau des dommages est assez préoccupant, du fait de l'apparition d'une rotule de couleur orange D au niveau d'une poutre du 3^{ème} étage.

• VI.5.7 Structure très élancée.

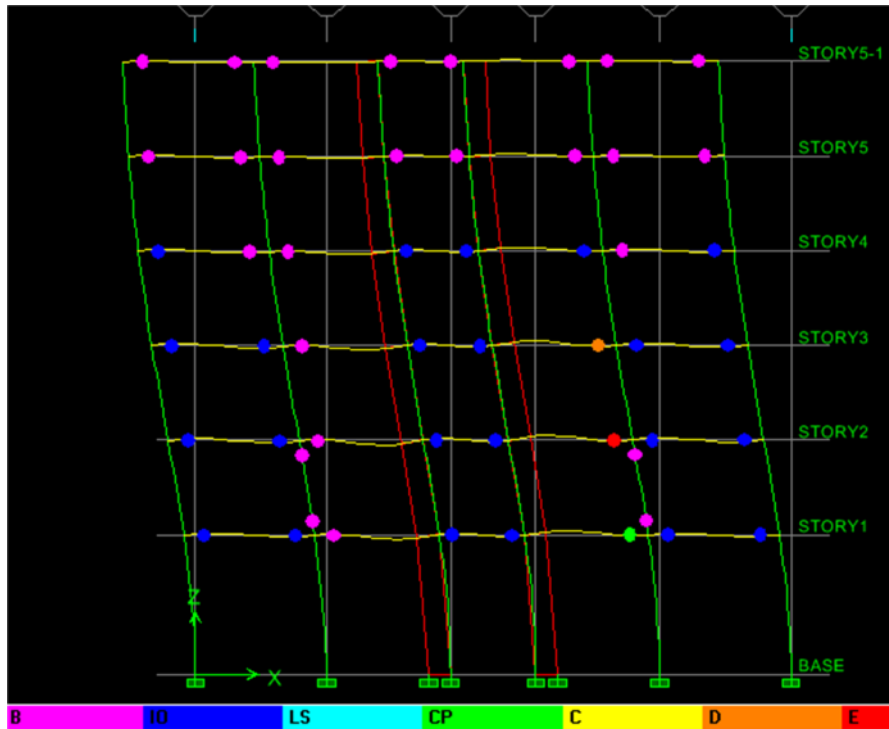


Figure VI.15. Formation des rotules plastique dans la structure avec un rapport longueur/largeur supérieure à 4

VI.5.8 Interprétation des résultats :

Pour cette structure très élancé, nous pouvons observer l'apparition des rotules plastiques de couleur bleu IO (Immediate Occupancy) et de couleur rose B (domaine élastique) et de couleur verte CP (Collapse Prevention) dans les poutres pour le premier niveau. Dans l'étage juste au-dessus des rotules apparaissent aussi dans les poteaux mais cette fois ci elles sont de couleur rose B (domaine élastique) bleu IO (Immediate Occupancy) mais aussi une rotule de couleur rouge E (effondrement). Pour le 3^{ème} étage, les rotules plastiques apparaissent uniquement dans les poutres et elles sont de couleur bleu IO (Immediate Occupancy) et rose B (domaine élastique) avec une rotule de couleur orange D. Pour les étages du 4^{ème} et du 5^{ème}, les rotules sont de couleur rose B (domaine élastique) et bleu IO (Immediate Occupancy). Une fois que le niveau CP (Collapse Prevention) a été dépassé la section est susceptible de se rompre, et dans ce cas de figure la structure subit des dommages irréversibles et elle devient instable.

VI.5.9 Structure très excentrée (supérieure à la norme des 15%)

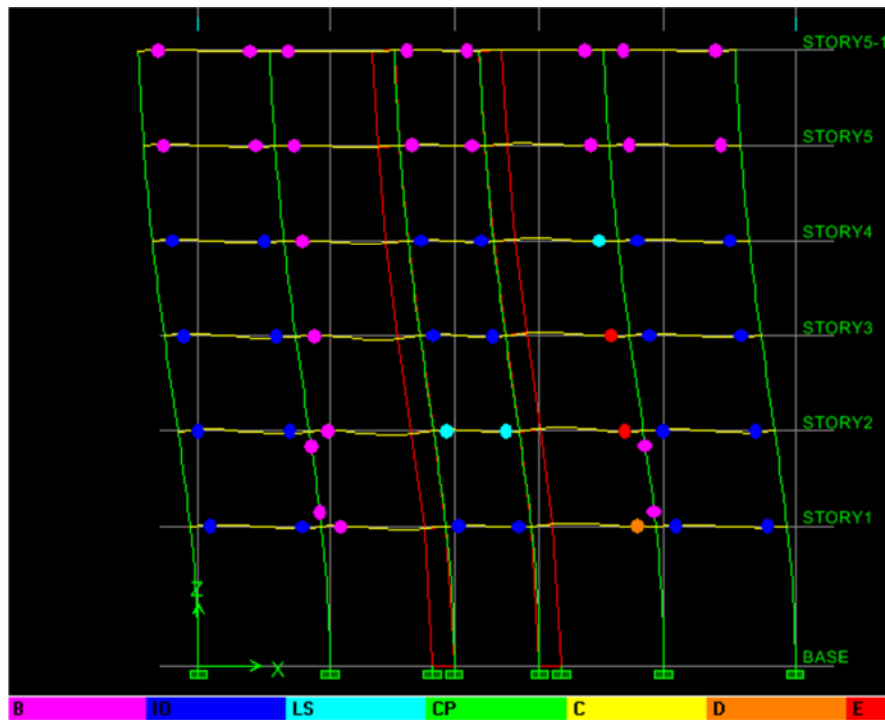


Figure VI.16. Formation des rotules plastique dans la structure excentrée.

VI.5.10 Interprétation des résultats :

Nous constatons pour cette structure excentrée l'apparition de rotules plastiques de couleur orange D. Cette rotule apparaît déjà dans l'étage inférieur au niveau des poutres avec d'autres rotules de couleur rose B (domaine élastique) et bleu IO (Immediate Occupancy). Dans les étages supérieurs (surtout le 2^{ème}), nous avons des rotules qui apparaissent aussi dans les poteaux, même si elles sont de couleur rose, elles sont très dangereuses du fait qu'à côté il ya apparition de rotules de couleur orange D dans les poutres, ce qui va engendrer un mécanisme de ruine instantané. Nous pouvons dire que pour cette structure il va y avoir rupture dans ses éléments constitutifs ce qui provoquera l'effondrement de cette dernière. La ruine de cette structure sera fragile, chose qui est pas interdite par les règlements.

VI. 6. Analyse des résultats :

Le logiciel ETABS nous a permis de visualiser le développement et l'apparition des rotules plastiques à n'importe quel point des structures (que ce soit au niveau des poutres ou des poteaux). Après visualisation de la distribution des rotules plastiques dans les différentes structures étudiées, et après chaque étape de chargement, nous avons constaté que la structure référence (régulière en plan) ne développe pas des rotules de type C, D et E, ce qui veut dire que les éléments constitutifs de cette structure subissent uniquement des dommages relativement très faibles (rotules de type « B (domaine élastique) et IO (Immediate Occupancy). L'apparition de ces rotules de type B, IO ou LS est même recommandée, car elles dissipent l'énergie sismique et la structure restera stable. Par contre, pour les autres structures (non régulière en plan), elles présentent des rotules de types C et D, ce qui veut dire, ces structures subissent des dommages irréversibles qui conduiront ces structures à l'effondrement et la ruine lorsque des rotules de type D ou E apparaissent dans les poteaux. C'est le cas des structures avec un élancement ou bien un excentrement très important. La structure qui présente le cas le plus défavorable est celle qui est excentrée car elle ne présente aucune résistance et aucune capacité vis-à-vis des chargements sismiques qu'elle est appelée à subir.

VI.7. Conclusion :

L'application de la méthode Push over avec le logiciel ETABS nous a permis de suivre le comportement des structures au-delà de leur domaine élastique, comme elle nous a permis de visualiser l'apparition des rotules plastiques au niveau de chaque élément constitutif de la structure avec le degré de dommage attendu. Nous avons aussi pu évaluer les points de performance de chaque structure et pouvoir montrer le degré de sévérité pour chaque forme d'irrégularité étudiée. Enfin, nous avons montré la différence qui existe entre les structures régulières en plan et celles qui ne le sont pas (irrégulières).

Conclusion

Arrivés au terme de notre travail, ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique une partie des connaissances théoriques acquises durant notre formation en nous basant sur les documents techniques et les règlements en vigueur. Ainsi nous avons pu mettre en évidence certaines méthodes et principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.

D'après l'étude que nous avons faite, il convient de souligner les points suivants :

L'application de la méthode Push over avec le logiciel ETABS nous a permis de suivre le comportement des structures au-delà de leur domaine élastique, comme elle nous a permis de visualiser l'apparition des rotules plastiques au niveau de chaque élément constitutif de la structure avec le degré de dommage attendu.

Nous avons aussi pu évaluer les points de performance de chaque structure et pouvoir montrer le degré de sévérité pour chaque forme d'irrégularité étudiée.

La structure témoin présente un point de performance avec les coordonnées suivante (0.015 ; 0.16), la structure avec surface d'ouverture supérieur à la norme a un point de performance de coordonnées suivantes (0.18 ; 0.145). celle avec la saillie un point de performance de (0.023 ; 0.135) Vient celle avec le rapport longueur/largeur supérieur à 4 présent un point de performance de coordonnées suivantes (0.025 ; 0.13) enfin la structure excentrée présente un point de performance plus faible avec les coordonnées suivantes (0.027 ; 0.115).

La structure qui présente le cas le plus défavorable est celle qui est excentrée car elle ne présente aucune résistance et aucune capacité vis-à-vis des chargements sismiques qu'elle est appelé à subir.

Toutefois, en prenant conscience de l'évolution considérable qu'a connue le domaine du génie civil ainsi que les exigences technologiques et économiques (délai et coût de réalisation) de notre époque, il serait préférable de faire appel à des logiciels de calcul tridimensionnel de structures qui sont plus rapides, faciles à utiliser et plus proches de la réalité pratique.

Nous espérons que ce travail pourra offrir un plus aux promotions futures.

Référence bibliographique :

- [1] .DR.ZENDAGUI, "mesure des mouvements sismique," *cours de sismologie*, pp. 1-39, 2011-2012.
- [2] .H. KADA, "l'utilisation des matériaux composites dans la réhabilitation des structures," *département de génie civil u.s.t.o.mb*, p. 15, 2008.
- [3] .BELKHIR. M. AGHILES, "INFLUENCE DE LA DISPOSITION DES VOILES SUR LA PERFORMANCE SISMIQUE DES BÂTIMENTS," 2012.UMMTO
- [4]. PATRICIA. BALANDIER livre Eléments de conception parasismique à l'usage des techniciens du bâtiment pour DDE Martinique – SECQUIP – Juillet 2001
- [5]. HUGO. BACHMANN: Conception parasismique des bâtiments – Principe de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités, Directives de l'OFEG (Bienne 2002,81p.)Réponse des bâtiments en torsion.
- [6] .MILAN ZACEK. Conception parasismiques -niveau avant-projet
- [7] .Règles parasismiques algériennes RPA 99/ version 2003.
- [8] .D. KARIMA, "évaluation des performances parasismiques des portiques renforcés par chemisages béton armé et par bandage en cfrp," 2010.
- [9]. KAHIL AMAR. Thème de master 'Méthode d'estimation du point de performance' université de UMMTO faculté de la CONSTRUCTION département du GENIE CIVIL.
- [10] Mr MAHBOUB LOTFI ET Mr MOULESSEHOUL SID AHMED mémoire pour l'obtention d'un master GENIE CIVIL spécialité INGENIERIE DES STRUCTURES thème 'étude des systèmes de contreventement des structures en béton armé par matériaux composite' université de ABOUBAKR BELKAID.