

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présenté par : HOCINE Hadj Ahmed

MECHETAK Moufek

Sujet du mémoire

**Estimation de l'indice de dégradation global des structures
irrégulières en élévation.**

Soutenu publiquement le 14/09/2021 devant le jury composé de :

M. M. ZIDOUR	MCA	Président
M. A. SAOULA	MCA	Rapporteur
M. T. HASSAINE DAOUADJI	Pr	Examineur
M. T. BENSATTALAH	Pr	Examineur

PROMOTION : 2020-2021

Dédicace

*A nos parents, pour tous leurs
sacrifices, et leur soutien tout au
long de nos études...*

*A nos chers amis pour leurs
encouragements, et leur
soutien...*

*A tous les amis qui nous ont
aidés.*

Remerciements

On remercie dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer de terminer ce mémoire.

Nous remercions notre encadreur

***Abdelkader SAOULA** pour ses efforts, et son bon encadrement.*

Nous remercions également les membres du jury.

Nous remercions tous les professeurs de l'université

Ibn-Khaldoun.

Résumé:

La forme en plan ou en élévation a une influence importante sur le comportement dynamique et sismique d'une structure. L'objectif de cette étude est d'estimer l'indice de dégradation global au point de performance des structures auto stables en béton armé irrégulières en élévation. Pour ce faire, une analyse statique non linéaire (Pushover) est réalisée dans cette étude en premier lieu en utilisant le logiciel d'analyse SAP2000, et ce pour tracer la courbe de capacité pour les différentes formes envisagées. Ensuite, la recherche du point de performance de chaque structure étudiée ainsi que les mécanismes de ruine constituent une étape indispensable avant de procéder à la détermination de l'indice de dégradation au point de performance. Une étude comparative a été effectuée afin de montrer l'impact de l'irrégularité en élévation sur le comportement des structures.

Mots-clés : Indice de dégradation globale, Analyse non linéaire, Pushover, point de performance, Structure auto stable, Structure en béton armé.

Abstract:

The shape in plan or in elevation has an important influence on the dynamic and seismic behavior of a structure. The objective of this study is to estimate the global degradation index at the performance point of reinforced concrete structures irregular in elevation. To do this, a nonlinear static analysis (Pushover) is performed in this study first by using the SAP2000 analysis software, and this to plot the capacity curve for the different shapes considered. Then, the search for the performance point of each studied structure as well as the failure mechanisms constitute an essential step before proceeding to the determination of the degradation index at the performance point. A comparative study was carried out in order to show the impact of the irregularity in elevation on the behavior of the structures.

Keywords: Global degradation index, Nonlinear analysis, Pushover, performance point, Self-stable structure, Reinforced concrete structure.

الملخص:

الشكل في المخطط أو في الارتفاع له تأثير مهم على السلوك الديناميكي والزلاحي للهيكل. الهدف من هذه الدراسة هو تقدير مؤشر التدهور العام عند نقطة أداء الهياكل الخرسانية المسلحة غير المنتظمة في الارتفاع. للقيام بذلك ، يتم إجراء تحليل ثابت غير خطي (Pushover) في هذه الدراسة أولاً باستخدام برنامج التحليل SAP2000 ، وهذا لرسم منحنى السعة للأشكال المختلفة التي تم النظر فيها. بعد ذلك ، يشكل البحث عن نقطة الأداء لكل هيكل مدروس وكذلك آليات التدهور خطوة أساسية قبل الشروع في تحديد مؤشر التدهور عند نقطة الأداء. أجريت دراسة مقارنة لبيان تأثير عدم انتظام الارتفاع على سلوك الهياكل.

الكلمات المفتاحية: مؤشر التدهور العام ، التحليل غير الخطي ، Pushover ، نقطة الأداء ، الهيكل المستقر ذاتياً ، الهيكل الخرساني المسلح.

SOMMAIRE

Remerciements	i
Dédicaces.....	ii
Résumés.....	iv
Sommaire	vii
Liste des figures.....	xi
Liste des tableaux	xiii
Notations & symboles	xiv
Introduction Générale.....	2

Chapitre I: La régularité et la forme des bâtiments.

I.1 Introduction :.....	05
I.2- Le comportement sismique d'une structure.....	05
I.3- Les typologies des systèmes de contreventement.....	06
I.3.1-Contreventement assuré par portiques auto-stables	06
I.3.2-Contreventement avec voiles en béton armé	06
I.3.2- Contreventement mixte.....	07
I.4- Les Structures à contreventement en portiques auto-stables	07
I.5- La régularité et l'irrégularité des structures.....	08
I.5.1- La régularité.....	08
I.5.1.1- Structures régulières en plan.....	08
I.5.1.2- Structures régulières en élévation	09
I.5.2- L'irrégularité	09
I.6- L'analyse du comportement sismique	09
I.7- Choix des méthodes de calcul linéaires	10
I.8- Les méthodes d'analyses non linéaires.....	10
I.9- Les paramètres d'évaluation du comportement sismique.....	10
I.9.1- Les déplacements inter-étages	10
I.9.2- La pénétration dans le domaine plastique et la capacité à dissiper de l'énergie.....	10
I.9.3- La ductilité	11
I.9.4- L'indice de dégradation	11
I.10- Conclusion	11

Chapitre II: Evaluation du comportement sismique des structures.

II.1 Introduction :	13
II.2- Les indicateurs de dégradations pour l'évaluation de comportement sismique des structures en béton armé	13
II .2.1-Indicateurs locaux	13
II .2.1.1-Indicateurs cumulés combinés	13
II .2.1.2-Indicateurs de dommages non cumulés	14
II .2.1.3-Indicateurs de dommages cumulés basés sur l'énergie	14
II .2.1.4-Indicateurs de dommages cumulés basés sur les déplacements	14
II .2.2-Indicateur global	14
II .2.2.1-Moyenne pondérée d'indicateurs locaux	14
II .2.2.2-Indicateurs basés sur les propriétés modales	14
II .3-Les déplacements inter-étages	14
II .3.1-Le déplacement horizontal	14
II .3.2-Le déplacement relatif	15
II .4-Ductilité	15
II .4.1-Définition de la ductilité	15
II .4.2-Différents types de ductilité	16
II .5-L'indice de dégradation global	20
II .5.1-Indicateurs de dommages basés sur des mesures de propriétés mécaniques	20
II .5.1.1-Changement de déplacement	21
II .5.1.2-Diminution de la capacité portante	21
II .5.1.3-Réduction de la rigidité	21
II .5.2-Avantages de l'indice de dommage global	22
II .5.3- Raideur de la structure au point de performance (K_p) et indicateur de dégradation global de la structure (I_d)	22
II .6-Conclusion	23

Chapitre III: Analyse non linéaire Pushover.

III-1- Introduction :	25
III .2- La Méthode PUSHOVER	25
III .2.1- Définition de l'analyse PUSHOVER	25
III .2.2- Les niveaux d'endommagement	26

III .2.3- Origine de l'analyse PUSHOVER	26
III .2.4- But de l'analyse PUSHOVER.....	27
III .2.5- Avantages, Inconvénients et Limites de la méthode	28
III .2.6- Principe de l'analyse PUSHOVER.....	29
III .3- Présentation de la méthode de capacité spectrale (ATC 40)	29
III .3.1- Principe fondamentale de la méthode de capacité spectrale (ATC 40)	30
III .3.1.1- La capacité	30
III .3.1.2- La demande (déplacement)	30
III .3.1.3- La performance	31
III .3.2- Mise en place de la méthode	31
III .3.2.1-Détermination de la courbe de capacité	31
III .3.2.2- la demande sismique	32
III .3.2.2.1- Détermination spectre élastique amorti à 5% en format (Sa-T)	32
III .3.2.2.2- Transformation du spectre élastique au format accélérations-déplacements.....	33
III .3.2.2.3- Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité	34
III .3.2.2.4-Détermination de l'amortissement effectif et réduction du spectre élastique	35
III .4-Détermination du point de performance	37
III .4.1- Procédure B.....	38
III .5-Conclusion	41

Chapitre IV: Présentation et étude des structures irrégulières en élévation.

IV-1- Introduction	43
IV.2- Présentation des structures.....	43
IV.2.1-Ossature et système constructif adopté	48
IV.2.2- Caractéristiques des matériaux	49
IV.3- Dimensions et ferrailages des poteaux et poutres.....	49
IV.4- Descente de charges	50
IV.5- Spectres de réponse.....	50
IV.6- Etude des structures	51
IV.7- Conclusion	52

Chapitre V: Résultats et discussions.

V-1- Introduction :.....	54
--------------------------	----

V.2- Structure de référence	54
V.2.1- Résultat de courbe de capacité	54
V.2.2- Détermination du point de performance	55
V.2.3-Raideur initiale de la structure de référence (Ke)	56
V.2.4-Raideur de la structure de référence au point de performance (Kp)	57
V.2.5-Visualisation des mécanismes de ruine de la structure de référence	57
V.2.6-Indice de dégradation de la structure de référence.....	58
V.2.7-Interprétation des résultats de la structure de référence	59
V.3- Étude des structures irrégulières en élévation.....	59
V.4- Comparaison entre les différentes structures en terme de capacité.....	70
V.4.1-Structures irrégulières selon la direction X (IRR1, IRR2, IRR3, IRR4)	70
V.4.2-Structures irrégulières selon la direction Y (IRR5 et IRR6)	71
V.4.3-Structures irrégulières selon la direction X et Y (IRR7 et IRR8)	72
V.5- Comparaison en terme de l'indice de dégradation global.....	74
V.6- Conclusion	76
Conclusion Générale & perspectives	77
Références bibliographiques	80

Liste des figures

Figure II.1: définition de ductilité	11
Figure II.2: comportements des structures (code FEMA440) 20.....	20
Figure II.3: Différentes stratégies d'identification des dommages	21
Figure III.1 Signification physique de la courbe de capacité	25
Figure III.2: Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité.....	26
Figure III.3 : système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés	27
Figure III.4 : Le point de performance d'une structure en analyse PUSHOVER.....	29
Figure III.5 : Transformation de la courbe de capacité.....	32
Figure III.6 : Spectre de réponse élastique format (Sa-Sd)	34
Figure III.7 : Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité	34
Figure III .8: Schématisation de l'énergie dissipée par la structure	35
Figure III.9: Types de comportement de la structure	36
Figure III .10: Spectre élastique et courbe de capacité	38
Figure III .11: Détermination de point de performance d'essai.....	39
Figure III .12: Idéalisation de la bilinéaire de la courbe de capacité.....	39
Figure III .13: Représentation d'une famille de spectres réduits.....	41
Figure III .14: Détermination du point de performance.....	41
Figure IV.1: La structure de référence.	44
Figure IV.2: Les structures type IRRégulier selon la direction X, IRR1, IRR2, IRR3 et IRR4	44
Figure IV.3: Les structures type IRRégulier selon la direction Y, IRR5 et IRR6.....	45
Figure IV.4: Les structures type IRRégulier selon les deux directions X et Y, IRR7 et IRR8.	46
Figure IV.5: Les Limites des décrochements en élévation.....	47
Figure IV.6: le spectre de réponse	51
Figure V.1 : Courbe de capacité de la structure de référence suivant X.	54
Figure V.2 : Courbe de capacité de la structure de référence suivant Y.	55
Figure V.3 : Point de performance de la structure de référence suivant X.	55
Figure V.4 : Point de performance de la structure de référence suivant Y.	56
Figure V.5: Formation des rotules plastique dans la structure de référence.	57
Figure V.6: Formation des rotules plastique dans la structure IRR1.	60
Figure V.7: Formation des rotules plastique dans la structure IRR2	61
Figure V.8: Formation des rotules plastique dans la structure IRR3.	62
Figure V.9: Formation des rotules plastique dans la structure IRR4.	64

Figure V.10: Formation des rotules plastique dans la structure IRR5.	65
Figure V.11: Formation des rotules plastique dans la structure IRR6.	66
Figure V.12: Formation des rotules plastique dans la structure IRR7	68
Figure V.13: Formation des rotules plastique dans la structure IRR8.....	69
Figure V.14 : Courbes de capacité de la structure de référence, IRR1, IRR2, IRR3 et IRR4 suivant X..	70
Figure V.15 : Courbes de capacité de la structure de référence, IRR1, IRR2, IRR3 et IRR4 suivant Y...	70
Figure V.16 : Courbes de capacité de la structure de référence, IRR5 et IRR6 suivant X.	71
Figure V.17 : Courbes de capacité de la structure de référence, IRR5 et IRR6 suivant Y	72
Figure V.18 : Courbes de capacité de la structure de référence, IRR7 et IRR8 suivant X.	73
Figure V.19 : Courbes de capacité de la structure de référence, IRR7 et IRR8 suivant Y	73

Liste des tableaux

Tableau II.1: Principes de dimensionnement, classes de ductilité des structures et limites Supérieures des valeurs de référence des coefficients de comportement	19
Tableau III.1: Valeurs pour le facteur de modification de l'amortissement	37
Tableau III.2: Type de comportement structurel	37
Tableau IV.1: vérification de la régularité des structures étudiées selon RPA99/2003	47
Tableau IV.2: Dimensions et ferrailages des poteaux et poutres des structures étudiées.	49
Tableau IV.3: Les paramètres de spectre de réponses.	50
Tableau V.1 : Coordonnées du point de performance.	56
Tableau V. 2: Tableau récapitulatif des paramètres de la structure de référence	58
Tableau V.3 : Coordonnées du point de performance.	59
Tableau V.4 : Tableau récapitulatif des paramètres de la structure IRR1	59
Tableau V.5 : Coordonnées du point de performance	60
Tableau V.6 : Tableau récapitulatif des paramètres de la structure IRR2	61
Tableau V.7 : Coordonnées du point de performance	62
Tableau V.8 : Tableau récapitulatif des paramètres de la structure IRR3	62
Tableau V.9 : Coordonnées du point de performance	63
Tableau V.10 : Tableau récapitulatif des paramètres de la structure IRR4	63
Tableau V.11 : Coordonnées du point de performance	64
Tableau V.12 : Tableau récapitulatif des paramètres de la structure IRR5	65
Tableau V.13 : Coordonnées du point de performance	66
Tableau V.14 : Tableau récapitulatif des paramètres de la structure IRR6	66
Tableau V.15 : Coordonnées du point de performance	67
Tableau V.16 : Tableau récapitulatif des paramètres de la structure IRR7	67
Tableau V.17 : Coordonnées du point de performance	68
Tableau V.18 : Tableau récapitulatif des paramètres de la structure IRR8	69
Tableau V.19 : Indice de dégradation de différentes structures selon X	74
Tableau V.20 : Indice de dégradation de différentes structures selon Y	75

Notations & symboles

δek : Déplacement dû aux forces sismiques.

R ou q : coefficients de comportement.

μ_ϵ : Le facteur de ductilité du matériau.

μ_θ : Le facteur de ductilité en rotation.

μ_δ La ductilité en déplacement.

DCH : Ductilité haute.

DCM : Ductilité moyenne.

DCL : Ductilité limitée.

K_0 : La raideur initiale non endommagée.

K_d : La raideur endommagée.

K_p : La raideur de la structure au point de performance

V_p : effort tranchant au point de performance.

D_p : déplacement au point de performance.

I_d : Indice de dégradation global de la structure.

K_e : La rigidité initiale.

S_a : Accélération spectrale.

S_d : Déplacement spectral.

V : Cisaillement à la base.

W : Poids total de la structure.

α_1 : Coefficient de participation massique du mode fondamental.

Pf_1 : Facteur de participation modal du mode fondamental.

φ_1 : Amplitude du mode fondamental.

Q : Facteur de qualité.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

R : Coefficient de comportement de la structure.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

β_{eff} : Amortissement effectif.

1. Introduction:

Le monde a connu des séismes de moyenne à grande magnitude, qui ont touchés plusieurs pays durant les dernières décennies, causant de très grandes pertes humaines et matérielles. L'Algérie n'a pas cessé tout au long de son histoire d'être ravagée par ces séismes. A cet effet et afin de prévenir le risque sismique dans les constructions neuves et de préserver les vies humaines, les professionnels de la construction, ont pu établir de nouvelles réglementations parasismiques fondées sur des analyses post-sismiques antérieures ont été proposées.

La performance de certaines structures au cours de ces séismes était faible, et par conséquence le niveau des dommages structurels est très grand. Cependant, la détermination et l'évaluation des dommages dans les structures deviennent une nécessité.

Les méthodes linéaires élastiques classiques restent insuffisantes. Pour faire face à ce genre d'incertitudes engendrées par les méthodes classiques, les chercheurs du génie parasismique ont pu développer de nouvelles générations de méthodes de conception sismique. Parmi ces méthodes, l'analyse Pushover qui s'avère être une méthode plus fiable dans l'évaluation non linéaire de la performance sismique des structures.

Le but de notre travail est d'estimer l'indice de dégradation global au point de performance des structures auto stables en béton armé irrégulières en élévation. Une étude comparative avec une structure régulière et huit d'autres structures de forme irrégulière est menée pour analyser l'influence de l'irrégularité en élévation sur le comportement sismique de la structure. Une analyse statique non linéaire (Pushover) a été faite dans en premier lieu en utilisant le logiciel d'analyse SAP2000, et ce pour tracer la courbe de capacité pour les différentes formes envisagées. Ensuite, la recherche du point de performance de chaque structure étudiée ainsi que les mécanismes de ruine, et finalement la détermination de l'indice de dégradation au point de performance.

Ce mémoire s'articule autour de cinq chapitres, après une introduction générale dont laquelle la problématique est introduite:

- Le premier chapitre est consacré à un aperçu sur la régularité et les formes des bâtiments en plan et en élévation.
- Un deuxième chapitre est dédié à la présentation de méthodes d'évaluation du comportement sismique des structures.

- Le troisième chapitre est consacré à la définition de la méthode d'analyse non linéaire Pushover.
- Des modélisations de structures régulières et irrégulières en élévation font l'objet du chapitre quatre.
- Le dernier chapitre consacré à l'analyse et la discussion des résultats obtenus, où une comparaison a été faite entre les différentes formes avec la structure de référence.
- En fin, on termine par une conclusion générale qui synthétise le travail.

Chapitre –I–

La régularité et la forme des bâtiments

I.1- Introduction :

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

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

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

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

I.2- Le comportement sismique d'une structure

Le bon comportement sismique d'une structure dépend des paramètres suivants:

- A. **La forme de la structure:** La forme des bâtiments très importante en parasismique. Plus la forme du bâtiment est complexe, plus son comportement face aux séismes sera imprévisible et irrégulier. La forme la plus simple et la plus efficace est le rectangle. La résistance à la déformation des bâtiments en forme de L, T, U, V, Z, est très inférieure à celle des bâtiments symétriques. Puisque les angles sont synonymes de cassures ou de fissures lors d'un séisme. De manière générale, les formes simples sont à privilégier. Il est recommandé pour ce genre de bâtiments de diviser la structure en rectangle ou en carré, ainsi la structure répondra de manière régulière. Pour garder une structure commune, il faudra placer des joints parasismiques entre les différents blocs de la structure de manière à obtenir une structure simple[2]

B. La capacité à dissiper de l'énergie: La Structure est capable de dissiper de l'énergie grâce à des déformations post-élastiques loin de sollicitations répétées

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

- Préserver l'intégrité architecturale sous un séisme modéré et éviter un endommagement dangereux des éléments non structuraux sous un séisme sévère.
- Limiter l'endommagement structurel et réduire le phénomène du second ordre.[2]

D. Les systèmes de contreventement : Le contreventement est une étape très importante dans l'étude des structures. Le contreventement est destiné à assurer la stabilité globale de la structure vis-à-vis des efforts horizontaux dus aux séismes, ainsi que sa stabilité locale vis-à-vis des phénomènes d'instabilité (flambement, déversement) des poutres et poteaux sous charges verticales . D'une manière générale, ce contreventement peut être assuré soit par portiques ou bien des murs de refend (sans ou avec ouvertures), soit par combinaison des deux (contreventement mixte)[3]

I.3- Les typologies des systèmes de contreventement:

Plusieurs types de contreventements sont recensés dans les bâtiments:

I.3.1-Contreventement assuré par portiques auto-stables :

Les portiques sont des ossatures constituées d'un assemblage de poteaux et de poutres conçus pour résister aux forces de pesanteur (le poids du bâtiment et les surcharges d'exploitations) mais aussi aux forces horizontales y compris le séisme et le vent. Cette résistance implique surtout la rigidité des nœuds.

I.3.2-Contreventement avec voiles en béton armé :

Ces contreventements sont adoptés lorsque le contreventement par portiques auto-stables ne peut pas être utilisé pour une raison ou une autre (zone à forte sismicité, structures très élancées...). En plus des bâtiments contreventés entièrement par des voiles porteurs en

béton armé, nous rencontrons également d'autres variétés de constructions à voiles de contreventements. Ces différentes structures sont classées selon 3 catégories essentielles:

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

I.3.2- Contreventement mixte:

C'est la combinaison des deux (portique + voile en béton armé) qui va reprendre la totalité des charges horizontales. Dans ce cas, les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

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

Avec ce système de contreventement, les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 mètres au maximum [4]. Dans notre étude, nous allons uniquement nous concentrer sur les structures à contreventement par portiques

I.4- Les Structures à contreventement en portiques auto-stables:

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

L'addenda du règlement parasismique algérien a introduit des limitations de hauteur pour ce genre de structure, les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser [4]:

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

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

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

I.5- La régularité et l'irrégularité des structures:

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

I.5.1- La régularité:

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

Dans la plupart des cas, les constructeurs choisissent en général la forme la plus simple pour le bâtiment à concevoir et à réaliser, forme répondant aux critères de régularité en plan et en élévation [4]

I.5.1.1- Structures régulières en plan:

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

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

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

a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4. La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier[4]

I.5.1.2- Structures régulières en élévation:

Les conditions de la régularité en élévation sont :

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

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

b3. Le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul.

b4. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension [4]

I.5.2- L'irrégularité:

Les bâtiments avec des irrégularités en plan et en élévation ne se comportent pas d'une façon sécuritaire sous l'action sismique, car ce type de bâtiments présente une irrégularité de résistance et de la rigidité. La partie dans laquelle se situe le décrochement présente une zone de concentration des contraintes et des déformations c'est-à-dire une zone fortement sollicitée de la structure sous l'action sismique, en raison de la réduction brusque de la résistance et de la raideur de cette dernière, ce qui va engendrer la ruine des panneaux de maçonnerie au niveau du décrochement et par la suite l'apparition d'un étage transparent (souple), donnant naissance à une ruine par mécanisme d'étage[5].

I.6- L'analyse du comportement sismique:

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

pour avoir le point de performance. La position du point de performance sur la courbe des dommages de l'EMS 98 permet d'évaluer l'endommagement de la structure dans le domaine post-élastique.[1]

I.7- Choix des méthodes de calcul linéaires :

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

- par la méthode statique équivalente
- par la méthode d'analyse modale spectrale
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes [4].

I.8- Les méthodes d'analyses non linéaires:

La méthode d'analyse Pushover est la méthode préférée pour l'évaluation de la performance sismique des structures par les réglementations et les importants codes des travaux de réhabilitation, parce qu'elle est conceptuellement et informatiquement simple. L'analyse Pushover permet de tracer la séquence d'écoulement, la ruine des éléments et le niveau de dommage structurel, ainsi que les progrès de la courbe globale de la capacité de la structure[6]

I.9- Les paramètres d'évaluation du comportement sismique:

Les paramètres d'évaluation du comportement sismique d'une structure sont:

I.9.1- Les déplacements inter-étages :

C'est un paramètre qui permet de vérifier les déplacements de bâtiment dû aux forces sismiques, le règlement parasismique algérien exige de vérifier ce paramètre dans la construction parasismique[1]

I.9.2- La pénétration dans le domaine plastique et la capacité à dissiper de l'énergie:

La structure et ses éléments doivent avoir une ductilité suffisante pour pouvoir dissiper une grande part de l'énergie induite par le mouvement sismique et conserver leur résistance de calcul sous déformations imposées le développement des rotules plastiques devrait se faire, en dehors des nœuds, de préférence dans les éléments horizontaux (poutres, linteaux) plutôt que verticaux (poteaux, voile..) de façon à ne remettre en cause ni le cheminement des forces verticales, ni la stabilité de la structure et/ou de ses éléments porteurs. Quant aux éléments porteurs qui ne participent pas au contreventement ils doivent pouvoir conserver leur capacité portante sous l'effet des déformations imposées[7]

I.9.3- La ductilité :

On entend par ductilité dans la conception structurelle, la capacité d'une structure de supporter de large déformation dans le domaine post-élastique sans jamais enregistrer une réduction substantielle de résistance. L'approche utilisée pour déterminer la résistance sismique d'une structure en portique consiste à choisir le mécanisme de déformation post-élastique le plus approprié. Pour atteindre ce but, plusieurs règlements exigent à ce que ces structures aient la capacité de résistance garantissent le niveau de demande de ductilité résultante [7]

I.9.4- L'indice de dégradation :

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

I.10- Conclusion:

Dans ce chapitre, nous avons procédé à la présentation des paramètres qui assurent bon comportement sismique d'une structure. Parmi les paramètres qui influent ce comportement on peut citer la forme de la structure (formes régulières et des formes irrégulières). L'analyse du comportement sismique ainsi que les paramètres d'évaluation du comportement sismique sont aussi présentés.

Chapitre –II –

Evaluation du comportement sismique des structures

II.1-Introduction :

Dans la conception parasismique des structures en béton armé, les règles utilisées sont basées sur les dernières connaissances dans le domaine de la recherche scientifique. Ces règles constituent un ensemble de normes de conception très avancées. L'un des objectifs de ces normes est d'assurer la protection de la vie et de limiter les dommages que les structures peuvent subir lors d'un séisme.

Afin d'évaluer les performances de la structure dans le domaine post-élastique, il existe plusieurs paramètres de base tels que le déplacement entre les étages, la ductilité et l'indice de dégradation. Dans nos recherches, nous nous intéresserons bien entendu à l'indice de dégradation, qui est un paramètre essentiel dans l'évaluation préalable d'un bon comportement sismique. Par ailleurs, la détermination de ce paramètre peut être considérée comme un point de contrôle dans l'évaluation du comportement sismique. . Si nous voulons rechercher de bonnes performances sismiques, nous pouvons vérifier et évaluer d'autres paramètres, tels que le déplacement inter-étage, la ductilité, l'évaluation des charnières plastiques.

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

Pour des structures en béton, les indicateurs capables de traduire le degré d'endommagement d'une structure peuvent être classés en deux catégories : les indicateurs locaux s'intéressant aux dommages d'éléments isolés dans une structure et les indicateurs globaux représentant l'état général de la structure[8]

II .2.1-Indicateurs locaux :

Les dommages subis par une structure au cours d'un séisme peuvent être imputables à des déformations excessives, plus généralement au dépassement d'un seuil ou à des déformations progressives sous des sollicitations alternées, plus généralement à l'accumulation de dommages. Certains indicateurs font uniquement appel à la notion de dépassement de seuil, d'autres sont des indicateurs de dommages cumulés [8]

II .2.1.1-Indicateurs cumulés combinés :

L'indicateur de dommage cumulé basé à la fois sur la notion de déplacement et d'énergie[8]

II .2.1.2-Indicateurs de dommages non cumulés :

Les deux indicateurs de dommages de ce type les plus couramment utilisés sont la ductilité et les déplacements inter-étages[8]

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

L'un des premiers indicateurs de dommages basés sur l'énergie mécanique absorbée par un élément au cours d'un séisme[8]

II .2.1.4-Indicateurs de dommages cumulés basés sur les déplacements :

Les indicateurs de dommages cumulés se présentent généralement sous forme d'une fonction cumulative sommant les déformations plastiques ou l'énergie hystérétique absorbée au cours du chargement[8]

II .2.2-Indicateur global

II .2.2.1-Moyenne pondérée d'indicateurs locaux:

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

II .2.2.2-Indicateurs basés sur les propriétés modales:

L'endommagement d'une structure au cours d'un séisme modifie évidemment ses propriétés modales [8].

II .3-Les déplacements inter-étages

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

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

II .3.1-Le déplacement horizontal

à chaque niveau « K» de la structure est calculé comme suit :

$$\delta k = R \times \delta ek \quad \text{II.1}$$

δek : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

II .3.2-Le déplacement relatif

au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égal

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1 \quad \text{II.2}$$

Ces déplacements ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré[4]

II .4-Ductilité :

II .4.1-Définition de la ductilité :

Sous charges sismiques, les structures en béton armé présentent un comportement non linéaire, qui est dû à des phénomènes non linéaires tels que la fissuration et la rupture du béton, la plastification de l'acier et le glissement d'interface entre l'acier et le béton. La ductilité caractérise la capacité d'une structure, d'un élément structurel ou d'un matériau constitutif à se déformer et à se rompre dans une plage non linéaire au-delà de la limite élastique. Il est défini par le facteur de ductilité, qui est le rapport entre la déformation ultime et la déformation élastique. Cette définition s'applique à la déformation, à la rotation à la courbure et au déplacement. figure (II.1) [9]

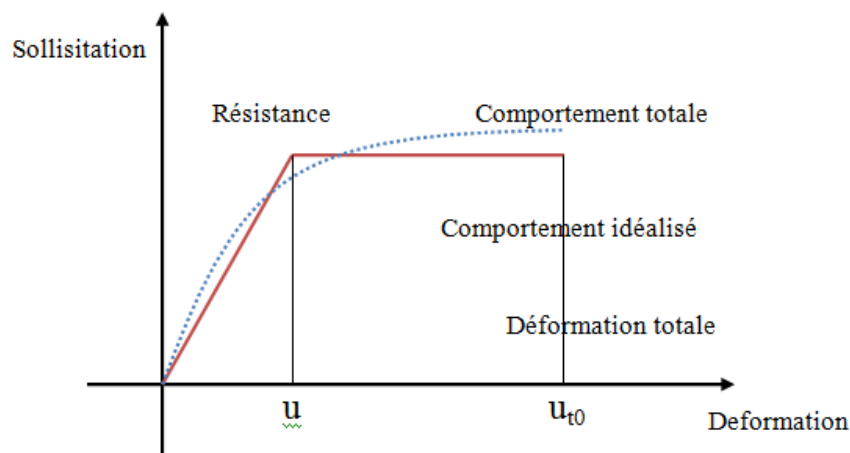


Figure II.1: définition de ductilité [9].

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

II .4.2-Différents types de ductilité

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

II .4..2.1-Ductilité du Matériau :

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

$$\mu_\epsilon = \frac{\epsilon_m}{\epsilon_y} \quad \text{II.3}$$

La définition de ce facteur dans le cas de chargement monotone est sans ambiguïté, ce qui n'est pas le cas lorsqu'il s'agit d'un chargement cyclique. Dans ce cas ϵ_u peut être défini, soit comme la déformation maximale depuis l'état initial, soit comme la déformation depuis le comportement d'un cycle, jusqu'à leurs niveaux maximums, la deuxième définition semble être davantage représentative de la ductilité d'un matériau sous chargement cyclique [9]

Le facteur de ductilité du matériau μ_ϵ élevé indique un matériau ductile par contre un facteur de ductilité du matériau μ_ϵ faible indique un matériau fragile [10]

II .4.2.2-Ductilité de rotation :

On définit le facteur de ductilité en rotation μ_θ , comme le rapport de la rotation maximale d'un élément θ_m , sur la rotation θ_y

$$\mu_\theta = \frac{\theta_m}{\theta_y} \quad \text{II.4}$$

Pour l'étude de chargement cyclique, θ_m est la rotation totale correspondant à un demi-cycle de charges. Si un élément a des capacités de rotation différentes dans les deux sens opposés, il aura des facteurs de ductilité μ_θ différents dans les deux sens. La capacité de rotation des éléments est un paramètre très important non seulement en calcul sismique, mais également en analyse plastique des structures pour le chargement monotone. Cette capacité permet la redistribution des moments dans le système [9]

II .4.2.3-Ductilité de déplacement :

La ductilité en déplacement est, généralement, une mesure de la ductilité globale de la structure. Elle est souvent employée en calcul sismique, elle est reliée au déplacement d'un point de la structure. Le facteur de ductilité en déplacement μ_δ est également défini comme le rapport du déplacement maximal δ_m d'un niveau défini de la structure, sur le déplacement δ_y correspondant à la limite élastique[10]

$$\mu_\delta = \frac{\delta_m}{\delta_y} \quad \text{II.5}$$

Cependant, il faut bien distinguer entre ductilité globale et ductilité locale. La ductilité globale correspond au rapport des déformations horizontales au sommet et considère les déformations au niveau de la structure. La ductilité locale considère les déformations au niveau des zones (rotules) plastiques. Elle correspond aux sollicitations effectives des matériaux et ses valeurs sont nettement plus élevées que la ductilité globale.

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

La relation entre ces trois facteurs peut être sous la forme [9]

$$\mu_\varepsilon < \mu_\theta < \mu_\delta$$

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

Dans le cas d'une structure prise dans son ensemble, il est difficile, il est impossible de déterminer la part de la ductilité dans sa capacité à dissiper de l'énergie. Dans ce cas le rapport μ_Δ est nommé «coefficient de comportement» (R selon le RPA);celui-ci dépend naturellement des ductilités locales. Ainsi la dissipation d'énergie dans une structure soumise à une action sismique a pour effet de réduire les charges sismiques:

-Selon **Newmark** et **Hall** :

- **Cas (a)** concept basé sur l'égalité des déplacements:
- $\mu_\delta = R$ pour $T > 0.5s$ (structures souples)
- **Cas (b)** concept basé sur l'égalité des énergies:
- $\mu_\delta = \frac{1}{2} (R^2+1)$ $0.2s < T < 0.5s$ (structures rigides).

Le cas (a) concerne beaucoup plus les systèmes de structures dont la période naturelle est relativement grande, cependant le cas (b) semble plus réaliste pour les structures dont la période naturelle est modérée [10]

II .4.2.5-Facteurs influençant la ductilité

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

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

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

L'analyse des travaux, a montré que certain facteurs ont un effet défavorable sur la ductilité comme la résistance élevée des armatures tendues et l'effort normal dans les éléments. Par ailleurs, les autres facteurs ont un effet favorable sur la ductilité à savoir la résistance . [11,12,13,14]

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

L'Eurocode8 introduit 3 classes de ductilité des structures distinguées par les symboles DCL, DCM et DCH et par les valeurs du coefficient de comportement q associé à ces classes (Voir Tableau II.1). Des exigences de dimensionnement associées au niveau visé de ductilité

Tableau II.1: Principes de dimensionnement, classes de ductilité des structures et limites Supérieures des valeurs de référence des coefficients de comportement [10].

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

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

II .4.2.7-Comportement des structures selon le code FEMA440 (figure III.2) :

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

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

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

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

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

Le comportement fragile est caractérisé par une gamme élastique, suivie par une perte rapide et complète de la résistance [10].

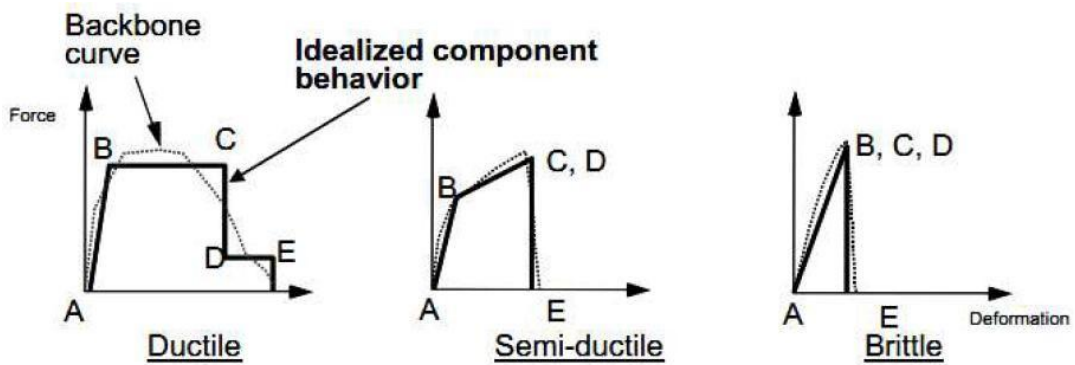


Figure II.2-comportements des structures (code FEMA440)

II .5-L'indice de dégradation global

L'indice de dégradation vise à quantifier les dommages en fonction d'un nombre donné de critères. La plupart d'entre eux sont étroitement liés à la représentation des dommages, et il est généralement nécessaire de développer un modèle pour représenter le comportement structural du composant. Lorsqu'elles sont basées sur une représentation directe, elles utilisent des variables pour exprimer le degré de détérioration d'un attribut particulier, généralement normalisé par la valeur initiale ou la valeur de référence du paramètre étudié. Une valeur théorique de 0 signifie aucun dommage, jusqu'à ce que 1 signifie un dommage complet. S'ils sont basés sur des mesures indirectes, ils ont généralement une corrélation entre les deux limites et ne causeront pas de dommages ou de dommages complets. [15]

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

Suivant ce cadre général, plusieurs approches ont été présentées pour le calcul de l'indice de dommage D, obtenir la détérioration des propriétés mécaniques de différentes manières, comme il est illustré dans figure (II.3) [15]

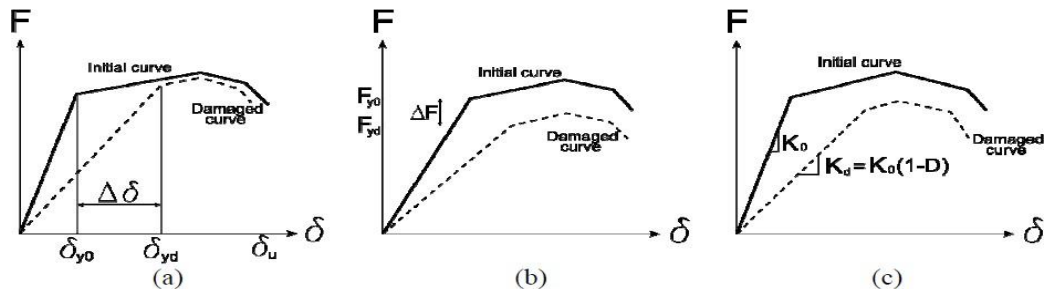


Figure II.3: Différentes stratégies d'identification des dommages: a) Changement de déplacement, b) réduction de la capacité portante et c) réduction de la rigidité [15]

II .5.1.1-Changement de déplacement :

Cette procédure est illustrée dans la figure III.8, où l'augmentation ou la diminution de la ductilité les niveaux peuvent constituer la base d'un indicateur de dommage. En général, D peut alors être calculé en fonction d'un déplacement de référence, par ex : à l'état initial ($\delta_{\psi 0}$) et à l'état endommagé ($\delta_{\psi \delta}$) [15]

$$D = 1 - \delta_{y0} / \delta_{yd} \quad \text{II.6}$$

II .5.1.2-Diminution de la capacité portante

Selon cette approche, les dommages sont censés être correctement définis par la réduction en force. Ainsi, D peut être défini par la variation entre la force initiale (F_{y0}) et le dommage, (F_{yd}) résistance à la rupture[15]

$$D = 1 - F_{yd} / F_{y0} \quad \text{II.7}$$

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

II .5.1.3-Réduction de la rigidité

Les dommages peuvent également être représentés par la diminution de la pente élastique de la courbe représentant le comportement global (ou local) de la structure (ou du composant). Ainsi, D dépend sur la raideur initiale non endommagée K_0 et la raideur endommagée K_d [15]

$$D = 1 - K_d / K_0 \quad \text{II.8}$$

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

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

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

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

Du côté négatif, le calcul de l'indice de dommage proposé implique plus d'analyse et effort que ce qui est nécessaire pour évaluer d'autres modèles de dommages. En outre, l'applicabilité et la fiabilité de l'évaluation des dommages proposés sont affectées par les limites de la poussée technique d'analyse [15]

II .5.3- Raideur de la structure au point de performance (K_p) et indicateur de dégradation global de la structure (I_d) :

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

$$K_p = V_p / D_p$$

II.9

Avec :

V_p : effort tranchant au point de performance.

D_p : déplacement au point de performance.

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

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

K_p : rigidité au point de performance.

K_e : rigidité initiale

II .6-Conclusion:

La méthode proposée d'évaluation des dommages basée sur l'indice de dégradation des points de performance produit un indice d'endommagement simple et raisonnable basé uniquement sur l'analyse structurelle. Le modèle d'endommagement est également applicable aux structures ductiles et non ductiles. Il s'agit d'un indice d'endommagement cohérent et robuste qui évite l'utilisation de fonctions de pesage et d'autres difficultés d'analyse. Par conséquent, l'indice de dégradation du point de performance sera le paramètre qui nous permettra d'évaluer le comportement de la structure irrégulière étudié.

Chapitre –III –

Analyse non linéaire Pushover

III .1- Introduction

Le génie parasismique est un secteur du génie civil qui œuvre pour la réduction des dommages des structures résultant des séismes et la minimisation en pertes matérielles et humaines. Au cours des 40 années écoulées, ce type de génie a avancé d'une façon considérable grâce notamment aux moyens expérimentaux améliorés, à l'avancée rapide dans le domaine informatique et au développement de nouvelles méthodes pour l'évaluation et la conception sismique des structures, parmi ces méthodes des méthodes de conception basée sur la performance, ces méthodes base leur méthodologie essentiellement sur la méthode d'analyse statique non linéaire, plus connue sous le nom de méthode pushover.

Dans ce chapitre, nous procédons à une description de la méthode de conception basée sur la performance, additivement aux méthodes de conception et d'évaluation citée dans les codes internationaux

III .2- La Méthode PUSHOVER

III .2.1- Définition de l'analyse PUSHOVER

L'analyse PUSHOVER est une procédure statique non-linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure. Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe reliant l'effort tranchant à la base au déplacement du sommet [16]

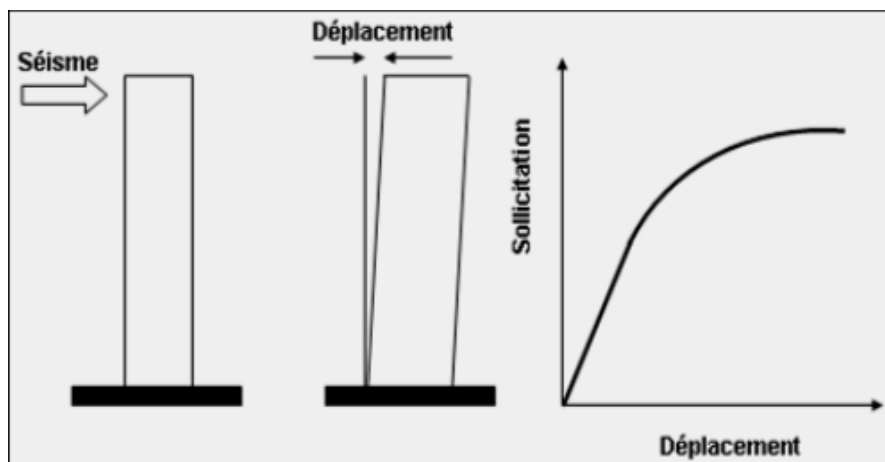


Figure III.1 Signification physique de la courbe de capacité[16]

III .2.2- Les niveaux d'endommagement

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

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

b) **Le deuxième niveau:** d'endommagement correspond à un niveau de dommage contrôlé La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est susceptible de se développer

c) **Le troisième niveau:** représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger. **Au-delà de ce niveau,** la structure est susceptible à l'effondrement, ne présentant aucune capacité de résistance [3]

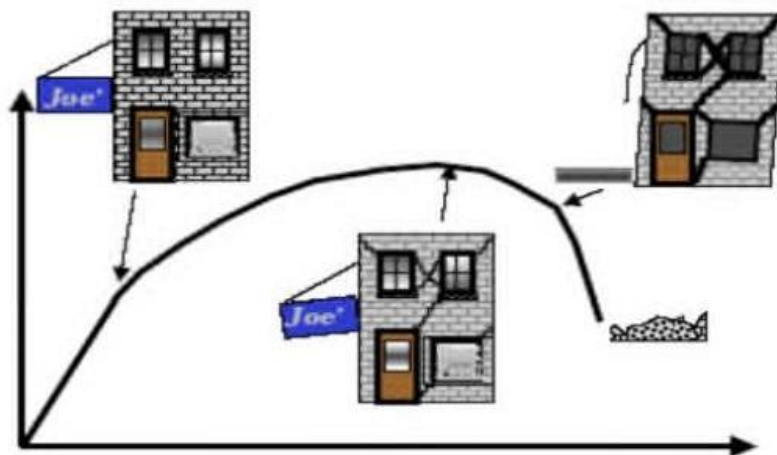


Figure III.2: Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité [3]

III .2.3- Origine de l'analyse PUSHOVER

Comme toute théorie et méthode de calcul, l'analyse statique non linéaire de Pushover est basée sur l'hypothèse que la réponse d'une structure à multi degrés de libertés MDOF (Multiple Degree of Freedom) peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul

degré de liberté équivalent SDOF (Single Degree of Freedom) (Figure III.3), ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant le séisme, les expériences ont montré que le premier mode de vibration qui domine le mouvement de la structure [17]

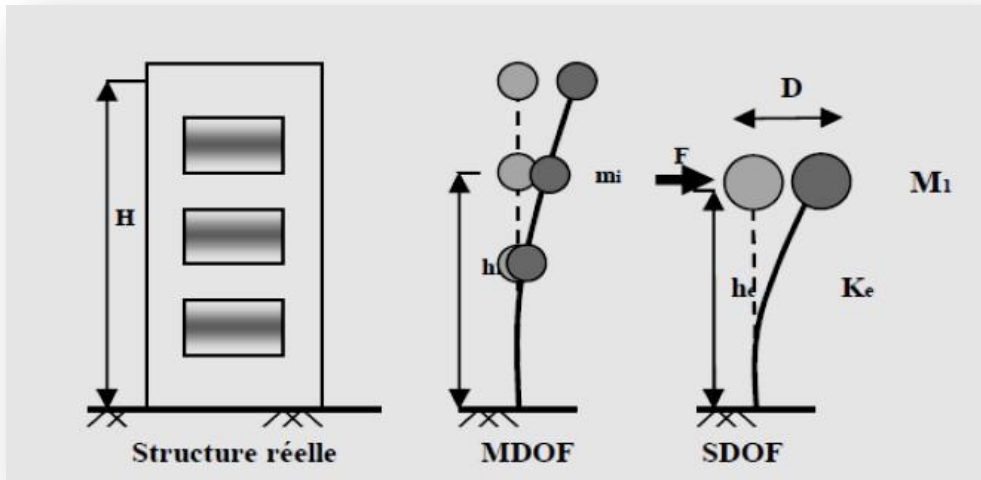


Figure III.3 : système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés

III .2.4- But de l'analyse PUSHOVER

Le but de l'analyse pushover est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure. L'analyse pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique [18], on cite :

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.

- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- L'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement[19]

III .2.5- Avantages, Inconvénients et Limites de la méthode

L'établissement de la courbe de capacité et l'analyse modale requièrent des moyens numériques performants. Une autre difficulté de cette méthode est qu'elle n'est pas déterministe. Elle intervient dans une étape de vérification. Son utilisation en dimensionnement se fait donc de manière itérative. Par contre, elle permet de s'affranchir du coefficient de comportement. De plus, elle permet de prendre en considération les phénomènes non linéaires comme la formation de rotules plastiques ou la fissuration du béton. Néanmoins, pour cela il faut être en mesure de déterminer les zones où ces phénomènes vont se produire ainsi que leur chronologie. Ensuite, il faut ôter du modèle, au fur et mesure, les éléments ayant subi une rupture et qui ne conservent pas de rigidité résiduelle. Il faut alors s'assurer que cette opération ne remet pas en cause le comportement dynamique du modèle. Des algorithmes ont été développés pour déterminer la courbe de capacité et son modèle bilinéaire dans le cas de portiques en béton par exemple[10]

Certains logiciels de calcul utilisent la méthode PUSHOVER lors de l'analyse sismique des structures : exemple Robot millenium, SAP et ETABS. Comme le montre le règlement américain, il s'agit d'une méthode statique. Il faut donc s'assurer de la bonne représentativité des efforts statiques équivalents par rapports aux efforts dynamiques, de plus comme les autres méthodes statiques, le PUSHOVER ne permet pas de tenir compte directement des effets du second ordre liés au caractère dynamique de la sollicitation sismique, ni des dissipations d'énergie par hystérésis ou de la fatigue. Le PUSHOVER donne donc des résultats satisfaisants lorsque le comportement de l'ouvrage est essentiellement régi par le mode fondamental. Par contre, là où la contribution des modes plus élevés est non négligeable, il convient de faire une analyse dynamique pour vérifier leur contribution[10]

III .2.6- Principe de l'analyse PUSHOVER

Le principe de la méthode PUSHOVER consiste à superposer une courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse non linéaire en poussée progressive avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme (spectre de réponse)(Figure III.4).L'intersection de ces deux courbes évaluées à partir des considérations qui vont suivre représente un point de performance permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira et subséquemment son degré de pénétration dans le domaine plastique [20].

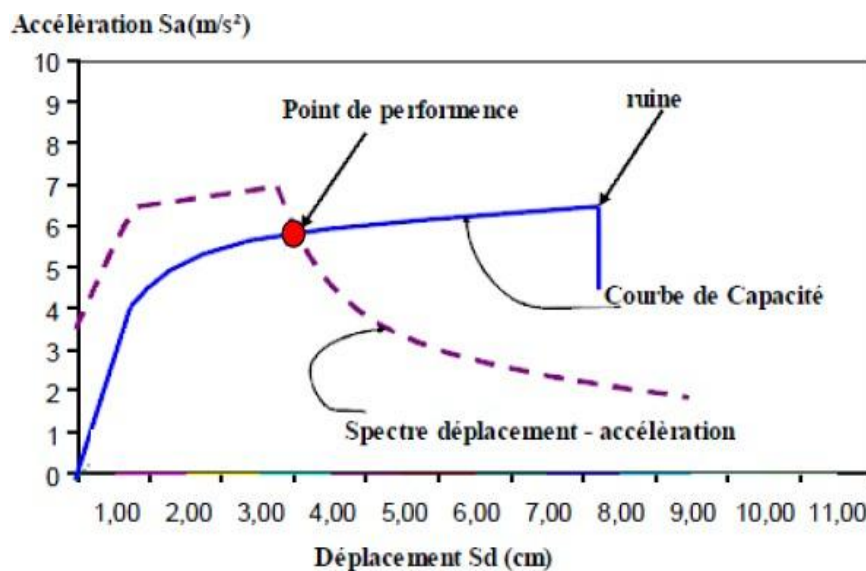


Figure III.4 : Le point de performance d'une structure en analyse PUSHOVER[20]

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

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

La méthode de capacité spectrale est l'une des méthodes les plus utilisées pour l'estimation de la performance sismique des structures, développée par Freeman, la méthode a connue par la suite plusieurs modifications, les versions les plus récentes (Procédures A, B,C) sont exposées dans l'ATC40.La méthode consiste à superposer dans un graphe de type (S_a – S_d) la courbe

représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse non linéaire en poussée progressive (courbe de capacité) et celle représentative de la sollicitation apportée par le séisme (Demande) [21]

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

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

III .3.1.1- La capacité

La capacité globale d'une structure dépend de la force et des capacités de déformation de la composante individuelle de la structure. Afin de déterminer les capacités au-delà des limites élastiques, une certaine forme d'analyse non linéaire, telle que la procédure «PUSHOVER», est nécessaire. Cette procédure utilise une série d'analyses élastiques successives, superposées à l'approximation d'un diagramme de capacité force-déplacement de la structure globale. Une distribution de force latérale est appliquée jusqu'à ce que la structure devienne instable ou jusqu'à ce qu'une limite prédéterminée soit atteinte. La courbe de capacité « PUSHOVER » se rapproche de la manière dont les structures se comportent après avoir dépassé leurs limites élastiques [21]

III .3.1.2- La demande (déplacement)

Les mouvements du sol pendant un séisme produisent des motifs de déplacements horizontaux complexes dans des structures qui peuvent varier avec le temps. Le suivi de ce mouvement à chaque pas de temps, pour déterminer les exigences de conception structurelle est jugé complexe. La procédure d'analyse statique linéaire utilise un mode de chargement latéral statique pour calculer les demandes de déplacement et forces pour chaque élément de la structure, résultants des mouvements sismiques terrestres. Ces demandes sont comparées avec les capacités des éléments structurels. Les méthodes d'analyses linéaires traditionnelles utilisent des forces latérales pour représenter une condition de conception. Pour les méthodes non linéaires, il est plus facile et plus direct d'utiliser un ensemble de déplacement latéral comme condition de conception. Pour une structure donnée et un mouvement du sol, la demande de déplacement est une estimation de la réponse maximale attendue du bâtiment pendant le mouvement du sol [21]

III .3.1.3- La performance

Une fois qu'une courbe de capacité et un déplacement de la demande sont définis, une vérification de performance peut être effectuée. Un essai de performance vérifie que les composants structurels et non structurels ne sont pas endommagés au-delà des limites acceptables de l'objectif de performance pour les forces et les déplacements impliqués par la demande de déplacement[21]

III .3.2- Mise en place de la méthode

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

III .3.2.1-Détermination de la courbe de capacité

L'analyse PUSHOVER est effectuée en appliquant à la structure une distribution de forces latérales incrémentées jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible défini [20]

La courbe traduisant le comportement de la structure est tracée en portant en abscisse le déplacement du sommet D et en ordonnée l'effort tranchant à la base V (figure III.5).

La courbe de capacité de la structure est transformée en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération d'une structure à un seul degré de liberté à son déplacement en multipliant l'effort tranchant (v) et le déplacement (d) respectivement par:

$$\left(\frac{1}{\alpha_1 W}\right) \text{ et } \left(\frac{1}{P_f \phi_1}\right)$$

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

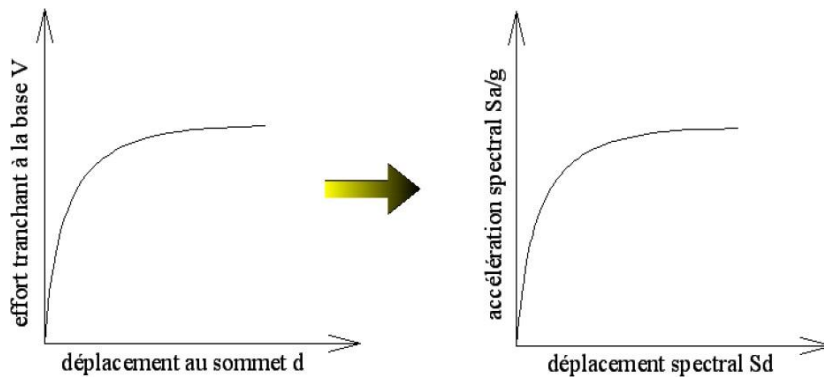


Figure III.5 : transformation de la courbe de capacité du format $V=f(d)$ au format $Sa=f(S_d)$ [20].

III .3.2.2- la demande sismique

La demande sismique inélastique est obtenue par la réduction du spectre de réponse élastique amorti à 5% par des facteurs qui dépendent de l'amortissement effectif de la structure[22]. Les étapes de détermination de la demande sismique peuvent être résumées comme suit

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

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

Le spectre de réponse définie dans le règlement algérien (RPA2003) est une courbe de réponse maximal d'accélérations (Sa/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T [20]

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

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

III.1

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

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

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

R : Coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

(RPA2003).

T₁, T₂: Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

(tableau4.7) (RPA2003).

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

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

III .3.2.2.2- Transformation du spectre élastique au format accélérations-déplacements

Le spectre de réponse élastique est transformé du format traditionnel accélération-périodes ($S_a/g ; T$), au format accélérations-déplacements ($S_a ; S_d$) (Figure (III.6)), en utilisant la relation suivante:

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

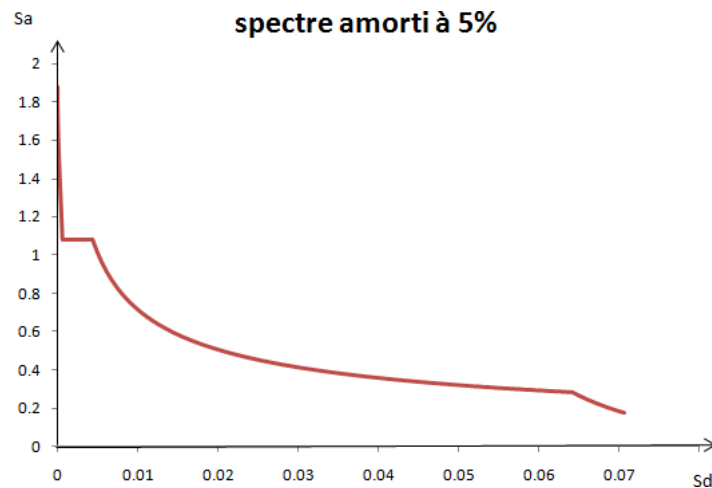


Figure III.6 : Spectre de réponse élastique format (Sa-Sd)

III .3.2.2.3- Idéalisat ion bilinéaire de la courbe de capacité

Une représentation bilinéaire de la courbe de capacité est nécessaire pour estimer l'amortissement effectif, elle nécessite la définition du point (a_{pi}, d_{pi}) , qui représente le point de la performance d'essai estimée par l'ingénieur pour développer la demande spectrale réduite, la première estimation du point (a_{pi}, d_{pi}) est généralement définie en utilisant le principe d'égalité des déplacements maximaux (Newmark et Hall 1982). [20] Pour construire la représentation bilinéaire de la courbe de capacité, le premier segment est tracé à partir de l'origine avec une pente correspondant à la rigidité initiale de la structure (segment élastique). Le deuxième segment est tracé en reliant le point (a_{pi}, d_{pi}) à un point (a_y, d_y) qui est définie de tel façon à avoir l'égalité de surfaces A_1 et A_2 (Figure III.7)

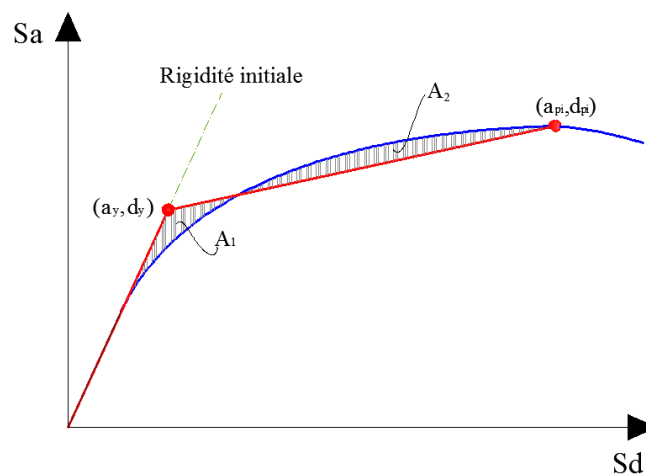


Figure III.7 : Idéalisat ion bi linéaire de la courbe de capacité[20]

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

L’amortissement qui intervient lorsque la structure est dans le domaine inélastique peut être considéré comme une combinaison d’amortissement visqueux inhérent à la structure et d’amortissement d’hystérésis . L’amortissement visqueux inhérent à la structure est supposée constant et égale à 0.05 (5%). L’amortissement d’hystérésis peut être représenté par un facteur d’amortissement visqueux équivalent noté (β_0) en utilisant des équations disponibles dans la littérature, le règlement ATC 40 propose de déterminer le terme (β_0) en utilisant l’équation suivant :

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \tag{III.3}$$

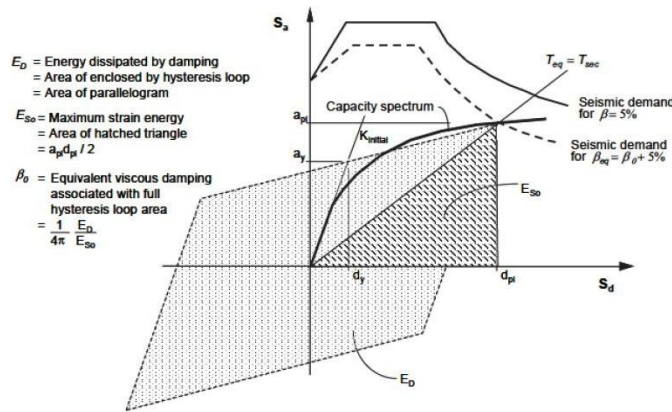


Figure III .8: Schématisation de l’énergie dissipée par la structure [21]

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

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

Ainsi, l’amortissement effectif (β_{eff}) associé à un déplacement maximal d_{pi} peut être exprimé par l’équation suivante :

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

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

Un facteur correcteur noté (**k**) est introduit dans l'équation (III.6) pour tenir compte de la justesse de représentation de l'hystérésis de la structure par un parallélogramme. soit initialement, ou après la dégradation voir (Figure III.9)

$$\beta_{\text{eff}} = k \beta_0 + 5 = k \left(\frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{d_{pi} a_{pi}} \right) + 5 \quad \text{III.7}$$

Le facteur **k** dépend du comportement structurel de l'ouvrage (Tableau III.1). Il dépend à son tour de la qualité du système de résistance sismique et de la durée du tremblement de terre(tableau III.2) Et le reglement ATC 40 propose trois types de comportement (type A,B et C) voir (**Figure III .13**).

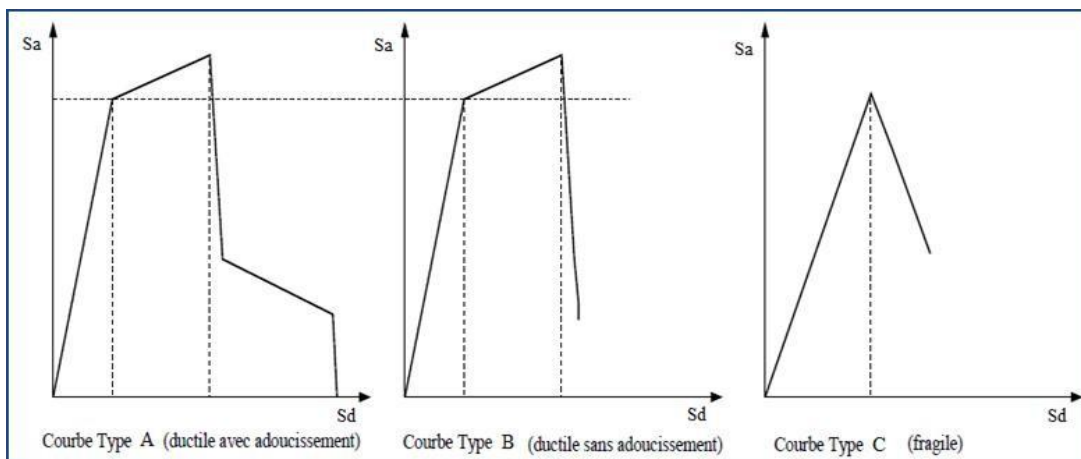


Figure III.9:Types de comportement de la structure[21]

- **Le type A** : représente un comportement ductile avec une boucle d'hystérésis sensiblement similaire à celle de la Figure III.8
- **Le type B** : représente le comportement semi ductile, la boucle d'hystérésis est relativement réduite par rapport à celle de la Figure III.8
- **Le type C** : représente le comportement fragile (pas de déformation plastique) la boucle d'hystérésis est très réduite par rapport à celle de la Figure III.8. Les valeurs du facteur (**k**)sont données dans le tableau (III.1):

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

Type de comportement structurel	$\beta_0(\%)$	K
Type A	$\leq 16,25$	1,0
	$\geq 16,25$	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{d_{pia_{pi}}}$
Type B	≤ 25	0,67
	≥ 25	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{d_{pia_{pi}}}$
Type C	Toutes les valeurs	0,33

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

Tableau III.2: Type de comportement structurel

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

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

III .4-Détermination du point de performance

Dans l'ATC 40, trois procédures (A, B, C) sont proposées pour la détermination du point de performance, les procédures A et B sont des méthodes analytiques, basées sur des formules mathématiques, tandis que la procédure C est graphique. [22]

La procédure A est itérative, la convergence vers le point de performance peut nécessiter plusieurs itérations, tandis que la procédure B est basée sur une hypothèse simplificatrice qui conduit à une solution directe [22]. Par conséquent, nous avons choisie d'utiliser la procédure B

III .4.1- Procédure B

La procédure B repose sur l'hypothèse que la pente du segment élastique, le point (a_y, d_y) et la pente du segment post-élastique sont constants

Cette hypothèse simplificatrice implique que l'amortissement effectif (β_{eff}) dépend seulement du terme (d_{pi}). [20]

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

1-Détermination de la courbe de capacité de la structure dans le format $(S_a - S_d)$ en utilisant le logiciel SAP2000 (Voir Chapitre V).

2-Développement du spectre élastique amorti à ($\beta_{eff} = 5\%$) (EqIII .1)

3-Transformation du spectre élastique au format accélérations-déplacements (EqIII .2)

4-Représentation graphique du spectre élastique et de la courbe de capacité (Figure III .10)

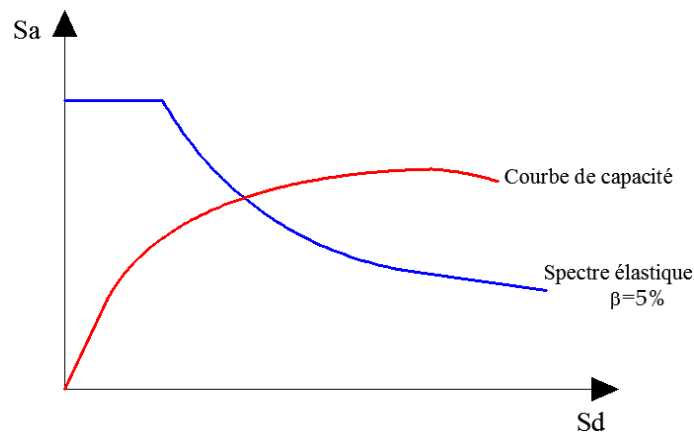


Figure III .10: Spectre élastique et courbe de capacité[20]

5-Développement de la représentation bilinéaire de la courbe de capacité, le premier segment est tracé à partir de l'origine avec une pente qui correspond à la rigidité initiale de la structure(segment élastique) (Figure III .11)

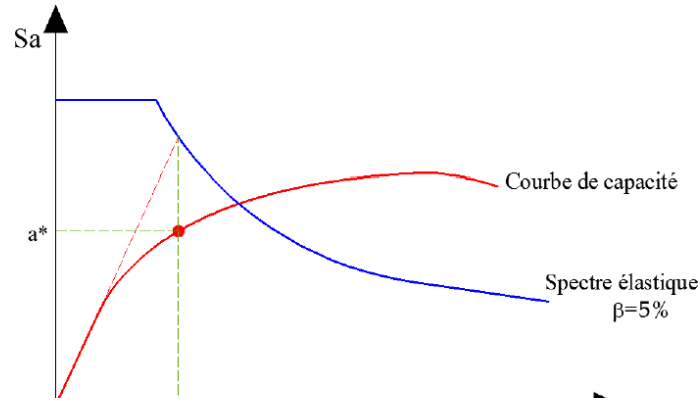


Figure III .11: Détermination de point de performance d'essai [20]

6-Tracer une deuxième ligne à partir du point de performance d'essai (a^* , d^*) ; incliner cette ligne de telle sorte que l'intersection avec la première ligne au point (a_y, d_y) assure l'égalité des aires A_1 et A_2 (Figure III .12)

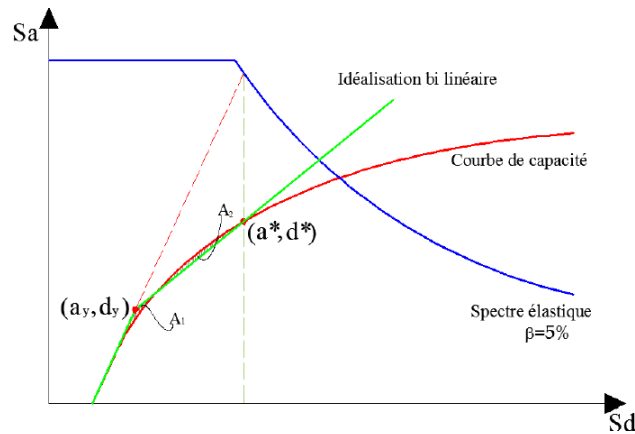


Figure III .12: Idéalisation de la bilinéaire de la courbe de capacité [20]

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

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

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

$$P = \frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \quad \text{III.9}$$

Comme la pente est constante, les équations sont similaires

$$P = \frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} = \frac{a^* - a_y}{d^* - d_y} \quad \text{III.10}$$

Résoudre l'équation qui donne, a_{pi} en fonction de d_{pi}

$$a_{pi} = \frac{(a^* - a_y)(d_{pi} - d_y)}{(d^* - d_y)} + a_y \quad \text{III.11}$$

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

$$\beta_{eff} = k \beta_0 + 5 = k \left(\frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{d_{pi} a_{pi}} \right) + 5 \quad \text{III.12}$$

8-Développement et représentation d'une famille des spectres réduits $\beta_{eff} > 5\%$ (Figure III .13), l'amortissement effectif maximal β_{eff} dépend du type de comportement structurel du bâtiment:

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

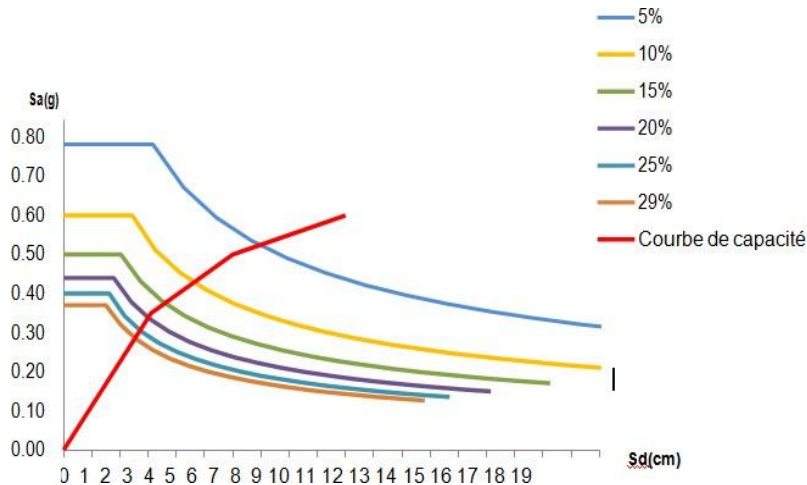


Figure III .13: Représentation d'une famille de spectres réduits[20]

9-Pour chaque valeur (dpi) considéré dans l'étape (6),représenter les points(dpi ; β_{eff}), puis relier ces points, l'intersection de la courbe obtenue avec la courbe de capacité définit le point de performance.(Figure III .14)

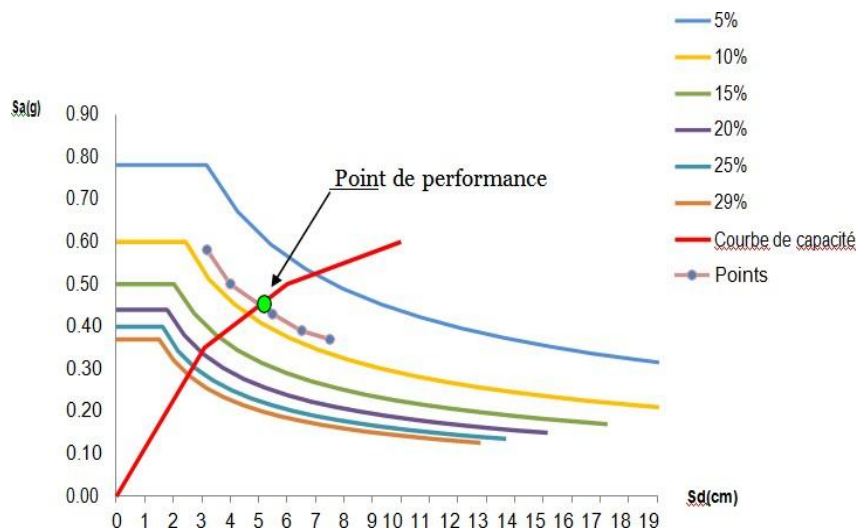


Figure III .14: Détermination du point de performance[20]

III .5-Conclusion

L'analyse non linéaire Pushover est un outil puissant qui permet aux techniciens de conception de structures d'étudier les modes de confort dans les bâtiments existants ainsi que les nouvelles structures qui fonctionneront bien lors d'un futur tremblement de terre. Les résultats obtenus à partir de cette analyse qui sont la demande, la capacité et les rotules plastiques donnent une idée sur le comportement des structures.

Chapitre –IV –

Présentation et étude des structures irrégulières en élévation

IV.1- Introduction:

Dans ce chapitre, nous avons procédé à des applications afin de déterminer l'indice de dégradation global pour des structures en béton armé irrégulières en élévation. Une analyse non linéaire (Pushover) a été faite pour les portiques en béton armé sans remplissage qui présentent des géométries différentes. Les structures ont subi une analyse modale spectrale dont le spectre de réponses utilisé est présenté ultérieurement. Des courbes PUSHOVER ont été élaborées, ensuite, elles étaient idéalisées selon les règles du FEMA356. En outre, les principaux paramètres nécessaires pour l'évaluation de l'indice de dégradation ont été calculés.

IV.2- Présentation des structures:

Les structures considérées sont classées dans la catégorie des structures auto-stables sans remplissage. Bien qu'ils présentent une géométrie différente en élévation, la hauteur des étages est similaire pour tous les portiques qui est de 3m, en gardant une longueur des travées constante dans les deux sens. Le nombre des travées à chaque étage varie d'une structure à une autre. A cet effet, nous avons des structures irrégulières en élévation. Pour la structure régulière qui sera considérée comme étant la structure de référence, les caractéristiques géométriques sont:

- Longueur totale du bâtiment : 20,40 m
- Largeur totale du bâtiment : 15,40 m
- Hauteur totale du bâtiment : 21,00 m
- Hauteur des étages : 3,00 m

Les structures considérées sont présentés dans les figures (figures IV.1-2-3-4).

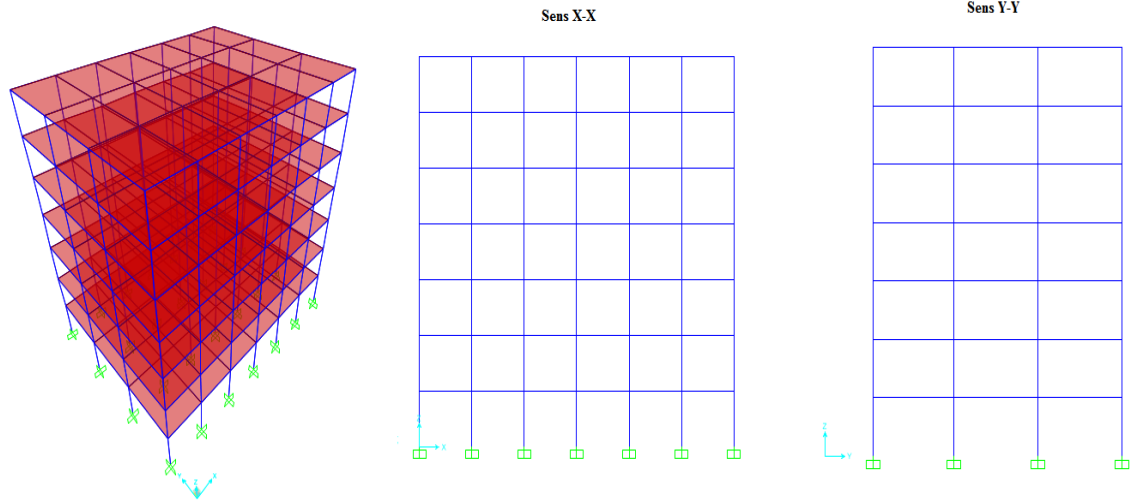


Figure IV.1: La structure de référence.

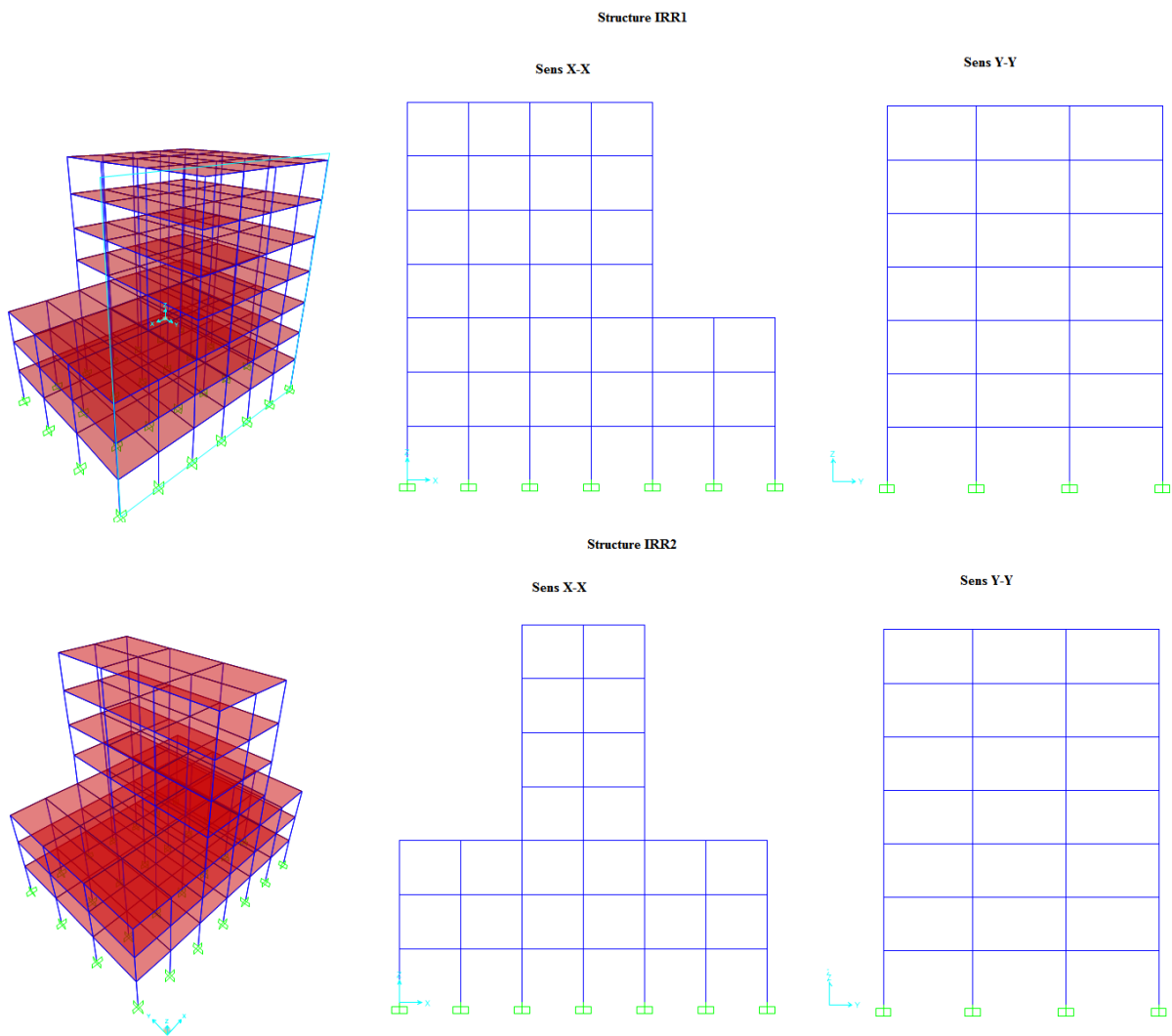


Figure IV.2: Les structures type IRRégulier selon la direction X, IRR1, IRR2, IRR3 et IRR4.

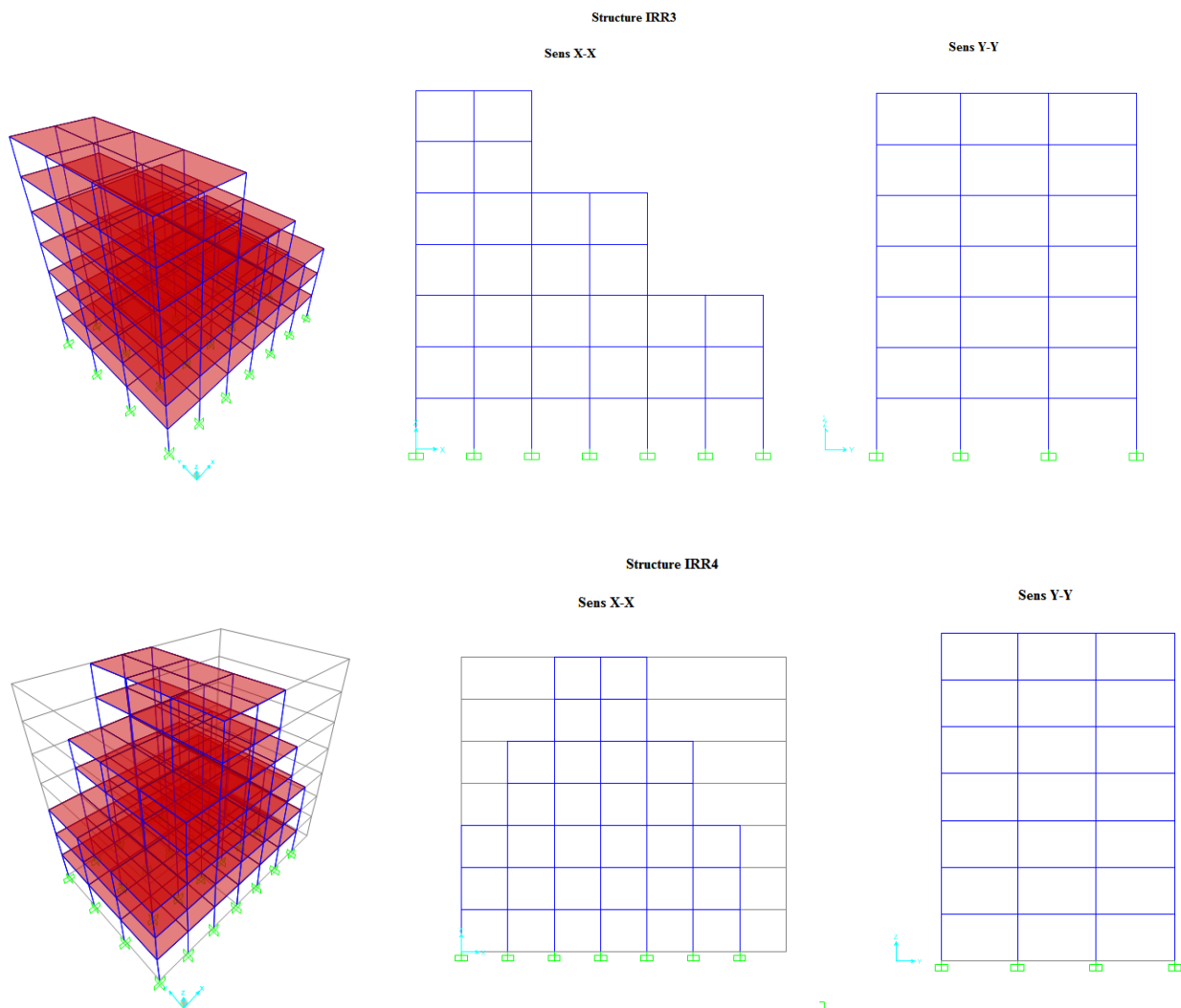


Figure IV.2: Les structures type IRRégulier selon la direction X, IRR1, IRR2, IRR3 et IRR4 (suite).

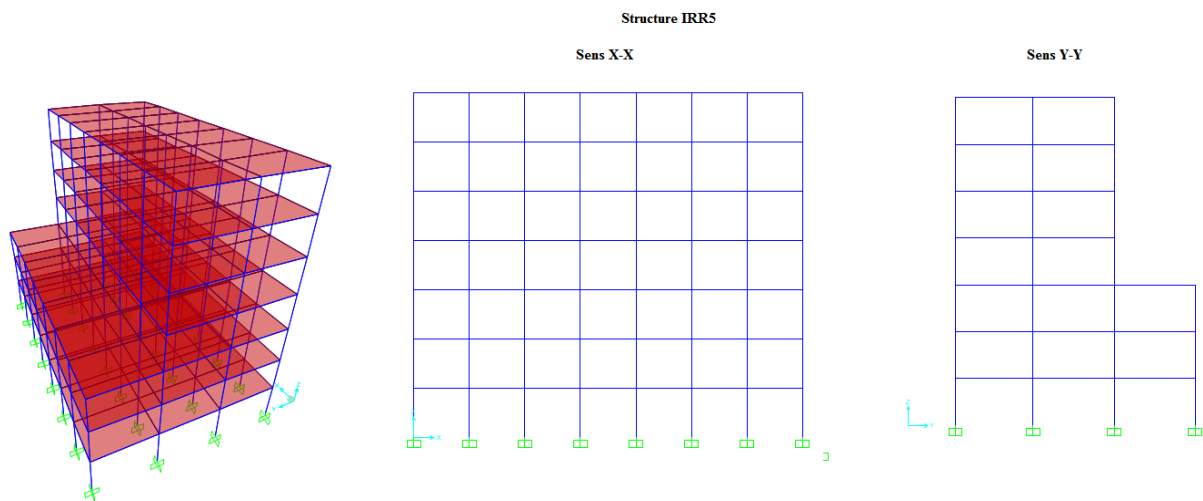


Figure IV.3: Les structures type IRRégulier selon la direction Y, IRR5 et IRR6.

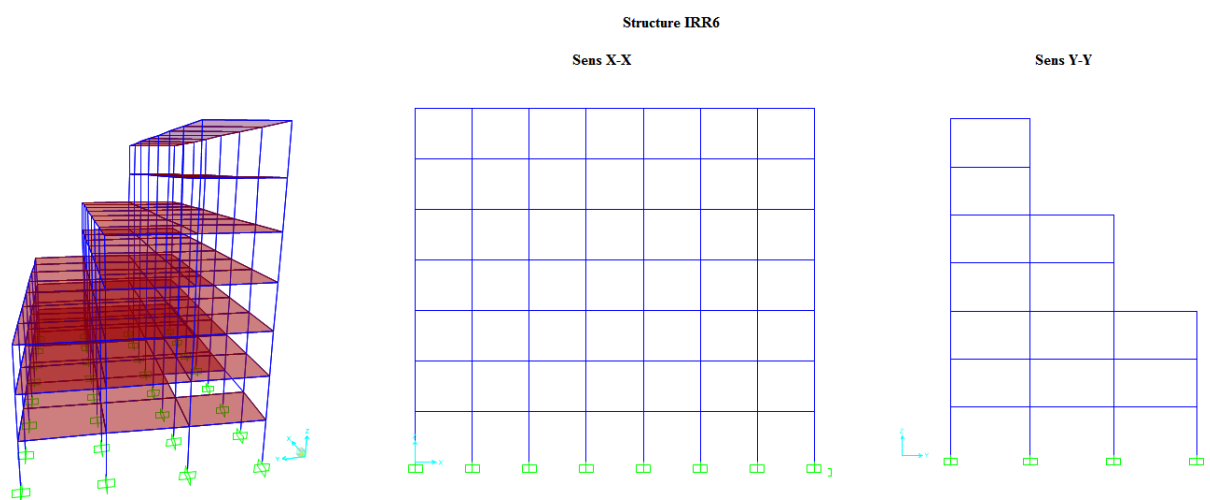


Figure IV.3: Les structures type IRRégulie selon la direction Y, IRR5 et IRR6 (suite).

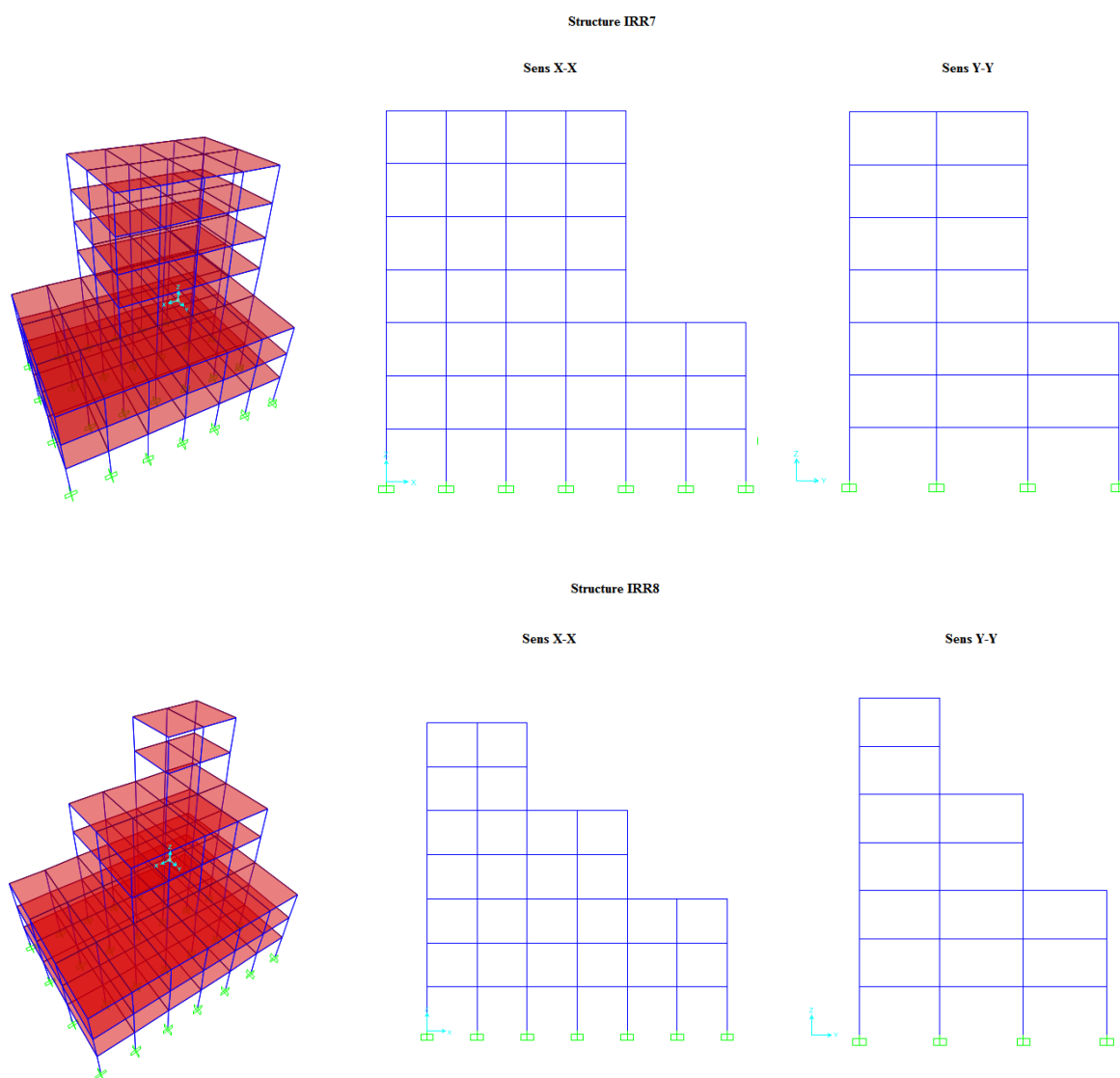


Figure IV.4: Les structures type IRRégulier selon les deux directions X et Y, IRR7 et IRR8.

Nous avons choisi neuf variantes différentes en élévation. La première variante est une structure régulière, les autres sont irrégulières selon le RPA99/version2003. Le règlement parasismique algérien RPA99/2003 recommande que Le rapport décrochement en entre les dimensions deux niveaux successifs ne dépasse pas 80%, et entre les dimensions du sommet et la base ne dépasse pas 67%. La figure suivante montre les limites des décrochements en élévation:

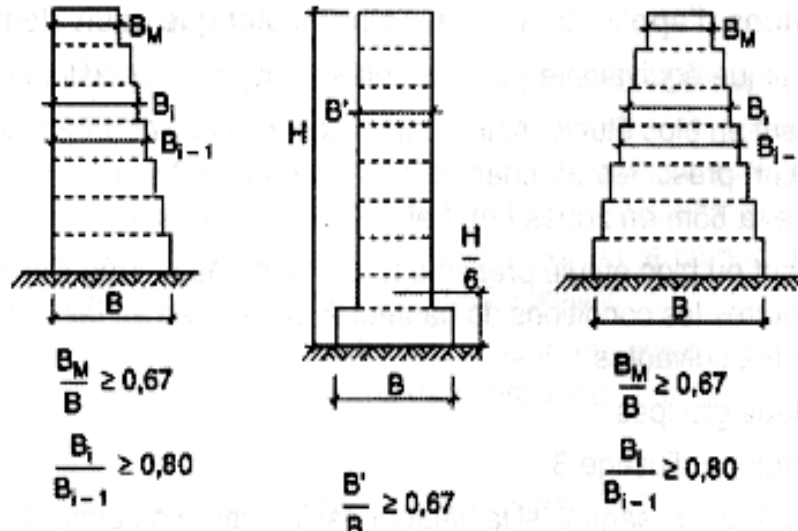


Figure IV.5: Les Limites des décrochements en élévation.

Tableau IV.1: vérification de la régularité des structures étudiées selon RPA99/2003.

	Variante1: structure de référence		Variante2: IRR1		Variante3: IRR2	
	X	Y	X	Y	X	Y
B	-	-	20.40	15.40	20.40	15.40
B'	-	-	-	-	6.80	-
B_M	-	-	13.60	-	-	-
B_i	-	-	13.60	-	-	-
B_{i-1}	-	-	20.40	-	-	-
Vérification de l'irrégularité	-	-	$\frac{B_M}{B} = 0.66$ $\frac{B_i}{B_{i-1}} = 0.66 < 0.80$	-	$\frac{B'}{B} = 0.33 < 0.67$	-
Résultat	Régulière		Irrégulière selon X		Irrégulière selon X	

Tableau IV.1: vérification de la régularité des structures étudiées selon RPA99/2003 (suite).

	Variante4: IRR3		Variante5: IRR4		Variante6: IRR5	
	X	Y	X	Y	X	Y
B	20.40	15.40	20.40	15.40	20.40	15.40
B'	-	-	-	-	-	-
B_M	6.80	-	6.80	-	-	10.20
B_i	6.80	-	6.80	-	-	10.20
B_{i-1}	13.60	-	13.60	-	-	15.40
Vérification de l'irrégularité	$\frac{B_M}{B} = 0.33 < 0.67$ $\frac{B_i}{B_{i-1}} = 0.50 < 0.80$	-	$\frac{B_M}{B} = 0.33 < 0.67$ $\frac{B_i}{B_{i-1}} = 0.50 < 0.80$	-	-	$\frac{B_M}{B} = 0.66$ $\frac{B_i}{B_{i-1}} = 0.66 < 0.80$
Résultat	Irrégulière selon X		Irrégulière selon X		Irrégulière selon Y	

	Variante7: IRR6		Variante8: IRR7		Variante9: IRR8	
	X	Y	X	Y	X	Y
B	20.40	15.40	20.40	15.40	20.40	15.40
B'	-	-	-	-	-	-
B_M	-	5.00	13.60	10.20	6.80	5.00
B_i	-	5.00	13.60	10.20	6.80	5.00
B_{i-1}	-	10.20	20.40	15.40	13.60	10.20
Vérification de l'irrégularité	-	$\frac{B_M}{B} = 0.32 < 0.67$ $\frac{B_i}{B_{i-1}} = 0.49 < 0.80$	$\frac{B_M}{B} = 0.66$ $\frac{B_i}{B_{i-1}} = 0.66 < 0.80$	$\frac{B_M}{B} = 0.66$ $\frac{B_i}{B_{i-1}} = 0.66 < 0.80$	$\frac{B_M}{B} = 0.33 < 0.67$ $\frac{B_i}{B_{i-1}} = 0.50 < 0.80$	$\frac{B_M}{B} = 0.32 < 0.67$ $\frac{B_i}{B_{i-1}} = 0.49 < 0.80$
Résultat	Irrégulière selon Y		Irrégulière selon X et Y		Irrégulière selon X et Y	

IV.2.1-Ossature et système constructif adopté :

- **Ossature :**

La stabilité de la structure est assurée par des portiques en béton armé.

- **Planchers :**

Les planchers adoptés pour ce bâtiment sont des planchers à corps creux (16+4) cm

- **Maçonnerie :**

Les murs extérieurs sont en doubles cloisons en briques de 15cm et de 10cm d'épaisseur avec un vide d'air de 5 cm ; les cloisons ont une épaisseur de 10cm.

- **Revêtement :**
 - Enduit en plâtre pour les plafonds.
 - Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
 - Revêtement en carrelage pour les planchers.
 - Le plancher terrasse est recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

IV.2.2- Caractéristiques des matériaux :

- Béton : Le béton utilisé dans la construction est caractérisé par :
 - Résistance à la compression: $f_{c28} = 25\text{MPa}$
 - Résistance à la traction: $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$
 - Module d'élasticité: $E_b = 32164.19\text{MPa}$
- Acier : deux types d'aciers sont considérés :
 - Acier HA feE400 de limite d'élasticité: $f_e = 400\text{MPa}$
 - Acier Ronds lisse feE235 de limite d'élasticité: $f_e = 235\text{MPa}$
 - Module d'élasticité: $E_s = 200000\text{MPa}$

IV.3- Dimensions et ferrailages des poteaux et poutres:

Le tableau IV.2 ci- dessous résume les dimensions (coffrage et ferrailage) des poteaux et des poutres des structures étudiées.

Tableau IV.2: Dimensions et ferrailages des poteaux et poutres des structures étudiées.

Niv	Poutres secondaires			Poutres principales			Poteaux	
	Dim (cm ²)	Ferrai		Dim (cm ²)	Ferrai		Dim (cm ²)	Ferrai
		Sup	Inf		Sup	Inf		
7	30X30	3T14+3T14	3T14	30X40	3T16+3T14	3T16	40X40	8T16
6	30X30	3T14+3T14	3T14	30X40	3T16+3T14	3T16	40X40	8T16
5	30X30	3T14+3T14	3T14	30X40	3T16+3T14	3T16	50X50	12T16
4	30X30	3T14+3T14	3T14	30X40	3T16+3T14	3T16	50X50	12T16
3	30X30	3T14+3T14	3T14	30X40	3T16+3T14	3T16	60X60	12T20
2	30X30	3T14+3T14	3T14	30X40	3T16+3T14	3T16	60X60	12T20
1	30X30	3T14+3T14	3T14	30X40	3T16+3T14	3T16	60X60	12T20

IV.4- Descente de charges :

La descente de charges a pour but la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque étage. Les charges réglementaires sont:

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort G.
- Les charges d'exploitation ou surcharge Q.
 - Plancher terrasse inaccessible : $G = 6.28 \text{ KN} / \text{m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
 - Plancher étage courant : $G = 5.41 \text{ KN} / \text{m}^2$; $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$
 - Acrotère: $G = 1.45 \text{ KN/ml}$.
 - Murs de façade (extérieur) : $G = 2.76 \text{ KN/m}^2$
 - Murs intérieur : $G=1.3 \text{ KN/m}^2$

IV.5- Spectres de réponse:

Pour l'analyse par la méthode spectrale ainsi que pour l'analyse non linéaire, les principaux paramètres utilisés sont présentés ci-après :

- La zone est classée par le RPA99v2003 comme zone de moyenne sismicité (II-a).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme Meuble (S3).

Les principaux paramètres utilisés sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.3: Les paramètres de spectre de réponses.

Zone sismique	Groupe d'usage	Facteur de qualité		Amortissement	Site
II-a	2	1.00	1.05	6%	S3

A l'aide de ces paramètres le spectre de réponse représentés dans la figure IV.3 sont générés. Ces derniers représentent la sollicitation sismique qui excite les structures.

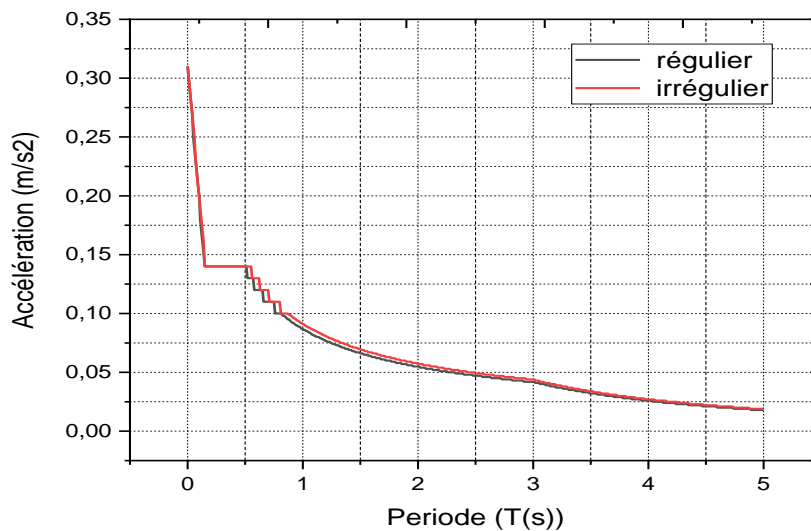


Figure IV.6: le spectre de réponse

IV.6- Etude des structures:

L'analyse pushover est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes d'effondrement commencent à apparaître dans la structures, les résultats de cette analyse sont représentés sous formes de courbes qui relie les efforts tranchants à la base en fonction du déplacement au sommet de la structure. Dans une analyse pushover, un modèle inélastique non linéaire est soumis à une charge latérale jusqu'à ce qu'un déplacement cible soit atteint ou le modèle est détruit. Le déplacement cible représente le déplacement maximal pouvant avoir lieu durant le séisme de calcul.

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

▪ Modélisation par éléments finis (SAP 2000 V 18.1.1):

Pour la modélisation, nous avons utilisé le logiciel SAP2000v18. SAP2000 est un logiciel développé par la compagnie "Computers and Structures, Inc" pour l'analyse et la conception des structures. C'est un système entièrement intégré pour modéliser, analyser, concevoir et optimiser des types particuliers des structures. SAP2000 est utilisé pour des structures générales, y compris ponts, tours, usines industrielles, structures en mer, bâtiments,

barrages, sols, pièces de mécanique, etc. Pour analyser et concevoir une structure en passe par les étapes suivantes :

1. Créer ou modifier un modèle qui définit numériquement les paramètres de géométrie, de propriétés, de chargement et d'analyse pour la structure.
2. Exécuter une analyse du modèle.
3. Passer en revue les résultats de l'analyse.
4. Vérifier et optimiser la conception de la structure.

C'est un processus généralement itératif qui peut impliquer plusieurs cycles de l'ordre des étapes ci-dessus. Toutes ces étapes peuvent être exécutées sans aucune difficulté en utilisant l'interface utilisateur graphique de SAP2000. Il existe 3 types d'éléments finis principaux que sont les éléments linéaires, surfaciques et solides. Le logiciel SAP2000 facilite considérablement l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser : la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc.

▪ **Analyse Pushover:**

Pour notre analyse, la courbe de capacité de la structure ($V_{base} - d_{sommet}$) est déterminée en effectuant les étapes suivantes :

- Etape 1: Définition du comportement non linéaire des éléments.
- Etape 2: Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (Pushover).
- Etape 3: Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité.
- Etape 4: Idéalisation de la courbe de capacité.

IV.7- Conclusion:

Dans ce chapitre, nous avons présenté les structures à analyser parmi lesquelles, une structure régulière et les autres sont irrégulières, afin d'étudier l'influence de la forme en élévation sur la réponse sismique d'un bâtiment en béton armé situé dans une zone sismique. Ensuite, nous avons effectué une modélisation en 3D à l'aide du logiciel SAP2000 V 18.1.1, ce qui nous a permis de réaliser une analyse statique non linéaire. Cette méthode non linéaire nous a permis d'évaluer les paramètres nécessaires pour la suite de notre travail qui sera présentée dans le chapitre suivant.

Chapitre –V–

Résultats et discussions.

V.1- Introduction :

Il est nécessaire d'étudier le comportement des structures dans le domaine poste-élastique afin d'avoir une vision assez large sur la réponse de ce type de bâtiments face à un séisme, et par la suite déterminer leurs degrés de dommage. L'analyse Push over a été effectuée en appliquant à la structure une distribution de forces latérales incrémentées jusqu'à ce que le déplacement au sommet atteigne un déplacement cible défini. Pour ce faire, nous utilisons le logiciel « SAP 2000 V 18.1.1 ». Les résultats d'analyse de la structure de référence ainsi que les différentes structures irrégulières en élévation sont illustrées dans ce chapitre.

V.2- Structure de référence:

V.2.1- Résultat de courbe de capacité:

Nous avons obtenus les courbes efforts tranchant-déplacements de la structure de référence suivant X et Y représentées par les figures ci-dessous :

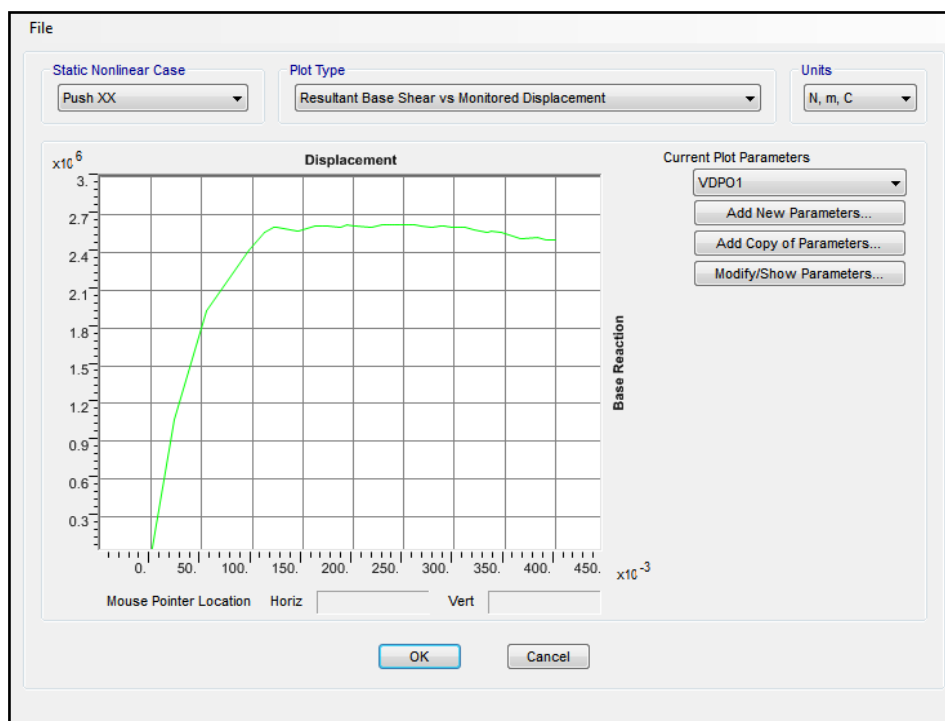


Figure V.1 : Courbe de capacité de la structure de référence suivant X.

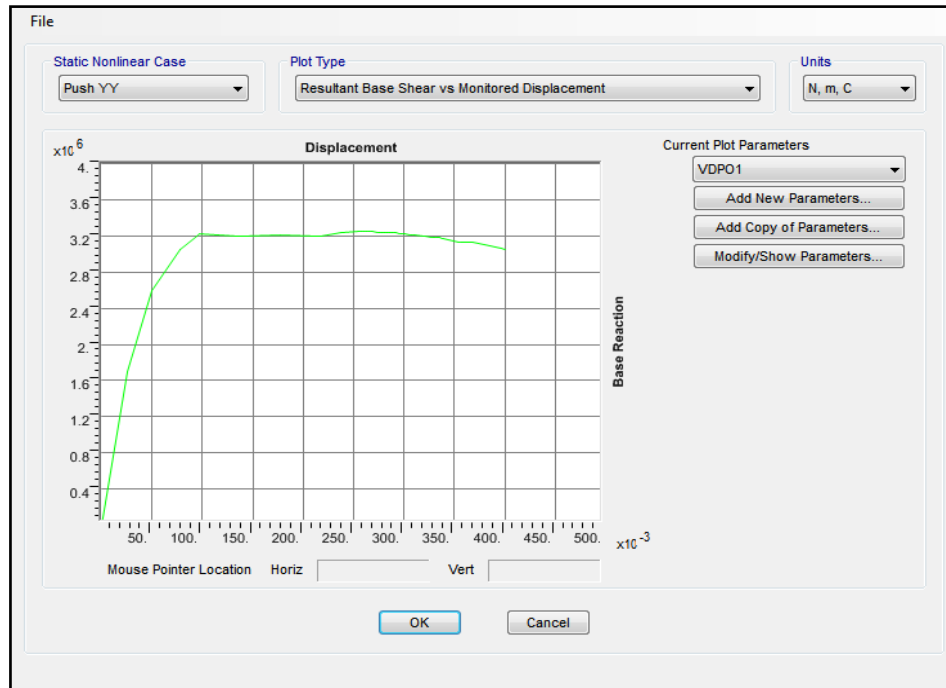


Figure V.2 : Courbe de capacité de la structure de référence suivant Y.

V.2.2- Détermination du point de performance:

Le point de performance est représenté par l'accroissement de la courbe de capacité défini précédemment et le spectre de réponse défini dans le chapitre IV. La capacité représentée par le spectre d'accélération en fonction de la demande de déplacement imposé par l'excitation de la structure est représentée sur les figures suivantes :

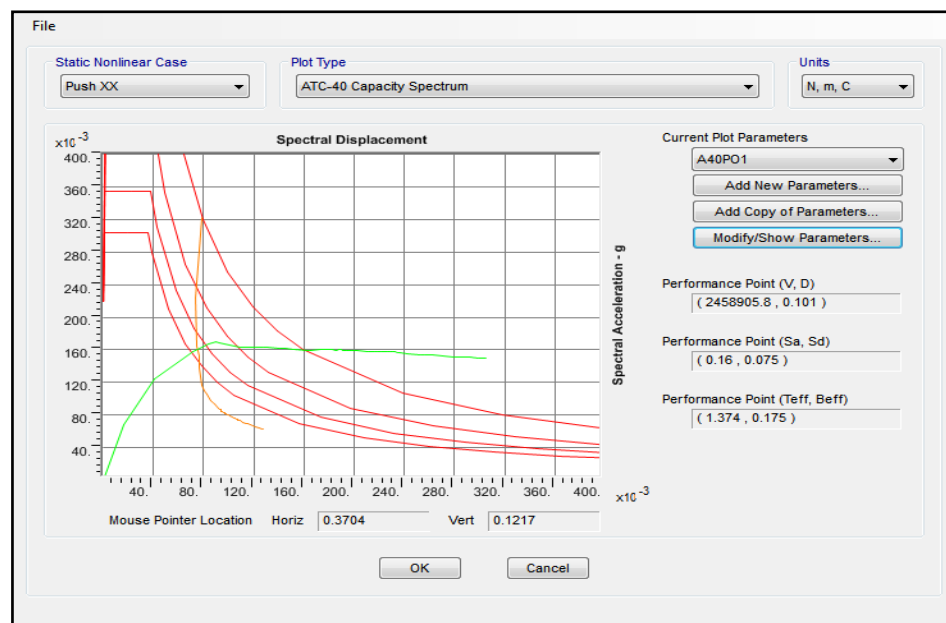


Figure V.3 : Point de performance de la structure de référence suivant X.

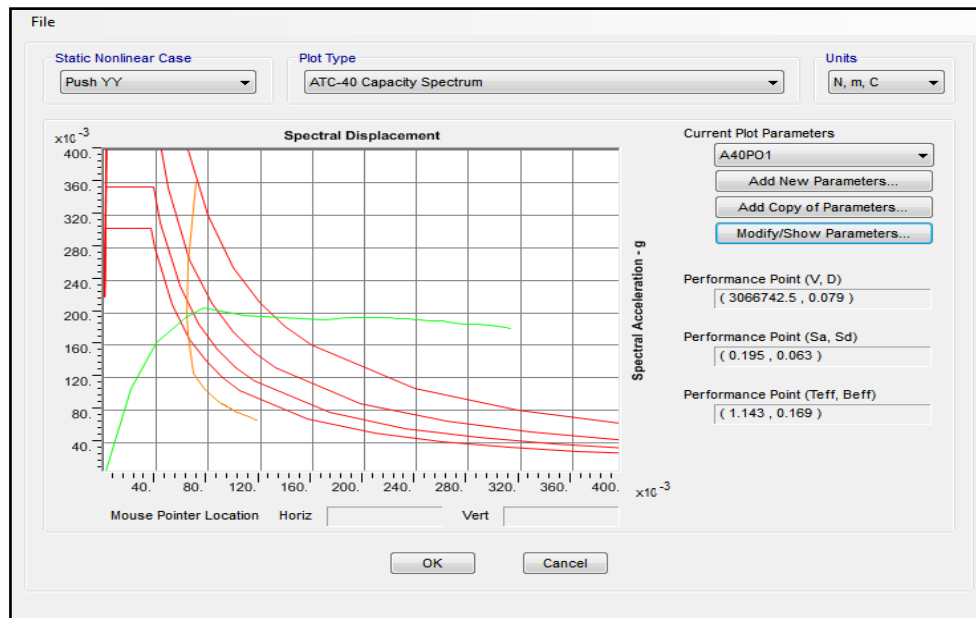


Figure V.4 : Point de performance de la structure de référence suivant Y.

Le point de performance nous donne le déplacement maximal de la structure ainsi que l’amortissement qui lui correspond. Les valeurs correspondantes sont données dans le tableau suivant:

Tableau V.1 : Coordonnées du point de performance.

	S_a (m/s ²)	S_d (m)	β_{eff} (%)
Suivant X-X	0.160	0.075	17.50
Suivant Y-Y	0.195	0.063	16.90

V.2.3-Raideur initiale de la structure de référence (K_e):

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

- **Sens x-x :**

$V_y=1910.742$ KN.

$D_y=0.042$ m.

$K_e=45300.86$ KN/m.

- **Sens y-y :**

$V_y=2591.570$ KN.

$D_y=0.039$ m.

$K_e=65173.29$ KN/m.

V.2.4-Raideur de la structure de référence au point de performance (K_p) :

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

- **Sens x-x :**

$$V_p = 2458.906 \text{ KN.}$$

$$D_p = 0.101 \text{ m.}$$

$$K_p = 24345.60 \text{ KN/m.}$$

- **Sens y-y :**

$$V_p = 3066.743 \text{ KN.}$$

$$D_p = 0.079 \text{ m.}$$

$$K_p = 38819.53 \text{ KN/m.}$$

V.2.5-Visualisation des mécanismes de ruine de la structure de référence:

Cette étape consiste à visualiser le développement et la distribution des rotules plastiques de la structure au point de performance lors de l'analyse non linéaire Pushover. Des indicateurs de dommages (à travers les couleurs) apparaissent aux niveaux des zones susceptibles de se plastifier, ces indicateurs montrent l'état de pénétration d'une section dans le domaine plastique. La suivante présente les mécanismes de ruine suivant les 2 sens :

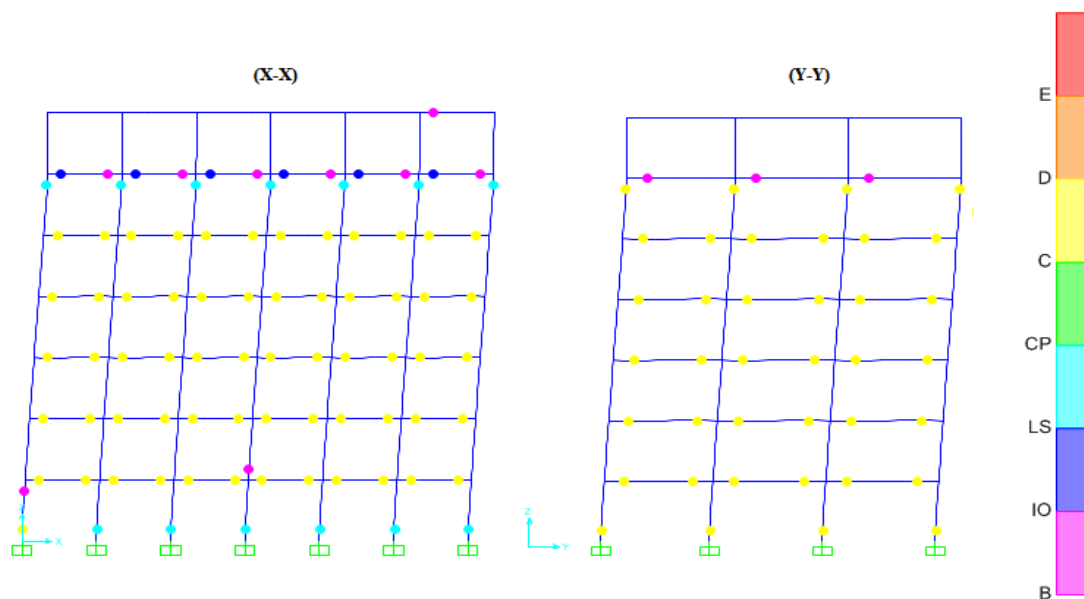


Figure V.5: Formation des rotules plastique dans la structure de référence.

Nous constatons que les rotules se développent au niveau des extrémités des poutres et des poteaux uniquement à la base du RDC. De plus, elles sont de couleur bleu correspondant au type LS suivant X-X et de couleur jaune correspondant au type C suivant Y-Y. Ce qui veut dire que cette structure a subi des dommages relativement très forts pour le sens Y-Y. Cette différence dans le comportement sismique pour les deux sens s'explique par la présence des poutres principales et secondaires. De plus, la rigidité des portiques (poteaux) suivant X-X est plus grande que celle suivant Y-Y.

V.2.6-Indice de dégradation de la structure de référence:

Un indicateur de dégradation global de la structure (I_d) peut être défini par: $I_d = 1 - \frac{K_p}{K_e}$ (%)

- **Sens x-x :**

$$K_e = 45300.86 \text{ KN/m.}$$

$$K_p = 24345.60 \text{ KN/m.}$$

$$I_d = 1 - \frac{24345.60}{45300.86} = 46.25 \%$$

- **Sens y-y :**

$$K_e = 65173.29 \text{ KN/m.}$$

$$K_p = 38819.53 \text{ KN/m.}$$

$$I_d = 1 - \frac{38819.53}{65173.29} = 40.43 \%$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 2: Tableau récapitulatif des paramètres de la structure de référence

	Raideur de la structure au point de performance (K_p)			Raideur initiale de la structure de référence (K_e):			I_d (%)
	V_p (KN)	D_p (m)	K_p (KN/m)	V_y (KN)	D_y (m)	K_e (KN/m)	
Suivant X-X	2458.906	0.101	24345.60	1910.742	0.042	45300.86	46.25
Suivant Y-Y	3066.743	0.079	38819.53	2591.570	0.039	65173.29	40.43

V.2.7-Interprétation des résultats de la structure de référence :

D'après les résultats obtenus pour la structure de référence, nous pouvons dire que l'indice de dégradation est relativement élevé dans les deux sens notamment suivant X-X. La petite différence (de l'ordre de 13%) est due à la différence du nombre de travées dans un sens par rapport à l'autre. La dégradation de la rigidité est de l'ordre de 46.25% suivant X-X et 40.43% suivant Y-Y au point de performance, ce qui est relativement important. La structure a subi une perte de rigidité assez importante.

V.3- Étude des structures irrégulières en élévation:

V.3.1- Structure IRR1:

Les valeurs correspondantes au point de performance, raideur initiale, raideur au point de performance et indice de dégradation global sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V.3 : Coordonnées du point de performance.

	S_a (m/s ²)	S_d (m)	β_{eff} (%)
Suivant X-X	0.185	0.068	16.30
Suivant Y-Y	0.216	0.060	15.60

Tableau V.4 : Tableau récapitulatif des paramètres de la structure IRR1.

	Raideur de la structure au point de performance (K_p)			Raideur initiale de la structure de référence (K_e):			I_d (%)
	V_p (KN)	D_p (m)	K_p (KN/m)	V_y (KN)	D_y (m)	K_e (KN/m)	
Suivant X-X	2049.528	0.099	20702.30	1452.433	0.037	38914.83	46.80
Suivant Y-Y	2317.615	0.064	36212.73	1962.364	0.034	57041.90	36.51

La figure suivante présente les mécanismes de ruine suivant les deux sens:

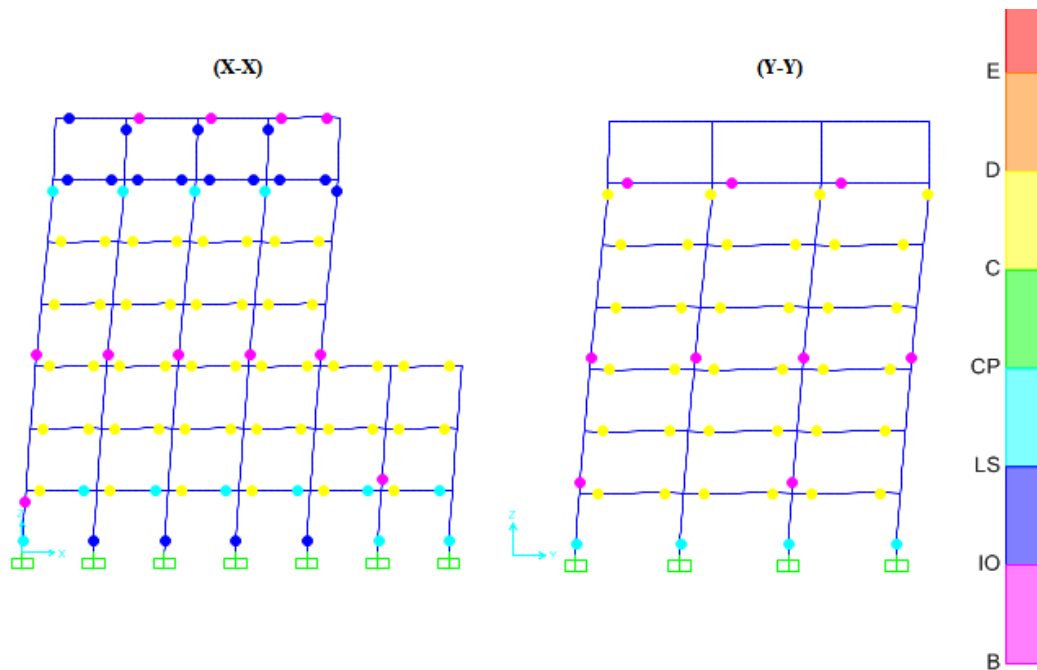


Figure V.6: Formation des rotules plastique dans la structure IRR1.

Lors de la visualisation des mécanismes de ruine, nous remarquons que les rotules plastiques apparaissent à la base des poteaux du RDC et aux extrémités des poutres de tous les niveaux suivant le sens X-X et le sens Y-Y. Ces rotules sont de type IO et LS pour les poteaux de RDC, de type B, IO et C pour les poutres de sens X, et de type B et C pour les poutres de sens Y. Ce qui signifie que l'état d'endommagement est important (endommagement). Nous remarquons aussi que le dernier niveau ne présente aucun rotule selon Y, et les poteaux ont subit des dommages de type B au quatrième niveau, et ce peut être expliqué par la présence de décrochement (l'irrégularité en élévation).

V.3.2- Structure IRR2:

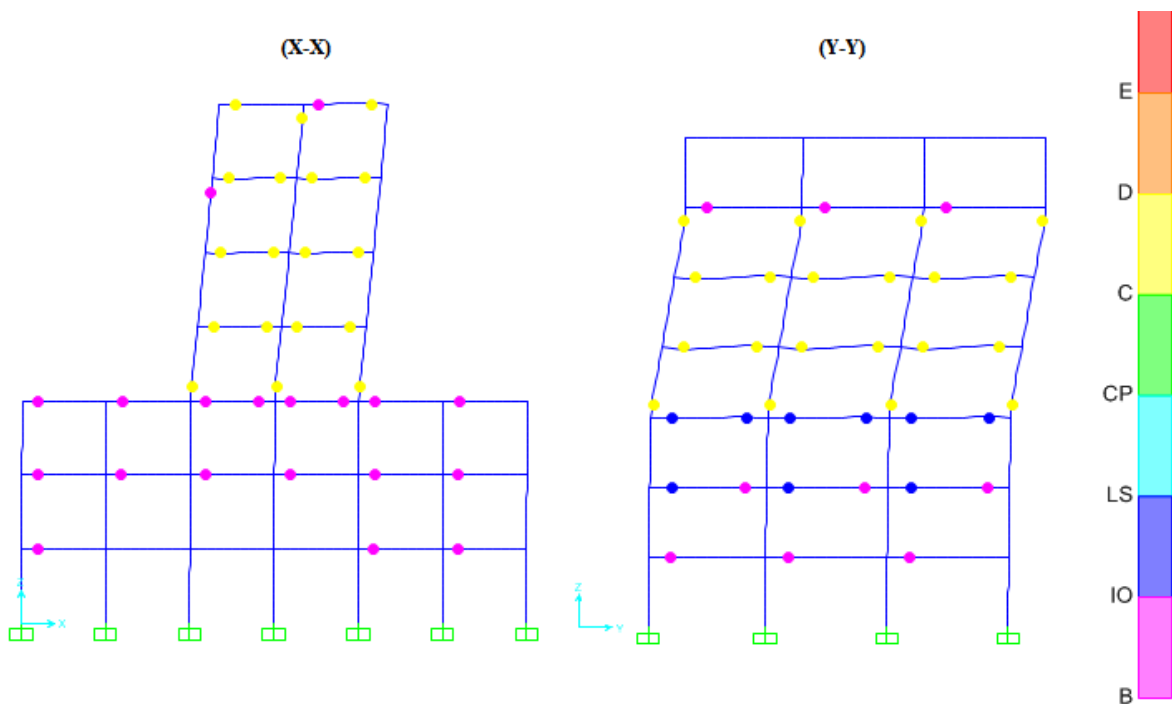
Les valeurs correspondantes au point de performance, raideur initiale, raideur au point de performance et indice de dégradation global sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V.5 : Coordonnées du point de performance.

	S_a (m/s ²)	S_d (m)	β_{eff} (%)
Suivant X-X	0.232	0.058	14.90
Suivant Y-Y	0.27	0.053	13.50

Tableau V.6 : Tableau récapitulatif des paramètres de la structure IRR2.

	Raideur de la structure au point de performance (K_p)			Raideur initiale de la structure de référence (K_e):			I_d (%)
	V_p (KN)	D_p (m)	K_p (KN/m)	V_y (KN)	D_y (m)	K_e (KN/m)	
Suivant X-X	1390.766	0.095	14639.64	1223.458	0.049	24546.53	40.35
Suivant Y-Y	1751.68	0.078	22457.43	1447.75	0.041	34729.67	35.33

**Figure V.7:** Formation des rotules plastique dans la structure IRR2.

Pour cette structure, les poutres de la partie qui se trouve au dessous de niveau de décrochement en élévation subissent des dommages relativement limités au début par des rotules de type «B-IO». Par contre les poutres de la partie supérieure du bâti subissent des dommages jusqu'à « C ». Concernant les poteaux, les éléments de la partie qui se trouve au dessous de niveau de décrochement restent intacts et ne subissent aucuns dommages, tandis que les poteaux du niveau de décrochement présentent des dommages de type « C ».

V.3.3- Structure IRR3:

Les différentes valeurs correspondantes au point de performance, raideur initiale, raideur au point de performance et indice de dégradation global sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V.7 : Coordonnées du point de performance.

	S_a (m/s ²)	S_d (m)	β_{eff} (%)
Suivant X-X	0.212	0.061	15.70
Suivant Y-Y	0.286	0.053	12.50

Tableau V.8 : Tableau récapitulatif des paramètres de la structure IRR3.

	Raideur de la structure au point de performance (Kp)			Raideur initiale de la structure de référence (Ke):			I _d (%)
	V _p (KN)	D _p (m)	K _p (KN/m)	V _y (KN)	D _y (m)	K _e (KN/m)	
Suivant X-X	2154.978	0.109	19770.44	1596.736	0.040	39153.11	49.50
Suivant Y-Y	1902.810	0.060	31713.50	1537.562	0.035	43276.14	26.71

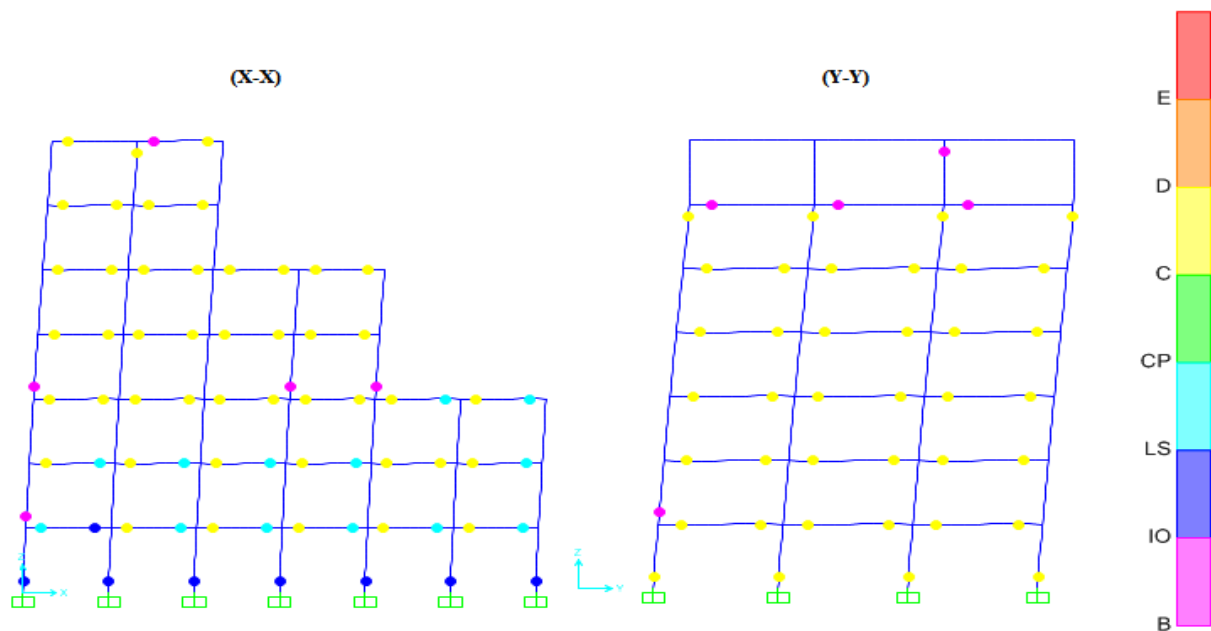


Figure V.8: Formation des rotules plastique dans la structure IRR3.

Suivant X, les premières rotules de type « B » se forment à l'interface du premier décrochement et au dessus du 2^{ème} étage. Cependant, les poteaux de RDC montrent moins de dommages par les rotules plastiques de type « IO ». Les poutres subissent des dommages de type LS. En augmentant les charges, on remarque l'apparition des rotules de type « C ». Suivant Y, nous constatons l'apparition de rotules de type « B » au niveau des poutres de RDC jusqu'à le 5^{ème} niveau. Pour les poteaux, les poteaux du rez de chaussée sont endommagés par des rotules de type « C », des rotules de type « C » se forment à l'interface de deuxième décrochement en élévation.

V.3.4- Structure IRR4:

Les valeurs qui correspondent au point de performance, raideur initiale, raideur au point de performance et indice de dégradation global sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V.9 : Coordonnées du point de performance.

	S_a (m/s ²)	S_d (m)	β_{eff} (%)
Suivant X-X	0.223	0.058	15.90
Suivant Y-Y	0.275	0.052	13.50

Tableau V.10 : Tableau récapitulatif des paramètres de la structure IRR4.

	Raideur de la structure au point de performance (Kp)			Raideur initiale de la structure de référence (Ke):			I_d (%)
	V_p (KN)	D_p (m)	K_p (KN/m)	V_y (KN)	D_y (m)	K_e (KN/m)	
Suivant X-X	2099.511	0.097	21644.44	1569.875	0.039	40280.62	46.26
Suivant Y-Y	2606.211	0.081	32175.44	2116.140	0.044	47724.60	32.58

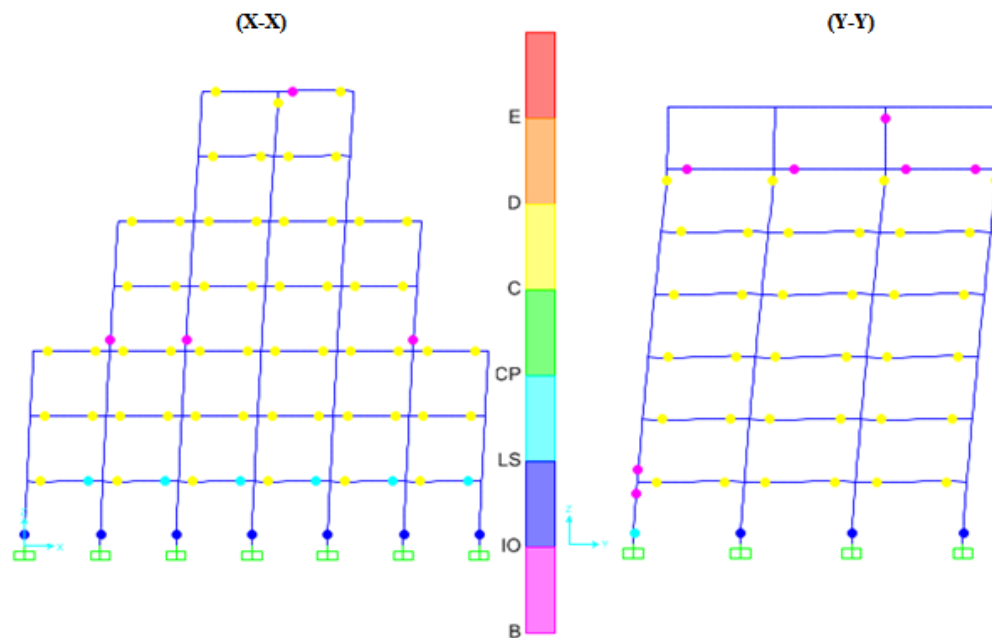


Figure V.9: Formation des rotules plastique dans la structure IRR4.

Pour la structure IRR4, suivant X, les poteaux du RDC subissent des dommages relativement limités au début par des rotules de type «IO», alors que dans le premier décrochement en élévation (quatrième niveau), nous remarquons l'apparition de quelques rotules au niveau des poteaux de type «B». Toutes les poutres subissent pratiquement des dommages importants de type «C». Dans la direction Y, la même remarque concerne les poutres avec des rotules de type «C». Pour les poteaux, ceux-ci du RDC, il a été constaté la formation des rotules de type «IO», en plus pour les poteaux de deuxième décrochement en élévation (sixième niveau) présentent des dommages importants de type «C» à la partie supérieure.

V.3.5- Structure IRR5:

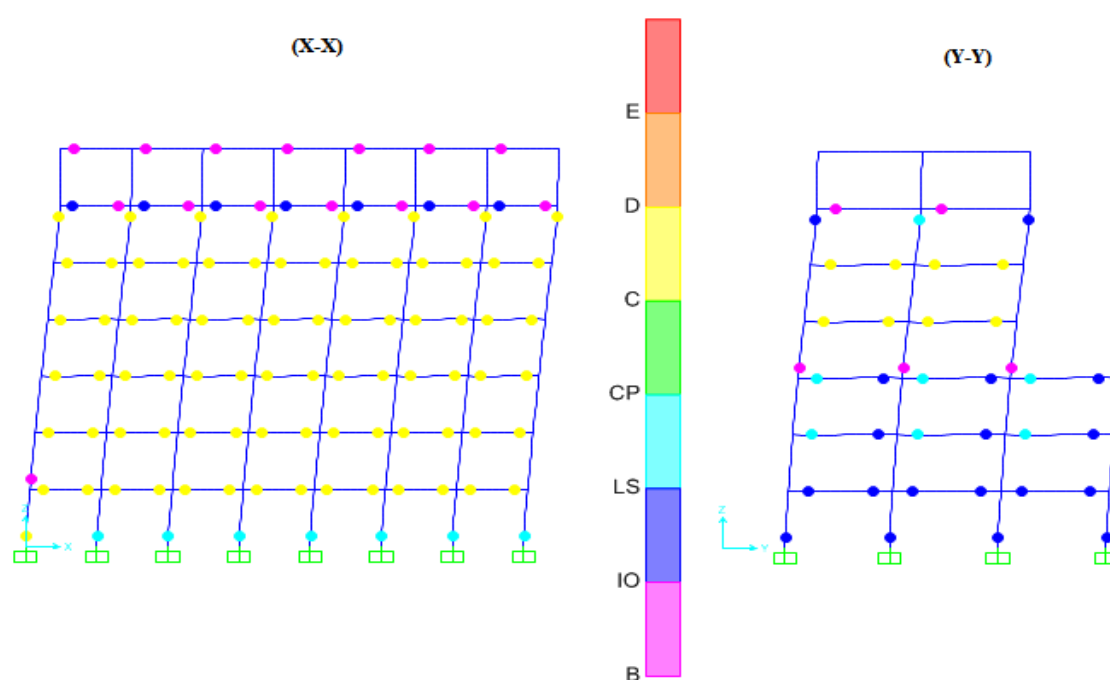
Les valeurs qui correspondent au point de performance, raideur initiale, raideur au point de performance et indice de dégradation global sont représentés dans les tableaux ci- dessous :

Tableau V.11 : Coordonnées du point de performance.

	S_a (m/s^2)	S_d (m)	β_{eff} (%)
Suivant X-X	0.185	0.070	15.80
Suivant Y-Y	0.224	0.057	16.00

Tableau V.12 : Tableau récapitulatif des paramètres de la structure IRR5.

	Raideur de la structure au point de performance (K_p)			Raideur initiale de la structure de référence (K_e):			I_d (%)
	V_p (KN)	D_p (m)	K_p (KN/m)	V_y (KN)	D_y (m)	K_e (KN/m)	
Suivant X-X	2360.772	0.090	26230.80	1697.036	0.034	49656.13	47.17
Suivant Y-Y	2936.332	0.075	39151.09	2435.014	0.037	64450.49	39.25

**Figure V.10**: Formation des rotules plastiques dans la structure IRR5.

Suivant X, les premières rotules de type «LS» se forment au niveau des poteaux de RDC. Par contre, des dommages de type «C» s'installent au niveau de la partie supérieure des poteaux de l'avant dernier niveau. Les poutres de niveau RDC jusqu'à le sixième niveau subissent des dommages de type «C», tandis que les poutres de deux derniers niveau montrent moins de dommages par les rotules plastiques de type «B» et «IO». Suivant Y, nous constatons l'apparition de rotules de type «IO» et «LS» au niveau des poutres de RDC jusqu'à le 3^{ème} niveau, alors que les poutres de 4^{ème} jusqu'à le 6^{ème} niveau présentent des rotules de type «C». Pour les poteaux, ceux du rez de chaussée sont endommagés par des rotules de type «IO», des rotules de type «B» se forment à l'interface de décrochement en élévation.

V.3.6- Structure IRR6:

Les valeurs qui correspondent au point de performance, raideur initiale, raideur au point de performance et indice de dégradation global sont représentés dans les tableaux ci- dessous :

Tableau V.13 : Coordonnées du point de performance.

	S_a (m/s ²)	S_d (m)	β_{eff} (%)
Suivant X-X	0.225	0.061	14.60
Suivant Y-Y	0.274	0.050	14.40

Tableau V.14 : Tableau récapitulatif des paramètres de la structure IRR6.

	Raideur de la structure au point de performance (K_p)			Raideur initiale de la structure de référence (K_e):			I_d (%)
	V_p (KN)	D_p (m)	K_p (KN/m)	V_y (KN)	D_y (m)	K_e (KN/m)	
Suivant X-X	2340.819	0.089	26301.33	1821.708	0.043	42091.26	37.51
Suivant Y-Y	3131.425	0.074	42316.55	2604.176	0.038	68575.32	38.29

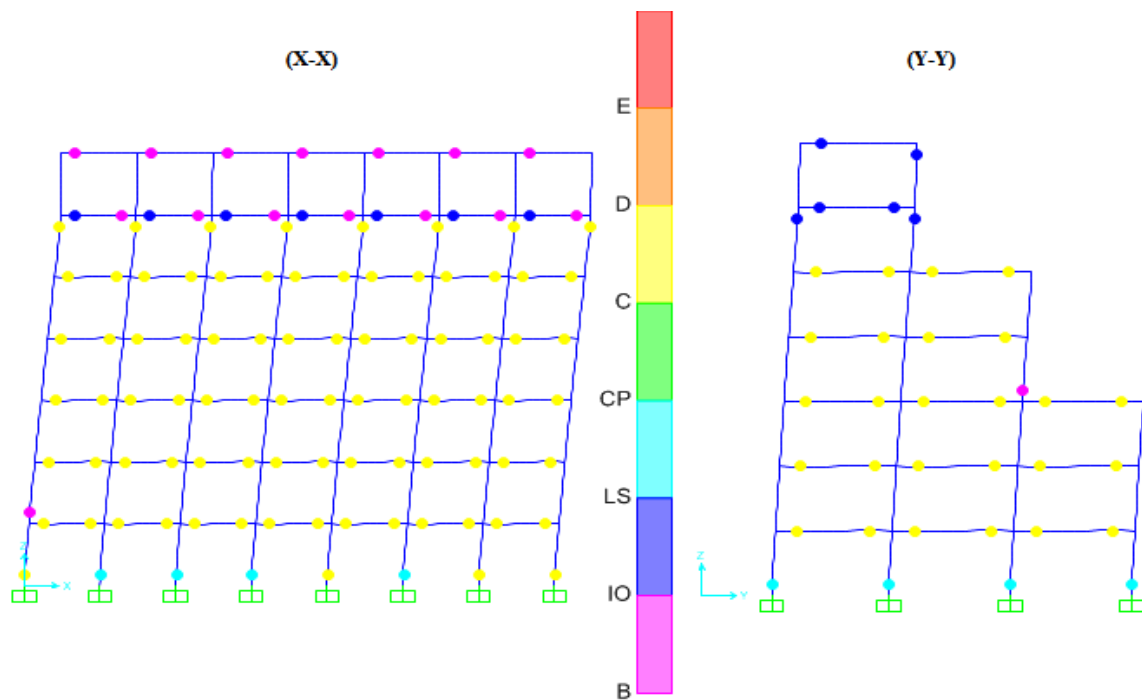


Figure V.11: Formation des rotules plastique dans la structure IRR6.

Pour cette structure qui présente deux décrochements en élévation, suivant le sens X, les poutres de la partie qui se trouve entre le niveau RDC et le 5^{ème} niveau subissent des dommages importants par des rotules de type «C», alors que les poutres de 6^{ème} et 5^{ème} niveau montrent des dommages relativement limités par des rotules de type «B-IO». Concernant les poteaux, les éléments de la partie qui se trouve au-dessous de niveau de deuxième décrochement ainsi que les poteaux de RDC subissent des dommages de type «C». Suivant le sens Y, toutes les poutres subissent des dommages de type «C» sauf celles des deux derniers niveaux qui présentent des dommages de type «IO». Les poteaux de RDC de cette structure présentent des dommages réparables de type «LS». Nous constatons aussi quelques dommages non significatifs au niveau des poteaux de deux derniers niveaux.

V.3.7- Structure IRR7:

Les valeurs qui correspondent au point de performance, raideur initiale, raideur au point de performance et indice de dégradation global sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V.15 : Coordonnées du point de performance.

	S_a (m/s ²)	S_d (m)	β_{eff} (%)
Suivant X-X	0.221	0.061	15.00
Suivant Y-Y	0.238	0.057	14.90

Tableau V.16 : Tableau récapitulatif des paramètres de la structure IRR7.

	Raideur de la structure au point de performance (K_p)			Raideur initiale de la structure de référence (K_e):			I_d (%)
	V_p (KN)	D_p (m)	K_p (KN/m)	V_y (KN)	D_y (m)	K_e (KN/m)	
Suivant X-X	1651.592	0.081	20390.02	1209.740	0.033	35689.34	42.86
Suivant Y-Y	2002.474	0.070	28606.77	1676.423	0.035	47544.95	39.83

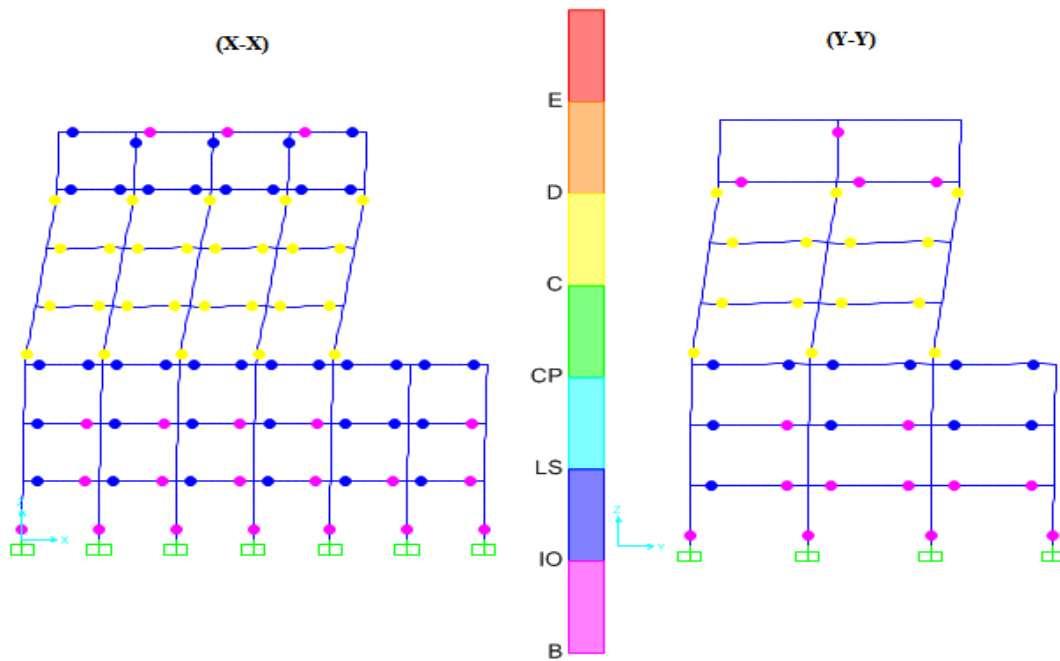


Figure V.12: Formation des rotules plastique dans la structure IRR7.

Suivant X, les premières rotules de type «B» se forment au niveau des poteaux de RDC. Par contre, des dommages de type «C» s'installent au niveau de la partie inférieure des poteaux de à l'interface de décrochement en élévation. Les poutres de niveau RDC jusqu'à le troisième niveau subissent des dommages de type «B» et «IO», la même chose pour les deux derniers niveaux. Tandis que les poutres de niveau de décrochement ainsi que les deux niveaux qui le suivent montrent des dommages importants par les rotules plastiques de type «C». Suivant Y, nous constatons l'apparition de rotules de type «B» et «IO» au niveau des poutres de RDC jusqu'à le 3^{ème} niveau, alors que les poutres de 4^{ème} jusqu'à le 6^{ème} niveau présentent des rotules de type «C». Pour les poteaux, ceux du RDC sont moins endommagés par des rotules de type «B». Des dommages remarquables et des rotules de type «C» se forment aux poteaux à l'interface de décrochement en élévation.

V.3.8- Structure IRR8:

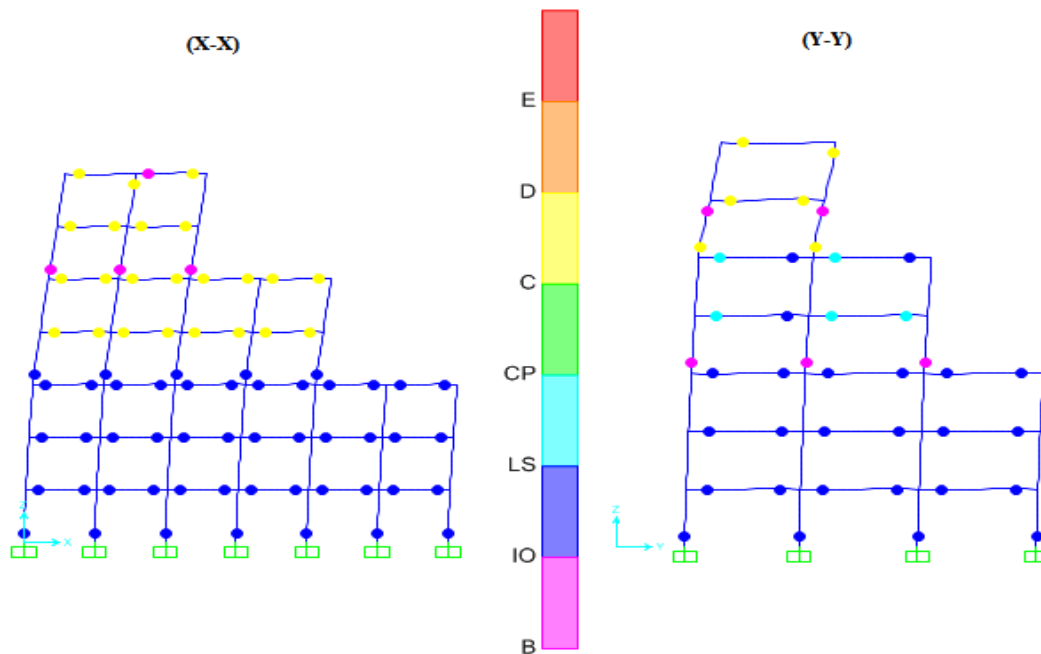
Les valeurs qui correspondent au point de performance, raideur initiale, raideur au point de performance et indice de dégradation global sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V.17 : Coordonnées du point de performance.

	S_a (m/s ²)	S_d (m)	β_{eff} (%)
Suivant X-X	0.342	0.044	12.40
Suivant Y-Y	0.293	0.050	13.10

Tableau V.18 : Tableau récapitulatif des paramètres de la structure IRR8.

	Raideur de la structure au point de performance (K_p)			Raideur initiale de la structure de référence (K_e):			I_d (%)
	V_p (KN)	D_p (m)	K_p (KN/m)	V_y (KN)	D_y (m)	K_e (KN/m)	
Suivant X-X	1643.682	0.070	23481.17	1346.482	0.038	35083.08	33.07
Suivant Y-Y	2265.975	0.123	18422.56	1792.334	0.051	34708.61	46.92

**Figure V.13**: Formation des rotules plastique dans la structure IRR8.

Pour IRR8, suivant X, les poteaux du RDC subissent des dommages limités par des rotules de type «IO», même constat dans le premier décrochement en élévation. Nous remarquons l'apparition de quelques rotules au niveau des poteaux l'avant dernier niveau de type «B». Toutes les poutres des trois premiers niveaux subissent des dommages minimaux de type «IO», alors que les poutres des autres niveaux subissent des dommages importants de type «C». Suivant Y, toutes les poutres sont endommagées avec des rotules de type «IO» ou «LS», sauf les poutres des deux derniers niveaux qui suivent le deuxième décrochement où des rotules de type «C» s'installent. Pour les poteaux du RDC, il a été constaté la formation des rotules de type «IO», les poteaux de premier décrochement en élévation présentent des dommages limités de type «B». Par contre, les poteaux de deuxième décrochement sont fortement endommagés par des rotules de type «C» à la partie supérieure.

V.4- Comparaison entre les différentes structures en terme de capacité:

Sur les figures, nous avons représenté les courbes de capacité des structures irrégulières qui seront comparées par la suite avec celle de la structure de référence.

V.4.1-Structures irrégulières selon la direction X (IRR1, IRR2, IRR3, IRR4):

Nous commençons la comparaison par les structures qui présentent une irrégularité suivant X:

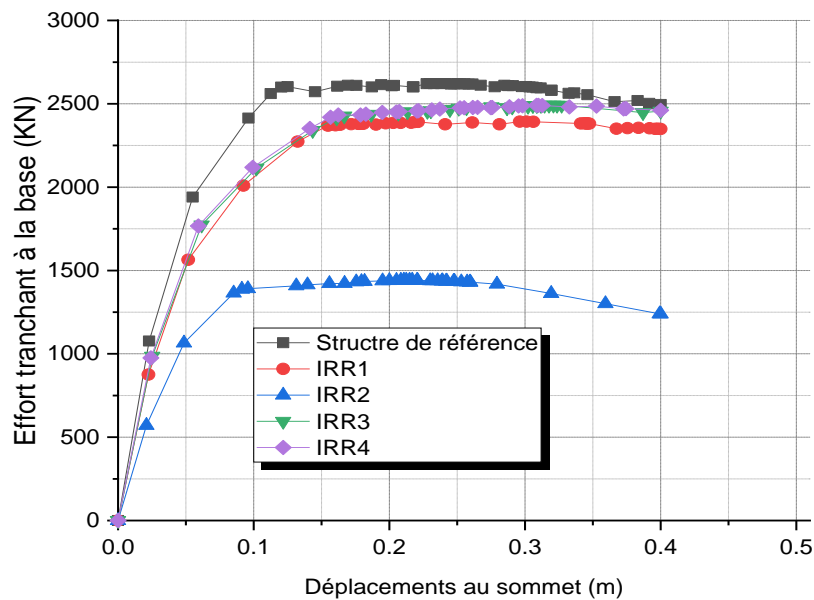


Figure V.14 : Courbes de capacité de la structure de référence, IRR1, IRR2, IRR3 et IRR4 suivant X.

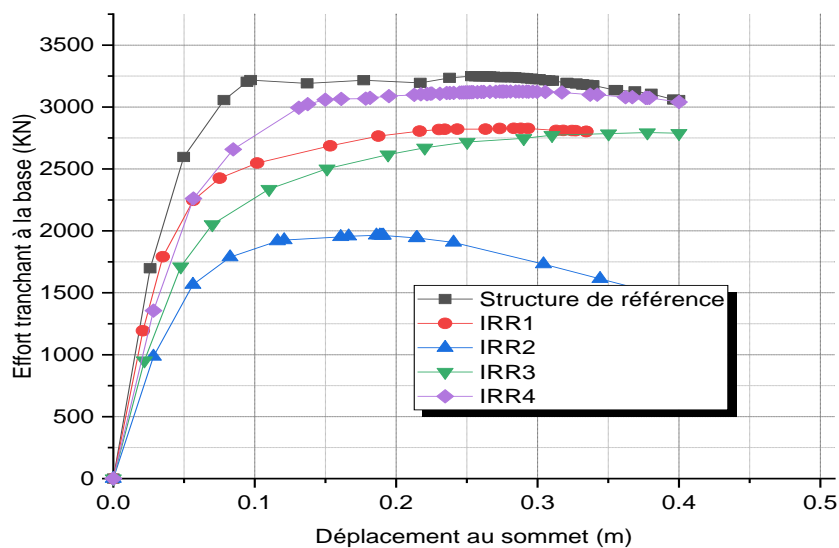


Figure V.15 : Courbes de capacité de la structure de référence, IRR1, IRR2, IRR3 et IRR4 suivant Y.

Les figures V.14 et V.15 présentent les courbes de capacité (sens X et Y) des structures irrégulières selon la direction X qui sont IRR1, IRR2, IRR3 et IRR4 ainsi que la courbe de la structure de référence. Nous remarquons que:

- La structure de référence (régulière) présente une capacité plus grande que celles des autres structures irrégulières et ce dans les deux sens.
- La structure irrégulière IRR2 montre une faible capacité parmi les structures irrégulières et ce dans les deux sens.
- Suivant X, les courbes de capacité des structures IRR1, IRR3 et IRR4 sont presque similaires. Par contre et selon Y, les courbes divergentes.
- Pour la raideur initiale K_e , toutes les structures irrégulières ont une raideur initiale moins par rapport à la structure de référence dans les deux sens. Donc selon X, la réduction de la rigidité initiale est de 45.81% par rapport à la structure de référence pour la structure IRR2, tandis que pour les autres structures IRR1, IRR3 et IRR4 ne dépasse pas 14.09%. Même remarque suivant Y, avec une réduction de la rigidité initiale de 46.71% pour la structure IRR2, et ne dépasse pas 33.60% pour IRR3 et IRR4, par contre, pour IRR1 la diminution de la rigidité n'est que 12.47%.

V.4.2-Structures irrégulières selon la direction Y (IRR5 et IRR6):

Cette fois, la comparaison concerne les structures qui présentent une irrégularité suivant Y:

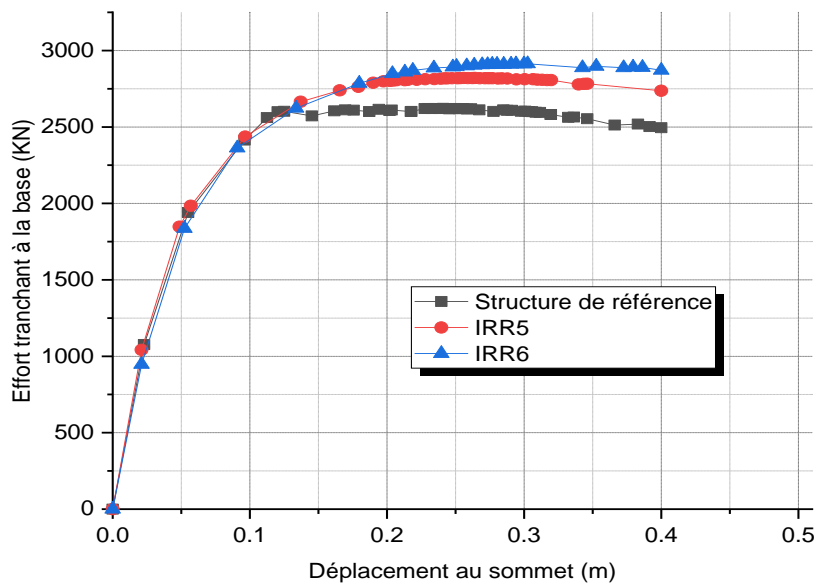


Figure V.16 : Courbes de capacité de la structure de référence, IRR5 et IRR6 suivant X.

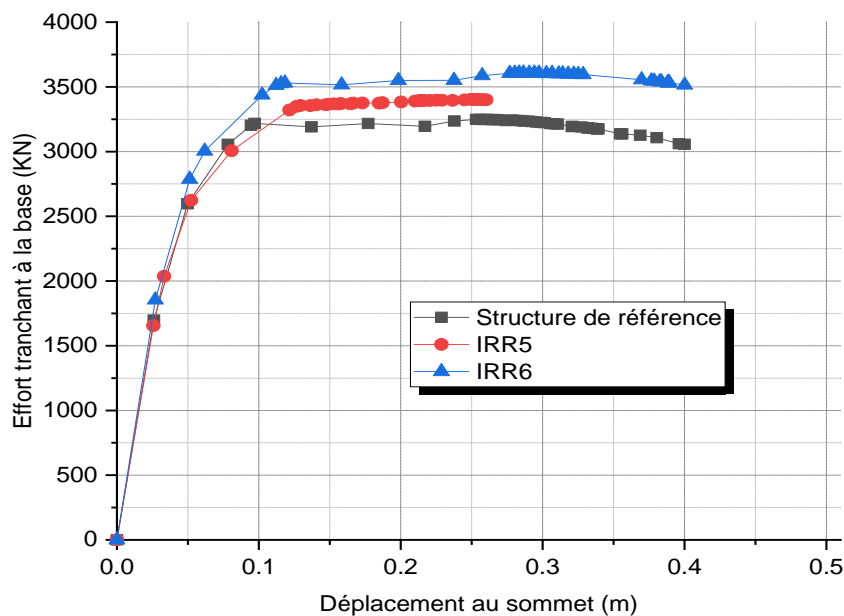


Figure V.17 : Courbes de capacité de la structure de référence, IRR5 et IRR6 suivant Y.

Les figures V.16 et V.17 présentent les courbes de capacité (sens X et Y) des structures irrégulières selon la direction Y qui sont IRR5 et IRR6 ainsi que la courbe de la structure de référence. Nous distinguons que:

- La structure IRR6 présente une capacité plus grande que celles des autres structures, de référence (régulière) ainsi que l'irrégulière IRR5 et ce dans les deux sens.
- Pour la raideur initiale K_e , selon X, la structure irrégulière IRR5 a une raideur initiale plus grande que celle de la structure de référence où une augmentation de K_e avec 9.61% a été enregistrée. La rigidité de IRR6 diminue avec 7.08%. Contrairement au sens X, la réduction de la rigidité initiale est de 1.10% pour la structure IRR5, par contre, pour IRR6 la rigidité initiale augmente avec 5.22% et ce dans la direction Y.

V.4.3-Structures irrégulières selon la direction X et Y (IRR7 et IRR8):

En dernier lieu, la comparaison concerne les structures qui présentent une irrégularité suivant les deux sens X et Y:

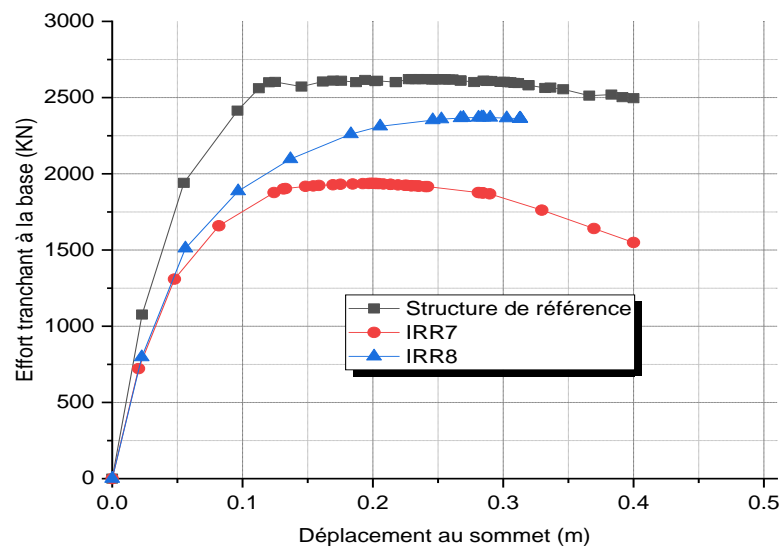


Figure V.18 : Courbes de capacité de la structure de référence, IRR7 et IRR8 suivant X.

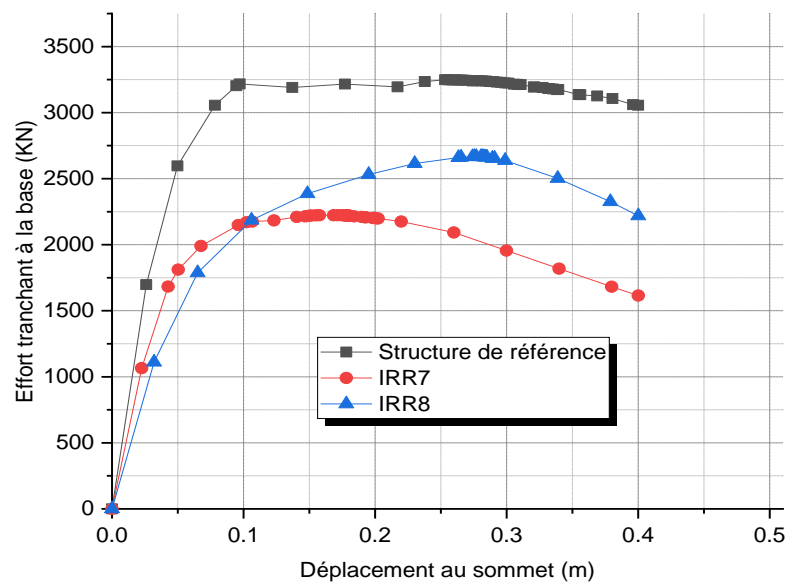


Figure V.19 : Courbes de capacité de la structure de référence, IRR7 et IRR8 suivant Y.

Les figures V.18 et V.19 montrent les courbes de capacité (sens X et Y) des structures irrégulières selon les deux directions X et Y qui sont IRR7 et IRR8 ainsi que la courbe de la structure de référence. Nous distinguons que:

- La structure de référence (régulière) présente une capacité plus grande que celles des deux structures irrégulières et ce dans les deux sens.

- La structure irrégulière IRR7 montre une faible capacité parmi les structures irrégulières et ce dans les deux sens.
- Pour la raideur initiale K_e , toutes les structures irrégulières ont une raideur initiale moins par rapport à la structure de référence dans les deux sens. En conséquence, selon X, la réduction de la rigidité initiale est de 21.21% par rapport à la structure de référence pour la structure IRR7, tandis que pour la structure IRR8 la diminution est de 22.55%. Même remarque suivant Y, avec une réduction de la rigidité initiale de 27.04% pour la structure IRR7, pour IRR8 la diminution de la rigidité est de 46.74%.

V.5- Comparaison en terme de l'indice de dégradation global:

Dans cette partie, nous allons procéder à une étude comparative en comparant les résultats obtenus à partir de la structure de référence et les résultats obtenus pour les différentes structures irrégulières en élévation. Le but est de montrer l'impact de la forme irrégulière sur le bon comportement sismique tel que préconisé par les règlements en vigueur. L'indice de dégradation global est un critère qui nous permet de connaître le comportement sismique des structures et leurs comportements non linéaires en se plastifiant avec une perte de rigidité. Les valeurs de cet indice dans les deux sens sont présentées dans les tableaux suivants:

Tableau V.19 : Indice de dégradation de différentes structures selon X.

		K_p (KN/m)	K_e (KN/m)	I_d (%)	Moyenne (%)
Régulière	structure référence	24345.60	45300.86	46.25	46.25
Irrégulières dans la direction X	IRR1	20702.30	38914.83	46.80	45.72
	IRR2	14639.64	24546.53	40.35	
	IRR3	19770.44	39153.11	49.50	
	IRR4	21644.44	40280.62	46.26	
Irrégulières dans la direction Y	IRR5	26230.80	49656.13	47.17	42.34
	IRR6	26301.33	42091.26	37.51	
Irrégulières dans les deux directions X et Y	IRR7	20390.02	35689.34	42.86	37.96
	IRR8	23481.17	35083.08	33.07	

Tableau V.20 : Indice de dégradation de différentes structures selon Y.

		K_p (KN/m)	K_e (KN/m)	I_d (%)	Moyenne (%)
Régulière	structure référence	38819.53	65173.29	40.43	40.43
Irrégulières dans la direction X	IRR1	36212.73	57041.90	36.51	32.78
	IRR2	22457.43	34729.67	35.33	
	IRR3	31713.50	43276.14	26.71	
	IRR4	32175.44	47724.60	32.58	
Irrégulières dans la direction Y	IRR5	39151.09	64450.49	39.25	38.77
	IRR6	42316.55	68575.32	38.29	
Irrégulières dans les deux directions X et Y	IRR7	28606.77	47544.95	39.83	43.37
	IRR8	18422.56	34708.61	46.92	

V.5.1- Sens X-X:

En analysant les indicateurs de dégradations de chaque structure irrégulière en élévation ainsi que celui de la structure de référence, on constate que:

- La structure IRR3 qui est une structure irrégulière suivant le sens X subisse des pertes de rigidité importantes de 49.50%. Tandis que la structure IRR8 qui est une structure irrégulière suivant le sens X et Y, est celle qui accepte une faible perte de raideur par rapport autres variantes de 33.07%.
- Pour les variantes qui présentent une irrégularité selon la direction X, la perte de rigidité est comprise pratiquement ente 46.80% et 49.50% avec une moyenne de 45.72%. Les variantes qui montrent une irrégularité selon la direction Y, la perte de raideur est comprise ente 37.51% et 47.17% (une moyenne de 42.34%). Concernant les structures irrégulières dans les deux sens X et Y, la perte de rigidité est comprise pratiquement ente 33.07% et 42.86% dont la moyenne est 37.96%.
- L'analyse de la moyenne de pertes de raideur pour l'ensemble des variantes nous a permet de constater que les formes irrégulières dans les deux sens subissent une faible perte de rigidité. Alors que pour les autres formes, les pertes sont plus proches à la perte de raideur de la structure de référence.

V.5.2- Sens Y-Y:

Après examen des indicateurs de dégradations de chaque structure irrégulière en élévation ainsi que celui de la structure de référence, on remarque que:

- La structure IRR8 qui est une structure irrégulière suivant le sens X subisse des pertes de rigidité importantes de 46.92%. Tandis que la structure IRR3 qui est une structure irrégulière suivant le sens X, est celle qui accepte une faible perte de raideur par rapport autres variantes de 26.71%.
- Pour les variantes qui présentent une irrégularité selon la direction X, la perte de rigidité est comprise pratiquement ente 26.71% et 36.51%. Les variantes qui montrent une irrégularité selon la direction Y, la perte de raideur est comprise ente 38.29% et 39.25% Concernant les structures irrégulières dans les deux sens X et Y, la perte de rigidité est comprise pratiquement ente 39.83% et 46.92%.
- L'examen de la moyenne de pertes de raideur pour l'ensemble des variantes nous a permet de remarquer que les formes irrégulières dans le sens X subissent une faible perte de rigidité. Néanmoins, pour les formes irrégulières dans les deux sens, les pertes de raideur sont importantes par rapport à la structure de référence. La perte de raideur des formes irrégulières dans la direction Y est proche à la perte de raideur de la structure de référence.

V.6- Conclusion :

Dans cette partie, et suite aux résultats obtenus sur la base des différents critères de comparaison entre les différentes formes d'irrégularités, à savoir: la capacité, la raideur initiale, les rotules plastiques et finalement l'indice de dégradation global, on a constaté que:

- Le comportement sismique des structures découle de la forme de la structure ainsi que du sens d'irrégularité (suivant un sens ou deux sens);
- Les mécanismes de ruine dépendent de la forme et d'irrégularité en élévation des structures d'une part, et de la rigidité des portiques (poteaux, poutres principales et secondaires) d'autre part;
- La raideur initiale des structures est aussi en fonction de la géométrie de la structure et de sa forme en élévation;
- L'indice de dégradation global est pareillement dépend de la forme et d'irrégularité en élévation, et de la hauteur des structures.

Conclusion générale & perspectives

1- Conclusion générale :

Plusieurs paramètres interviennent lors de l'évaluation de comportement sismique d'une structure tels que le déplacement latéral des étages, la raideur initiale, la raideur au point de performance et par la suite l'indice de dégradation global au point de performance. Cependant, dans cette étude un paramètre d'évaluation du comportement sismique des structures irrégulières a été étudié qui est l'indice de dégradation global. C'est un indice qui permet de vérifier l'état d'une structure après l'apparition des rotules plastiques, et d'évaluer les pertes de rigidité au point de performance.

Parmi les méthodes qui permettent l'évaluation de comportement sismique des structures, la méthode statique non linéaire Pushover, qui est un moyen assez récent et développé pour l'expertise et le dimensionnement des structures, suite à son avantage de simplicité et de mise en œuvre, qui est basée sur les demandes, capacités et le positionnement des rotules plastiques.

A cet effet, afin d'estimer l'indice de dégradation global des structures en appliquant cette méthode, nous avons considéré une structure régulière en élévation comme structure de référence et huit structures irrégulières selon le règlement parasismique Algérienne RPA99/v2003 à savoir :

- Quatre structures irrégulières en élévation selon une seule direction qui est X;
- Deux structures irrégulières en élévation selon une seule direction qui est Y;
- Deux structures irrégulières en élévation selon deux directions qui sont X et Y;

D'après cette étude, nous pouvons conclure que:

- Le comportement sismique des structures découle de la forme de la structure ainsi que du sens d'irrégularité (suivant un sens ou deux sens), car elle influence fortement la réponse d'ensemble de l'édifice aux sollicitations sismiques;
- Les mécanismes de ruine, les rotules plastiques et le degré de pénétration dans le domaine plastique dépendent de la forme et d'irrégularité en élévation des structures;
- La raideur initiale des structures est aussi en fonction de la géométrie de la structure et de sa forme en élévation;
- L'indice de dégradation global est pareillement dépend de la forme et d'irrégularité en élévation, et de la hauteur des structures.

- La rigidité des portiques (poteaux, poutres principales et secondaires) influe sur la raideur initiale ainsi que l'emplacement des rotules plastiques, et par la suite sur l'indice de dégradation global;
- L'irrégularité en élévation n'a pas une grande incidence sur l'indice de dégradation global des structures élancées;
- Plus la forme du bâtiment est régulière, plus celui-ci tendre se comporte bien lors d'un séisme majeur. Il faut donc tendre vers des formes simples et régulières tant en plan qu'en élévation.

2- Perspectives :

Dans notre étude, nous avons tenté de traiter l'influence de la forme et de l'irrégularité en élévation sur le comportement sismique d'une structure. Il serait aussi intéressant au future d'étudier le comportement des structures en prenons en compte d'autres paramètres. Comme perspectives, d'autres travaux de recherche peuvent avoir lieu à savoir:

- Etude de l'influence de l'élancement des structures sur l'indice de dégradation global;
- Influence de la rigidité et de sens des éléments structuraux sur l'indice de dégradation global;
- Etude de la vulnérables des structures lors d'un séisme fort (Zone III).
- Effet de la ductilité locale sur l'évaluation du comportement sismique d'une structure au-delà du domaine élastique.

Références Bibliographiques

Références Bibliographiques

[1] : Mémoire de fin d'études. IRENE Lysa, Calcul de l'indice de dégradation global au point de performance des structures irrégulières en élévation. . Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, Département de génie Civil, 2018.

[2] : Mémoire de fin d'études. BLIBEK Yasmina. Calcul de l'indice de dégradation global au point de performance des structures irrégulières en plan. . Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, Département de génie Civil, 2018.

[3] : BELAZOUZ Lynda, Mémoire de Magister : Influence de la disposition des voiles sur le comportement dynamique des structures. Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, Département de génie Civil, 2016.

[4] : Règlement parasismique algérien 99 version 2003.

[5] : AIT-RAMDANE Idir. Comportement sismique d'ossatures en portiques en béton armé en tenant compte de l'interaction murs de remplissage en maçonnerie-cadres des portiques Mémoire de magister, université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, décembre 2014.

[6] : Application de la méthode d'analyse statique non-linéaire sur un bâtiment R+3 A.El ghoulbzouria -Kissi Benaissab - Zakaria El alamia - A.Ezziania –M.El Youbia –A. Khamlichic–O. MOUHATc.

[7] : BELAIDI. Hania. Réduction du risque sismique par l'amélioration de la ductilité des structures en en portique auto-stables. Thèse de magister. Département de génie civil, Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou

[8] : Pierre-Alain NAZÉ. Contribution à la prédiction du dommage des structures en béton armé sous sollicitations sismiques. Présentée pour obtenir le grade de : Docteur (Spécialité Génie Civil) École Centrale de Lyon.2004

[9] : OULD BELKACEM Karima et CHABANE Aghiles. Etude par mécanismes de ruine d'une structure en béton armé dans le domaine plastique. Mémoire de master académique, université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2013

[10] : structures en portiques auto-stables. Mémoire de magister, université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou

- [11] : Sheikh S.A. et Uzemri S.M., Strength and ductility of tied concrete columns. Journal of the structural division, vol 108, May-1980, pp.1079-1102.
- [12] : park R., Priestly MNJ. et Gill W.D., Ductility of square confined concrete columns. Journal of the structural division, vol 106, Apr-1982, pp.929-954.
- [13] : Priestly MNJ. et Park R., Strength and ductility of reinforced and prestressed concrete columns and piles under seismic loading. ACI- structural Journal, No 84, Jan 1987, pp. 61-76.
- [14] : Mander J.B., Priestly MNJ. et Park R., Theoretical stress – strain model for confined concrete. Journal of the structural division, vol 114, Feb-1988, pp.332-351
- [15] : Sandra R. JEREZ BARBOSA. Vulnérabilité sismique des ouvrages : évaluation des réponses et des dommages structuraux (Seismic vulnerability of buildings: Response and damage assessment). Thèse de doctorat, l'université PARIS-EST, mars2011.th20.
- [16] : CHALAL Fatima Zohra et OUELD SIDI MOHAMED Mohamed Mahmoud. Influence de la forme en élévation d'un bâtiment en béton armé sur la courbe de capacité. Mémoire de master académique, université Ibn-Khaldoune Tiaret, 2013
- [17] : Esteban SAEZ. Etude bibliographique, Conception des bâtiments basée sur la notion de performance. Ecole Centrale de Paris, Mars 2006.
- [18] : EuroCode 8 (2003). Design of structures for earthquake resistance (Draft n°6), prepared by European Committee for Standardization, Brussels.
- [19] : FEMA 356, (2000), Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, prepared by the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [20]: FEMA 440 (2004), Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures (Draft), prepared by Applied Technology Council (ATC-55 Project) and by the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington.
- [21] : H. kada, R. kheir eddine, Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode push over. 7ème Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris 3D. Karima. Evaluation des performances parasismiques des portiques en BA renforcés par chemisage en béton armé et par bandage en CFRP, Univ Constantine, 2010.