

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



Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de Construction
Département de Génie Civil

Mémoire de master académique en génie civil
Option : structures

Présenté par: M^r Youcef BELGUESMIA

Thème:

ETUDE DE LA PERFORMANCE SISMIQUE DES
STRUCTURES MÉTALLIQUES RENFORCÉES PAR
DES PALÉES DE STABILITÉ CENTRÉES EN X

Devant le jury :

M^r Kamel AIT TAHAR	Professeur à l'UMMTO	Président
M^r Mohand HAMIZI	Professeur à l'UMMTO	Promoteur
M^r Said BOUKAIS	M.A.A à l'UMMTO	Examineur
M^r Mohammed SAAD	M.C.C.A à l'UMMTO	Examineur

2014

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

Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de Construction
Département de Génie Civil

Mémoire de master académique en génie civil
Option : structures

Présenté par: M^r Youcef BELGUESMIA

Thème:

ETUDE DE LA PERFORMANCE SISMIQUE DES
STRUCTURES MÉTALLIQUES RENFORCÉES PAR
DES PALÉES DE STABILITÉ CENTRÉES EN X

Devant le jury :

M^r Kamel AIT TAHAR	Professeur à l'UMMTO	Président
M^r Mohand HAMIZI	Professeur à l'UMMTO	Promoteur
M^r Said BOUKAIS	M.A.A à l'UMMTO	Examineur
M^r Mohammed SAAD	M.C.C.A à l'UMMTO	Examineur

2014

Remerciements

Avant tout, je remercie le bon DIEU qui m'a donné la force, le courage et la patience pour bien mener ce travail jusqu'à sa fin.

Mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance à mon promoteur Mr Mohand HAMIZI professeur à l'UMMTO d'avoir proposé ce thème et dirigé mon travail.

Un grand merci pour Mr Amar KAHIL et Mr Mohamed Oussalem MECHJCHE pour leur aide et leurs précieux conseils ainsi que tous les professeurs qui ont la gentillesse de répondre à mes questions.

Tous mes respects aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce modeste travail.

Je tiens aussi à exprimer mes remerciements les plus sincères à mes parents et toute ma famille pour leurs soutiens.

Enfin, mes remerciements les plus profonds à tous ceux qui m'ont soutenue et aidé pendant la réalisation de ce travail et particulièrement Tahar, Sid-Ali, Adel et Yuvassine

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents.

Mes frères et sœurs.

Mes beaux frères et ma belle sœur.

Mes neveux et nièces.

Toute la famille BELGUESMIA.

La promotion M2 structures et matériaux.

Toutes les promotions de génie civil de l'année 2013-2014.

Tous mes amis.

Et à tous ceux qui me sont chers.

TABLE DE MATIÈRE

Introduction général	1
Chapitre I : Généralités sur l'action sismique	
I.1. Introduction	4
I.2. Les caractéristiques d'un séisme d'origine tectonique	5
I.2.1. les ondes sismiques.....	5
I.2.2. Hypocentre et épicentre	6
I.2.3. La magnitude et l'intensité	7
I.3. Les effets d'un séisme	7
I.4. Séismes historique	8
I.5. L'effet de séisme sur les structures	9
I.5.1. Effet des Oscillations horizontales.....	9
I.5.2. Effet des oscillations verticales.....	10
I.5.3. Effet des oscillations de torsion.....	11
I.6. Les zones sismiques en Algérie	11
I.7. Règlement parasismique	12
I.7.1. La méthode statique équivalente.....	13
I.7.2. La méthode d'analyse modale spectrale.....	13
I.7.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	13
Chapitre II : notions sur la construction métallique	
II.1. Introduction	14
II.2. Historique de la construction Métallique	14
II.3. Avantages et inconvénients	16
II.3.1. Avantages	16
a) Avantage pour les constructeurs et les consommateurs.....	16
b) Avantage sur l'environnement	17
II.3.2. Inconvénients.....	17
II.4. Domaine d'utilisation	17
II.5. le comportement des constructions métalliques sous l'action sismique	18
Chapitre III : Evaluation de point de performance	
III.1. Introduction	19
III.2. Méthodes d'analyse non linéaire	19
III.2.1. L'analyse non linéaire « time history ».....	19
III.2.2. L'analyse statique non linéaire analyse « Push over ».....	20
III.3. les concepts fondamentaux de l'analyse « push over »	20
III.3.1. Définition de l'analyse « push over »	20
III.3.2. But de l'analyse push over	21
III.3.3. Principe de la méthode « push over »	21
III.3.4. Formulation de l'analyse push over.....	22

TABLE DE MATIÈRE

III.4. La courbe de capacité.....	26
III.4.1. Définition de la courbe de capacité.....	26
III.4.2. Transformation spectrale de la courbe de capacité	28
III.4.3. Représentation bilinéaire de la courbe de la capacité.....	29
III.5. La demande sismique	30
III.5.1. Le spectre de réponse élastique	30
III.5.2. Transformation spectrale de la demande sismique	31
III.6. Superposition de la courbe de capacité et de la courbe de la demande	31
III.6.1. La demande est inférieure ou égale à la capacité	32
III.6.2. La demande est supérieure à la capacité	32
III.7. Evaluation de point de performance	33
III.7.1. Procédures d'estimation de point de performance	33
III.7.1.1. Procédure A (itérative)	33
III.7.1.2. Procédure B (non itérative)	35
III.7.1.2.1. Développement des diagrammes (eff – Sd)	35
a. La demande spectrale	35
b. La capacité sismique	36
III.7.1.2.2. La superposition des graphes (eff-Sd) _D et (eff-Sd) _C ...	38
III.8. Estimation de des degrés de dommages	38
III.8.1. L'échelle de dommage utilisé	38
III.8.2. Domaines des dommages	39
III.9. La ductilité	41
III.9.1. Définition de la ductilité.....	41
III.9.2. La ductilité de déformation	41
III.9.3. La ductilité de courbure	41
III.9.3. La ductilité rotation	41
III.9.4. La ductilité de déplacement	42
Chapitre IV : Application de la méthode Push over	
IV.1. Introduction	43
IV.2. La modélisation de la structure	43
IV.3. La modélisation non linéaire	48
IV.3.1. Définition du comportement non linéaire des éléments	48
IV.3.2. Les rotules plastiques selon ETABS	50
IV.3.3. Définition de chargement push over	52
Chapitre V : Résultats et interprétation	
V.1. Introduction.	57
V.2. Présentation des résultats.....	58
V.2.1. La structure sans renforcement	58
V.2.1.1. Extraction des courbes de capacités.....	58
V.2.1.2. La représentation bilinéaire de la courbe de capacité	59
V.2.1.3. Evaluation de point de performance	59
V.2.1.4. Les domaines de dommages.....	61

TABLE DE MATIÈRE

V.2.1.5. Les dégâts probables	62
V.2.1.6. Les mécanismes de ruine.....	63
V.2.1.7. Déplacements inter étages maximal (Δ max).....	64
V.2.1.8. Demande en ductilité (μ_D) (Degré de pénétration dans le domaine plastique)	64
V.2.1.9. Raideur initial de la structure (K_i)	65
V.2.1.10. Raideur de la structure au point de performance (K_p).	65
V.2.1.11. Indicateur de dégradation global de la structure (I_d).....	66
V.2.2. La structure avec renforcement	67
V.2.2.1. Les différentes dispositions des palées de stabilité	67
V.2.2.2. Etude de la première variante.	68
V.2.2.2.1.Extraction de la courbe de capacité	68
V.2.2.2.2. La représentation bilinéaire de la courbe de capacité	69
V.2.2.2.3. Evaluation de point de performance	70
V.2.2.2.4. Les domaines de dommages.....	71
V.2.2.2.5. Les dégâts probables	72
V.2.2.2.6. Les mécanismes de ruine	73
V.2.2.2.7. Déplacement inter étages maximal (Δ max).....	74
V.2.2.2.8. Demande en ductilité (μ_D) (Degré de pénétration dans le domaine plastique)	74
V.2.2.2.9. Raideur initial de la structure (K_i)	75
V.2.2.2.10. Raideur de la structure au point de performance (K_p)	75
V.2.2.2.11. Indicateur de dégradation global de la structure (I_d).....	75
V.2.2.3. Etude des autres variantes.....	75
V-3. Etude comparative des résultats.....	75
V.3.1. Les déplacements et les accélérations au point de performance.....	76
V.3.2. Déplacement inter étage maximal	77
V.3.3. La demande a la ductilité	78
V.3.4. Indicateur de dégradation global de la structure (I_d)	79
V.4. Conclusion	79
Conclusion générale	81
Références bibliographiques	
Annexes	

LISTE DE FIGURES

Figure I-1: Les frontières entre la plaque africaine et eurasienne	4
Figure I-2 : Les ondes de volume	5
Figure I-3 : Les ondes de surface	6
Figure I-4 : Hypocentre et épicentre	7
Figure I-5 ; Oscillations horizontales des structures	10
Figure I-6 ; Oscillations verticales des structures	10
Figure I-7 : Oscillations verticales des structures	11
Figure I-8 : Carte de zonage sismique du territoire	12
Figure II.1 : Une construction métallique	14
Figure II.2 : La tour d'Eiffel réalisé en 1886 en construction métallique.	15
Figure II.3 : Pont Verrazano à New York	18
Figure II.4 : Pe grand palais des Beaux-arts a Paris	18
Figure III.1. La courbe de push over	20
Figure III.2. Système équivalent à un seul degré de liberté	22
Figure III.3. La courbe de capacité $V = f(\Delta)$	27
Figure III.4. Niveau d'endommagement décrit par une courbe de capacité	27
Figure III.5. Transformation spectrale de la courbe de capacité	29
Figure III.6. La représentation bilinéaire de la courbe de capacité	29
Figure III.7 : Transformation de la demande sismique	31
Figure III.8 : La demande est inférieure ou égale à la capacité.....	32
Figure III.9 : La demande est supérieure à la capacité	32
Figure III.10 : Organigramme de la procédure itérative	34
Figure III.11 : Diagramme (eff – Sd) de la demande sismique	35
Figure III.12 : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité	36
Figure III.13 : Diagramme (eff – Sd) de la capacité sismique	37
Figure III.14 : Superposition des graphes (eff-Sd) _D et (eff-Sd) _C	38
Figure III.15 : Niveaux d'endommagement décrit par une courbe de capacité	40
Figure IV.1 : Plancher mixte	44
Figure IV.2 : Vue en 3D de la structure	44
Figure IV.3 : La courbe de comportement utilisé par le logiciel ETABS	49
Figure IV.4 : Définition des rotules plastiques	50
Figure IV.5 : Les rotules dans les poteaux	51
Figure IV.6 : Les rotules dans les poutres	51
Figure IV.7 : Définition de l'analyse sous charges gravitaires	52
Figure IV-8 : Définition de l'analyse sous charges horizontales selon X-X	53
Figure IV.9 : Définition de l'analyse sous charges horizontales selon Y-Y	53
Figure IV.10 : La courbe de capacité	54
Figure IV.11 : Courbe de capacité sous la forme $Sa=f(Sd)$	54
Figure IV.12 : Formation des rotules plastiques	55
Figure IV.13 : La courbe de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages	58

LISTE DE FIGURES

Figure V.1 : Courbe de capacité selon le sens X-X	58
Figure V.2 : Courbe de capacité selon le sens Y-Y	58
Figure V.3 : La représentation bilinéaire de la courbe de capacité selon les deux sens	59
Figure V.4 : Les courbes de l'amortissement effectif (capacité et demande) selon le sens X-X	60
Figure V.5 : Les courbes de l'amortissement effectif (capacité et demande) selon le sens Y-Y	60
Figure V.6 : Point de performance selon le sens X-X	60
Figure V.7 : Point de performance selon le sens Y-Y	61
Figure V.8 : Domaines des dommages selon X-X	62
Figure V.9 : Domaines des dommages selon Y-Y	62
Figure V.10 : Visualisation de mécanisme de ruine selon X-X	63
Figure V.11 : Visualisation de mécanisme de ruine selon Y-Y	63
Figure V.12.1 : Variante 01.....	67
Figure V.12.2 : Variante 02.....	67
Figure V.12.3 : Variante 03.....	67
Figure V.12.4 : Variante 04.....	67
Figure V.13 : Courbe de capacité selon le sens X-X.....	68
Figure V.14 : Courbe de capacité selon le sens Y-Y.....	68
Figure V.15 : La représentation bilinéaire de la courbe de capacité selon les deux sens	69
Figure V.16 : Point de performance selon le sens X-X.....	70
Figure V.17 : Point de performance selon le sens Y-Y.....	70
Figure V.18 : Domaines des dommages selon	71
Figure V.19 : Domaines des dommages selon Y-Y.....	72
Figure V.20 : Visualisation de mécanisme de ruine selon X-X.....	73
Figure V-21 : Visualisation de mécanisme de ruine selon Y-Y.....	73
Figure V.22 . Les déplacements (Sdp) et les accélérations (Sap) au point de performance selon le sens X-X	76
Figure V.23 . Les déplacements (Sdp) et les accélérations (Sap) au point de performance selon le sens Y-Y	76
Figure V.24 : Le déplacement inter étage maximal.....	77
Figure V.25 : La demande a la ductilité.....	78
Figure V.26 : Les indicateurs de dégradation	79

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1 : Les majeurs séismes connus en Algérie	8
Tableau III.1. Les valeurs du coefficient de dissipation d'énergie sismique(K) en fonction de l'amortissement visqueux équivalent	37
Tableau III.2. L'échelle des dommages	39
Tableau III.3. Domaines des dommages	39
Tableau IV.1. Les propriétés de mécanique profilées	45
Tableau IV.2. Les propriétés mécaniques de béton	45
Tableau V.1: Les limites élastiques et ultimes de la structure	59
Tableau V.2 : Les domaines de dommages	61
Tableau V.3: Déplacements inter-étages	64
Tableau V.4 : Les valeurs de V_y , D_y et K_e	65
Tableau V.5: Les valeurs de V_p , D_p et K_p	66
Tableau V.6: Les limites élastiques et ultimes de la structure	69
Tableau V.7 : Les domaines de dommages	71
Tableau V.8: Déplacements inter-étages	74
Tableau V-9 : Les valeurs de V_y , D_y et K_e	75
Tableau V-10: Les valeurs de V_p , D_p et K_p	75

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION GÉNÉRALE ET PROBLÉMATIQUE

De part sa position géographique, le nord de L'Algérie est caractérisé par une sismicité avérée qui est causée par la convergence entre la plaque Africaine et la plaque Eurasienne. Cette sismicité se matérialise généralement par des séismes modérés à moyennement fort. Ces séismes engendrent bien souvent des catastrophes et des dégâts humains et matériels importants exemple le séisme d'El Asnam du 10 Octobre 1980, le séisme d'Ain Témochent du 22 Décembre 1999, et beaucoup plus tard le séisme de Boumerdes du 21 Mai 2003. [30]

Pour minimiser les dégâts et les pertes soient humaines où matériels engendrés par ce phénomène naturel, nous devons réaliser des structures qui répondent de mieux en mieux à des exigences parasismiques draconiennes (résistance, ductilité, stabilité, performance sismique...). Les constructions métalliques peuvent être un choix judicieux en vue de leurs comportements sismiques.

Les structures métalliques ont, généralement, une grande capacité à dissiper l'énergie sismique par le mécanisme d'apparition progressive des rotules plastiques à comportement hystérétiques ductile et stables, en comparant avec les structures en béton armé. [32]

Dans ce type de construction, la stabilité vis-à-vis de l'action sismique est assurée par différents systèmes de contreventement. Parmi les structures dissipatives résistantes aux séismes, il existe essentiellement trois systèmes structuraux : [28]

- Les structures en portique auto-stable : Dans ce type de structure, la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par la flexion des poteaux et des poutres. Le principal inconvénient de ces structures très dissipatives est le comportement flexible pouvant favoriser leur mise en résonance avec le sol. [28]

- les structures à palées triangulées centrées : Ce sont des structures pour lesquelles l'intersection des barres du système de contreventement coïncide avec le milieu des éléments porteurs et ou avec les jonctions poteaux-poutres. Pour ce genre de structure la stabilité latérale est assurée soit par les diagonales tendues (contreventement en X), soit par la combinaison simultanée des diagonales tendues et comprimées (contreventement en V et V renversé). Ces structures manifestent un meilleur comportement comparativement aux structures contreventées par cadres auto-stables. [28]

INTRODUCTION GÉNÉRALE ET PROBLÉMATIQUE

- les structures à palées excentrées : Dans ce type de structure, l'intersection des barres de contreventement peut se localiser à n'importe quel point de la poutre selon la configuration adoptée. [28]

Dans notre recherche, nous nous intéressons particulièrement à l'évaluation de la performance sismique des structures métalliques à ossature auto-stables et à ossature à palées triangulées centrées en X.

Souvent les séismes forts poussent les structures à aller au-delà de leurs limites élastiques et de travailler dans leurs domaines plastiques. Une étude a été menée dans ce sens afin de prédire le comportement réel de ces structures face à ces sollicitations sismiques avec l'analyse statique non linéaire « **Push over** » qui englobe des notions principales pour une analyse inélastique :

- Capacité sismique.
- Demande sismique
- Point de performance
- Degré de dommage

Ce travail a pour but aussi de comparé entre le comportement de chaque ossature (portiques auto-stables et palées centrées en X) et de montrer l'utilité de ne pas se limiter dans les calculs à la limite élastique comme motionné dans la majorité des règlements parasismiques (et parmi eux le règlement parasismique Algérien (RPA 99v2003)) qui ne prennent pas en compte le domaine plastique.

Ce présent travail est composé de cinq (5) chapitres :

Chapitre I : Généralités sur l'activité sismique

Ce chapitre passe en revue les généralités sur les séismes d'origines tectoniques et leurs caractéristiques ainsi que leurs effets sur les structures d'une manière générale.

Chapitre II : Notions sur le comportement des structures métalliques

Ce chapitre est un aperçu sur l'histoire de la construction métallique ainsi que leurs avantages et leurs inconvénients. Nous traitons aussi dans ce chapitre du comportement des structures métalliques sous l'action sismique et la notion de la ductilité.

INTRODUCTION GÉNÉRALE ET PROBLÉMATIQUE

Chapitre III : Evaluation de point de performance

Dans ce chapitre, on donne un aperçu sur les méthodes d'analyse non linéaire. Puis nous exposerons la méthode de l'analyse statique non linéaire « Push over »

Chapitre IV : Application de la méthode push over

Ce chapitre se consacre à l'application de la méthode de push over. Nous exposerons la procédure qui permet d'effectuer l'analyse push over sur les structures ainsi que les étapes à suivre pour déterminer la courbe de capacité et le point de performance. On a effectué cette analyse sur une structure auto-stable en portique ductile et sur quatre (4) structures contreventées pas des palées de stabilités en X avec des dispositions différentes. Pour la modélisation nous avons utilisé le logiciel de calcul non linéaire « **Etabs nonlinear V9.6** »,

Chapitre V : Résultats et interprétation

Dans ce chapitre, nous présentons les résultats et leurs interprétations.

A la fin, ce travail est clôturé par une conclusion générale.

CHAPITRE I :

GÉNÉRALITÉS SUR L'ACTION SISMIQUE

I. Introduction

La libération des contraintes qui s'accumulent au niveau des frontières des plaques tectoniques générées par leurs mouvements, est la principale cause des tremblements de terre (ou les séismes). [30]

L'Algérie se trouve sur les frontières des deux plaques (l'Africaine et l'Eurasienne) qui sont en convergence avec une vitesse de rapprochement moyenne de 5mm par ans ; ce qui donne surtout au nord de l'Algérie un caractère de sismicité que peut juger historiquement modéré à important qui peut enjoinde des dégâts et des catastrophes assez considérables. [2] (Figure I-1)

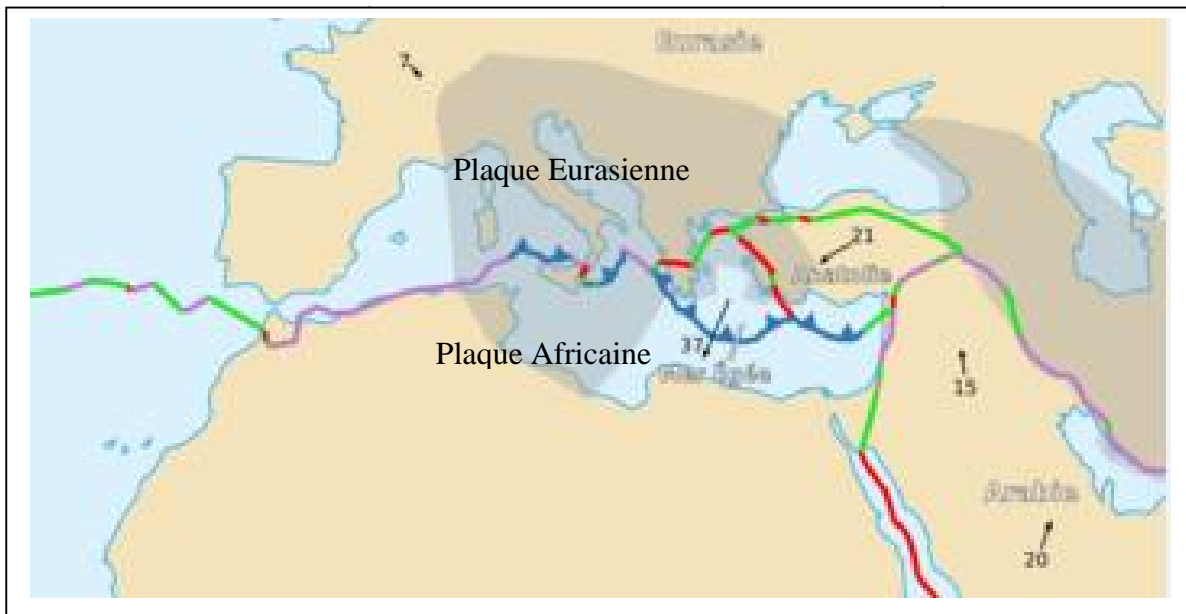


Figure I.1: Les frontières entre la plaque Africaine et Eurasienne

Les plaques tectoniques ne sont pas la seule source des tremblements de terre mais elles peuvent être provoquées par d'autres causes ou phénomènes tels que les volcans, les glissements de terrains et activités humaines (séismes induits).

I.2. Les caractéristiques d'un séisme d'origine tectonique

I.2.1. les ondes sismiques :

L'énergie libérée lors d'un séisme se propage et se dissipe sous forme d'ondes, et dans ce sens on distingue deux types principaux : [11, 30]

a) **Les ondes de volume (de fond) P et S** qui se propagent sous forme d'ondes longitudinales et transversales au niveau du foyer. (Figure I.2)

- **Les ondes primaires P** ou longitudinales appelées aussi les ondes de compression sont les premières ondes enregistrées par le sismogramme et aussi les plus rapides avec une vitesse de 6 Km/s, le sol se dilate et se comprime avec leurs passages. [11, 16, 30]
- **Les ondes secondaires S** ou transversales appelées aussi les ondes de cisaillement sont les secondes ondes enregistrées par le sismogramme, elles se propagent uniquement dans les solides avec un mouvement perpendiculaire à leurs sens de propagation. [11, 16, 30]

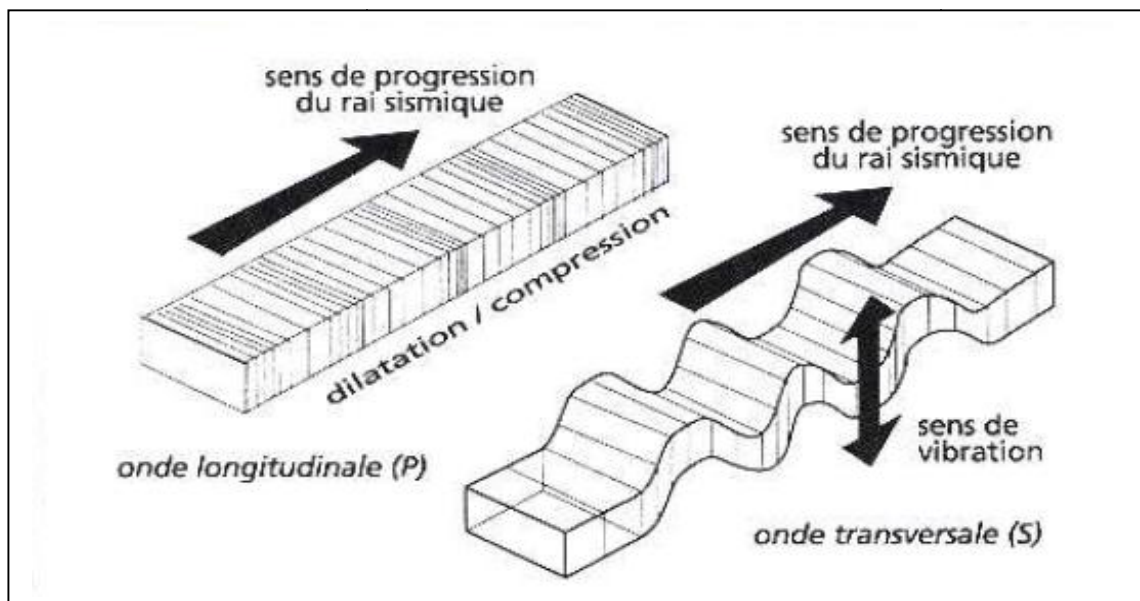


Figure I-2: Les ondes de volume

b) **Les ondes de surface L et R** ces ondes résultent de l'effleurement de la surface du sol par les ondes de volume : (Figure V.3)

➤ **Les ondes de Love L** sont générées par l'interférence constructive entre les ondes P et S horizontales, leurs déplacement est similaire à celui des ondes S mais horizontalement avec une vitesse de 4 Km/s qui provoque des vibrations latérales qui peut engendrer des dégâts importantes. [11, 16, 30]

➤ **Les ondes de Rayleigh R** sont générées par l'interférence constructive entre les ondes P et S verticales avec un déplacement complexe. Sont les ondes les plus durables qui peut durée quelque minutes. [11, 16, 30]

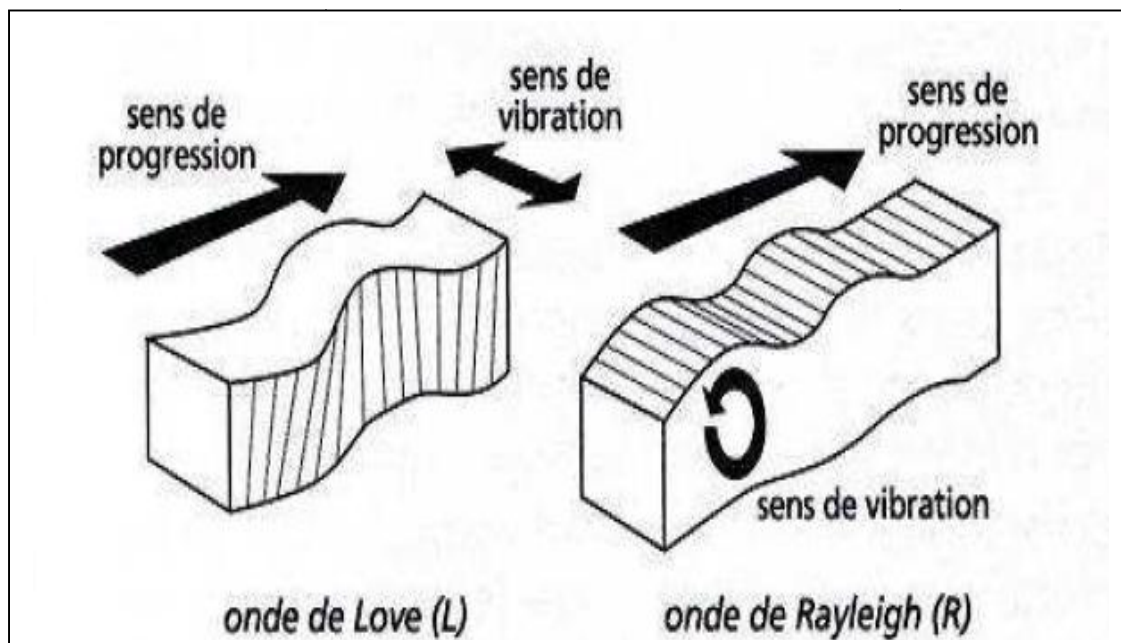


Figure I.3 : Les ondes de surface

I.2.2. Hypocentre et épïcentre

a) **Hypocentre (ou le foyer)** : On appelle le foyer de séisme le point où le séisme a lieu naissance ainsi les ondes de volume. [11, 30] (Figure V-4)

b) **Épicentre** : c'est la projection verticale de l'hypocentre sur la surface de la terre. [11, 30] (Figure V-4)

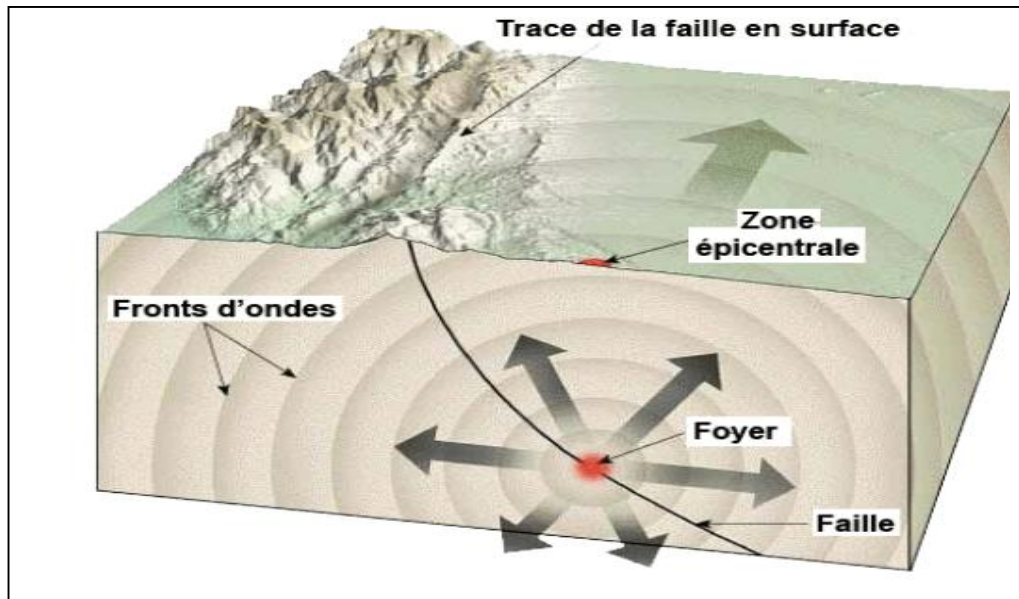


Figure I.4 : Hypocentre et épiscentre

I.2.3. La magnitude et l'intensité

a) **La magnitude M**: c'est une évaluation de l'énergie libérée au niveau du foyer, le chercheur Richter a introduit en 1935 une échelle (échelle de Richter) pour caractériser cette magnitude basée sur le logarithme décimal de l'amplitude maximale des ondes sismiques enregistrées sur le sismogramme, cette échelle contient 9 degrés. [11, 30]

b) **L'intensité I**: c'est une caractérisation de l'importance des dégâts matériels causés par le séisme et la perception de ce dernier par la population. Il existe trois principales échelles pour évaluer ces effets : [11, 30]

- L'échelle EMS (European Macroseismic Scale) 12 degrés.
- L'échelle Mercalli modifiée (Etats-Unis) 12 degrés est le plus utilisé.
- L'échelle JMA (Japan Meteorological Agency) 7 degrés.

I.3. Les effets d'un séisme

En plus des pertes humaines et des dégâts matériels constatés lors d'un séisme des autres effets peuvent surgir qui s'accompagnent souvent de conséquences qui peuvent être plus graves que celle de séisme lui-même, on peut citer : [20]

- a) **Le tsunami (ou rez-de marée)** : ce phénomène accompagne seulement les séismes qui se produit en fond des océans ou des mers, une formation des vagues dévastatrices causées par le séisme frappent la cote provoquent des dégâts énormes. [20]
- b) **Les tassements des sols** : les vibrations de séisme peuvent enjoinde des tassements différentiels ayant jusqu'à des dizaines de centimètre, provoquant des décrochements dans le sol et même des glissements de terrain. [20]
- c) **La liquéfaction** : l'augmentation des pressions interstitielles causée par la vibration de sol, entraîne une chute de capacité portante de sol et son comportement devient comme se de liquide. Ce phénomène peut causer des dégâts assez importants comme le renversement des structures, des glissements des terrains qui peuvent aller sur des kilomètres. Ce genre de phénomène se produit généralement sur des sites granulométriques. [20]

I.4. L'histoire des séismes en Algérie

A plusieurs reprises, l'Algérie a été secouer par des séismes destructifs et mortiers, sauvons le nord de pays est la zone la plus touchée par ces derniers, et ce la de puis 1365 l'année de premier séisme connue en Algérie, de puis on peut citer : [2,17] (Tableau I-1)

Tableau I-1 : Les majeurs séismes connus en Algérie

La ville	La date	La magnitude (sur l'échelle de Richter)	Les dégâts
Alger	03 janvier 1365	/	Plusieurs mots et une grande partie d'Alger détruite
Mitidja	03 février 1716	/	20 000 morts
Oran	09 octobre 1790	/	2 000 morts
Blida	02 mars 1825	/	7 000 morts
Aures	16 novembre 1869	/	30 morts
Gouraya	15 janvier 1891	7,5	38morts et dégâts matériel importants
Orleansville (Chlef)	09 septembre 1954	6,7	1 243 morts et plus de 20 000 habitations sont effondrées
El Asnam (Chlef)	10 octobre 1980	7,3	2 633 morts et 70% des habitations détruites (20 000 habitations)
Constantine	27 octobre 1985	5,9	10 morts
Tipaza	29 octobre 1989	6,0	35 morts et des dégâts énormes (plus de 4 000 habitations touchées)
Mascara	18 aout 1994	5,7	175 morts et 751battisses détruites
Alger	04 septembre 1996	5,7	Dégâts matériels
Ain temouchent	22 decembre 1999	5,7	25 morts et plusieurs villes touchées (600 battisses détruites).
Boumerdès	21 mai 2003	6,8	2 300 morts et plus de 100 000 habitations ont subies des dégâts a boumerdés et les wilayas voisines

I.5. L'effet de séisme sur les structures

Les grands mouvements du terrain induits par les séismes peuvent avoir des conséquences catastrophiques sur les constructions, les vibrations du sol provoqués par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leur mouvement, celles-ci subissent des oscillations horizontales, verticales et de torsions. Les déplacements de la base de la construction engendrent des forces d'inertie de sens opposé au mouvement du sol. Ces forces peuvent être définies comme étant une manifestation des constructions à résister au mouvement.

I.5.1. Effet des Oscillations horizontales

Ces oscillations sont mal supportées par les constructions, bien que leur rigidité latérale est plus faible que la rigidité verticale. Elles subissent des translations, des balancements et des déformations d'ensemble, qui se répercutent sur les divers éléments constructifs.

Les déplacements relatifs des étages sont à l'origine de la destruction d'éléments non structuraux.

Le cisaillement produit généralement dans les murs en maçonnerie ou dans les panneaux de remplissage, endommage plus souvent les poteaux courts à cause de leur rigidité et peut provoquer un glissement de la superstructure sur sa fondation.

La flexion d'ensemble entraîne des ruptures d'éléments porteurs verticaux par écrasement sur le côté comprimé et par traction sur le côté tendu, il peut se produire également des dommages sur les éléments non structuraux. Par ailleurs, l'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des étages provoque dans les murs et les poteaux des efforts axiaux additionnels. Ce phénomène est appelé **effet P- Δ** .

Les balancements des constructions provoquent des déformations inélastiques des sols réduisent ainsi leur résistance et peuvent aussi avoir pour conséquence une inclinaison rémanente des ouvrages.

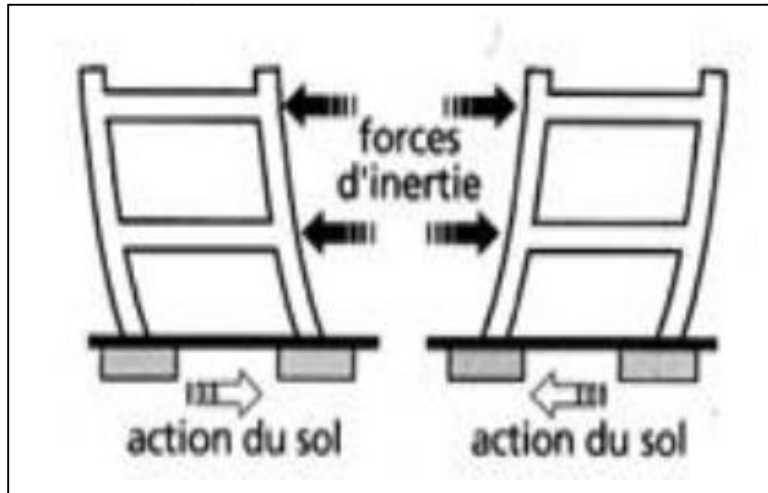


Figure I.5 ; Oscillations horizontales des structures

I.5.2. Effet des oscillations verticales

Les bâtiments ont en général une grande rigidité verticale, puisqu'ils sont conçus pour résister aux charges gravitaires qui sont verticales.

Ces oscillations sont plus dangereuses pour les éléments de franchissement de grande portée, pour les tirants et pour les éléments en porte-à-faux.

Des déplacements différentiels sont observés dus notamment à ces oscillations verticales qui ne sont pas uniformes, qui constitue l'une des causes de balancement des constructions et sont à l'origine des déplacements relatifs des divers parties de leurs fondations.

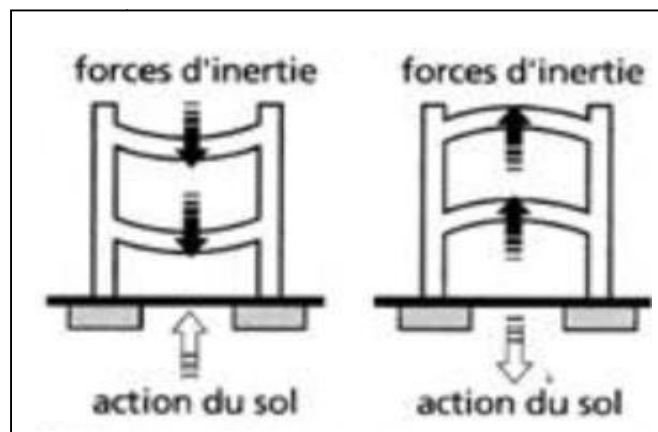


Figure I.6 ; Oscillations verticales des structures

I.5.3. Effet des oscillations de torsion

Ces oscillations sont dues à la mauvaise conception des constructions, elles se produisent principalement dans le cas où le centre de torsion d'un niveau ne coïncide pas avec son centre de rigidité, la construction ainsi est soumise à un couple de torsion horizontale.

Les oscillations structurelles provoquent des dommages considérables à la construction, allant jusqu'à son effondrement.

Par conséquent, toute construction peut être soumise à une torsion plus en moins importante engendrée par des mouvements différentiels du sol, à la présence des charges temporaires (dans le cas des salles de cinéma, théâtre,...) où le centre de masse change avec l'occupation des personnes ces oscillations sont dites accidentelles.

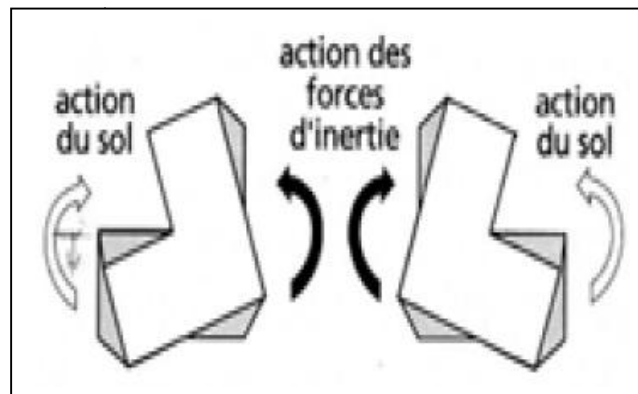


Figure I.7 : Oscillations verticales des structures

I.6. Les zones sismiques en Algérie

Le règlement parasismique Algérien (RPA99vs2003) a divisé le territoire national en cinq (5) zones de sismicités d'ordre croissant : [29]

- Zone 0 : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone IIa : sismicité moyenne
- Zone IIb : sismicité moyennement élevée
- Zone III : sismicité élevée

Ces zones sont définies sur la carte des zones de sismicité avec un tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune. (Figure I.5)

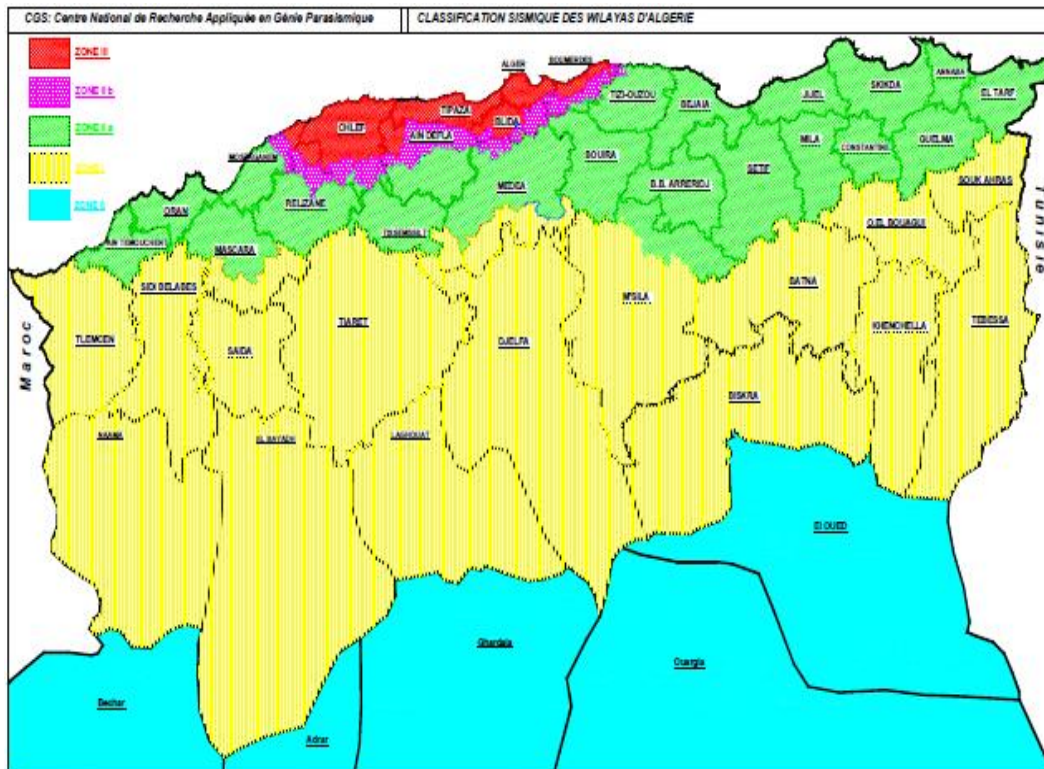


Figure I.8 : Carte de zonage sismique du territoire Algérien

I.7. Règlement parasismique

Vu les dégâts et les dommages causés pas les séismes, de nombreux règlements parasismiques ont vu le jour et sont constamment en évolution pour mieux aider les concepteurs à faire des choix judicieux lors de la conception ; afin de minimiser au maximum les dégâts humains et matériels.

Le règlement parasismique Algérien (RPA) est met en place depuis 1983 (conçu en 1981) qu'a connu a plusieurs reprise des modifications 1988, 1999 et sa dernière version a été en 2003 après le séisme de 21 mai 2003 de Boumérdes. Pour s'assuré une base des règles de conception et de calcul des constructions et un dimensionnement appropriés en zones sismiques. [29] Et dans se sens le RPA exige la prise en compte de l'action sismique (les actions accidentelles) en proposant trois méthodes de calcul :

I.7.1. La méthode statique équivalente.

C'est une méthode approchée qui consiste à remplacer les forces dynamiques générées lors des séismes par des forces statiques équivalentes supposées avoir les mêmes effets sur la structure que les forces dynamiques. Il est à noter que cette méthode a un usage limité

puisqu'elle doit satisfaire les conditions spécifiées dans les règlements pour être applicable (Régularité en plan et en élévation des structures, limitation de la hauteur...etc). [29]

I.7.2. La méthode d'analyse modale spectrale

C'est une méthode d'analyse dynamique basée sur l'utilisation des spectres de réponse qui permettent d'évaluer la réponse maximale d'une structure en fonction de sa période propre. Ces spectres, dérivés le plus souvent des accélérogrammes, dépendent de la nature du sol et du pourcentage d'amortissement des structures. Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas et plus particulièrement dans les cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. [29]

I.7.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Cette méthode est réservée exclusivement aux cas exceptionnels en particulier dans les cas où des effets de non linéarité doivent être pris en considération. L'emploi de cette méthode nécessite une large base de données d'accélérogrammes et une bonne connaissance des risques sismiques de la région concernée. [29]

CHAPITRE II :

NOTIONS SUR LA CONSTRUCTION MÉTALLIQUE

II.1. Introduction

Bien que le fer soit connu dès les premiers temps de la présence de l'Homme sur terre, à cette époque et même à une époque pas très loin sont utilisation se limite à l'utilisation militaire. Leur utilisation en tant que composants principaux des structures est relativement récente. La Révolution industrielle en a fourni à la fois les moyens et les besoins. La fusion du coke et l'énergie due à la vapeur permirent une augmentation importante de la production de fer et les bâtiments d'usines furent les premiers à faire appel à l'utilisation de ce matériau en structure, pour remplacer le bois. Et le fer fut utilisé de façon de plus en plus importante dans la construction de bâtiments à étages. [7]



Figure II.1 : Une construction métallique

II.2. Historique de la construction Métallique

Le fer a commencé à faire son apparition comme un vrai élément de construction au 18ème siècle, alors que les matériaux usuels à cette époque étaient le bois et la pierre.

CHAPITRE II: NOTIONS SUR LA CONSTRUCTION MÉTALLIQUE

Avec l'introduction du fer comme élément de construction en 19eme siècle, les méthodes de conception furent bouleversées. Le concepteur ne travailla plus en effet avec des éléments singuliers, en fonte, moulés en atelier, mais avec des profilés standards en I, T, L, H, etc., dont l'assemblage permettait d'obtenir les solutions recherchées. Ce passage d'éléments uniques à des produits standardisés ne fut possible que grâce aux nombreux développements effectués dans le domaine des chemins de fer. Ce succès ne fut possible que grâce à l'introduction massive du rivet comme moyen d'assemblage, qui permettait une combinaison presque illimitée des produits de bases. Ces nouveaux moyens d'assemblage permirent une architecture révolutionnaire utilisant le fer. [14]



Figure II.2 : La tour d'Eiffel réalisé en 1886 en construction métallique

Les progrès techniques dans le domaine sidérurgique contribuèrent à l'apparition d'un nouveau matériau, l'acier, qui devait une nouvelle fois révolutionner le domaine de la construction métallique, avec l'apparition de la soudure et de profilés de plus grande longueur, supérieure à 6 m. L'utilisation de l'acier devint ainsi de plus en plus massive en cette fin de 19eme siècle. [14]

En début de 20eme siècle l'acier a connue une forte concurrence du béton. L'engouement pour ce nouveau matériau entraîna une baisse significative du nombre d'ouvrages en métal construits durant cette période, cependant que de nombreux concepteurs contribuèrent à faire

évoluer la construction métallique et à sensibiliser la profession sur ses avantages et sa rationalité. La situation était toute inverse en Amérique du nord où l'acier répondait de manière tout à fait satisfaisante à la création d'immeubles de grandes hauteurs à coût modéré, et fût utilisé massivement. [14]

A la fin de la 2eme guerre mondiale fût caractérisée par un besoin urgent de reconstruction et de rattraper le retard. La rapidité d'exécution, l'économie de moyens et la rationalité étaient alors des contraintes à respecter. La construction métallique répondait parfaitement à ces exigences, et pouvait bénéficier d'une industrie métallurgique très forte, développée pour des besoins militaires. L'acier fût dès lors massivement utilisé. [14]

Les années 70 furent marquées par un nouveau type architectural basé sur la mise en valeur de la haute technologie. Cependant il fallut attendre les années 80 pour entrevoir les premiers signes d'une architecture inventive, caractère de la construction en acier d'aujourd'hui (carénage continu, forme d'ailes d'avion ou de bateau, utilisation de mâts et habillage de verre et d'acier). [14]

II.3. Avantages et inconvénients de l'acier

II.3.1. Avantages

a) **Avantage pour les constructeurs et les consommateurs**

- Un comportement ductile, qui correspond a de grandes capacités de déformation, est très intéressant pour résister aux séismes.
- Une grande flexibilité.
- Des structures légères (la meilleure proportion entre résistance et poids).
- Durée d'exécution petite avec un cout moins cher par rapport à d'autres constructions.
- La possibilité de fabriquer intégralement (sur mesure) les éléments d'ossature en atelier avec une grande précision et une grande rapidité.
- Facilité de mise en œuvre sur le chantier (les opérations sur site de travail sont limitées à des assemblages)
- La grande résistance de l'acier à la compression et la traction ce qui permet de réaliser des éléments de grandes portées.
- Moins de déchets et de pertes pendant la réalisation.
- La possibilité de la modification même après la réalisation. [19, 15]

b) Avantage sur l'environnement

- L'acier est un matériau 100% recyclables.
- Pas d'impact négatif sur l'environnement.
- les structures en acier utilisent approximativement 25% d'acier recyclé.
- Le programme de recyclage de l'acier réduit les pertes de matériaux solides et conserve les ressources naturelles.
- L'acier est le matériau le plus recyclé par rapport au verre et le plastique. [19, 15]

II.3.2. Inconvénients

- Mauvaise tenue contre les hautes températures (le premier ennemi de la construction métallique)
- Des mesures extrêmes de la protection contre le feu.
- Nécessité d'entretien régulier contre la corrosion.
- Les structures métalliques sont des structures légères et ça nécessite des mesures en plus contre le vent (vulnérabilité en vent). [19, 15]

II.4. Domaine d'utilisation

Les constructions métalliques constituent un domaine important d'utilisation des produits laminés sortis de la forge. Elles emploient, en particulier, les tôles et les profilés.

Les domaines d'application des constructions métalliques sont très nombreux. Ils concernent d'abord les bâtiments et les ouvrages d'art (ponts, grandes couvertures). Dans le cas des bâtiments, les halles industrielles lourdes (aciéries) ou légères (usines de transformation ou de stockage) constituent un secteur où l'emploi de l'acier est fréquent pour la réalisation des ossatures et des bardages recouvrant celles-ci, et pour l'utilisation de ponts roulants. Même dans les pays en développement, les charpentes industrielles se montrent compétitives, grâce à la facilité du montage et de l'expédition des éléments constitutifs par voie maritime ou terrestre. Les tours d'immeubles, nombreuses aux États-Unis, ont mis en lumière l'intérêt de la rapidité du montage, qui permet d'économiser des frais financiers importants par rapport à des solutions plus traditionnelles. Les ponts et les passerelles forment un secteur de pointe dans lequel on distingue les ponts suspendus de grande portée et les ouvrages démontables ou déplaçables. Plusieurs réalisations revêtent un caractère spectaculaire. [6]



Figure II.3 : Pont Verrazano à New York



Figure II.4 : Le grand palais des Beaux-arts à Paris

II.5. le comportement des constructions métalliques sous l'action sismique

Il est évident que le comportement des structures métalliques lors d'un séisme est un problème qui reflète de la dynamique. Contrairement à l'action de vent qui génère des forces de pression qui s'appliquent de manière directe sur l'ouvrage, le passage des ondes sismiques sous la structure provoque des forces inertielles internes causées par la vibration des masses des différents éléments qui constituent la structure. L'expérience montre que chaque structure a son propre comportement et pour cause celui-ci dépend de plusieurs paramètres tels que la hauteur, la forme géométrique, la nature du site, la distance par rapport à l'épicentre, mais aussi de paramètres dynamiques tels que la période fondamentale, la rigidité, l'amortissement, la ductilité, la masse totale ...etc.

Lors d'un séisme on peut constater les phénomènes suivants ;

- Flambement des poteaux.
- Plastification des poutres et palées
- Défaillances des éléments d'assemblage

CHAPITRE III :

EVALUATION DE POINT DE PERFORMANCE

III.1. Introduction

Les structures pourront être déformées inélastiquement lorsqu'elles sont soumises à des sollicitations sismiques. Ceci dit, l'évaluation des performances sismiques des structures devrait mettre en considération le comportement non linéaire. Par conséquent, une procédure d'analyse non linéaire doit être utilisée dans le but d'une évaluation en qualité d'un comportement non linéaire qui ne peut pas être déterminé directement par une analyse élastique. En outre, la demande non élastique de déplacement maximum des structures doit être déterminée par une estimation adéquate de la demande induite par un séisme sur le comportement non linéaire des structures.

Il existe diverses procédures d'analyse non linéaires simplifiées et beaucoup de méthodes d'approximation pour évaluer le déplacement maximal plastique des structures. Toutefois, la procédure d'analyse non linéaire simplifiée semble être la plus utilisée.

III.2. Méthodes d'analyse non linéaire

Les structures subissent des déformations plastiques importantes sous une action sismique violente. Ainsi, les caractéristiques dynamiques de la structure changent avec le temps.

Pour enquêter sur la performance d'une structure dans son domaine plastique, il faut utiliser des procédures afin de calculer ses caractéristiques. Les procédures analytiques inélastiques aident à assimiler le comportement réel des structures en identifiant les modes de défaillance et le risque d'effondrement progressif. Il existe deux procédures d'analyses non linéaires qui semblent les plus essentielles, à savoir l'analyse non linéaire « time history » et l'analyse « push over ».

III.2.1. L'analyse non linéaire « time history »

La précision de l'analyse non linéaire time history est la plus exacte pour prédire la force et les déformations à différents éléments de la structure. Malgré cette précision, l'utilisation de l'analyse non linéaire time history reste très limitée car la réponse dynamique est très sensible aux caractéristiques de modélisation du mouvement de sol. Elle implique la modélisation correcte de la charge cyclique compte tenu des caractéristiques de déformation, des propriétés de détérioration de tous les éléments importants. En outre, elle exige la disponibilité d'un ensemble de documents représentatifs du mouvement du sol qui tiennent en compte des incertitudes et des différences dans la sévérité, la fréquence et les caractéristiques de

la période, ainsi que un cout informatique bien élevé. Toutefois, le temps de calcul, le temps requis pour la préparation d'entrée et de sortie exigent une interprétation volumineuse, rendant l'utilisation de cette analyse peu praticable pour l'évaluation de la performance sismique. [23]

III.2.2. L'analyse statique non linéaire analyse « Push over »

Le Push over est une méthode d'analyse avancée non linéaire des structures très répandue. Elle consiste à appliquer une charge statique d'une façon incrémentale sur l'ouvrage jusqu'à sa rupture. Cela permet d'appréhender le comportement non linéaire de la structure. Ainsi nous pouvons calculer la courbe de capacité qui détermine la résistance ultime du bâtiment et sa capacité de déformation. Nous espérons par ce biais nous approcher au plus près du comportement réel de l'ouvrage pour déterminer la performance sismique de ce dernier. [10]

III.3. les concepts fondamentaux de l'analyse « push over »

III.3.1. Définition de l'analyse « push over »

L'analyse push over est une analyse statique non-linéaire de la structure permettant de présenter de façon simplifiée le comportement de la structure sous l'effet de chargement sismique. En suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure [10, 21]

Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure. Cette courbe varie en fonction de la demande sismique. [4] (Figure II.1)

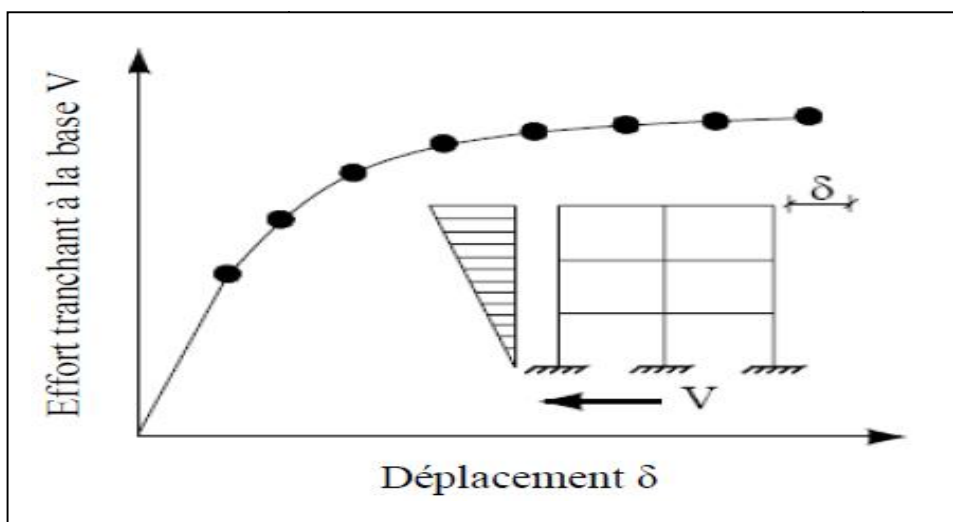


Figure III.1. La courbe de push over

III.3.2. But de l'analyse push over

Le but de l'analyse push over est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et de déplacements dans les éléments de la structure et de suivre le développement des mécanismes de ruines dans les éléments ainsi que l'évaluation des dommages structuraux. [13]

Elle est aussi supposée nous fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse comme :

- 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 qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement.

III.3.3. Principe de la méthode « push over »

L'analyse statique « Push over » est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent. Ceci implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme. [22, 25] (Figure III.2)

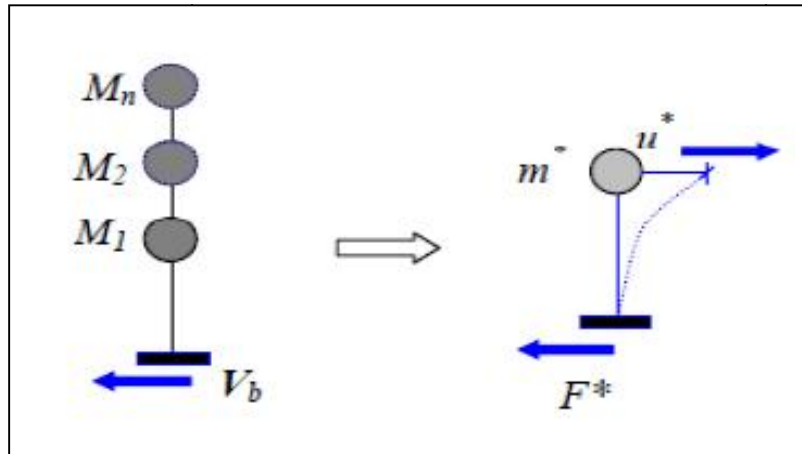


Figure III.2. Système équivalent à un seul degré de liberté

Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximal) donnée par le premier mode de vibration de la structure simulé par un système linéaire équivalent. [22]

III.3.4. Formulation de l'analyse push over

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 implique que la réponse est dominée par un seul mode, et que la forme de ce mode reste constante tout au long de l'analyse. Clairement, ces deux suppositions sont incorrectes mais des études pilotes entreprises par de nombreux chercheurs ont indiqué que ces suppositions aboutissent à des prédictions plutôt bonnes de la réponse sismique maximale correcte d'un système à plusieurs degrés de liberté pourvu que leur réponse soit dominée par un seul mode. [1]

La formulation du système à un seul degré de liberté équivalent n'est pas unique mais la supposition fondamentale commune à toutes les approches est que la forme de la déformée du système à plusieurs degrés de liberté peut être représentée par un vecteur propre $\{\Phi\}$ qui reste constant durant toute l'analyse indépendamment du niveau de déformation. Acceptant cette hypothèse et définissant le vecteur du déplacement relatif X d'un système à plusieurs degrés de liberté par $X = \{\Phi\}x_i$ (x_i = déplacement au sommet), l'équation différentielle du système à plusieurs degrés de liberté peut être écrite sous la forme : [1]

$$[M]\{\Phi\}\ddot{x}_i + [C]\{\Phi\}\dot{x}_i + \{Q\} = -M\{I\}\ddot{x}_g \quad (\text{III.1})$$

Où M et C sont les matrices masse et amortissent, Q le vecteur des forces dans les niveaux et x_g est l'action sismique.

Si nous définissons le déplacement de référence du système à un seul degré de liberté x^* par :

$$x^* = \frac{\{\Phi\}^T M \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T M \{I\}} x_i \quad (\text{III.2})$$

Après en multipliant l'équation (III.1) par $\{\Phi\}^T$ et substituant pour x_i en utilisant l'équation (III.2), on obtient l'équation différentielle suivante pour la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent :

$$M^* \ddot{x}^* + C^* \dot{x}^* + Q^* = -M^* \ddot{x}_g \quad (\text{III.3})$$

M^* , C^* et Q^* Représentent les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent et sont données par :

$$M^* = \{\Phi\}^T M \{I\} \quad (\text{III.4})$$

$$Q^* = \{\Phi\}^T Q \quad (\text{III.5})$$

$$C^* = \{\Phi\}^T C \{\Phi\} \frac{\{\Phi\}^T M \{I\}}{\{\Phi\}^T M \{\Phi\}} \quad (\text{III.6})$$

Présumant que le vecteur propre $\{\Phi\}$ est connu, les caractéristiques force déformation du système à un seul degré de liberté équivalent (la relation Q^*-x^*) peut être déterminée à partir des résultats d'une analyse non linéaire incrémentale du système à plusieurs degrés de liberté qui résulte en un diagramme Effort tranchant à la base - déplacement au sommet comme indiqué sur la (Figure III.2). Dans le but d'identifier la résistance nominale globale et les déplacements, le diagramme multilinéaire V- δ_i doit être représentée par une relation bilinéaire qui définit une résistance plastique, V_y , une rigidité élastique effective, $K_e = V_y / \delta_i$, y , et une

rigidité raidie ou adoucie, $K_s = \alpha K_e$ pour la structure. Cette courbe bilinéaire simplifiée effort tranchant à base- déplacement au sommet, qui est montrée sur la figure 1a, est requise pour définir les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent. [1]

La valeur de plastification de l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet correspondant de la (Figure III.2) sont utilisés avec les équations (III.2) et (III.5) pour calculer la relation force-déplacement pour le système à un seul degré de liberté équivalent comme suit : [1]

$$x^* = \frac{\{\Phi\}^T M \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T M \{I\}} x_{i,y} \quad Q_y^* = \{\Phi\}^T Q_y \quad (III.7)$$

Où Q_y est le vecteur des forces de niveau à la plastification, i.e. $V_y = \{I\} Q_y$.

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

$$T_{eq} = 2f \left[\frac{x_y^* M^*}{Q_y^*} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (III.8)$$

Le facteur de raidissement (α) de la relation V-xi du système à plusieurs degrés de liberté définit le facteur d'écrouissage du système à un seul degré de liberté équivalent. [1]

Les propriétés de base d'un système à un seul degré de liberté équivalent sont maintenant connues. La question fondamentale dans l'exécution de l'analyse pushover est la magnitude du déplacement cible en lequel l'évaluation de la performance sismique doit être faite. Le déplacement cible sert comme un estimateur du déplacement global que la structure doit subir durant le séisme de conception parasismique. Une définition commode du déplacement cible est le déplacement au sommet au centre de masse de la structure. Les Propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent avec les informations spectrales pour les systèmes anélastiques qui ont été développée ces dernières années, pourvoient l'information nécessaire pour l'estimation du déplacement cible.[1]

Le déplacement au sommet de la structure x_t , est relié au déplacement du système à un seul degré de liberté équivalent par l'intermédiaire de l'équation (III.2). Donc, le déplacement cible peut être déterminé si la demande en déplacement pour système à un seul degré de liberté équivalent peut être estimée pour le séisme de conception. Pour un système à un seul

degré de liberté élastique la demande de déplacement est donnée par les déplacements spectraux. Pour un système à un seul degré de liberté anélastique la demande de déplacement doit être obtenue à partir d'une analyse spectrale non linéaire. L'utilisation des informations de la demande spectrale anélastique nécessite l'estimation du rapport de la demande de la résistance élastique sur la résistance plastique du système à un seul degré de liberté équivalent et ce rapport est connue sous le nom du facteur de comportement R. Du fait que les spectres anélastiques sont souvent obtenus pour une masse unitaire, il est commode de diviser l'équation (III.3) par M^* pour obtenir l'équation différentielle du système à un seul degré de liberté ayant une masse unitaire : [1]

$$\ddot{x}^* + \frac{C^*}{M^*} \dot{x}^* + \frac{Q^*}{M^*} = -\ddot{x}_g \quad \text{(III.9)}$$

L'équation (III.9) décrit la réponse d'un système à un seul degré de liberté de masse unitaire ayant une période T_{eq} et une résistance plastique F_y , e donnée par :

$$F_{y,eq} = \frac{Q_y^*}{M^*} \quad \text{(III.10)}$$

Si la réponse spectrale élastique est connue, la demande de la résistance élastique du système à un seul degré de liberté équivalent avec une masse unitaire peut être calculée comme :

$$F_{y,eq} = S_a(T_{eq}) \quad \text{(III.11)}$$

Où S_a est l'ordonnée spectrale du spectre d'accélération élastique. Le facteur de réduction de la résistance R peut alors être obtenu à partir de la relation :

$$R = \frac{F_{e,eq}}{F_{y,eq}} = \frac{S_a(T_{eq})M^*}{Q_y^*} \quad \text{(III.12)}$$

Le facteur R et le déplacement cible dépendent tous les deux du choix du vecteur propre $\{\Phi\}$. La plupart des chercheurs qui ont utilisé l'analyse pushover dans des études pilotes ont recommandé l'utilisation du profil du déplacement normalisé au niveau du déplacement cible comme vecteur propre. Du fait que ce déplacement est a priori inconnu, un processus itératif doit être fait si ce vecteur propre est choisi. [1]

L'utilisation de T_{eq} et du vecteur propre pour estimer les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent et le déplacement cible nécessite des calculs élaborés et des itérations coûteuses. Tenant compte de toutes les hypothèses et de toutes les approximations inhérentes à l'analyse pushover, il n'y a pas une bonne justification pour des calculs rigoureux pour le calcul du déplacement cible et la précision peut être sacrifiée au profit de la simplicité. [1]

Des études ont montré que la différence entre T_1 (période fondamentale de la structure) et T_{eq} est généralement petite et son effet sur le déplacement cible peut être négligé à moins que le spectre de conception soit très sensible aux petites variations dans la période. Des simplifications dans le vecteur propre $\{\Phi\}$ peuvent être aussi acceptables. L'utilisation du vecteur propre correspondant à la déformée au déplacement cible est uniquement une recommandation et n'a aucune fondation théorique. [1]

Il y a d'autres considérations additionnelles qui vont affecter la précision des prédictions de la demande sismique en utilisant une analyse pushover. Ces considérations concernent spécialement l'estimation du déplacement cible et le choix des formes des forces qui sont supposées déformer la structure de la même manière que dans le cas du séisme de conception. [1]

III.4. La courbe de capacité

La capacité se réfère généralement à la force au point de l'élément ou de la courbe de la capacité de rendement de la structure. Pour les composants de déformation contrôlée, la capacité au-delà de la limite élastique comprend généralement les effets de l'écroutissage [5].

III.4.1. Définition de la courbe de capacité

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal (effort tranchant) à la base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci à son sommet. La courbe de capacité est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance). La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure. [26] (Figure II.3)

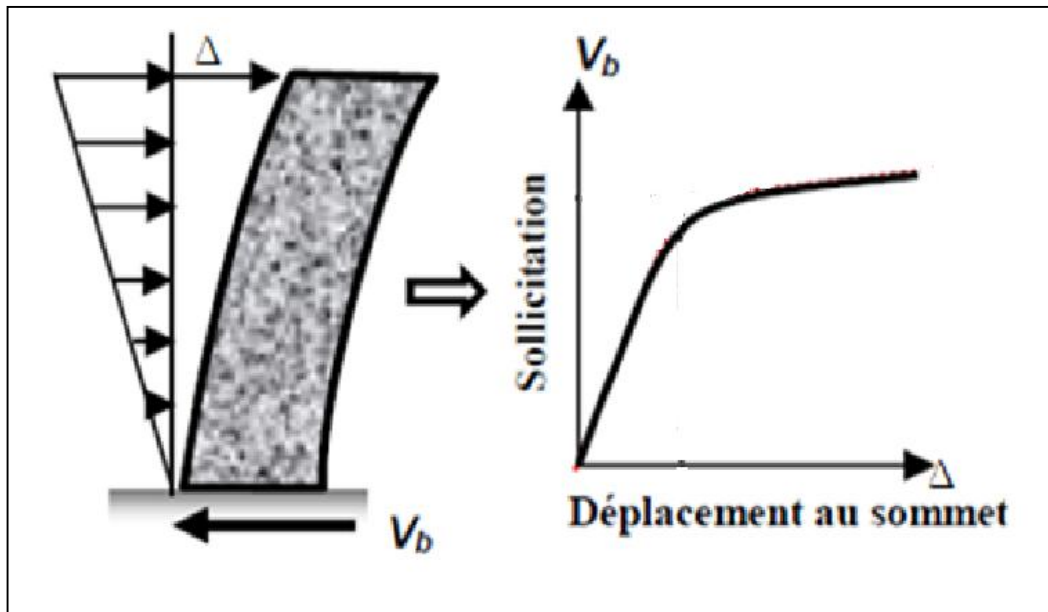


Figure III.3. La courbe de capacité $V = f(\Delta)$

Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe. [3] (Figure III.4)

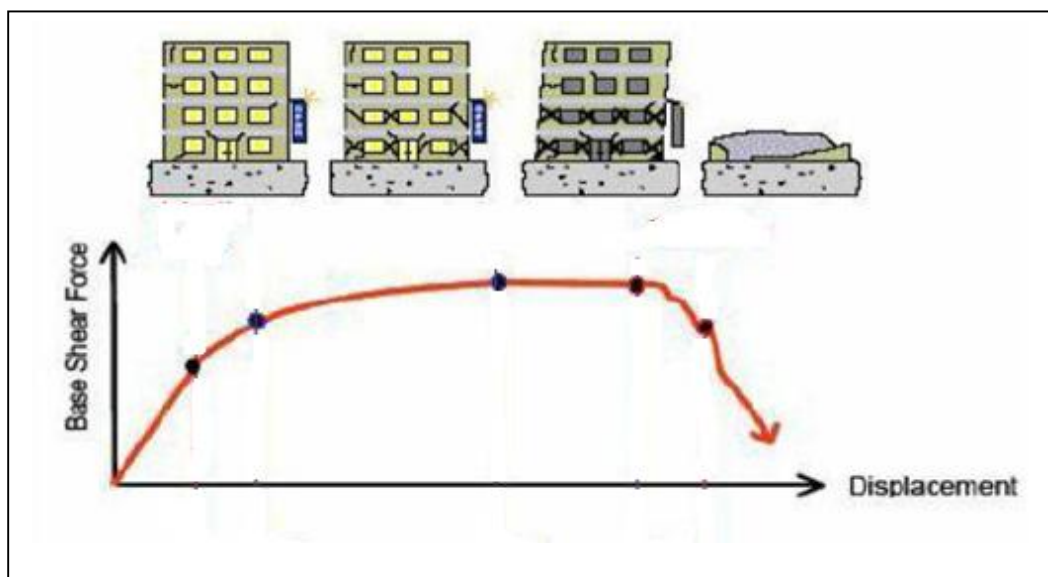


Figure III.4. Niveau d'endommagement décrit par une courbe de capacité

III.4.2. Transformation spectrale de la courbe de capacité

La courbe de capacité est transformée en une **courbe de capacité équivalente** reliant l'accélération d'une structure à un seul degré de liberté à son déplacement en multipliant l'effort tranchant (V) et le déplacement (d) respectivement par $(\frac{\alpha_1}{W})$ et $[\frac{1}{P_{f1} \phi_{1s}}]$. (Figure III.5)

Avec :

α_1 : pourcentage de participation massique de mode fondamental

W : masse sismique de la structure.

P_{f1} : Facteur de participation modal du mode fondamental.

ϕ_{1s} : amplitude de mode fondamental.

Les valeurs de Sa et Sd sont données par :

$$S_a = V / w \cdot \alpha_1 \tag{III.13}$$

$$S_d = S_a / P_{f1} \cdot \phi_{1s} \tag{III.14}$$

$$P_{f1} = \frac{\left[\sum_{i=1}^{i=n} (m_i \phi_i) / g \right]}{\left[\sum_{i=1}^{i=n} (m_i \phi_i^2) / g \right]} \tag{III.15}$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^{i=n} (m_i \phi_i) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^{i=n} (m_i \phi_i^2) / g \right] \cdot \left[\sum_{i=1}^{i=n} m_i / g \right]} \tag{III.16}$$

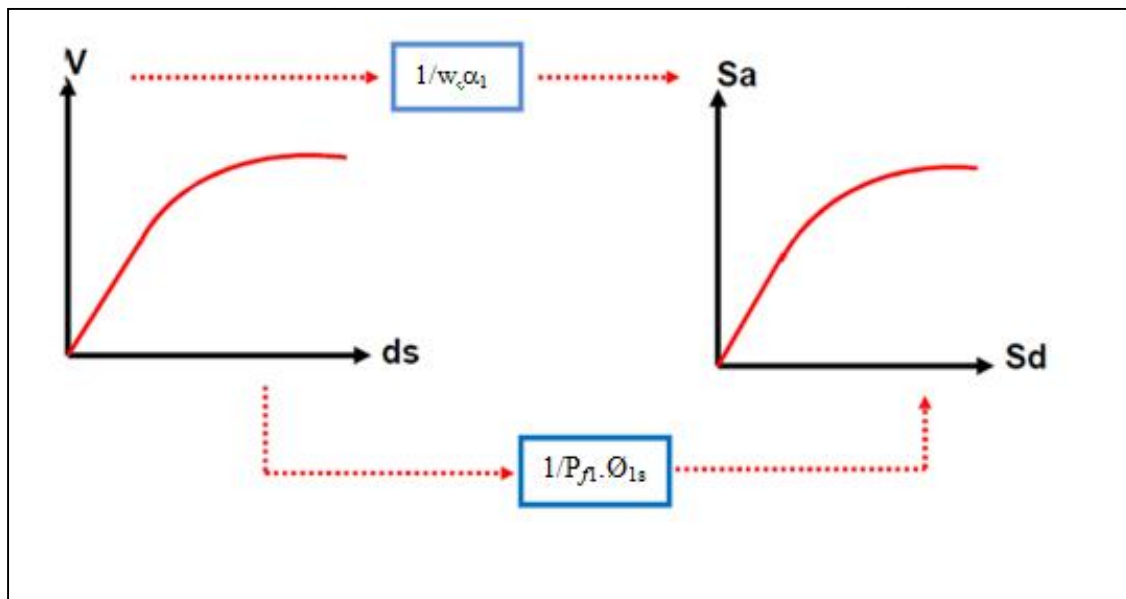


Figure III.5. Transformation spectrale de la courbe de capacité

III.4.3. Représentation bilinéaire de la courbe de la capacité

La courbe de capacité est idéalisée par une courbe bilinéaire en utilisant une équivalence basée sur l'égalité des énergies dissipées de telle manière que les aires en-dessous des deux courbes réelles et idéalisées soient égales, ce qui nous permet de déterminer les paramètres caractérisant l'état élastique limite qui représente l'entrée dans le domaine post-élastique et ceux caractérisant l'état ultime de résistance qui représente la perte totale de la capacité résistante de la structure. (Figure III.6)

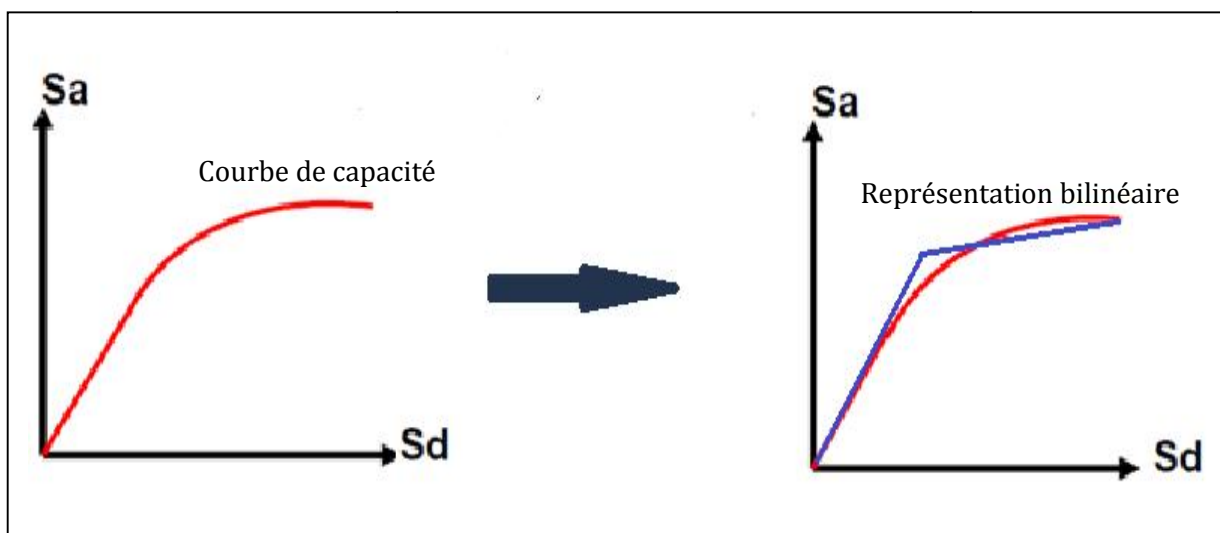


Figure III.6. La représentation bilinéaire de la courbe de capacité

III.5. La demande sismique

Une représentation de mouvement du sol de tremblement de terre ou en secouant que le bâtiment est soumis, dans les procédures d'analyse statique non linéaire, la demande est représentée par une estimation des déplacements ou des déformations que la structure devrait subir, les procédures d'analyse élastique linéaire où la demande est représentée par des forces latérales prescrites appliquée à la structure [5].

III.5.1. Le spectre de réponse élastique

Le spectre de réponse définie dans le règlement algérien (RPA2003) est une courbe de réponse maximal d'accélérationes S_a pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

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

$$S_a = \begin{cases} 1.25Ag \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ (1.25.A.g)2.5\eta \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ (1.25.A.g)2.5\eta \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ (1.25.A.g)2.5\eta \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3.0s \end{cases} \quad (III.17)$$

avec :

A : Coefficient d'accélération de zone

η : Facteur de correction d'amortissement ($\eta = 7/2 + \dots$)^{1/2}.

γ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement de la structure.

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

Q : Facteur de qualité.

RPA99 v2003

III.5.2. Transformation spectrale de la demande sismique

Dans la représentation classique des codes parasismiques, chaque point du spectre de réponse élastique est représenté dans un diagramme $S_a = f(T)$, pour un amortissement de type visqueux () ou, (S_a) est l'accélération spectrale et (T) est la période d'oscillation.

avec :

S_a : Accélération spectrale.

T : période d'oscillation.

Chacun des points précédents $S_{ai} = f(T_i)$ est transformé dans un diagramme $S_a = f(S_d)$ avec (S_d) est le déplacement spectral donné par la relation (III.18). (Figure III.7)

$$S_d = \frac{T^2 \cdot S_a}{4 \cdot n^2} \quad \text{(III.18)}$$

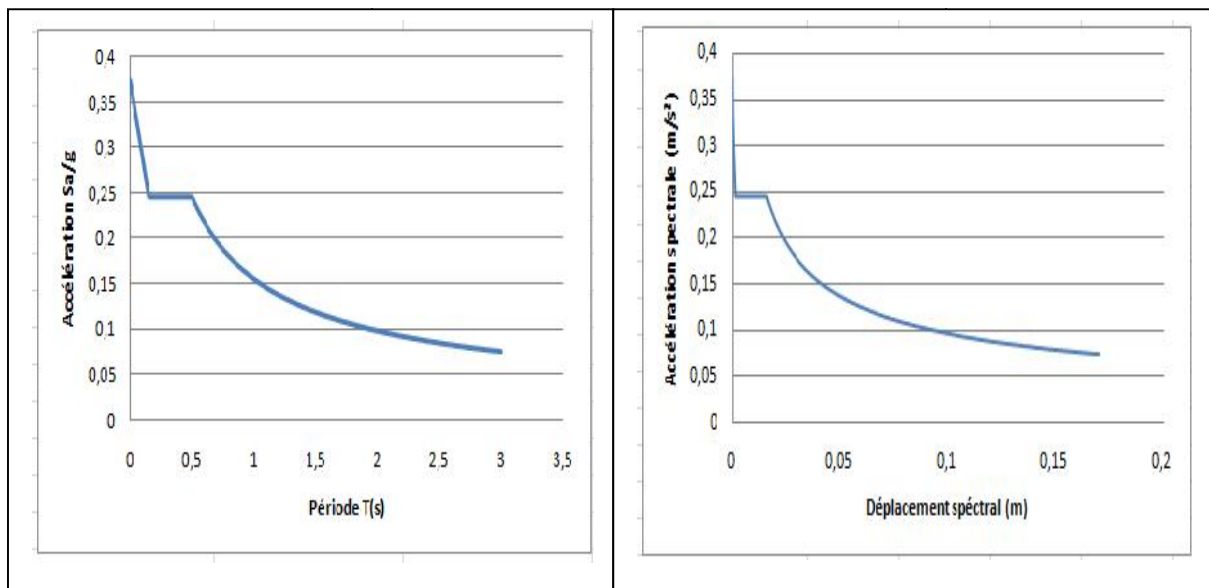


Figure III.7 : Transformation de la demande sismique

III.6. Superposition de la courbe de capacité et de la courbe de la demande

La superposition de la courbe de capacité et de la courbe de la demande sismique nous conduit à deux cas:

- 1- La demande est inférieure ou égale à la capacité.
- 2- La demande est supérieure à la capacité.

III.6.1. La demande est inférieure ou égale à la capacité

Lorsque le déplacement maximal supporté par la structure est supérieur au déplacement donné par le séisme, la structure résiste, mais elle subit des dommages que, l'on estime par la position du point de performance sur la courbe de capacité.

Ce point est défini par l'intersection entre la courbe de capacité et la courbe de la demande sismique réduite (Figure III.8)

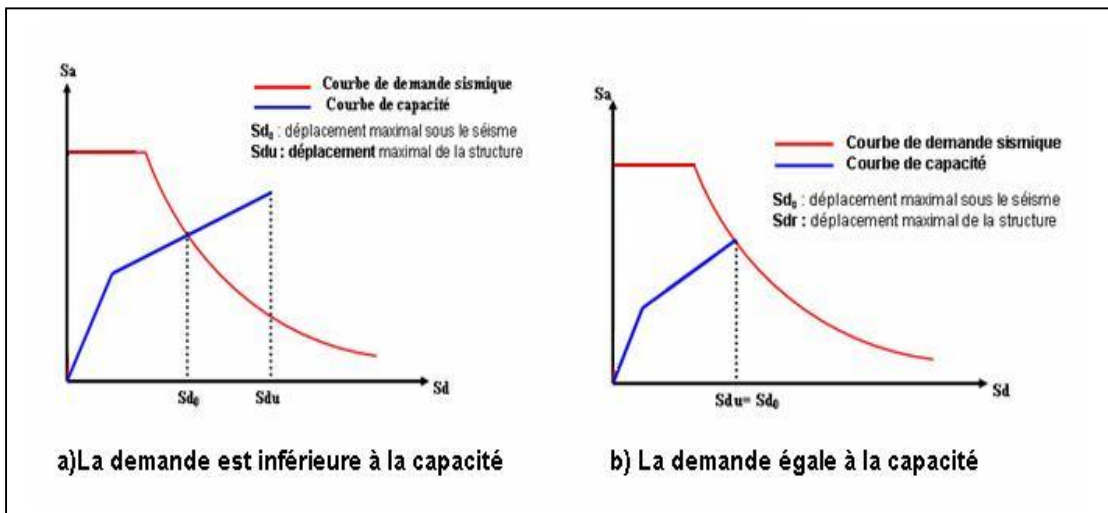


Figure III.8 : La demande est inférieure ou égale à la capacité

III.6.2. La demande est supérieure à la capacité

Le déplacement imposé par le séisme est supérieure a la capacité de la structure, il s'ensuit l'effondrement partiel ou total de la structure (Figure III.9)

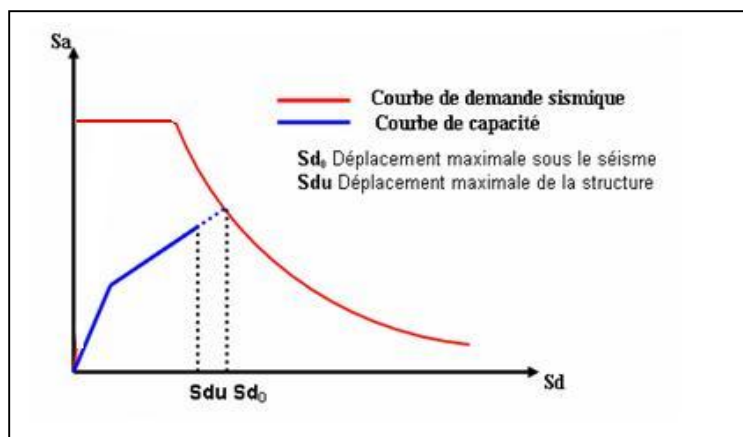


Figure III.9 : La demande est supérieure à la capacité

III.7. Evaluation de point de performance

Pour l'évaluation de point de performance il existe trois procédures dans le code ATC40 [17], à savoir les procédures **A**, **B** et **C**. Les procédures **A** et **B** sont analytiques et peuvent être programmées, alors que la procédure **C** est purement graphique et plus adapté à l'analyse manuelle.

III.7.1. Procédures d'estimation de point de performance

L'application de la méthode statique non linéaire basée sur le spectre de capacité nécessite :

- La demande sismique sous forme d'une réponse spectrale (Règlement Parasismique Algérien RPA99).
- La capacité sismique sous forme d'une courbe de capacité non linéaire, obtenue à partir de la technique « Push over ».

Un point de performance qui correspond à un état unique de dommages et d'énergie dissipée, qui s'obtient par les procédures itérative ou non itérative.

III.7.1.1. Procédure A (itérative)

L'approche élastique classique nous permet d'obtenir une première valeur (déterminée par l'intersection de la demande spectrale à (5%) d'amortissement avec la tangente à l'origine de la courbe de capacité, qui correspondant au déplacement spectral (S_{di}) et une projection de ce point sur la courbe de capacité nous donne (S_{ai}) (égalité des déplacements maximums). En ce point, le déplacement élastique est égal au déplacement inélastique.

La procédure itérative est facilement programmable pour qu'il y ait compatibilité entre les amortissements de la demande et ceux de la capacité.

L'application de la procédure itérative est basée sur un ensemble d'étapes (sept étapes), elles sont présentées dans l'organigramme suivant. (Figure III.10)

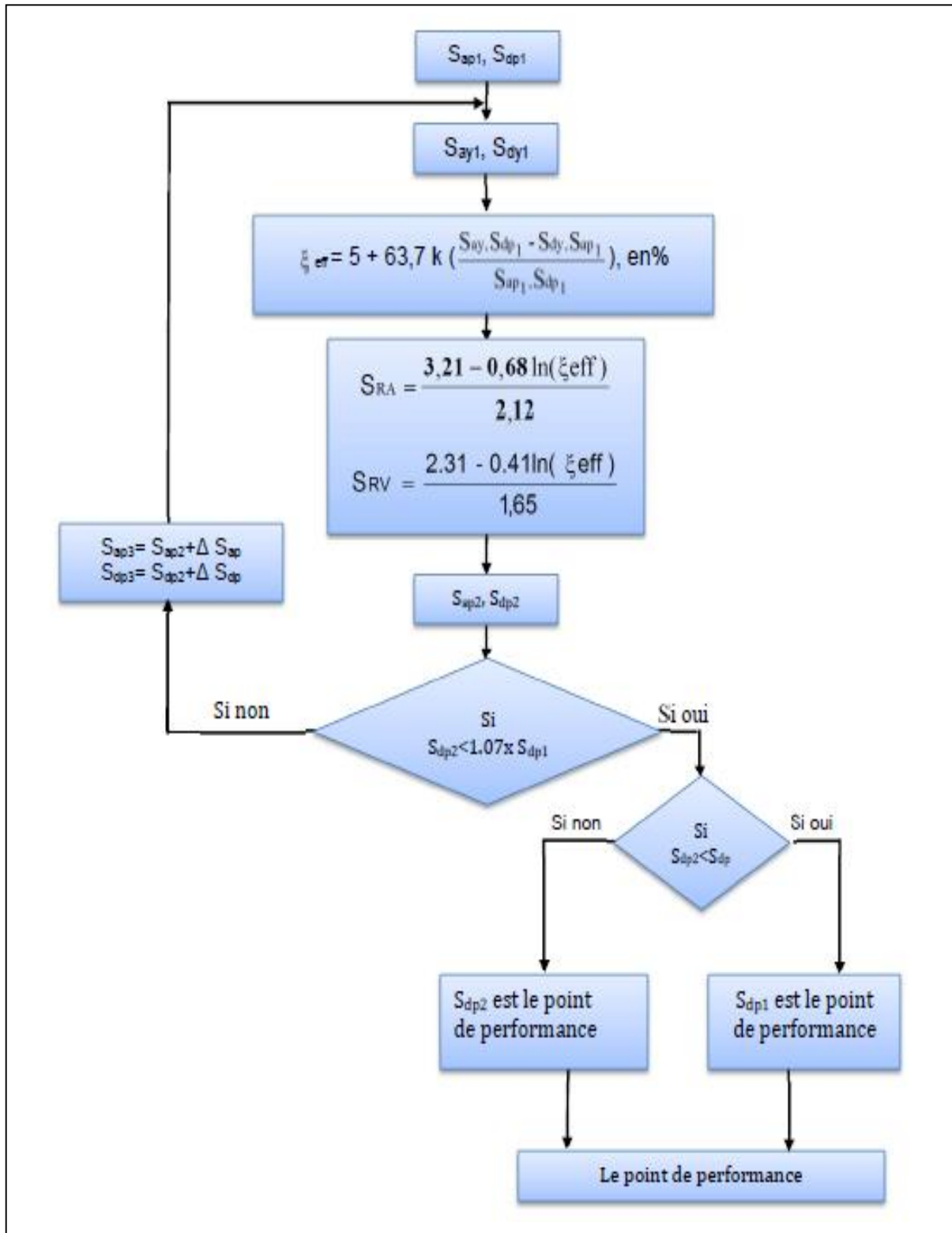


Figure III.10 : Organigramme de la procédure itérative.

III.7.1.2. Procédure B (non itérative)

Cette procédure est basée sur le développement des diagrammes de l'amortissement effectif en fonction de déplacement spectral $\delta = f(S_d)$ pour la demande et la capacité. [5]

L'amortissement effectif correspond à l'énergie dissipée par la structure.

III.7.1.2.1. Développement des diagrammes (δ_{eff} – S_d)

a. La demande spectrale

Le diagramme (δ_{eff} – S_d) pour la demande sismique est défini par : [12] (Figure III.11)

S_d : le déplacement spectral qui correspond à l'intersection du spectre de capacité et les branches de spectre de la demande sismique pour $\delta_{eff} = 5\%$.

δ_{eff} : l'amortissement des branches de la demande pour $\delta_{eff} = 5\%$. Les coefficients de réduction spectraux pour les branches de spectre dont l'amortissement $\delta_{eff} = 5\%$.

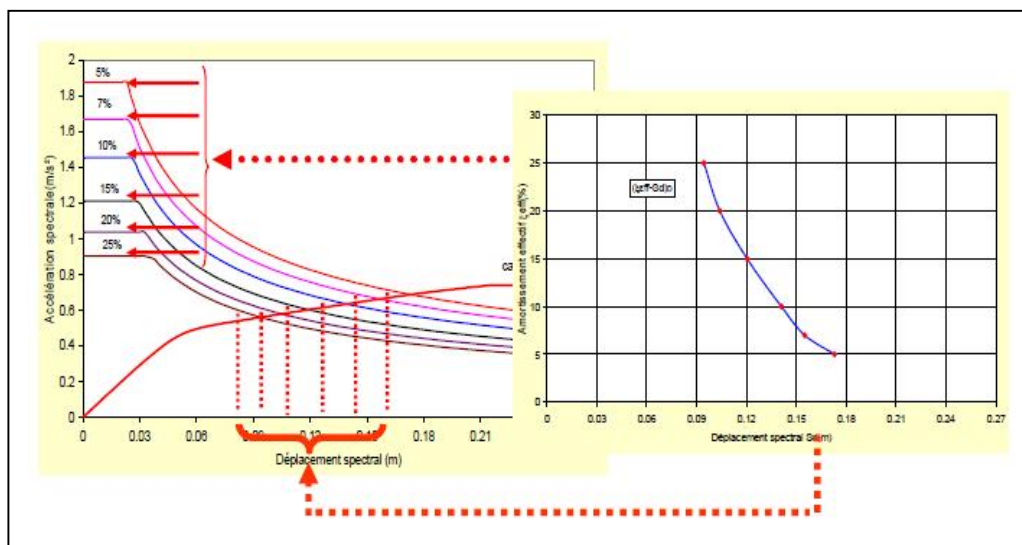


Figure III.11 : Diagramme (δ_{eff} – S_d) de la demande sismique

b. La capacité sismique

La courbe de capacité est représentée par un point (A) de coordonnées (Say, Sdy) qui définit les limites élastiques, et un point (D) de coordonnées (Sau, Sdu), qui représente les limites ultimes (Figure III.12).

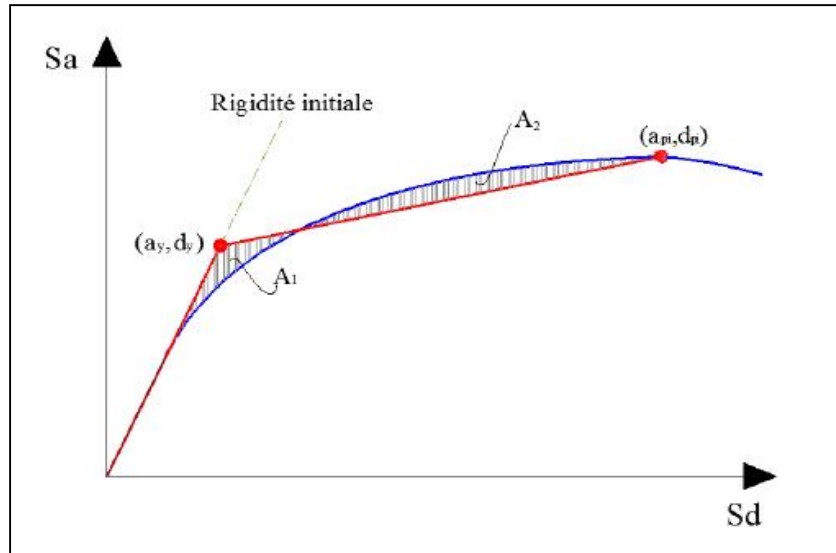


Figure III.12 : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité

L'énergie dissipée en chaque point de coordonnées (Sai, Sdi) sous forme d'amortissement effectif (Figure III.13) est donnée par la formule (III.19).

$$\xi_{\text{eff}} (\%) = 5 + 63.7.K. \left[\frac{(S_{ay}.S_{dpi} - S_{dy}.S_{api})}{(S_{api}.S_{dpi})} \right] \quad \text{(III.19)}$$

avec :

Say, Sdy : limites élastiques en accélération et en déplacement respectivement.

Sapi ; Sdpi : coordonnées du point (i) de la courbe de capacité.

K : coefficient de capacité de dissipation d'énergie.

CHAPITRE III : ÉVALUATION DE POINT DE PERFORMANCE

Les formules pour calculer le coefficient de capacité de dissipation d'énergie sont données dans le tableau suivant : (Tableau III.1)

Tableau III.1. Les valeurs du coefficient de dissipation d'énergie sismique (K) en fonction de l'amortissement visqueux équivalent (ξ_0)

Typologies des structures	θ (%)	Coefficient de dissipation d'énergie (K)
Type A	16.25	1.0
$1 < \mu < 4$	> 16.25	$1.13 - 0.51(Say.Sd_{pi} - Sdy.Sapi) / Sapi.Sd_{pi}$
		$1.13 - 0.51.(\theta / 2) * \xi_0$
Type B	25	0.67
$4 < \mu < 6,5$	> 25	$0.845 - 0.446(Say.Sd_{pi} - Sdy.Sapi) / Sapi.Sd_{pi}$
		$0.845 - 0.446.(\theta / 2) * \xi_0$
Type C $\mu > 6,5$	Toutes valeurs	0.33

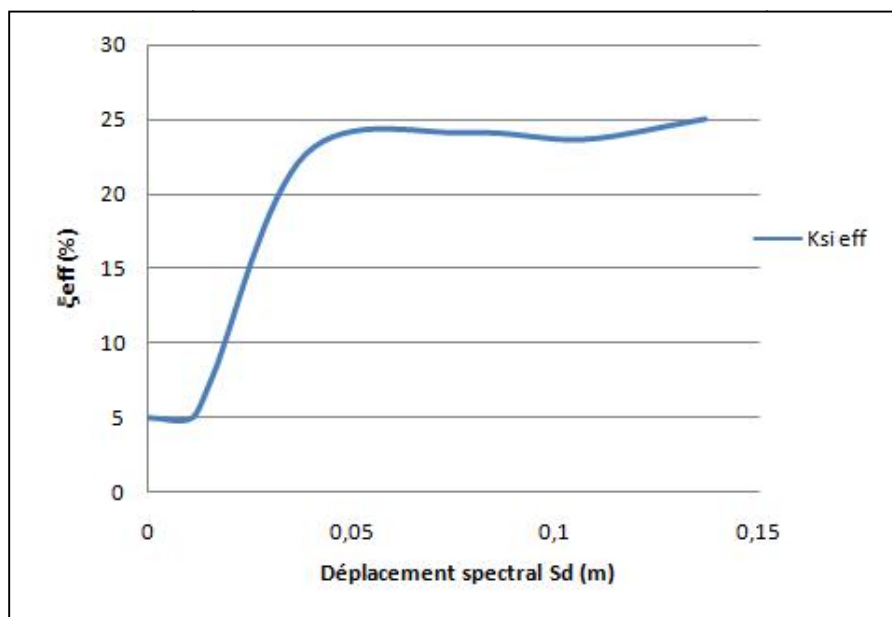


Figure III.13 : Diagramme (ξ_{eff} – S_d) de la capacité sismique.

III.7.1.2.2. La superposition des graphes (eff-Sd)D et (eff-Sd)C

Pour avoir le point de performance on doit superposer les graphes (eff-Sd) de la demande et de la capacité sismique (Figure III.14).

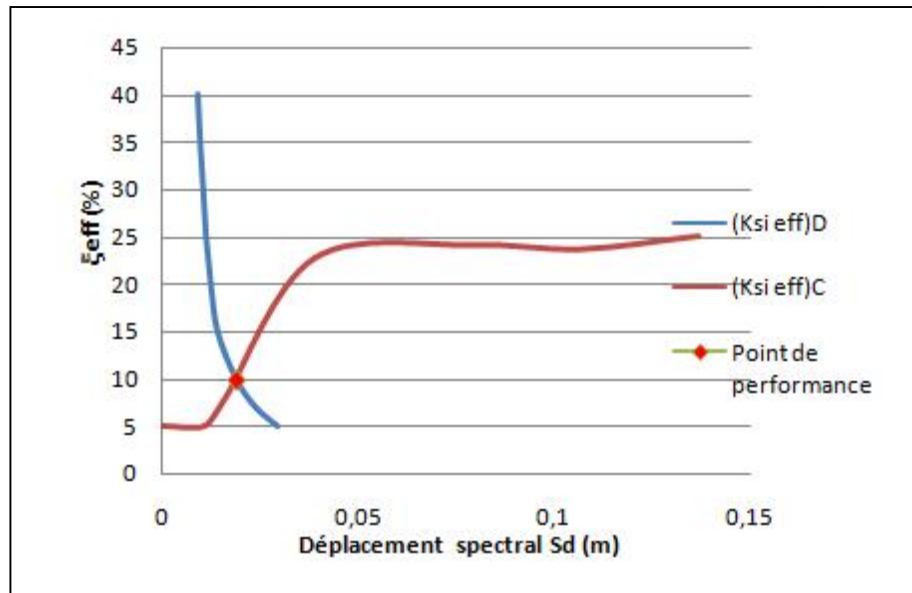


Figure III.14 : Superposition des graphes (eff-Sd)D et (eff-Sd)C

III.8. Estimation de des degrés de dommages

La position de point de performance détermine un certain degré de dommage et le niveau d'endommagement de la structure à travers la représentation graphique de la capacité sismique. [3]

III.8.1. L'échelle de dommage utilisé

L'échelle de dommage utilisée est l'échelle macroscopique européenne EMS98 [8]. Cette échelle comprend cinq (05) degrés de dommages pour les bâtiments. (Tableau III.3)

Tableau III.2. L'échelle des dommages

Degré 01 (DG1)	Dégâts négligeables à légers (aucun dégât structurel, légers dégâts non structuraux)
Degré 02 (DG2)	Dégâts modérés (dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés)
Degré 03 (DG3)	Dégâts sensibles à importants (dommages structuraux modérés, dommages non structuraux importants)
Degré 04 (DG4)	Dégâts très importants (Dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants)
Degré 05 (DG5)	Destruction (Dégâts structuraux très importants)

III.8.2. Domaines des dommages

La courbe de capacité est devisée en cinq (05) intervalles qui correspondent aux cinq (05) niveaux de dommage de l'échelle EMS98 [8]. (Tableau III.4 et Figure III.15)

Tableau III.3. Domaine des dommages

Degré des dommages	Déplacement spectral
DG1	$S_d = 0,4 S_{dy}$
DG2	$S_d = 0,8 S_{dy}$
DG3	$S_d = S_{dy} + 0,25 (S_{du} - S_{dy})$
DG4	$S_d = 0,75 S_{du}$
DG5	$S_d = S_{du}$
S_{dy} : Déplacement de la limite élastique S_{du} : Déplacement de la limite ultime	

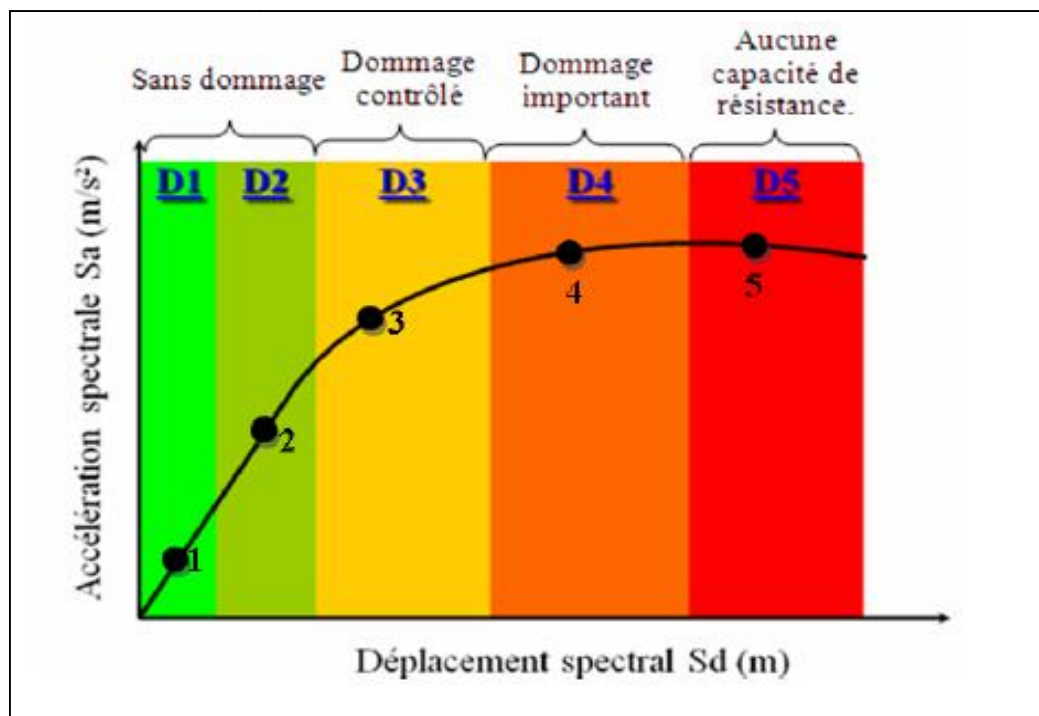


Figure III.15 : Niveaux d'endommagement décrit par une courbe de capacité

Niveau 1 : Correspond à un comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel.

Niveau 2 : Correspond à un niveau de dommage contrôlé, il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non endommagement).

Niveau 3 : la stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toute fois un endommagement mineur est susceptible de se développer.

Niveau 4 : Représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger.

Niveau 5 : La structure est susceptible à l'effondrement, ne présentant aucune capacité de résistance.

III.9. La ductilité

III.9.1. Définition de la ductilité

La ductilité est une caractéristique primordiale des structures devant résister au séisme par la formation d'un mécanisme plastique global. Le terme "ductilité" définit la capacité d'une structure et de différents éléments présélectionnés à se déformer inélastiquement sans perte excessive de résistance et de raideur. Il existe quatre (4) manières de quantifier la ductilité dans une structure : la ductilité de déformation, la ductilité de courbure, la ductilité de rotation et la ductilité de déplacement., la deuxième est associée à la capacité de rotation dans une section de poutre pure, la troisième est associée à une réalité en bout de poutre qui implique outre la section, les moyens d'assemblage, voire la colonne et la quatrième se réfère au comportement global de la structure.[31]

III.9.2. La ductilité de déformation

On définit la ductilité de déformation μ_ε comme le rapport de la déformation totale ε imposée à la déformation élastique ε_y , elle est liée directement à la capacité de déformation locale des matériaux. [31]

$$\mu_\varepsilon = \varepsilon / \varepsilon_y \quad \text{III.20}$$

III.9.3. La ductilité de courbure

Dans les poutres, c'est la capacité de rotation dans les rotules plastiques qui intéresse. On peut définir une ductilité de courbure μ_χ (rotation par unité de longueur) comme étant le rapport de la courbure maximale χ_m à la courbure élastique χ_y . [31]

$$\mu_\chi = \chi_m / \chi_y \quad \text{III.21}$$

III.9.3. La ductilité rotation

Une ductilité de rotation importante ne peut s'obtenir que si les déformations plastiques ont la possibilité de se développer sur une longueur suffisante de l'élément. Si les déformations inélastiques sont fortement localisées, la demande de ductilité de déformation sera très importante, même sous un tremblement de terre d'intensité moyenne. Donc, il est important d'assurer aussi une ductilité de rotation de la poutre qui associe à la courbure une notion de longueur. [31]

On définit la ductilité de rotation de la poutre comme le rapport de la rotation maximale totale de la rotule plastique θ_p à la rotation élastique θ_y . [31]

$$\mu_{\theta} = \theta_p / \theta_y \quad \text{III.22}$$

III.9.4. La ductilité de déplacement

La ductilité en déplacement est généralement une mesure de la ductilité globale de la structure. Elle est définie comme étant le rapport du déplacement latéral total (déplacement élastique y plus déplacement plastique p) au déplacement latéral élastique y [31]

$$\mu = (y + p) / y \quad \text{III.23}$$

Elle peut être directement comparée à la ductilité nécessaire pour résister au tremblement de terre et qui est donnée par le facteur de comportement R de la structure. Le déplacement latéral devrait être pris au centre de gravité des forces sismiques, mais est en général pris au niveau du toit, sans grande erreur généralement. [31]

CHAPITRE IV :

APPLICATION DE LA MÉTHODE PUSH OVER

IV.1. Introduction

Ce chapitre traite l'application de l'analyse statique non linéaire «push over », méthode qui est basée sur le principe de la demande sismique et de la capacité d'une structure métallique (sans et avec palées de stabilités). Cette méthode consiste à réaliser une distribution de forces incrémentées jusqu'à ce que le déplacement au sommet atteigne un déplacement cible défini. Et cela dans le but d'évaluer le comportement structural sous sollicitation sismiques ou la performance sismique de cette structure est recherché.

Nous utilisons comme moyen pour réaliser cette opération le logiciel ETABS V 9.6 [9], en suivant les étapes suivantes :

Etape 1 : L'introduction des caractéristiques des structures

Etape2 : le pré dimensionnement des structures sous les sollicitations

Etape3 : La modélisation non linéaire

Etape4 : L'extraction des courbes de capacités

IV.2. La modélisation de la structure

❖ Présentation de l'ouvrage

La structure est un bâtiment en charpente métallique à usage d'habitation en portiques auto- stable ductile (R+4), implanté dans une zone à moyenne sismicité avec ($A=0,3g$) et un sol meuble classé selon le RPA99v2003 en site S3.

❖ Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Cet ouvrage a été dimensionné selon des réglementations en charpente métallique (Eurocode 3, RPA99v2003) en utilisant le logiciel ETABS V 9.6 [9].

- Longueur totale : 22,5m avec 5 travées de 4,5 – 5 – 3,5 – 5 et 4,5m.
- Largeur totale : 17m avec 4 travées de 4,5 – 4 – 4 et 4,5m.
- La hauteur d'étage courant et le rez de chaussée : 3.06m.

- Les planchers sont des planchers mixtes béton-acier collaborant avec une table de compression en béton armé avec un treillis soudé qui repose sur une tôle et connecté à des solives à l'aide des connecteurs assurant l'adhérence entre la table de compression, la tôle et les solives (Figure IV.1)

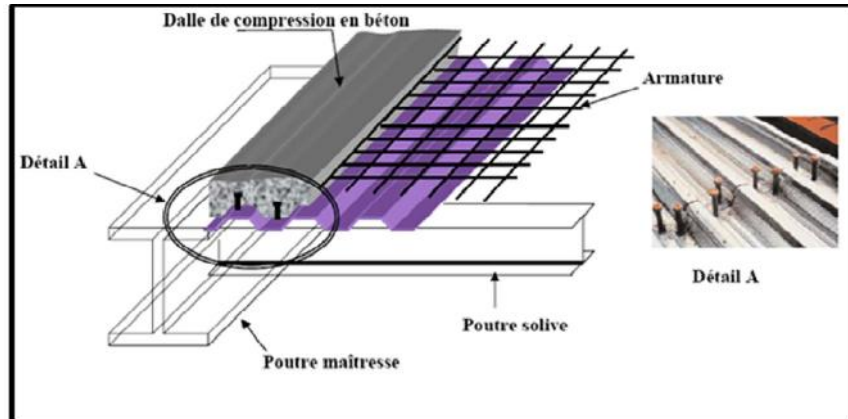


Figure IV.1 : Plancher mixte

- L'ossature est en portiques auto-stable (Figure IV.2) avec :
 - Des poteaux en HEA 300 (classe 2)
 - Des poutres principales (maitresses) en IPE220 (classe 1)
 - Des poutres secondaires en IPE200 (classe 1)
 - Des solives en IPE160 (classe 1)

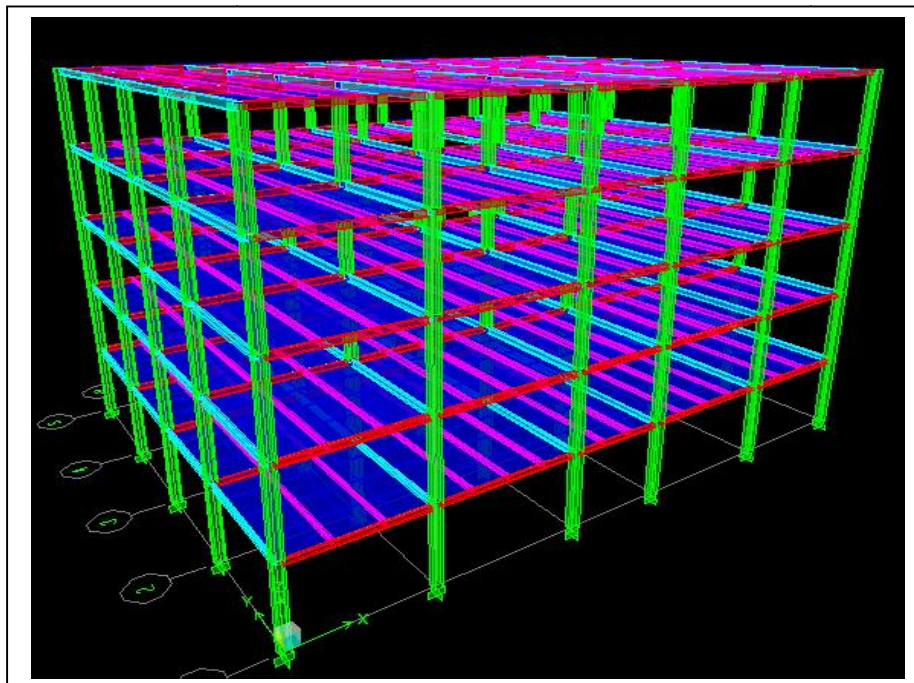


Figure IV.2 : Vue en 3D de la structure

CHAPITRE IV : APPLICATION DE LA MÉTHODE PUSH OVER

Pour les structures renforcées, les palées sont en double cornières 100x100x10 (classe 1)

❖ Les propriétés mécaniques des matériaux utilisés

➤ Les profilés :

Tableau IV.1. Les propriétés de mécanique profilées

Limite d'élasticité Fy (Minimum Yield stress)	235000 KN/m ²
Limite ultime de traction Fu (Minimum TensileStrength)	360000 KN/m ²
Coefficient de Poisson (Poisson's Ratio)	0,3
Module d'élasticité longitudinal (Modulus of Elasticity)	210000000 KN/m ²
Module d'élasticité transversal G (ShearModulus)	810769231 KN/m ²
Le poids volumique de l'acier (Weigth per unit Volume)	78.5 KN/m ³
La masse volumique de l'acier (Mass per unit Volume)	7.85 KN/m ³
Coefficient thermique (coefficient of thermal expansion)	12 10 ⁻⁶ C ⁻¹

➤ Le béton :

Tableau IV.2. Les propriétés mécaniques de béton

Limite d'élasticité Fy (Minimum Yield stress)	235000 KN/m ²
Limite ultime de traction Fu (Minimum TensileStrength)	360000 KN/m ²
Coefficient de Poisson (Poisson's Ratio)	0,3
Module d'élasticité longitudinal (Modulus of Elasticity)	210000000 KN/m ²
Module d'élasticité transversal G (ShearModulus)	810769231 KN/m ²
Le poids volumique de l'acier (Weigth per unit Volume)	78.5 KN/m ³
La masse volumique de l'acier (Mass per unit Volume)	7.85 KN/m ³
Coefficient thermique (coefficient of thermal expansion)	12 10 ⁻⁶ C ⁻¹

➤ Le treillis a soudé (Ø8) :

- contrainte max longitudinaux : 400000 KN/m² ;
- contrainte max transversaux : 400000 KN/m²

➤ la tôle :

- La tôle est de type TN40

❖ le chargement statique de la structure

- G : charge permanente
- Q : charge d'exploitation
 - étage courant : $G=4,5 \text{ KN/m}^2$ et $Q=1,5 \text{ KN/m}^2$
 - étage terrasse : $G=5,5 \text{ KN/m}^2$ et $Q=1 \text{ KN/m}^2$

❖ Le chargement dynamique

- Le chargement dynamique (sismique) de la structure se traduit par le spectre de réponse (l'accélération en fonction de la période) extrait du RPA99v2003.

❖ Attribution de la masse sismique

Pour une analyse dynamique ; la masse sismique du plancher a considéré est égale à:

$$M_i = G + Q \quad (\text{VI.1})$$

Avec : coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation (tableau 4-5 RPA) ; dans notre cas $\gamma = 0,2$ (bâtiment a usage d'habitation).

❖ Combinaisons d'actions

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

- Combinaisons aux états limites : ELU ($1,35G+1,5Q$) et ELS ($G+Q$) [18]
- Combinaisons accidentelles : $G+ Q \pm Ex(Ey)$; $0,8G \pm Ex(Ey)$; $G+Q \pm 1,2Ex(Ey)$ [29]

❖ Diaphragme

Les planchers sont supposés infiniment rigides, tous les nœuds de même plancher doivent être relié à un nœud maître de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme rigide.

❖ Les conditions aux limites (les appuis)

Au niveau de la base, la structure est supposée parfaitement encastree.

❖ Définition de l'analyse dynamique

Cette analyse comporte deux analyses une modale et l'autre spectrale

➤ L'analyse modale

L'analyse des vecteurs propres détermine les modes non amortis de vibrations et les valeurs propres définissent les fréquences propres de la structure. Ces modes libres fournissent un aperçu du comportement de la structure.

Les fréquences naturelles et les modes propres sont directement en fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure.

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

$$[-M \omega^2 + K][\phi] = 0 \quad (\text{VI},2)$$

avec :

K : Matrice de rigidité généralisée.

M : Matrice masse généralisée.

\check{S}^2 : Matrice diagonale des valeurs propres.

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

➤ L'analyse spectrale

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant le spectre de réponse du RPA.

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

Après la détermination des modes propres de la structure, l'analyse spectrale permet d'avoir :

Pour chaque mode :

Le coefficient de participation modal, les masses modales participantes.

Pour chaque direction :

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

L'équation d'équilibre dynamique associée à la réponse d'une structure à un mouvement du sol sont données par :

$$\mathbf{K}\mathbf{u}(\mathbf{t}) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(\mathbf{t}) + \mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(\mathbf{t}) = \mathbf{m}_x\ddot{u}_{gx}(\mathbf{t}) + \mathbf{m}_y\ddot{u}_{gy}(\mathbf{t}) + \mathbf{m}_z\ddot{u}_{gz}(\mathbf{t}) \quad (\text{IV.3})$$

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

❖ Analyse linéaire de la structure

Après avoir terminé la modélisation en passant par tout les étapes cités précédemment, on lance l'analyse linéaire élastique (analyze → Run analysis ou F5).

IV.3. La modélisation non linéaire

IV.3.1. Définition du comportement non linéaire des éléments

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des profilés de classe 1 et 2 ayant des propriétés élastiques linéaires, et qui peuvent développer un comportement non linéaire. Ce dernier peut se traduire par l'introduction de rotules plastiques « plastic Hinges » aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier.

Des rotules de type moments (M_2 et M_3), cisaillement (V_2 et V_3), effort normal (P) et torsion (T), peuvent être définies le long des éléments linéaires, par ailleurs le logiciel offre aussi la possibilité de définir des rotules qui prennent en compte le couplage effort normal-moment (PMM). [5, 13]

Les propriétés des différents types de rotules plastiques définies par défaut par le logiciel ETABS sont extraites des règlements américains ATC40 [17] et FEMA273 [13]

Pour nos structures :

La résistance aux forces horizontales dans une structure autostable est assurée principalement par la flexion des poteaux et des poutres [28]. Donc les types des rotules plastiques qui peuvent se développer dans les poteaux et les poutres sont des rotules de moment rotation (**default M_3**).

Et dans les structures à ossature contreventée par des palées en X, la résistance aux forces horizontales est assurée par la flexion des poteaux et des poutres et par la traction des barres triangulaires [27]. Les types des rotules plastiques qui peuvent se développer dans ces structures sont des rotules de moment rotation (**default M₃**) pour les poteaux et les poutres et des rotules d'effort normal pour les palées (**default P**).

Le comportement non linéaire pour chaque type de rotule, est défini par un modèle idéalisé, représenté par une courbe force-déformation (Figure IV.3).

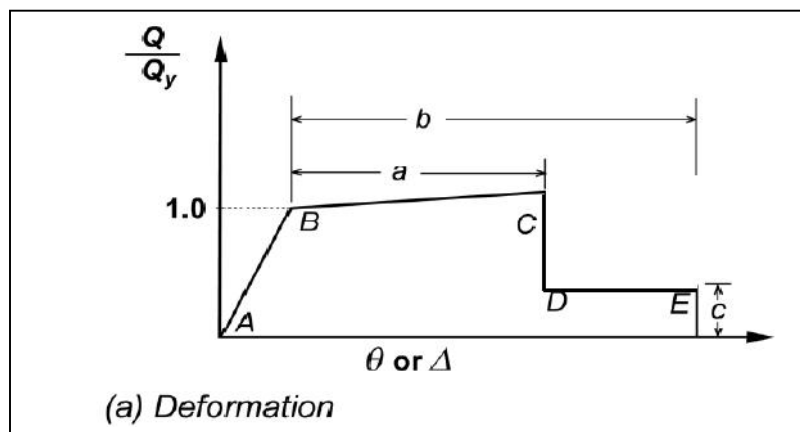


Figure IV.3 : La courbe de comportement utilisé par le logiciel ETABS

Chaque segment de cette courbe correspond à une phase de comportement de matériau :

- Segment AB la phase élastique de déformation
- Segment BC la phase plastique
- Segment CD chute de la résistance
- Segment DE la phase qui précède la ruine

IV.3.2. Les rotules plastiques selon ETABS

❖ Définition des rotules plastique

Define → frame non linear Hing properties → add new property (Figure IV.4)

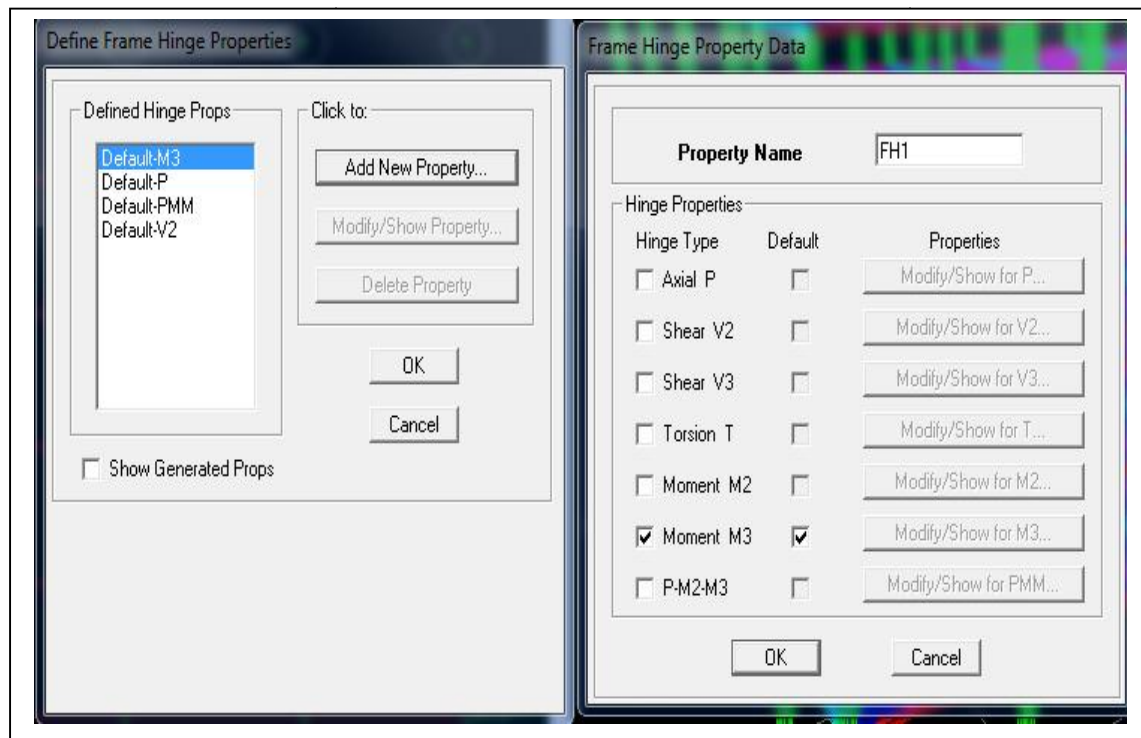


Figure IV.4 : Définition des rotules plastiques

❖ Attribution des rotules plastique sections

- Pour les poteaux :
 - * On sélectionne les poteaux (Select → by frame sections → HEA300)
 - * On introduit la position des rotules (Assign → frame/Line → Frame Nonlinear Hinges (Pushover) (Figure IV.5)

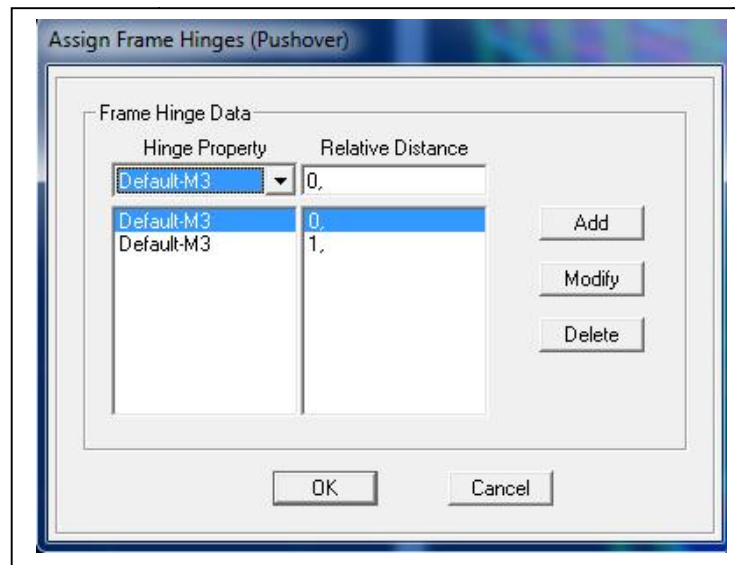


Figure IV.5 : Les rotules dans les poteaux

- Pour les poutres :
 - * On sélectionne les poutres (Select→by frame sections →IPE220 et IPE200)
 - * On introduit la position des rotules (Assign→frame/Line→ Farme Nonlinear Hinges(Pushover) (Figure IV.6)

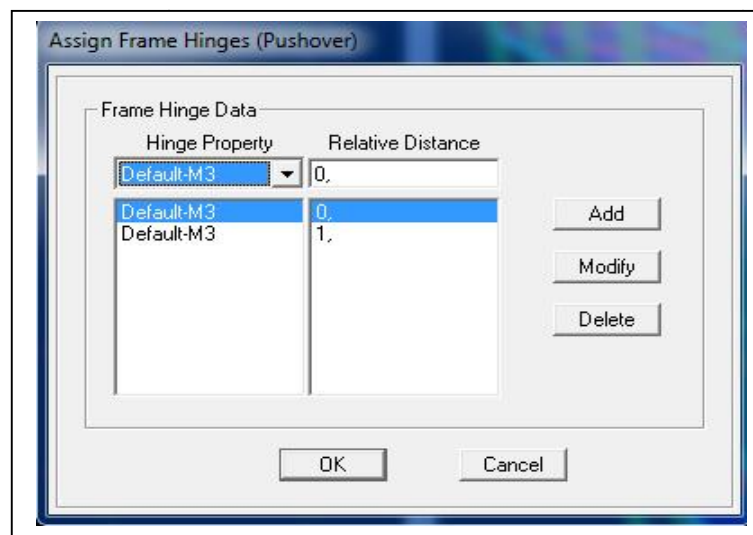


Figure IV.6 : Les rotules dans les poutres

IV.3.3. Définition de chargement push over

Cette étape consiste à appliquer à la structure une distribution des forces latérales sur la structure, d'une manière incrémentale pour atteindre un déplacement bien ciblé au niveau de sommet de la structure (déplacement contrôlé).

❖ définition de l'analyse sous charges gravitaires

*Pour définir cette analyse on clique sur :

(Define → Static Nonlinear /Push over Cases→ add new Case) (Figure IV.7)

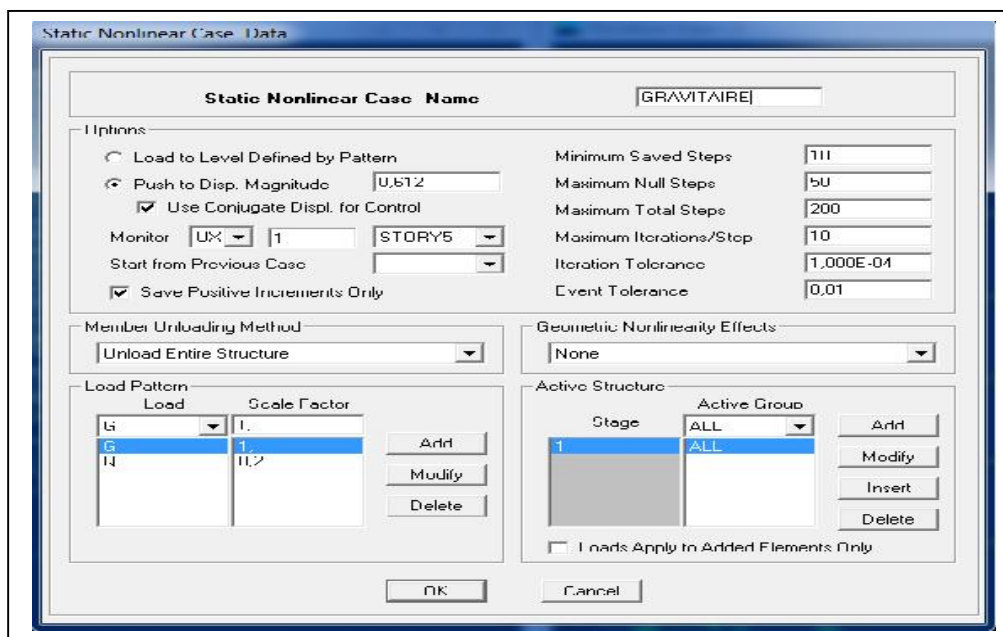


Figure IV.7 : Définition de l'analyse sous charges gravitaires

Dans cette fenêtre on introduit le nom de chargement et le chargement qui correspond à la combinaison proposée par le RPA2003 (G+0,2Q).

En cochant la case “load to level defined by pattern” pour que l'analyse s'effectue en mode “force contrôlée”.

❖ définition de l'analyse « push over » sous charges horizontales

*Pour définir cette l'analyse on clique sur :

(Define → Static Nonlinear /Push over Cases→ add new Case) (Figures IV.8 et IV.9)

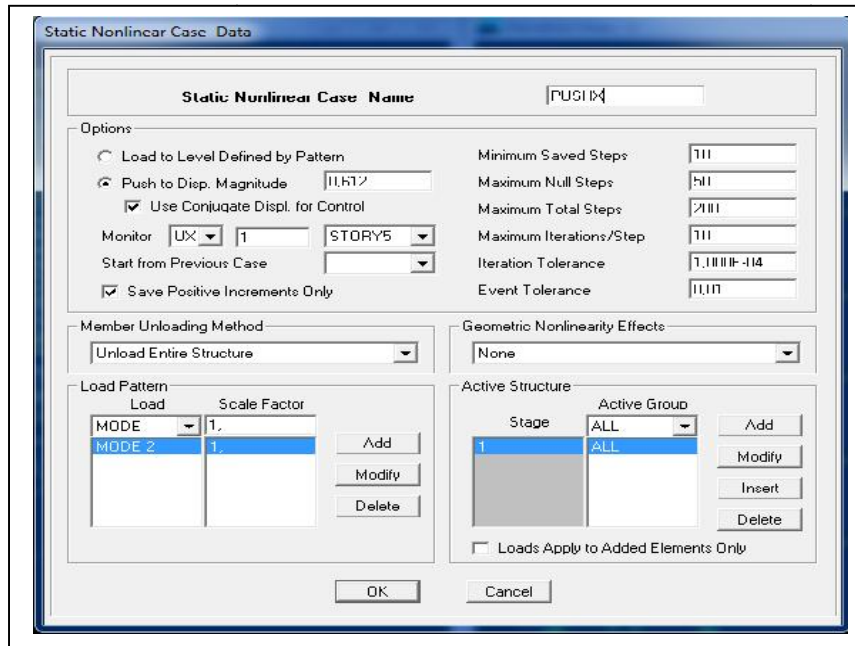


Figure IV-8 : Définition de l'analyse sous charges horizontales selon X-X

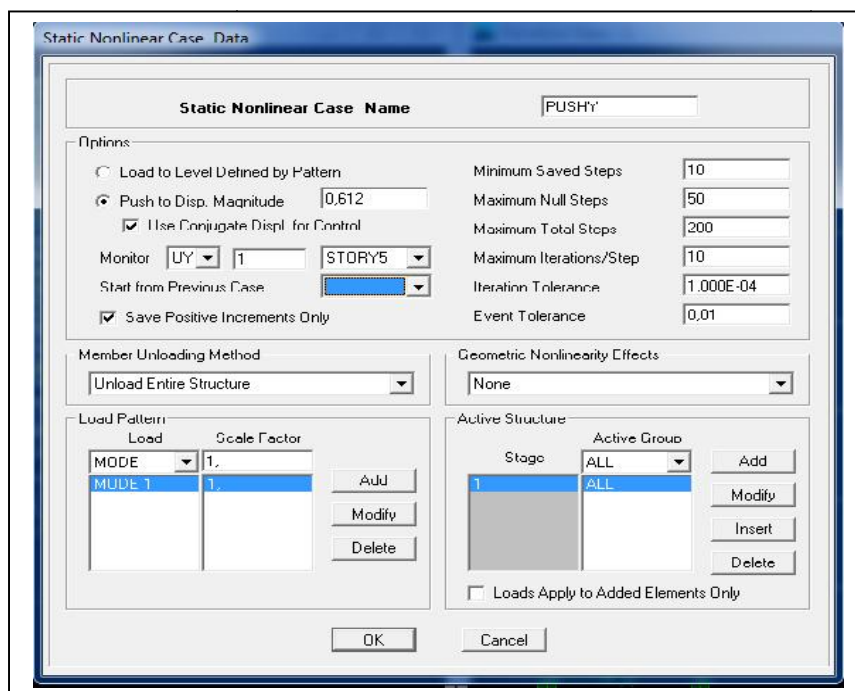



Figure IV.9 : Définition de l'analyse sous charges horizontales selon Y-Y

CHAPITRE IV : APPLICATION DE LA MÉTHODE PUSH OVER

Après avoir réalisé les étapes de modélisation non linéaire citée ci-dessus, on lance l'analyse statique non linéaire :

- * Analyze → Run Static Nonlinear Analysis ou 

❖ Visualisation la courbe de capacité

- * Display → Show Static Pushover Curve (Figure IV.10)

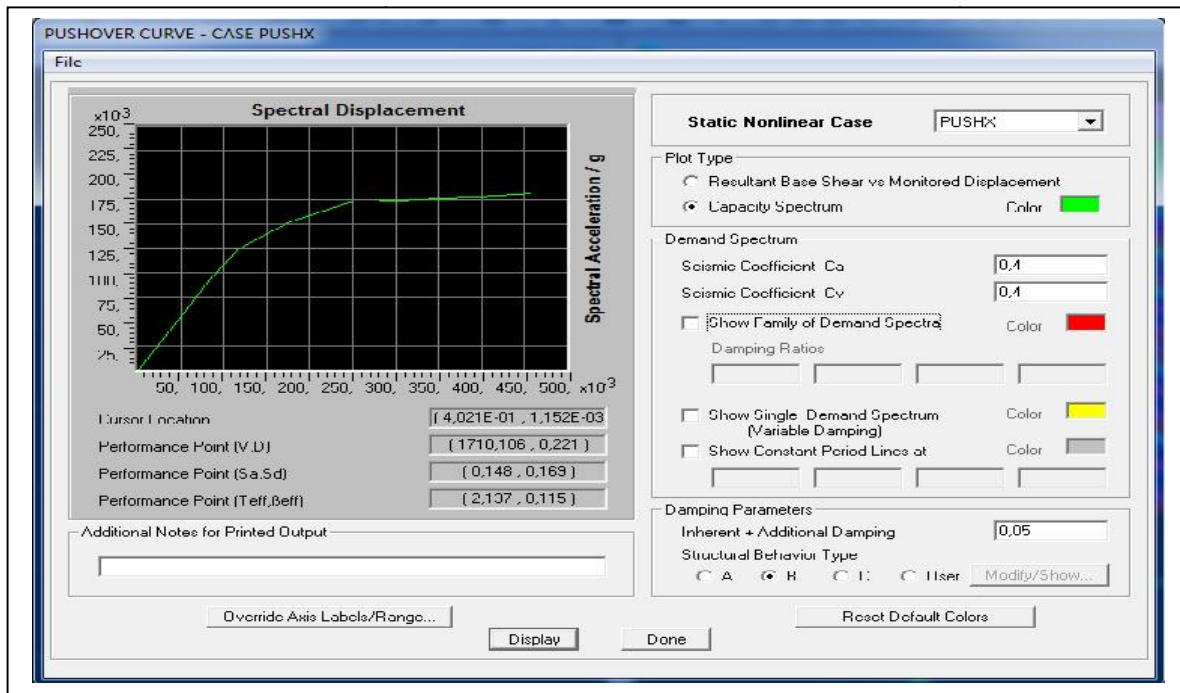


Figure IV.10 : La courbe de capacité

Et pour visualiser la courbe de capacité sous forme de tableau il suffit de cliqué sur :

- * File → Display Tables (Figure IV.11)

Step	Teff	Beff	Sd(C)	Sa(C)	Sd(D)
0	1,816	0,050	0,000	0,000	0,180
1	1,816	0,050	0,047	0,057	0,180
2	1,816	0,050	0,084	0,103	0,180
3	1,860	0,065	0,117	0,136	0,173
4	2,055	0,121	0,175	0,167	0,159
5	2,275	0,166	0,241	0,188	0,159
6	2,321	0,174	0,256	0,191	0,159
7	2,340	0,178	0,261	0,192	0,159
8	2,528	0,219	0,306	0,193	0,159
9	2,696	0,238	0,351	0,195	0,164
10	2,849	0,250	0,397	0,197	0,170
11	2,990	0,258	0,442	0,199	0,176
12	3,035	0,260	0,458	0,200	0,178

Figure IV.11 : Courbe de capacité sous la forme $S_a=f(S_d)$

❖ Visualisation de mécanisme de ruine (formation des rotules plastiques)

Pour cette étape on clique sur :

- * Display→Show Deformed Shape→PUSHX Static Nonlinear (pour le sens X-X)
ou PUSHY Static Nonlinear (pour le sens Y-Y) (Figure IV.12)

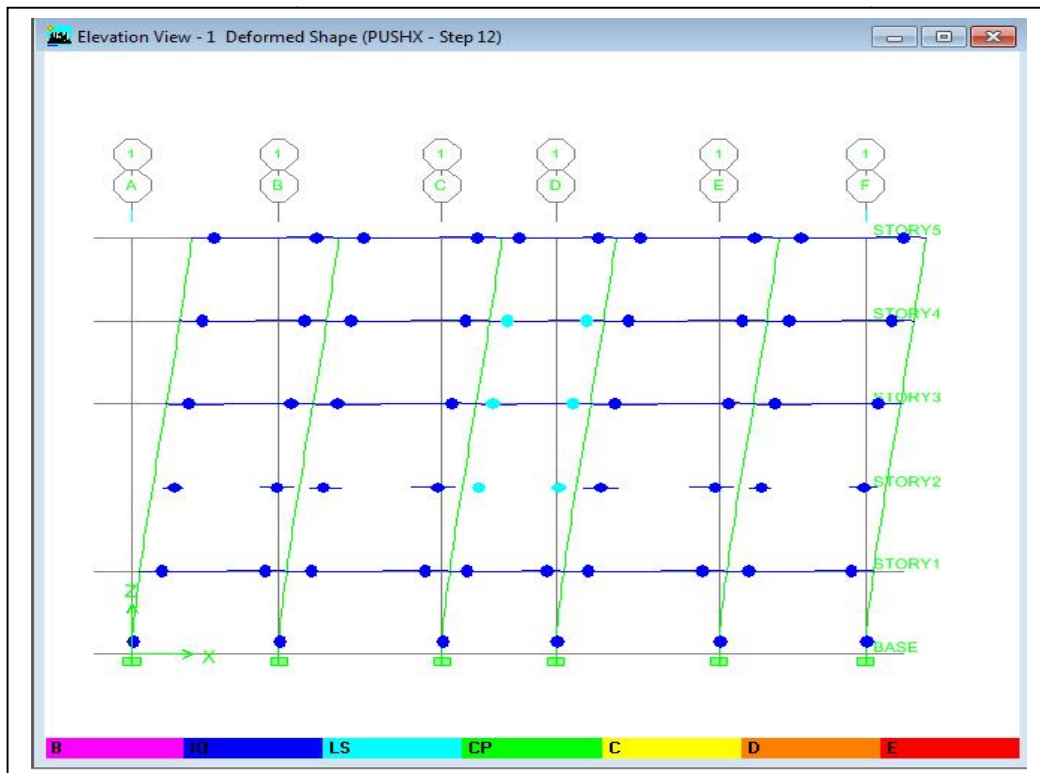


Figure IV.12 : Formation des rotules plastiques

❖ localisation des rotules plastique sur la courbe du comportement

Les déformations (**IO**, **LS**, **CP**) qui définissent le niveau d'endommagement des rotules en se référant aux tableaux présentées dans le règlement américain FEMA 273 [13] (Figure IV.10)

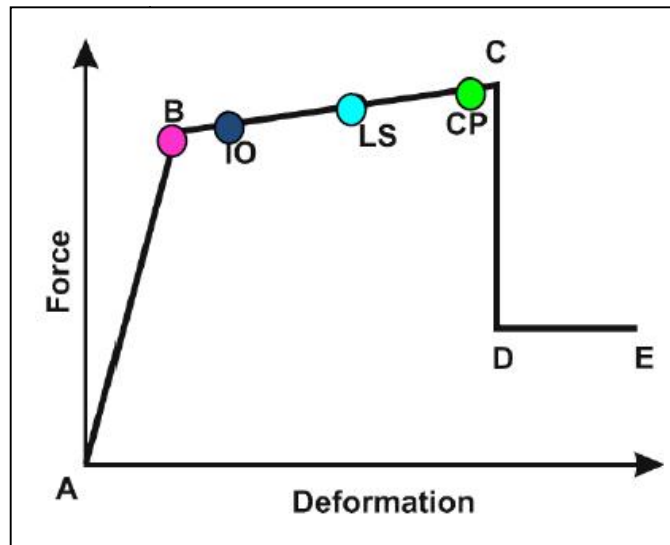


Figure IV.13 : La courbe de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages

Le segment A-B représente la phase élastique de la section, le point C correspond à la capacité ultime et marque le début la phase de dégradation de la section (chute de résistance) Segment C-D

Des contraintes résiduelles permettent à la section de résister aux charges gravitaires, la déformation ultime jusqu'à atteindre (le Point E) correspondant à la ruine de la section.

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

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

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

CHAPITRE V :

RÉSULTATS ET INTERPRÉTATION

V.1. Introduction

Dans ce présent chapitre, nous allons procéder à la présentation et l'interprétation des résultats obtenus après l'étude (analyse push over) qu'est été mené sur la structure présentée dans le chapitre IV.

Cette étude a été effectuée en considérant deux cas. Le 1^{er} cas, la structure est auto stable sans renforcement, et dans le 2^{ème} cas la structure est auto stable renforcée par des palées de stabilités en X (avec 4 dispositions déférentes).

Ces résultats sont obtenus après la vérification de comportement dynamique de la structure vis-à-vis les articles de RPA (Voir annexe 1)

Ce chapitre sera structuré comme suit :

- Présentation des résultats pour les deux cas :
 - Extraction des courbes de capacités.
 - La représentation bilinéaire des courbes de capacités
 - Évaluation de point de performance.
 - Les domaines de dommages.
 - Les dégâts probables
 - Mécanismes de ruine.
 - Déplacement inter étages maximal (Δ max).
 - Demande en ductilité (μ_D). (Degré de pénétration dans le domaine plastique).
 - Raideur initial de la structure (K_i)
 - Raideur de la structure au point de performance (K_p).
 - Indicateur de dégradation global de la structure (I_d).
- Etude comparative des résultats.
- Conclusion.

V.2. Présentation des résultats

V.2.1. La structure sans renforcement

V.2.1.1. Extraction des courbes de capacités

Les courbes de capacités obtenues après l'analyse non linéaire (Figure V.1 et V.2)

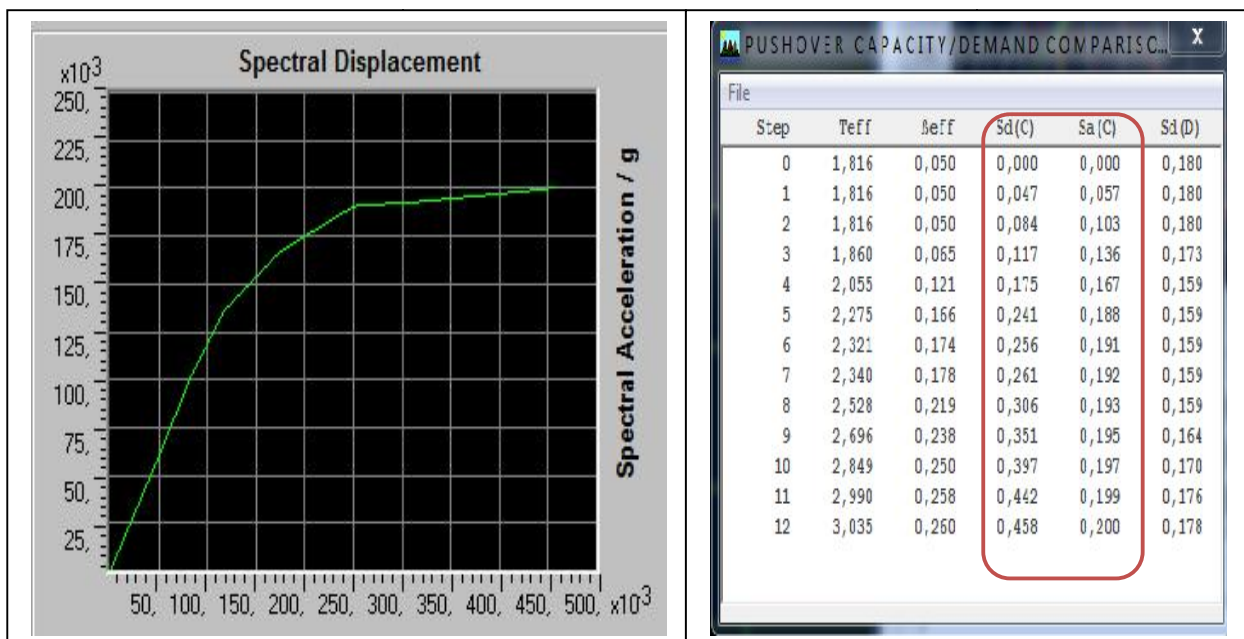


Figure V.1 : Courbe de capacité selon le sens X-X

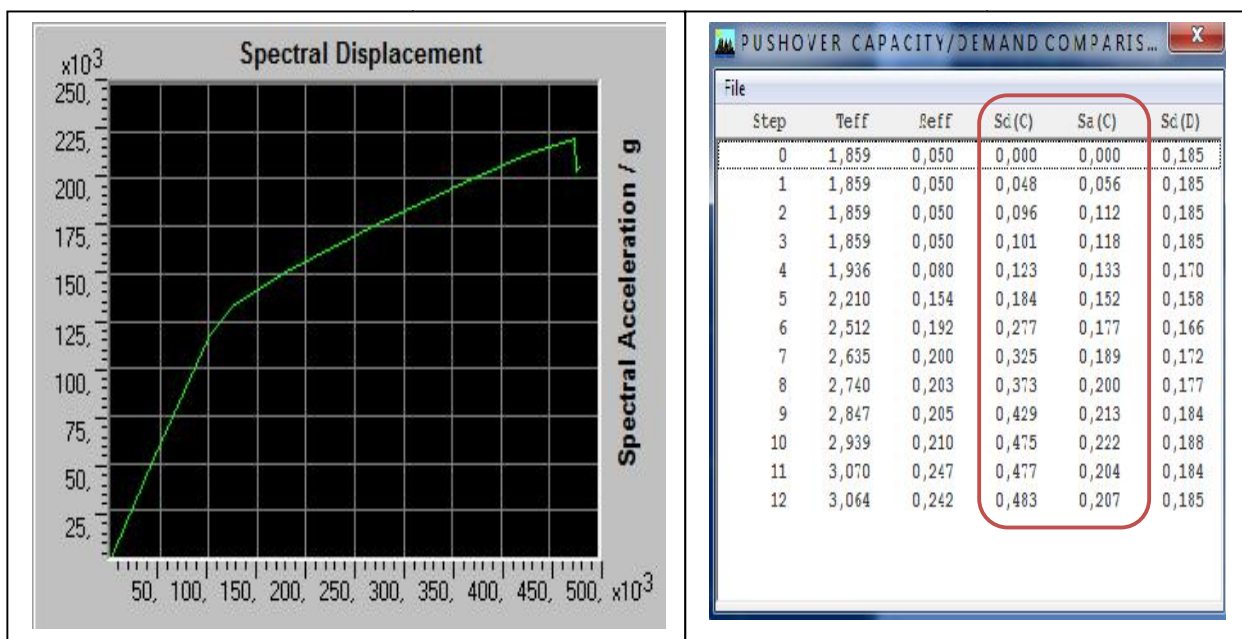


Figure V.2 : Courbe de capacité selon le sens Y-Y

V.2.1.2. La représentation bilinéaire de la courbe de capacité

La représentation bilinéaire de la courbe de capacité est donnée dans la (Figure V.3)

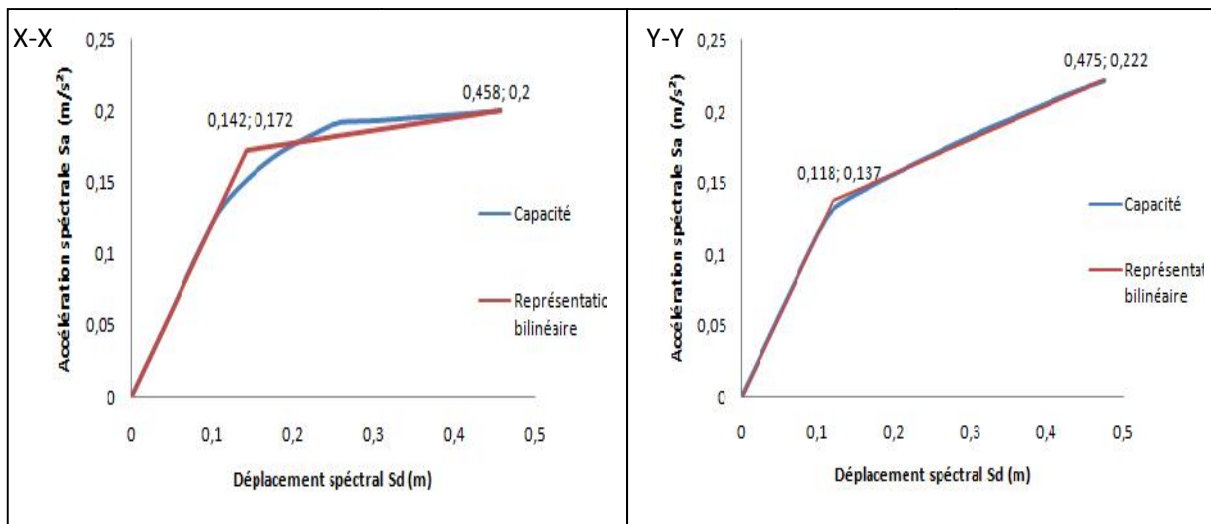


Figure V.3 : La représentation bilinéaire de la courbe de capacité selon les deux sens

Les limites élastiques et ultimes obtenus après l'idéalisation de la courbe de la capacité sont données dans le tableau suivant : (Tableau V.1)

Tableau V.1 : Les limites élastiques et ultimes de la structure

La direction	Sdy (m)	Say (m/s²)	Sdu (m)	Sau (m/s²)
Le sens XX	0,142	0,172	0,458	0,2
Le sens YY	0,118	0,137	0,475	0,222

V.2.1.3. Evaluation de point de performance

Pour déterminer le point de performance, en utilisant la procédure B (ou la procédure non itérative), donnée par le code ATC 40 [5], qui est basé sur la superposition des deux courbes de l'amortissement effectif de la capacité et de la demande sismique. (Figure V.4 et V.5)

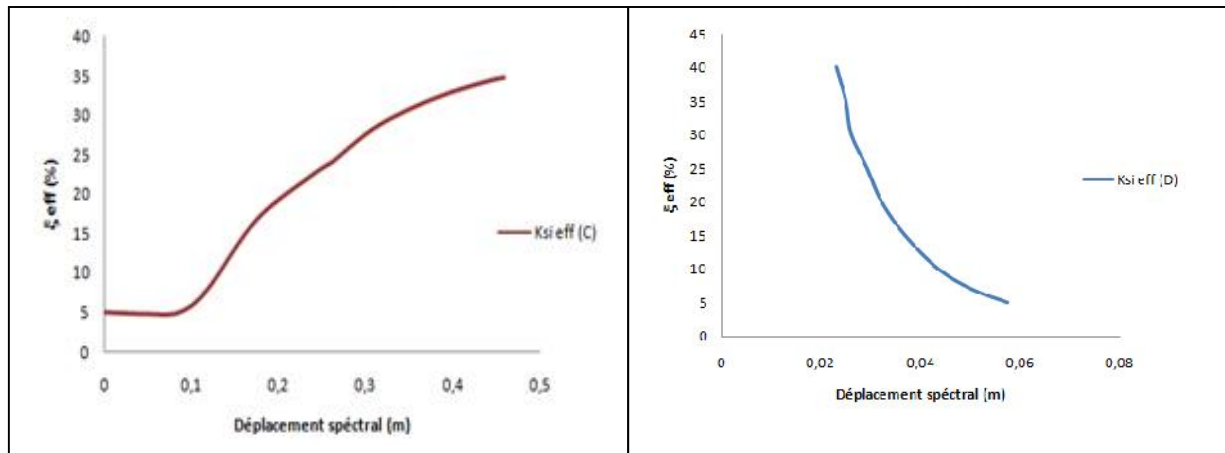


Figure V.4 : Les courbes de l’amortissement effectif (capacité et demande) selon le sens X-X

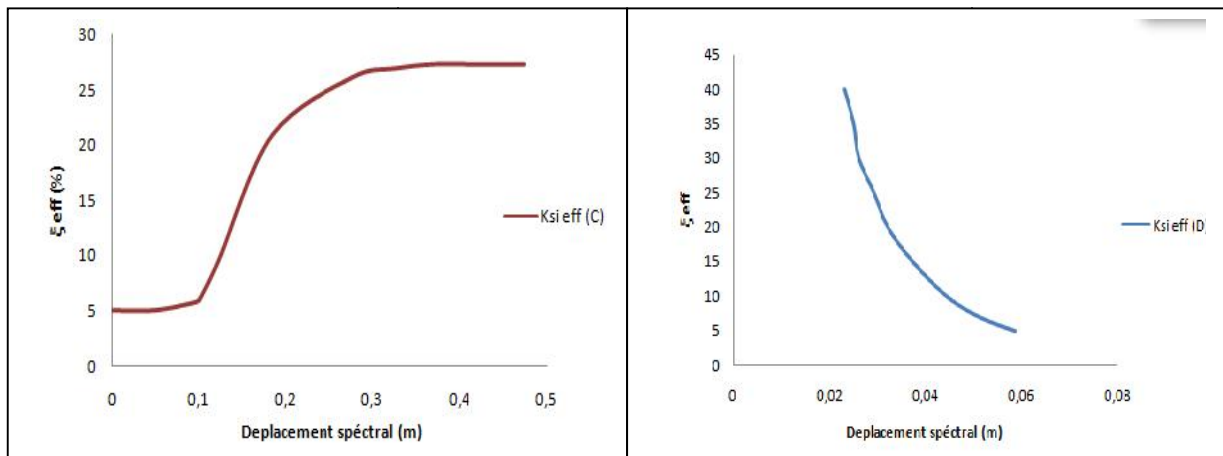


Figure V.5 : Les courbes de l’amortissement effectif (capacité et demande) selon le sens Y-Y

Le point de performance est obtenu à partir de l’intersection des deux courbes d’amortissement effectif de la capacité et de la demande sismique. (Figure V.6 et V.7)

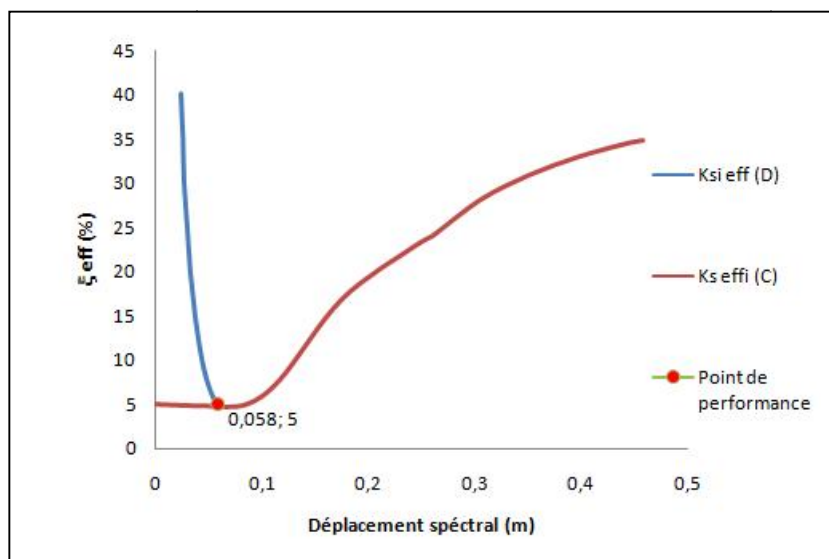


Figure V.6 : Point de performance selon le sens X-X

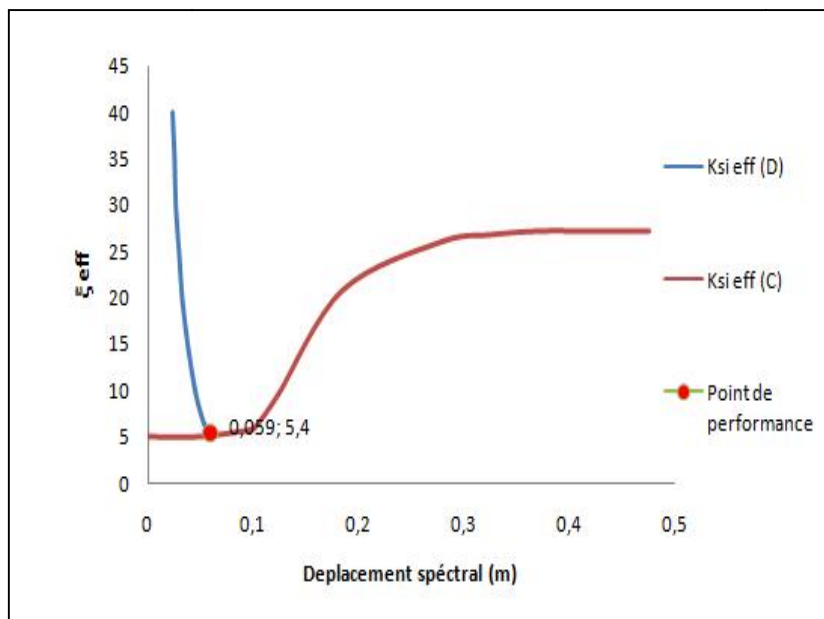


Figure V.7 : Point de performance selon le sens Y-Y

V.2.1.4. Les domaines de dommages.

La courbe de capacité est divisée en cinq niveaux et chaque niveau correspond à un domaine de dommage décrit par l'échelle EMS98 [8]. (Tableau V-2 et Figure V.8 et V.9)

Tableau V-2 : Les domaines de dommages

Domaines de dommages	Déplacements spectraux	Valeur de $S_d(m)$	
		Selon X-X	Selon Y-Y
DG1	$S_d=0.4S_{dy}$	0,0568	0,0472
DG2	$S_d=0.8S_{dy}$	0,1136	0,0944
DG3	$S_d=S_{dy}+0.25(S_{du}-S_{dy})$	0,221	0,2072
DG4	$S_d=0.75S_{du}$	0,3435	0,3562
DG5	$S_d=S_{du}$	0,458	0,475

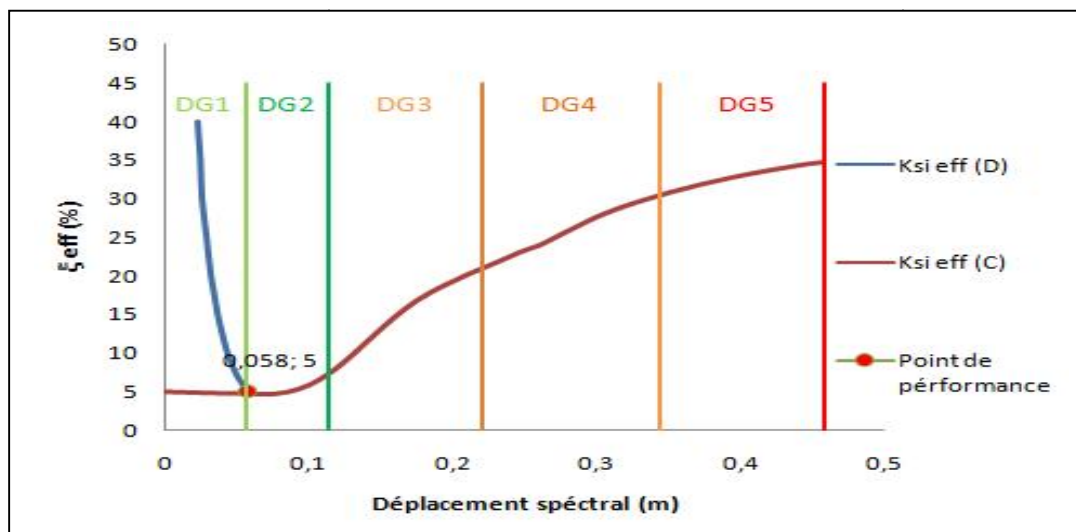


Figure V.8 : Domaines des dommages selon X-X

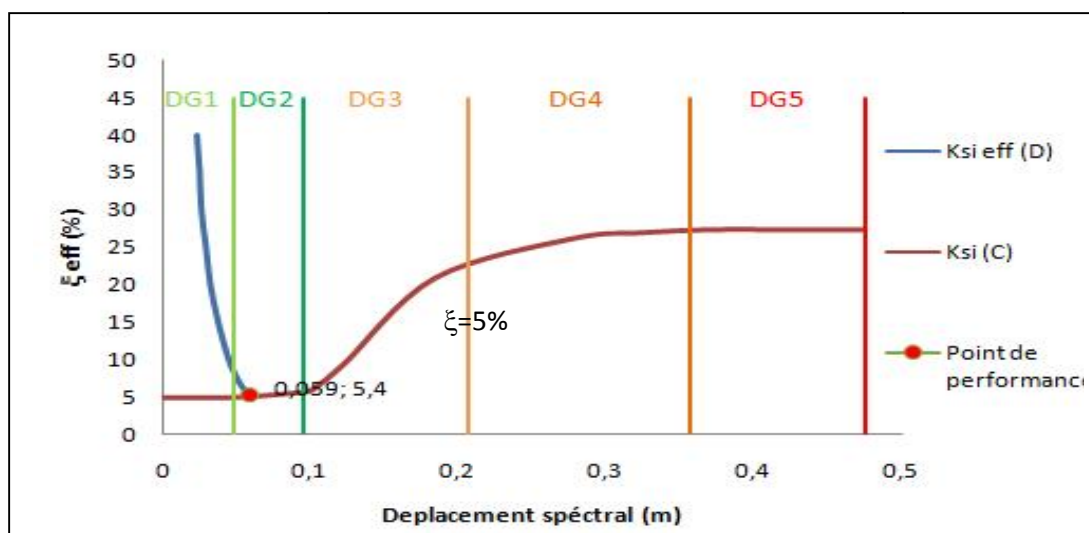


Figure V.9 : Domaines des dommages selon Y-Y

V.2.1.5. Les dégâts probables

❖ Pour les deux directions

Le domaine de dommage selon les deux directions (X-X et Y-Y) est de niveau 2, donc on peut constater les dommages suivants :

- Des légers dégâts sur les éléments structuraux.
- Des fissures dans les murs et dans les cloisons.
- Chute des revêtements, de plâtre et du mortier aux jonctions.

V.2.1.6. Les mécanismes de ruine

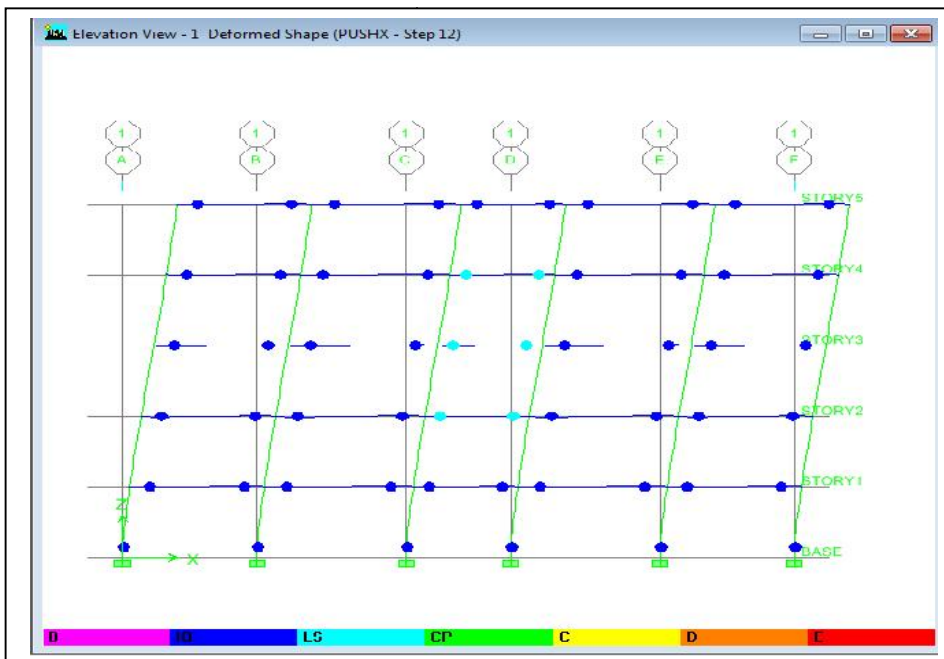


Figure V.10 :
Visualisation de
mécanisme de ruine
selon X-X

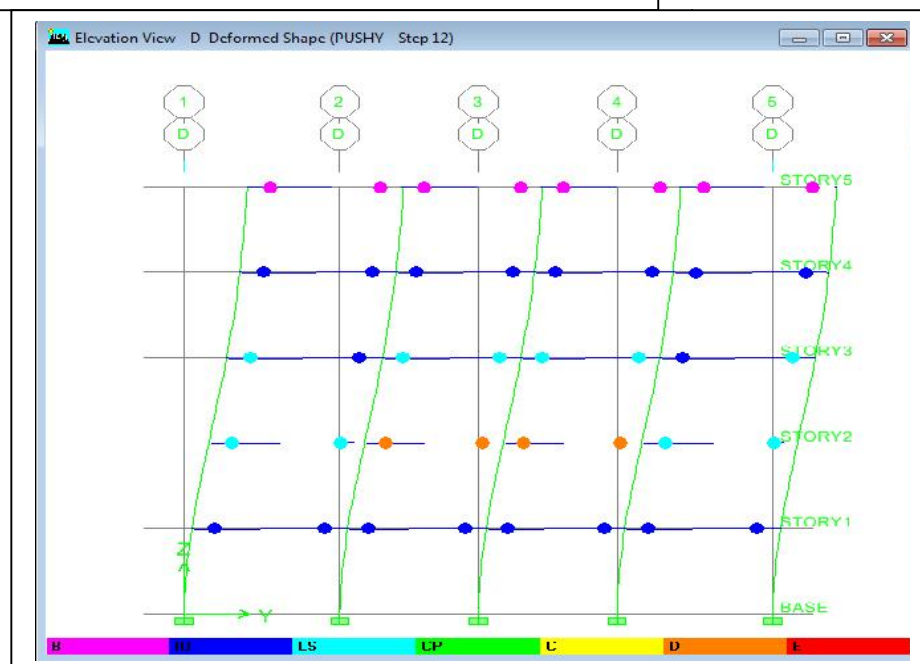


Figure V.11 :
Visualisation de
mécanisme de ruine
selon Y-Y

❖ **Commentaire**

La formulation des rotules plastiques commence au niveau des poutres de deuxième niveau dans les deux sens, puis elles se développent dans toute la structure pour atteindre un niveau critique dans le sens Y-Y (rotules de type D) au niveau des poutres de deuxième étage.

On constate aussi une apparition des rotules de type IO dans les poteaux de rez-de-chaussée dans le sens X-X

V.2.1.7. Déplacements inter étages maximal (Δ_{\max}).

Les déplacements inter étages sont donnés dans le tableau suivant ; (Tableau V.3)

Tableau V.3: Déplacements inter-étages

Le déplacement entre	Δx (cm)	Δy (cm)
Base – 1 niveau	0,93	1,27
1 – 2 niveau	1,82	2,06
2 – 3 niveau	1,93	1,9
3 – 4 niveau	1,67	1,47
4 – 5 niveau	1,31	0,93

V.2.1.8. Demande en ductilité (μ_D) (Degré de pénétration dans le domaine plastique)

Le critère de ductilité (μ_D) est un critère qui nous renseigne sur la capacité de la structure a se déformée dans son domaine plastique, ce critère est exprimé par le rapport entre le déplacement en point de performance (S_{dp}) et le déplacement a la limite élastique (S_{dy}) de la structure. [25]

Pour notre structure :

❖ Le sens X-X

$$\left. \begin{array}{l} \rightarrow S_{dy}=14,2 \text{ cm} \\ \rightarrow S_{dp}= 5,8 \text{ cm} \end{array} \right\} \mu_D =0,41$$

❖ Le sens Y-Y

$$\left. \begin{array}{l} \rightarrow S_{dy}=11,8 \text{ cm} \\ \rightarrow S_{dp} = 5,9 \text{ cm} \end{array} \right\} \mu_D =0,5$$

V.2.1.9. Raideur initial de la structure (Ki)

La raideur initiale de la structure est obtenue par le rapport entre l'effort tranchant et le déplacement à la limite élastique (V_y/D_y), qui sont donnés par les relations suivantes :

- * Effort tranchant à la limite élastique :

$$\rightarrow V_y = S_{ay} * M * \alpha$$

Avec :

S_{ay} : Accélération spectrale à la limite élastique.

M : La masse de la structure.

α : Pourcentage de masse sismique mobilisée.

- * Le déplacement à la limite élastique :

$$\rightarrow D_y = S_{dy} * \Gamma * \emptyset_1$$

Avec :

S_{dy} : Déplacement spectrale à la limite élastique.

Γ : Facteur de participation modale.

\emptyset_1 : Amplitude du mode de vibration au sommet

Tableau V.4 : Les valeurs de V_y , D_y et K_i

	V_y (KN)	D_y (m)	K_i (KN/m)
Sens X-X	1272,37	0,187	6804,22
Sens Y-Y	1075,63	0,146	7382,33

V.2.1.10. Raideur de la structure au point de performance (Kp).

La raideur au point de performance est le rapport entre l'effort tranchant et le déplacement en ce point (V_p/D_p).

- * Effort tranchant au point de performance :

$$\rightarrow V_y = S_{ap} * M * \alpha$$

avec :

Sap : accélération spectrale au point de performance.

* Le déplacement au point de performance :

$$\rightarrow Dy = Sdp * \Gamma * \emptyset_1$$

avec : Sdp : déplacement spectrale au point de performance.

Tableau V.5: Les valeurs de Vp, Dp et Kp

	Vp (KN)	Dp (m)	Kp(KN/m)
Sens X-X	517,85	0,077	6725,32
Sens Y-Y	537,83	0,075	7171,07

V.2.1.11. Indicateur de dégradation global de la structure (I_d).

L'indicateur de dégradation global (I_d) est un paramètre qui nous renseigne sur la chute de la résistance de la structure après la sollicitation sismique.

Ce paramètre est défini par la relation : $I_d = 1 - Kp / Ke$.

→ Pour le sens X-X : $I_d = 1,16\%$

→ Pour le sens Y-Y : $I_d = 2,86\%$

V.2.2. La structure avec renforcement

Pour la structure renforcée, l'étude a été faite sur quatre dispositions différentes de palées de stabilités centrées en X, afin de bien visualiser l'influence de la disposition des ces palées sur le comportement sismique de la structure. Les résultats sont présentés ci-dessous.

V.2.2.1. Les différentes dispositions des palées de stabilité

Les différentes dispositions des palées de stabilité étudiées sont : (Figure V.12.1, V.12.2, V.12.3, et V.12.4)

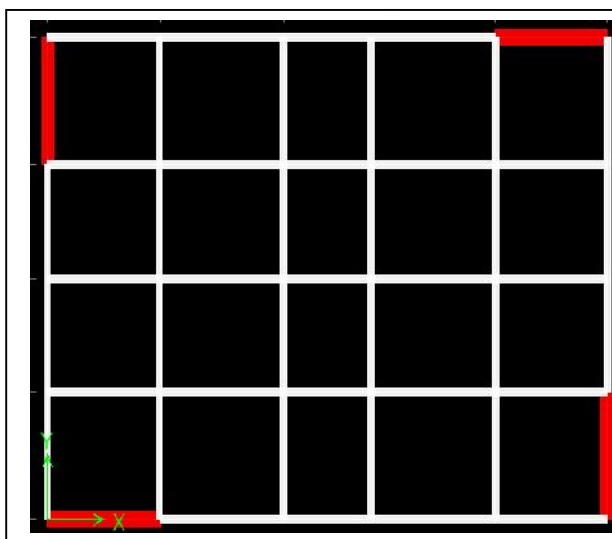


Figure V.12.1 : Variante 01

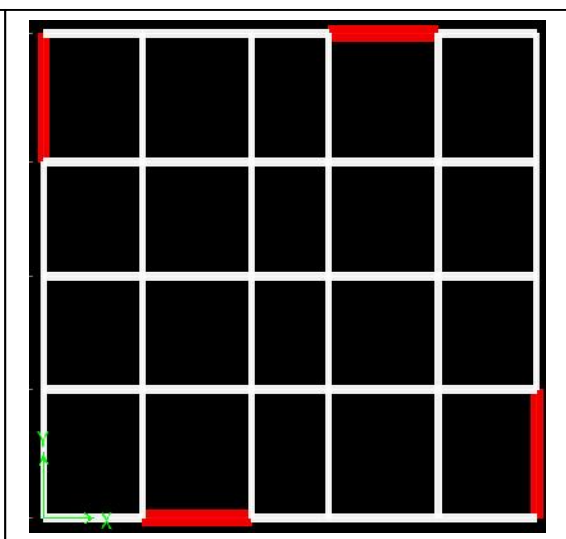


Figure V.12.2 : Variante 02

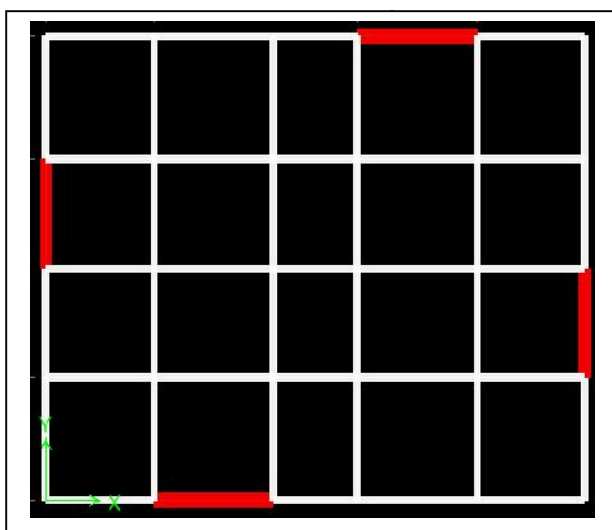


Figure V.12.3 : Variante 03

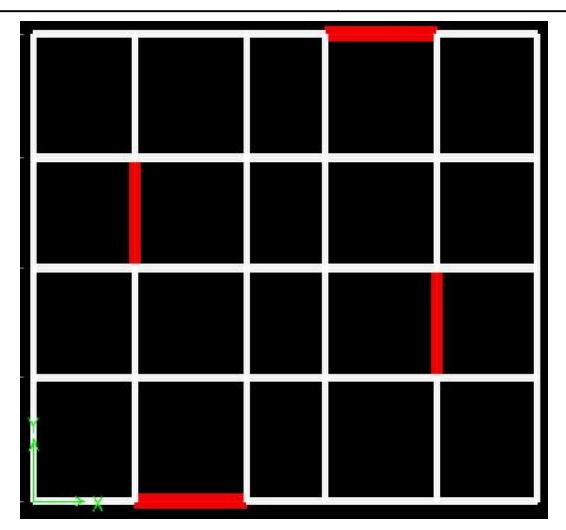


Figure V.12.4 : Variante 04

V.2.2.2. Etude de la première variante.

V.2.2.2.1.Extraction de la courbe de capacité

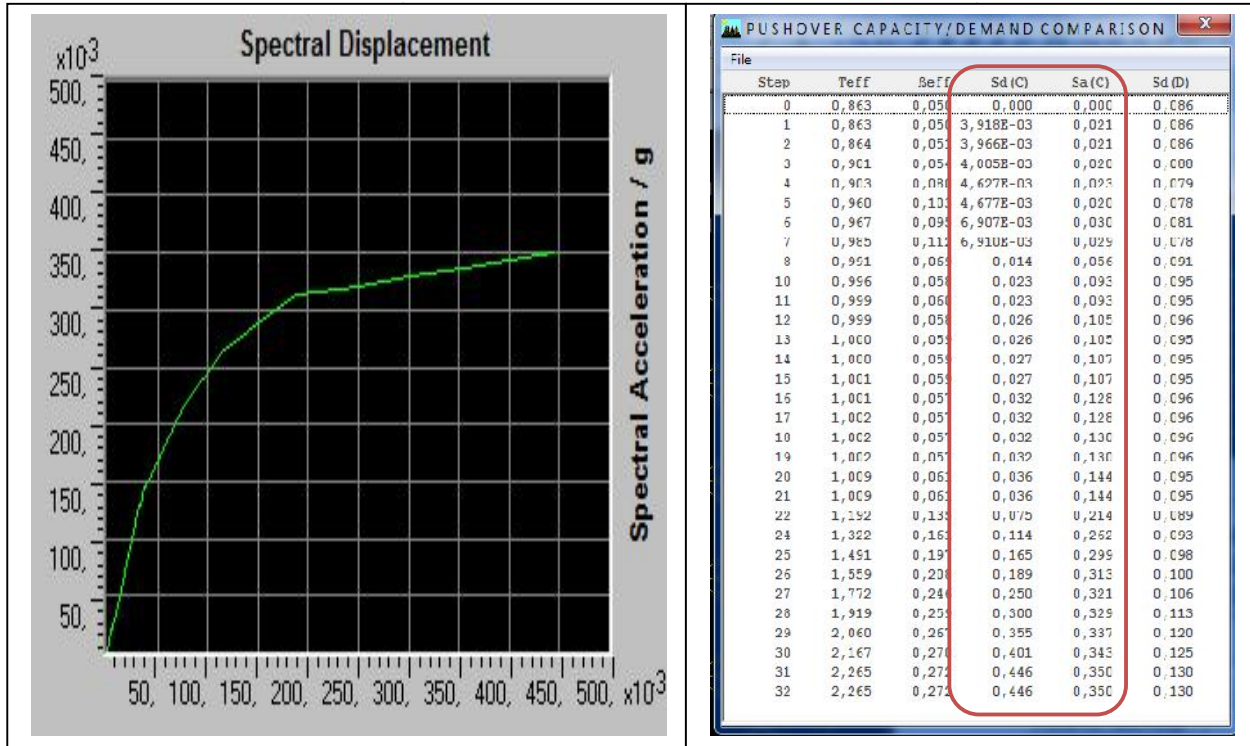


Figure V.13 : Courbe de capacité selon le sens X-X

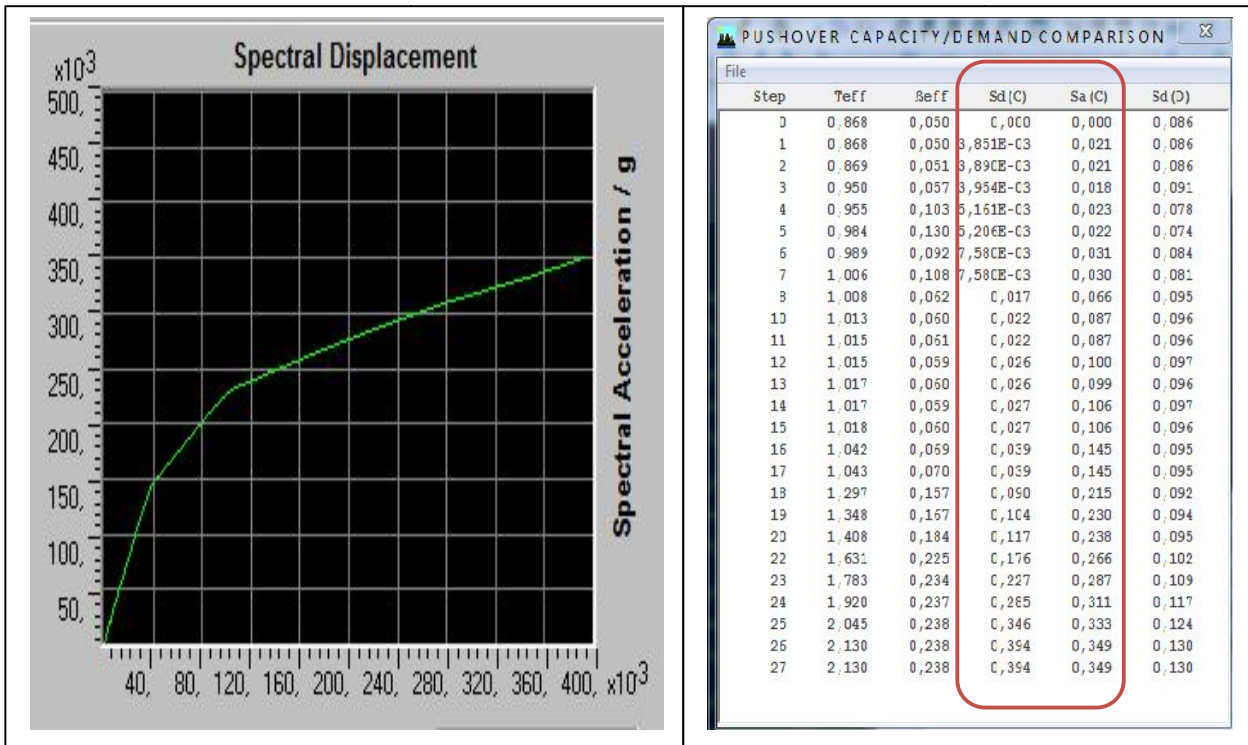


Figure V.14 : Courbe de capacité selon le sens Y-Y

V.2.2.2.2. La représentation bilinéaire de la courbe de capacité

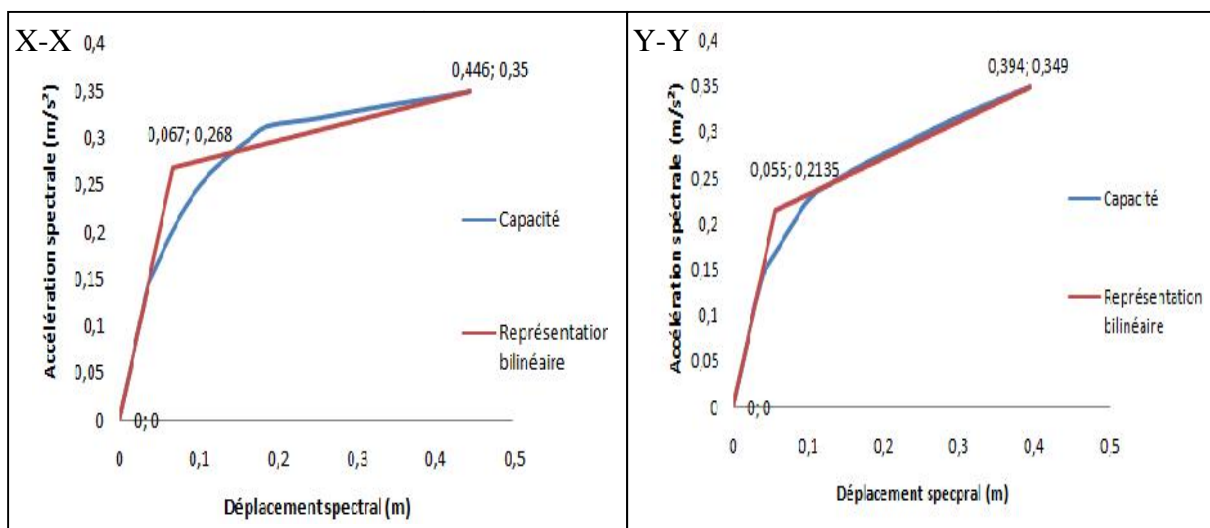


Figure V.15: La représentation bilinéaire de la courbe de capacité selon les deux sens

Les limites élastiques et ultimes obtenus après l'idéalisation de la courbe de la capacité sont données dans le tableau suivant : (Tableau V.6)

Tableau V.6: Les limites élastiques et ultimes de la structure

La direction	Sdy (m)	Say (m/s ²)	Sdu (m)	Sau (m/s ²)
Le sens XX	0,067	0,268	0,446	0,35
Le sens YY	0,055	0,213	0,394	0,349

V.2.2.2.3. Evaluation de point de performance

Le point de performance est obtenu par la méthode non itérative à partir de l'intersection des deux courbes d'amortissement effectif de la capacité et de la demande et la sismique. (Figure V.16 et V.17)

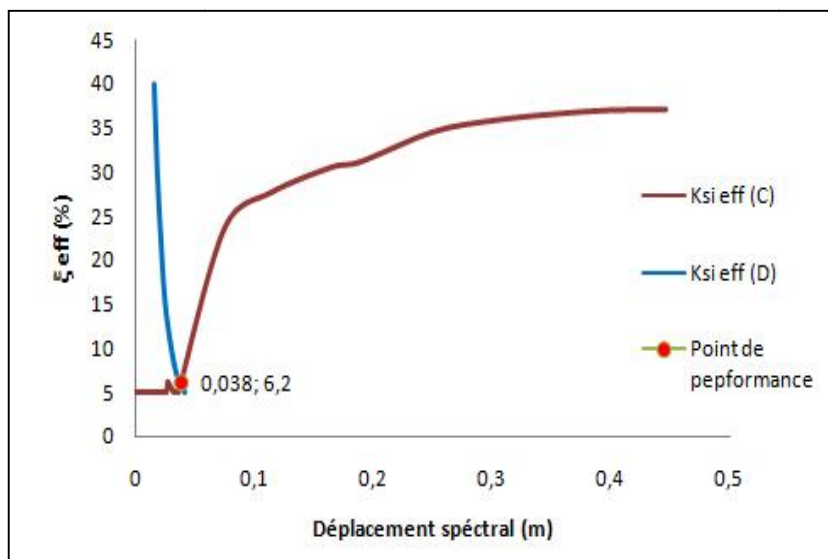


Figure V.16 : Point de performance selon le sens X-X

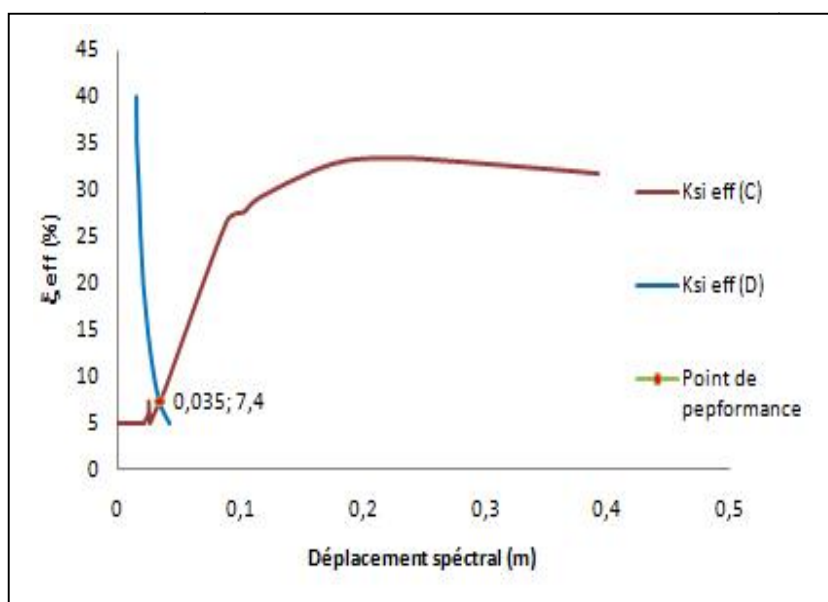


Figure V.17 : Point de performance selon le sens Y-Y

V.2.2.2.4. Les domaines de dommages.

D’après l’échelle de l’EMS98 [8] la courbe de capacité est divisée en cinq (5) niveaux et chaque niveau correspond à un domaine de dommage. (Tableau V.7 et Figure V-18 et V-19)

Tableau V.7 : Les domaines de dommages.

Domaines de dommages	Déplacements spectraux	Valeur de Sd(m)	
		Selon X-X	Selon Y-Y
DG1	$S_d=0.4S_{dy}$	0,027	0,022
DG2	$S_d=0.8S_{dy}$	0,054	0,044
DG3	$S_d=S_{dy}+0.25(S_{du}-S_{dy})$	0,162	0,14
DG4	$S_d=0.75S_{du}$	0,334	0,295
DG5	$S_d=S_{du}$	0,446	0,394

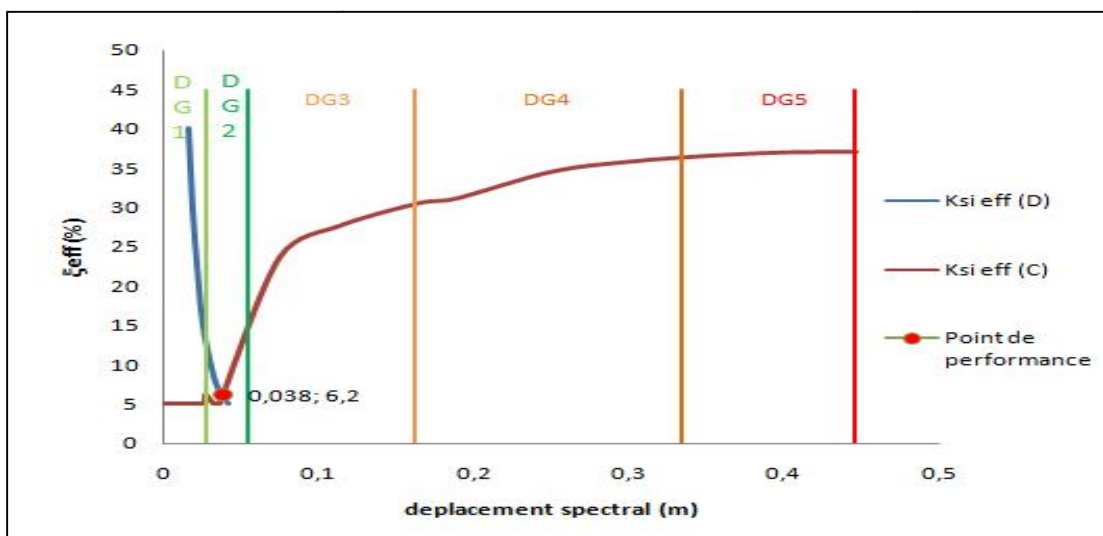


Figure V.18 : Domaines des dommages selon X-X

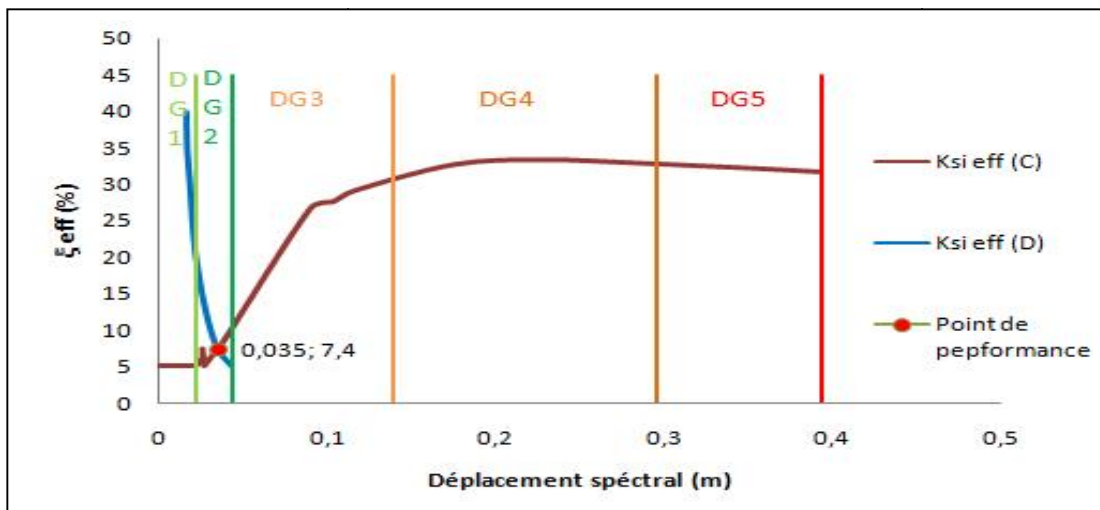


Figure V.19: Domaines des dommages selon Y-Y

V.2.2.2.5. Les dégâts probables

❖ Pour les deux directions

Le domaine de dommage selon les deux directions (X-X et Y-Y) est de niveau 2, donc on peut constater les dommages suivants :

- Des légers dégâts sur les éléments structuraux.
- Des fissures dans les murs et dans les cloisons.
- Chute des revêtements, de plâtre et du mortier aux jonctions.

V.2.2.2.6. Les mécanismes de ruine

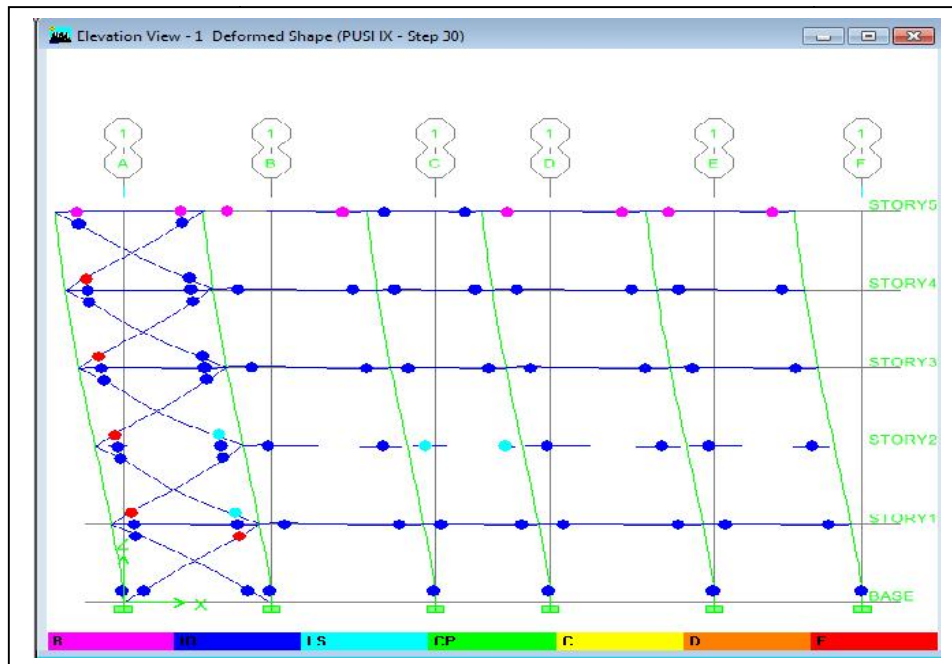


Figure V.20 : Visualisation de mécanisme de ruine selon X-X

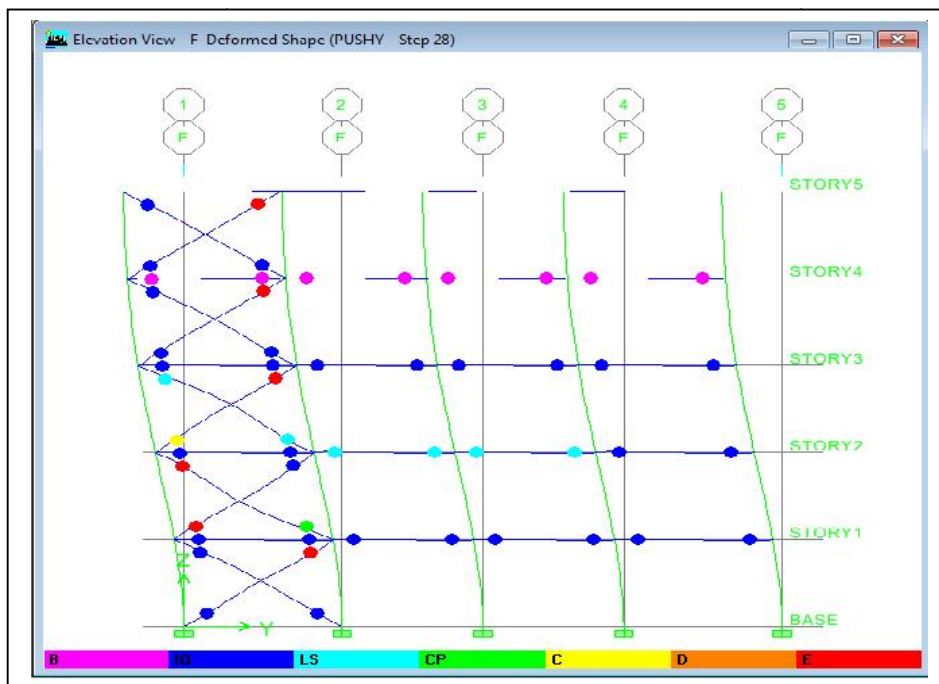


Figure V-21 : Visualisation de mécanisme de ruine selon Y-Y

❖ **Commentaire**

L'apparition des rotules plastiques commence au niveau des palées de premier et deuxième niveau pour les deux sens jusqu'à atteindre un niveau critique (rotules de types D et E), une plastification totale de quelques palées de stabilité ; puis des rotules de types IO et LS se développent dans les poutres.

Dans les poteaux, on constate une apparition des rotules en niveau de rez-de-chaussée selon le sens X-X.

V.2.2.2.7. Déplacement inter étages maximal (Δ_{max})**Tableau V.8 :** Déplacements inter-étages

Le déplacement entre	Δ_x (cm)	Δ_y (cm)
Base – 1 niveau	0,57	0,65
1 – 2 niveau	0,92	0,91
2 – 3 niveau	0,99	0,98
3 – 4 niveau	0,98	0,95
4 – 5 niveau	0,86	0,82

V.2.2.2.8. Demande en ductilité (μ_D) (Degré de pénétration dans le domaine plastique)

Pour cette première variante la ductilité est de :

❖ Le sens XX

$$\left. \begin{array}{l} \rightarrow S_{dy} = 6,7 \text{ cm} \\ \rightarrow S_{dp} = 3,8 \text{ cm} \end{array} \right\} \mu_D = 0,57$$

❖ Le sens YY

$$\left. \begin{array}{l} \rightarrow S_{dy} = 5,5 \text{ cm} \\ \rightarrow S_{dp} = 3,5 \text{ cm} \end{array} \right\} \mu_D = 0,64$$

V.2.2.2.9. Raideur initial de la structure (Ki)**Tableau V-9** : Les valeurs de Vy, Dy et Ke

	Vy (KN)	Dy (m)	Ke KN/m)
Sens X-X	1981,21	0,089	22260,79
Sens Y-Y	1602,40	0,073	21950,68

V.2.2.2.10. Raideur de la structure au point de performance (Kp).**Tableau V-10**: Les valeurs de Vp, Dp et Kp

	Vp (KN)	Dp (m)	Kp(KN/m)
Sens X-X	1086,77	0,050	21520,20
Sens Y-Y	993,04	0,047	21128,11

V.2.2.2.11. Indicateur de dégradation global de la structure (Id).

→ Pour le sens X-X : $I_d = 3,32\%$

→ Pour le sens Y-Y : $I_d = 3,75\%$

V.2.2.3. Etude des autres variantes.

Les autres variantes sont étudiées de la même manière que la première en gardant la même structure avec des dispositions différentes des palées de stabilité.

Les résultats de ces dernières sont présentés dans l'annexe2.

V.3. Etude comparative des résultats

Cette étude comparative a pour objectif de visualiser et d'analyser les différents résultats trouvés et en même temps afin de repérer le meilleur comportement sismique entre la structure non renforcée (portiques auto-stables uniquement) et la structure renforcée (par des palées de stabilité) ; ainsi que de trouver la position optimale des palées de stabilité entre les quatre (04) variantes proposées.

Les critères de comparaison sont :

- Les déplacements et les accélérations au point de performance de chaque étudiant.
- Le déplacement inter-étage maximal.
- La demande a la ductilité.
- L'indicateur de dégradation global de la structure (I_d).

V.3.1. Les déplacements et les accélérations au point de performance

Pour chaque cas étudié le déplacement et l'accélération au point de performance sont donnés dans l'histogramme suivant : (Figure V.22 et V.23)

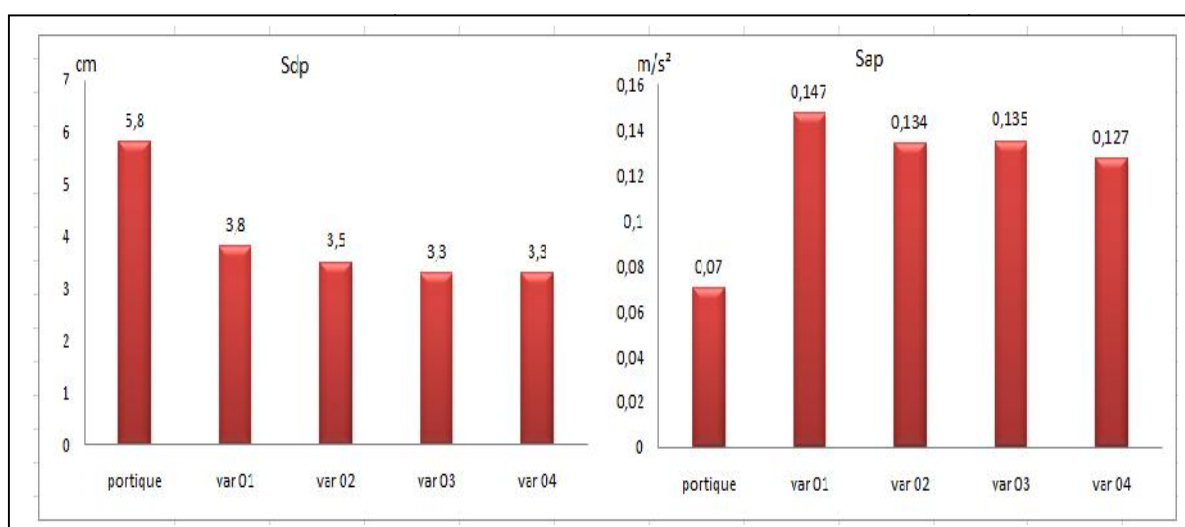


Figure V.22. Les déplacements (Sdp) et les accélérations (Sap) au point de performance selon le sens X-X

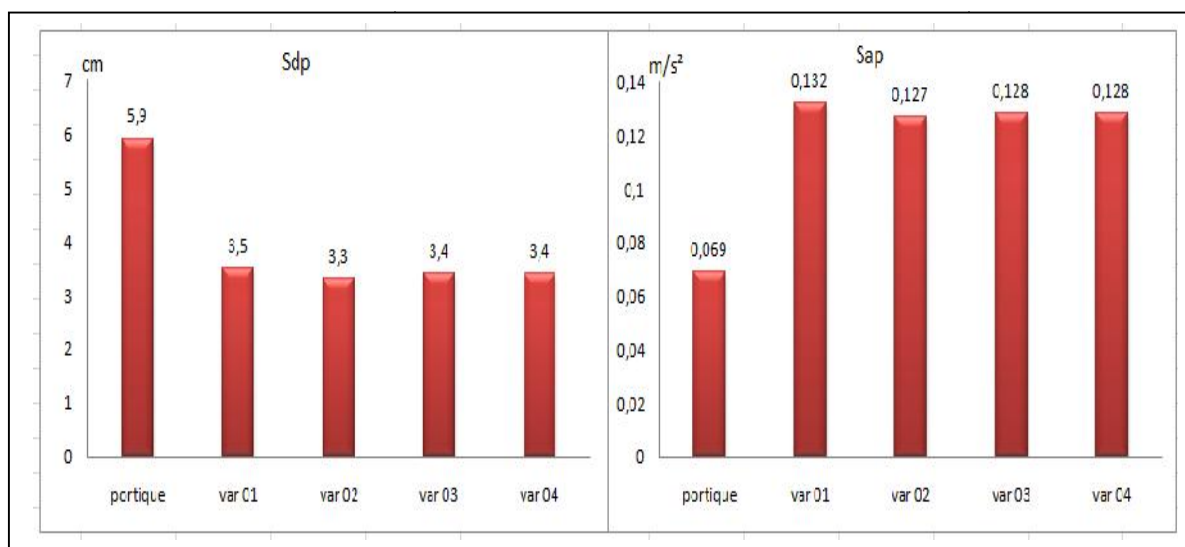


Figure V.23. Les déplacements (Sdp) et les accélérations (Sap) au point de performance selon le sens Y-Y

❖ Analyse des résultats

En visualisant les résultats, on constate que les structures contreventées présentent une résistance (rigidité) bien plus élevée que la structure non contreventée (une accélération importante pour un petit déplacement), par contre, la structure en portique présente un comportement souple (une petite accélération pour un déplacement important). Et entre les structures contreventées, il y a pratiquement aucune différence que ce soit pour les accélérations que pour les déplacements.

V.3.2. Déplacement inter étage maximal

Les déplacements inter étages maximaux sont donnés par l'histogramme (Figure V.24)

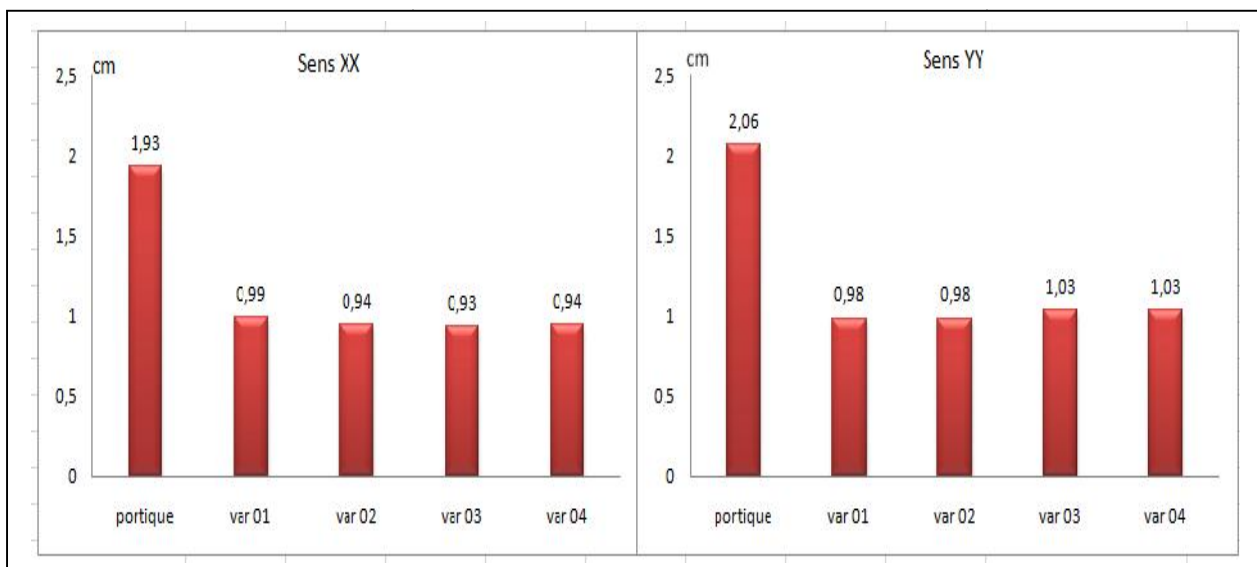


Figure V.24 : Le déplacement inter étage maximal

❖ Analyse des résultats

D'après les résultats obtenus, on remarque que les structures renforcées présentent un déplacement approximativement le même quelque soit la disposition des palées; par contre une très grande amélioration par rapport à la structure non renforcée (un déplacement inférieur de plus de 50%). Cette amélioration par rapport aux déplacements inter-étages nous montre le rôle important des palées de stabilités dans les constructions métalliques vis-à-vis de ce point.

V.3.3. La demande a la ductilité

La demande en ductilité est donnée par l'histogramme suivant : (Figure V.25)

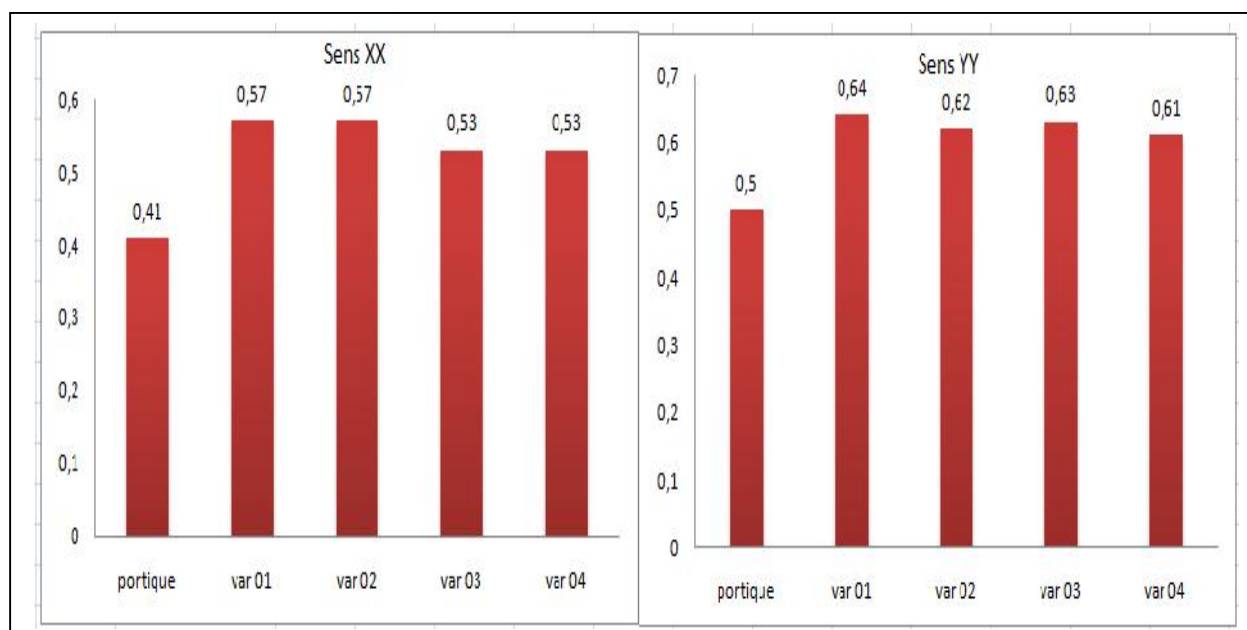


Figure V.25 : La demande a la ductilité

❖ Analyse des résultats

En visualisant les résultats de la demande en ductilité, on remarque que cette dernière est faible dans toutes les structures avec une légère différence entre elles (la structure en portique présente la plus petite demande et la variante 4 la plus grande demande).

La position de point de performance qui ne dépasse pas le pas élastique explique cette modeste demande en ductilité des constructions métalliques.

V.3.4. Indicateur de dégradation global de la structure (I_d).

L'histogramme suivant représente l'indicateur de dégradation global des structures (Figure V.26)

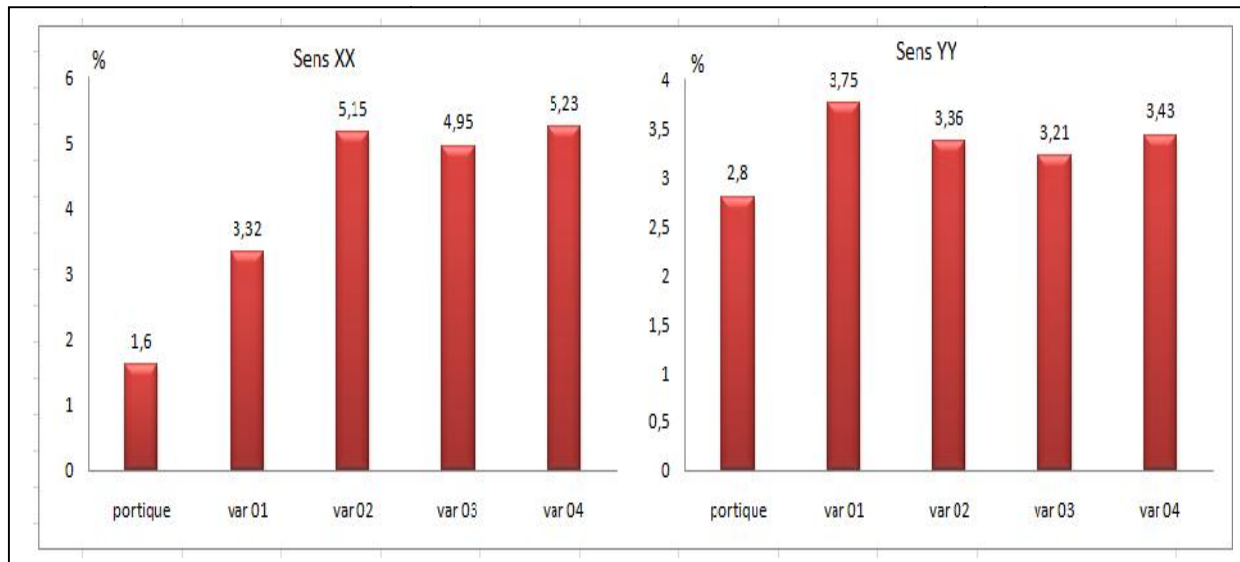


Figure V.26 : Les indicateurs de dégradation

❖ Analyse des résultats

En analysant les résultats obtenus, on constate que toutes structures présentent une faible chute de résistance qui peut être négligeable, qui est due au comportement ductile et dissipatif de ces structures ainsi que la position de point de performance qui ne dépasse pas le domaine élastique.

V.3. Conclusion

Après l'étude comparative menée sur les résultats obtenus par l'analyse statique non linéaire « push over » sur les différentes structures on a abouti aux conclusions suivantes :

- La structure auto-stable présente un déplacement élastique plus important que les structures contreventées mais inversement pour l'accélération, et cela peut être expliquée par la souplesse des structures auto-stables.
- La structure auto-stable présente une rigidité faible et un déplacement inter étage important, c'est deux critères reflètent la vulnérabilité des structures auto-stables vis-à-vis l'action sismique.

- Les structures contreventées par des palées de stabilités présentent un meilleur comportement et moins de vulnérabilité sous des sollicitations sismiques. Les indices qui montrent le bon comportement sont une bonne rigidité, un déplacement inter étage faible, une bonne ductilité, et la plastification des palée avant les poutres et les poteaux.
- Les résultats obtenus nous révèlent qu'il n'y a pas une disposition des palées privilégiée, donc on peut conclure que leurs dispositions a peu influence sur le comportement sismique de la structure.

CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

La présente thèse avait pour objectif l'étude non linéaire des structures métalliques (en portiques auto-stables contreventées par des palées de stabilités triangulées en X) soumises à des actions sismiques avec la méthode d'analyse statique non linéaire « **Push over** », en utilisant le logiciel de calcul non linéaire **ETABS v9.6**.

La méthode d'analyse statique non linéaire « **Push over** » est une méthode d'analyse avancée non linéaire des structures qui est de plus en plus répandue. En effet, elle consiste à appliquer une charge statique d'une façon incrémentale sur l'ouvrage jusqu'à sa ruine. Cette méthode permet d'appréhender le comportement non linéaire de la structure et nous pouvons obtenir sa courbe de capacité qui détermine la résistance ultime du bâtiment ainsi que sa capacité de déformation. Nous espérons par le biais de cette méthode approcher au plus près le comportement réel de l'ouvrage pour déterminer sa performance sismique.

L'étude a été menée sur des structures choisies au préalable, en utilisant la procédure B (non itérative) recommandée par le code américain **ATC40**. Sur les cinq (05) structures métalliques étudiées, une en portiques auto-stables et les autres renforcées par des palées de stabilité triangulées en X avec des dispositions différentes et cela dans le but de mettre en évidence quelques critères essentiels tel que la capacité sismique, la demande sismique, le point de performance et la ductilité qui vont nous renseigner sur la performance sismique de ses structures. S'ensuit une étude comparative entre les résultats obtenus pour chaque cas étudié de structure.

Après avoir mené à bien les différentes études, analyser et interpréter les différents résultats de l'analyse push over, nous pouvons faire ressortir les conclusions suivantes :

- Attribuer des palées de stabilités à des structures auto-stables en charpente métallique, nous offre à la fois une grande rigidité à la structure et bonne ductilité caractérisée par un domaine plastique assez important ; ce qui donne à ces dernières un comportement très performant vis-à-vis l'action sismique.
- L'apparition des rotules plastiques dans les poutres avant les poteaux dans la structure en portiques auto-stables correspond aux mécanismes de ruine partiels, et c'est bien le comportement recherché.

CONCLUSION GÉNÉRALE

- Dans les structures renforcées par des palées de stabilités. La plastification des palées avant les autres éléments structuraux confirme le rôle de ces dernières à reprendre la majorité des sollicitations horizontales.
- Les structures métalliques peuvent être un choix très judicieux pour la construction dans les zones sismiques en comparaison avec la construction en béton armé, et cela est dû à la bonne performance sismique et la ductilité qu'offrent ces structures métalliques.

Au final, en analysant de près les résultats obtenus au cours de cette étude nous avons constaté que tous les points de performances se trouvent dans la partie élastique des courbes des capacités, malgré que ces structures puissent développer des capacités plastiques considérables. Et cela peut être expliqué par la justification de sécurité adoptée par le règlement parasismique Algérien (RPA 99v03) qui se montre exigeante et qui se limite dans les calculs à l'état limite élastique des matériaux, par contre on peut aller au-delà de ce domaine élastique.

Travailler dans le domaine plastique peut nous apporter :

- Un meilleur comportement sismique
- Des avantages économiques
- Une réparation appropriée et rapide en cas d'apparition de rotules plastiques.

LES RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

LES RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] A. Boumekik, A. Kadid, N. Lahbari, M. Lahabri, A. Zine (Rapport final : Analyse Pushover des Structures en Béton Armé Théorie de l'endommagement) université de BATNA
- [2] A.K.Yelles-Chaouche, Les Séismes en Algérie du Nord CRAAG, Algérie.
- [3] A. Kahil , M. Hamizi , N.E. Hannachi (Méthode d'analyse des structures auto-stables en zone sismique) Communication Science & technologie N° 12. Janvier 2013 COST. Oran
- [4] A. Ourabah, S. Hamouche, A. Seghir et A. Tahakourt. (ANALYSE PUSHOVER D'UNE STRUCTURE AUTO STABLE (R+8)) "SICZS_2010" Symposium International sur la Construction en Zone Sismique Université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie), 26 – 27 octobre 2010 EVERONEMENT
- [5] Applied Technology Council ATC-40.Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings.
- [6] Article de François CIOLINA (ingénieur des ponts et professeur de construction métallique à l'école nationale des ponts et chaussées) France.
- [7] Construction métallique (Introduction à la conception).APK
- [8] EMS98 (Echelle Macroscopique Européen)
- [9] ETABS v9.6 automated lateral loads manual, computers and structures, university of Berkeley, California.
- [10] Etude parasismique d'une école réalisée par le professeur Pierino Lestuzzi (Ecole de Polytechnique Fédérale de Lausanne EPFL France)
- [11] ETUDE POUR LA REALISATION D'UNE CARTOGRAPHIE ET D'UN SYSTEME D'INFORMATION GEOGRAPHIQUE SUR LES RISQUES MAJEURS AU MAROC. Septembre 2008 MAROC.
- [12] Exposé pour M2 structure de M^r Amar KAHIL (Analyse non linéaire Analyse de Pushover) Avril 2013
- [13] Federal Emergency Management Agency FEMA-273 –NEHRP-Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings'.
- [14] Histoire de la construction métallique (notech.franceserv.com).

LES RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [15] House Factory International (Système de construction métallique)
- [16] Jacky Marrsars Professeur émérite INP Grenoble (séismes et actions sur les constructions) Université d'été Mathématiques et Technologies Sourdun 23-25 Aout 2011
- [17] L. Zeghuchi, A. Merzoughi, B. Mezghiche (lecteur dans le règlement parasismique Algérien RPA) Courrier du Savoir – N°06, Juin 2005,
- [18] Le Béton Aux Etats limites BAEL 91 (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites)
- [19] Long Carbon Europe sections and Merchant Bars (construction parasismique en acier)
- [20] Mémoire de magister d'ABDELHAMID Fayçal (Influence du type de contreventement sur les structures en acier en zone sismique) université de Batna.
- [21] Mémoire de magister d'Amar KAHIL (Evaluation de la performance sismique des bâtiments) 2008 UMMT-O.
- [22] Mémoire de magister de ANKIK Djamel (Incidence des périodes fondamentales proposées par les différents règlements parasismiques sur la performance sismique des bâtiments) 2012 UMMT-O.
- [23] Mémoire de magister de Djamel Eddine LAFI (EVALUATION DE LA CAPACITÉ PORTANTE DES STRUCTURES PAR LA MÉTHODE PUSHOVER) 2012 université de Batna.
- [24] Mémoire de magister de DROUNA karima (Evaluation des performances parasismiques des portiques en BA renforcés par chemisage en béton armé et par bandage en CFRP) 2010 université de Constantine.
- [25] Mémoire de magister de Mohammed Aghiles BELKHEIR (Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des structures mixtes) 2012 UMMTO.
- [26] Modélisation parasismique (Ecole de Polytechnique Fédérale de Lausanne EPFL Juin 2007 France)
- [27] Patricia BALANRIER (Cours de construction parasismique « volume 3») Juillet 2001

LES RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[28] Patricia BALANRIER (LE SEISME ET LES CONSTRUCTIONS EN METAL ET EN BOIS « volume 5»)

[29] Règlement Parasismique Algérien RPA 99 version 2003.

[30] Thèse de doctorat BELDJOUDI Hamoud (ETUDE DE LA SISMICITE DU NORD ALGERIEN) université de Tlemcen

[31] Thèse de doctorat de DONEUX Catherine (Etude du mécanisme de transfert des flexions à la jonction poutre poteau dans les structures en portiques mixtes soumises à une action sismique) université de Liège. France 2001-2002

[32] Thèse de doctorat de Mohammad SARANIK (Conception parasismique robuste de bâtiments à base d'assemblages boulonnés) école centrale de Lyon France 2011.

ANNEXES

ANNEXE 1

Vérification de comportement dynamique la structure

- ✓ **Art 4.3.4RPA99v2003** : le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit vérifier :
 - La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins 90% de la masse totale de la structure. (Tableau 1)

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,859187	0	81,5122	0	81,5122
2	1,816029	77,3637	0	77,3637	81,5122
3	1,566183	0,0166	0,0003	77,3803	81,5125
4	0,566108	0	10,9606	77,3803	92,4732
5	0,495817	13,2865	0	90,6668	92,4732
6	0,458286	0,0148	0	90,6816	92,4732
7	0,295191	0	4,5879	90,6816	97,0611
8	0,22603	2,4483	0	93,1299	97,0611

Tableau 1: Modes propres de la structure

L'article 4.3.4 est vérifié, la masse modale participante est supérieure à 90% selon les deux directions.

- ✓ **Art 4.3.6 RPA99v2003** : la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{MSE} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

➤ **La structure sous palées de stabilité**

- a) L'effort tranchant a la base de la structure après l'analyse

$$V_X = 1215,43 \text{ KN}$$

$$V_Y = 1226,28 \text{ KN}$$

ANNEXE 1

b) L'effort tranchant calculé par la méthode statique équivalente (MSE) [30].

$$V_{MSE} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (W = \sum W_i \text{ et } W_i = W_{Gi} + sW_{Qi}) \quad (\text{Relation 4.1 RPA})$$

Avec :

- * $A = 0,3$: coefficient de l'accélération de la zone
- * $D = 2,5$: coefficient d'amplification dynamique (Relation 4.2 RPA)
- * $Q = 1,05$: facteur de qualité (tableau 4.4 RPA)
- * $W = 9524,25$ KN ; poids de la structure
- * $R = 6$: coefficient de comportement (portique autostable ductile en acier) (Tableau 4.3 RPA)

$$V_{MSE} = 1250,06 \text{ KN} \longrightarrow 0.8V_{MSE} = 1000,05 \text{ KN}$$

$$V_X = 0.8V_{MSE}$$

$$V_Y = 0.8V_{MSE}$$

➤ La structure avec palées de stabilités

a) L'effort tranchant a la base de la structure après l'analyse

$$V_X = 1932,19 \text{ KN}$$

$$V_Y = 1962,97 \text{ KN}$$

b) L'effort tranchant calculé par la méthode statique équivalente (MSE)

Le coefficient de comportement pour cette structure (portique auto-stable ductile en acier renforcé par des palées de stabilités en X) $R = 4$. (Tableau 4.3 RPA)

$$V_{MSE} = 1875,09 \text{ KN} \longrightarrow 0.8V_{MSE} = 1500,06 \text{ KN}$$

$$V_X = 0.8V_{MSE}$$

$$V_Y = 0.8V_{MSE}$$

L'article 4.3.6 est vérifié pour les deux structures

ANNEXE 1

✓ **Art 5.9 RPA99v2003** : vérification si les effets (P-) sont négligeable.

Les effets du effet **P-** (ou 2° ordre) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : (Tableau V.2)

$$= P_k \quad k / V_k h_k \quad 0.10$$

Avec :

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau
- $\quad k$: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"
- h_k : hauteur de l'étage « k »

Niveau	P_k (KN)	Sens X-X			Sens Y-Y		
		$\quad k$ (cm)	$V_k h_k$ (KNm)		$\quad k$ (cm)	$V_k h_k$ (KNm)	
1	9524,25	0,93	3719,21	0,036	1,27	3752,42	0,051
2	7688,25	1,82	3434,29	0,061	2,06	3442,90	0,067
3	5852,25	1,93	2910,67	0,058	1,9	2963,39	0,056
4	4016,25	1,67	2397,88	0,042	1,47	2354,45	0,037
5	2180,25	0,93	1651,24	0,026	0,93	1559,74	0,016

Tableau 2 : Vérification des effets P-

ANNEXE 1

- ✓ **Art 5.10 RPA99v2003** : les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents (Δ) ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. (Tableau V.3)

Le déplacement entre	Δx (cm)	% x	Δy (cm)	% y
Base – 1 niveau	0,93	0,303	1,27	0,415
1 – 2 niveau	1,82	0,595	2,06	0,673
2 – 3 niveau	1,93	0,631	1,9	0,621
3 – 4 niveau	1,67	0,546	1,47	0,480
4 – 5 niveau	1,37	0,448	0,93	0,303

Tableau 3: Déplacements inter-étages

L'article 4.3.10 est vérifié.

ANNEXE 2

Variante 2 :

1) Le point de performance

Le sens X-X

Le sens Y-Y

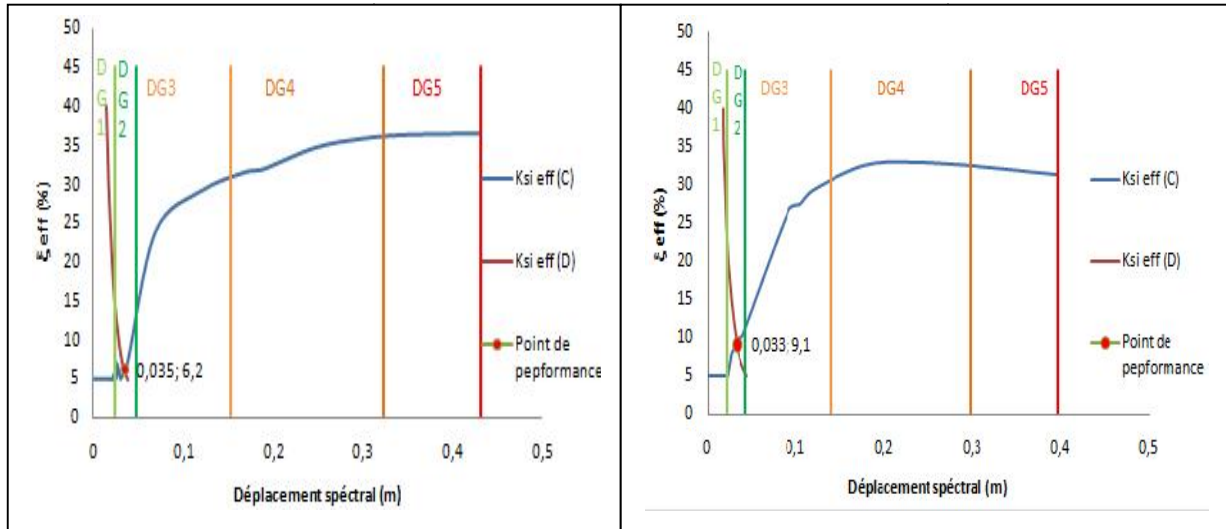


Figure 1 : le point de performance et les domaines des dommages selon des deux sens

2) Les résultats

	Déplacement max inter étage (cm)	Demande en ductilité μ_D	Raideur initiale K_i (KN)	Raideur en point de performance K_p (KN)	Indicateur de dégradation I_d (%)
Le sens X-X	0,94	0,57	23241,19	22044,27	5,15
Le sens Y-Y	0,98	0,62	22353,85	21602,42	3,36

Tableau 1 : les résultats

ANNEXE 2

Variante 3 :

1) Le point de performance

Le sens X-X

Le sens Y-Y

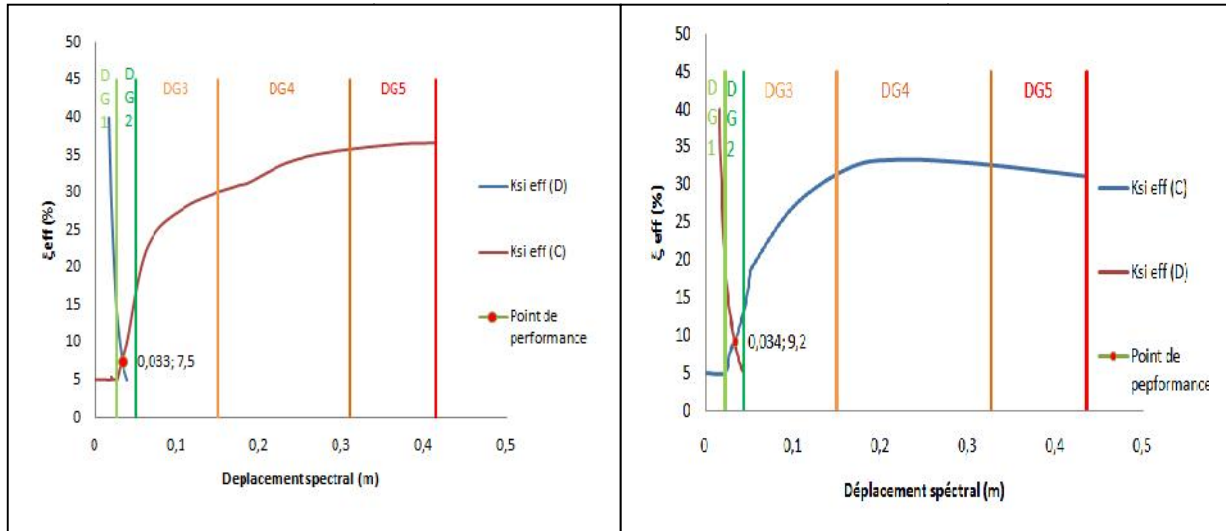


Figure 2 : le point de performance et les domaines des dommages selon des deux sens

2) Les résultats

	Déplacement max inter étage (cm)	Demande en ductilité μ_D	Raideur initiale K_i (KN)	Raideur en point de performance K_p (KN)	Indicateur de dégradation I_d (%)
Le sens X-X	0,93	0,53	24182,19	22985,17	4,95
Le sens Y-Y	1,03	0,63	21402,09	20715,09	3,21

Tableau 2 : les résultats

ANNEXE 2

Variante 4 :

1) Le point de performance

Le sens X-X

Le sens Y-Y

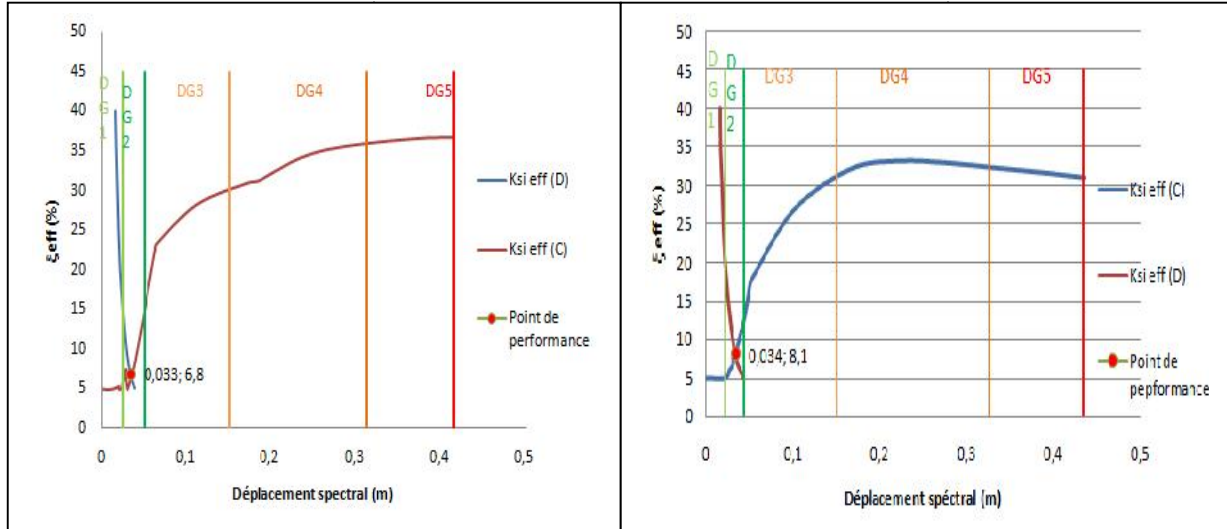


Figure 3 : le point de performance et les domaines des dommages selon des deux sens

2) Les résultats

	Déplacement max inter étage (cm)	Demande en ductilité μ_D	Raideur initiale K_i (KN)	Raideur en point de performance K_p (KN)	Indicateur de dégradation I_d (%)
Le sens X-X	0,94	0,53	23174,15	21962,14	5,23
Le sens Y-Y	1,03	0,61	23159,45	22365,08	3,43

Tableau 3 : les résultats