



Faculty of Sciences and Technology
Civil Engineering Department

كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية

N° d'ordre : M2... /GC/2024

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil
Option : Structure

Thème

Evaluation de la Performance Sismique d'une Structure en
RDC + 14 Etages par la Méthode Push-over

Présenté par :

ELABED Amel
LARBI Soulef Asma

Soutenu le 29/06/2024 devant le jury composé de :

Président : Mr BENSOUA MOHAMED

Université de Mostaganem

Encadrant : Mr ZELMAT YASSINE

Université de Mostaganem

Examineur : Mr REZIGUA AHMED

Université de Mostaganem

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier Dieu Tout-Puissant pour la santé et la volonté qu'Il nous a données tout au long de ces années d'études.

Nous tenons à remercier mon encadrant, « Mr ZELMAT Yassine », pour son encadrement, sa patience, et surtout son confiance, ses commentaires et ses conseils.

Nous tenons également à remercier les membres du jury d'avoir accepté d'évaluer ce travail et pour tous leurs commentaires et critiques.

À tous ces intervenants, nous adressons nos remerciements, notre respect et notre gratitude.

Merci à tous.

DEDICACES

Je dédie ce mémoire à ma mère, pour leur amour infini, leur soutien inconditionnel et leurs encouragements constants tout au long de cette aventure.

À mon père رحمه الله

À mes frères et sœurs

À mes professeurs, pour leur expertise, leur patience et leur passion qui m'ont inspiré à atteindre de nouveaux sommets intellectuels.

À toutes les personnes qui ont croisé ma route et m'ont apporté leur soutien, leur aide et leurs encouragements, je vous dédie ce mémoire avec gratitude et reconnaissance.

ELABED Amel

Résumé

L'analyse non linéaire est devenue indispensable pour évaluer la performance des structures soumises aux séismes. La méthode pushover est une méthode relativement récente et pratique qui permet de tracer la courbe de capacité de la structure. Cette courbe est ensuite comparée à la courbe de demande sismique pour évaluer le point de performance de la structure. Cette approche constitue la base de la conception parasismique, également appelée "conception en performance".

Dans notre étude, nous avons réalisé une analyse statique non linéaire par poussée progressive sur le minaret d'un bâtiment existante, en utilisant le logiciel ETABS. Cette analyse permet d'évaluer la performance structurelle sous des charges sismiques croissantes. Plusieurs méthodes de calcul ont été utilisées pour garantir la robustesse et la fiabilité des résultats.

Mots-clés :

Analyse non linéaire, Performance sismique, Méthode pushover, Courbe de capacité, Courbe de demande sismique, Conception en performance, Analyse statique non linéaire, Zone de forte sismicité, RPA 2003, ETABS, Performance structurelle, Charges sismiques croissantes

ملخص

أصبح التحليل غير الخطي ضروريا لتقييم أداء الهياكل المعرضة للزلازل. تعد طريقة الدفع المباشر طريقة جديدة وعملية نسبيا لرسم منحني قدرة الهيكل. ثم تتم مقارنة هذا المنحنى بمنحنى الطلب الزلزالي لتقييم نقطة أداء الهيكل. ويشكل هذا النهج أساس التصميم الزلزالي، والذي يسمى أيضا "التصميم من أجل الأداء".

في دراستنا، قمنا بإجراء تحليل ثابت غير خطي من خلال الدفع التدريجي على مئذنة مبنى قائم، وذلك باستخدام برنامج ETABS. يتيح هذا التحليل تقييم الأداء الهيكلي في ظل الأحمال الزلزالية المتزايدة. تم استخدام عدة طرق حسابية لضمان قوة وموثوقية النتائج.

الكلمات الرئيسية:

التحليل غير الخطي، الأداء الزلزالي، طريقة الدفع، منحنى القدرة، منحنى الطلب الزلزالي، التصميم المعتمد على الأداء، التحليل الساكن غير الخطي، منطقة ذات نشاط زلزالي مرتفع، RPA 2003، ETABS، الأداء الهيكلي، الأحمال الزلزالية المتزايدة

Abstract

Nonlinear analysis has become essential for evaluating the performance of structures subjected to earthquakes. The pushover method is a relatively recent and practical approach that allows for plotting the capacity curve of the structure. This curve is then compared to the seismic demand curve to assess the performance point of the structure. This approach forms the basis of seismic design, also known as "performance-based design."

In our study, we conducted a nonlinear static pushover analysis on the minaret of an existing building using ETABS software. This analysis helps evaluate the structural performance under increasing seismic loads. Several calculation methods were employed to ensure the robustness and reliability of the results.

Keywords:

Nonlinear analysis, Seismic performance, Pushover method, Capacity curve, Seismic demand curve, Performance-based design, Nonlinear static analysis, High seismicity zone, RPA 2003, ETABS, Structural performance, Increasing seismic loads

SOMMAIRE

<i>Remerciements</i>	<i>I</i>
<i>Dédicaces</i>	<i>II</i>
<i>Résumé</i>	<i>III</i>
<i>Sommaire</i>	<i>VI</i>
<i>Liste des Figures & Tableaux</i>	<i>IX</i>
CHAPITRE I. LES METHODES D'ANALYSE SISMIQUE DANS LES CODES PARASISMIQUES RECENTS	21
1. INTRODUCTION GENERALE	21
2. LES METHODES D'ANALYSE STATIQUE	22
2.1. METHODE STATIQUE EQUIVALENTE	22
2.2. LA METHODE STATIQUE LINEAIRE SELON FEMA273	23
2.2.1. <i>La période fondamentale</i>	23
2.2.2. <i>Détermination des actions et des déformations</i>	24
2.3. LA METHODE STATIQUE NON-LINEAIRE (METHODE DE PUSHOVER)	25
2.3.1. <i>Considération de modélisation et d'analyse</i>	26
3. LES METHODES D'ANALYSE DYNAMIQUE	27
3.1. METHODE DE SPECTRE DE REPONSE	27
3.1.1. <i>Concept des forces latérales équivalentes</i>	28
3.1.2. <i>Combinaisons modales</i>	29
3.1.3. <i>Combinaisons directionnelles</i>	31
3.2. LES METHODES D'ANALYSE TEMPORELLES	33
3.2.1. <i>Méthodes d'intégrations pas à pas</i>	34
3.2.2. <i>Méthode de superposition modale</i>	34
4. CONCLUSION	35
CHAPITRE II. LA METHODE PUSHOVER	38
1. INTRODUCTION	38
2. ANALYSE PUSH-OVER	38
2.1. DEFINITION	38
2.2. DESCRIPTION DE L'ANALYSE PUSHOVER	39

2.3.	<i>OBJECTIFS ET DOMAINE D'APPLICATION</i>	40
2.4.	<i>ORIGINE DE L'ANALYSE</i>	41
2.5.	<i>PRINCIPE THEORIQUES PUSHOVER</i>	41
2.6.	<i>AVANTAGES DE L'ANALYSE</i>	42
2.7.	<i>LES LIMITES DE L'ANALYSE PUSHOVER</i>	43
3.	<i>ROTULES PLASTIQUES</i>	44
3.1.	<i>FORMATION DES ROTULES PLASTIQUES</i>	45
4.	<i>DISTRIBUTION DES CHARGES LATERALES</i>	46
5.	<i>DEPLACEMENT CIBLE DE LA STRUCTURE</i>	47
6.	<i>COURBE DE CAPACITE</i>	47
7.	<i>NIVEAUX D'ENDOMMAGEMENT</i>	48
8.	<i>UTILISATION DES RESULTATS PUSH-OVER</i>	49
9.	<i>POINT DE PERFORMANCE</i>	50
10.	<i>CONCLUSION</i>	52
	<i>CHAPITRE III. MODELISATION ET APPLICATION DE LA METHODE PUSHOVER</i>	54
1.	<i>INTRODUCTION</i>	54
2.	<i>DESCRIPTION DU LOGICIEL ETABS</i>	54
2.1.	<i>CARACTERISTIQUES PRINCIPALES D'ETABS</i>	54
2.1.1.	<i>Modélisation intuitive et précise</i>	54
2.1.2.	<i>Analyse statique et dynamique</i>	54
2.1.3.	<i>Conception conforme aux normes internationales</i>	55
2.1.4.	<i>Fonctionnalités spécialisées pour les bâtiments</i>	55
3.	<i>ANALYSE PUSHOVER AVEC ETABS</i>	55
3.1.	<i>FONCTIONNALITES DE L'ANALYSE PUSHOVER DANS ETABS</i>	55
3.1.1.	<i>Modélisation non linéaire</i>	55
3.1.2.	<i>Application de charges progressives</i>	55
3.1.3.	<i>Courbes pushover</i>	56
3.1.4.	<i>Évaluation de la performance sismique</i>	56
3.1.5.	<i>Rapports et visualisation</i>	56

3.2. AVANTAGES DE L'UTILISATION DE L'ANALYSE PUSHOVER DANS ETABS.....	56
4. APPLICATION DE LA METHODE PUSH OVER SUR LE BATIMENT ETUDIEE.....	57
4.1. DESCRIPTION DE LA STRUCTURE ETUDIEE	57
4.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE	57
4.2.1. Dimensions en élévation.....	57
4.2.2. Dimensions en plan	57
4.2.3. Plans de la structure.....	57
4.3. APPLICATION DE LA METHODE PUSH OVER.....	58
4.3.1. Définition du comportement non linéaire des poutres et des poteaux.....	58
4.3.2. Définition du chargement de l'analyse push over	61
4.3.3. Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité	63
5. CONCLUSION.....	64
CHAPITRE IV. RESULTATS ET CONCLUSIONS.....	66
1. INTRODUCTION.....	66
2. LES RESULTATS DE LA MODELISATION DE LA STRUCTURE DANS LE DOMAINE NON LINEAIRE « ANALYSE PUSH OVER ».....	66

LISTE DES FIGURES & TABLEAUX

Figure 1 : Spectre de réponse général.....	32
Figure 2 : Courbe de capacité (pushover) d'une structure.....	39
Figure 3 : Caractéristiques force-déplacement de l'oscillateur multiple et de l'oscillateur simple.....	41
Figure 4 : Principe de l'analyse pushover	42
Figure 5 : Rotules plastiques au niveau des poteaux et des poutres.....	44
Figure 6 : Rotule plastique au niveau des poteaux et des poutres.....	45
Figure 7 : Formation des zones plastifiées (rotules plastiques).....	45
Figure 8 : Développement de l'apparition des rotules plastiques dans une structure.....	46
Figure 9: Distribution des forces horizontales associées à diverses déformations élasto-plastiques de la structure	46
Figure 10 : Diagramme de capacité (pushover).....	48
Figure 11 : : Courbe de capacité (pushover).....	48
Figure 12 : Niveaux d'endommagement représenté par une courbe de capacité.	49
Figure 13 : : Représentation graphique de l'état d'endommagement des structures en B.A....	50
Figure 14 : : point de performance et principe d'évaluation de la courbe de capacité.....	51
Figure 15 : Point de performance et principe d'évaluation de la courbe de capacité.....	51
Figure 16: Point de performance – principe de réduction du spectre.....	52
Figure 17 : Vue en plan.	57
Figure 18 : Vue en élévation.	58
Figure 19 : Introduction des rotules plastiques des poutres	59
Figure 20 : Introduction des rotules plastiques des poteaux.....	60
Figure 21 : Définition de la charge gravitaire dans l'analyse push over.....	61
Figure 22 : Définition du chargement de l'analyse Push over (sens xx).....	62
Figure 23 : Définition du chargement de l'analyse Push over (sens yy).....	62
Figure 24 : Le déplacement cible.....	63
Figure 25 : Définir les cas de charge à exécuter.....	64
Figure 26 : La courbe de capacité dans le sens x.....	66
Figure 27 : La courbe de capacité dans le sens y.	67
Figure 28 : Formation des rotules plastiques suivant (X-Y).....	67
Table 1 : Coefficients d'amortissement β_S et β_I en fonction d'amortissement effectif.....	33

Introduction Générale

Généralités

En 1716, Alger a été frappée par un séisme dévastateur. À cette époque, les constructions étaient principalement constituées de murs porteurs en maçonnerie ou en pierre, d'une épaisseur variante entre 30 et 90 centimètres. Ce séisme causait des pertes humaines et matérielles significatives.

À la lumière des observations faites lors de différents séismes, la réglementation parasismique, entrée en vigueur en 1983 et révisée en 1988 et 1999, semble insuffisante. En effet, lors du séisme de Boumerdes, des ouvrages construits selon les normes en vigueur (RPA 99) ont subi d'importants dommages, mettant en évidence les lacunes des réglementations parasismiques algériennes (RPA). Ce constat a incité les autorités publiques à remédier à ces lacunes, notamment en ce qui concerne la vulnérabilité des structures en portiques auto-stables, qui ont été particulièrement touchées.

L'analyse des dommages subis par les structures en portiques auto-stables a mis en évidence leur vulnérabilité lors de différents séismes. Par conséquent, cela a conduit le législateur à imposer de nouvelles règles plus restrictives, notamment en ce qui concerne la hauteur des structures auto-stables en zone sismique (voir RPA 2003). Ainsi, au-delà des hauteurs prescrites par la législation, le constructeur doit opter pour d'autres systèmes constructifs à la place des structures auto-stables.

Les codes parasismiques ont exigé des procédures de conception et d'évaluation afin de mesurer les dommages structurels et de réduire également les pertes humaines et matérielles. L'évaluation des performances de la structure est donc cruciale, car elle permet de choisir la méthode de renforcement et de réparation des structures existantes.

La méthode la plus simple pour évaluer les structures est la méthode statique non linéaire (méthode pushover). Cette méthode, présentée pour la première fois en 1975 par Freeman, vise à utiliser une approche simplifiée et rapide pour évaluer la vulnérabilité des structures. Elle suppose que la réponse de la structure soit contrôlée par le premier mode de vibration. Le principe consiste à appliquer un chargement monotone jusqu'à l'effondrement de la structure, ce qui permet d'obtenir une courbe force-déplacement (courbe de capacité) représentant le comportement global de la structure.

Problématique

L'objectif principal de cette étude est d'évaluer la performance sismique d'une structure RDC + 14 Etages en utilisant la méthode de calcul statique non linéaire, communément appelée "Pushover", dans des conditions proches de l'effondrement.

Cette approche permettra d'évaluer de manière adéquate la réserve de sécurité existante et d'estimer les différents niveaux de dommages susceptibles de se produire.

Cette opération sera réalisée à l'aide du logiciel "ETABS".

Chapitre 1

Les Méthodes D'analyse
Sismique Dans Les Codes
Parasismiques Récents

CHAPITRE I. LES METHODES D'ANALYSE SISMIQUE DANS LES CODES PARASISMIQUES RECENTS

1. INTRODUCTION GENERALE

Pour le calcul sismique des structures, l'ingénieur peut recourir à l'une des deux méthodes suivantes :

a. Méthode statique

Qui est fréquemment utilisée si ses conditions d'application telles que décrites dans le RPA99 sont satisfaites. C'est une méthode d'usage relativement simple et qui a la sanction de plusieurs décennies d'expérience.

b. Méthodes dynamiques

Qui comprennent :

1. La méthode modale spectrale qui consiste à appliquer un spectre de réponse réglementaire à une structure donnée après avoir déterminé ses valeurs et formes propres. Celle-ci est en général la méthode la plus utilisée lorsque la méthode statique équivalente n'est pas applicable mais elle a l'inconvénient de ne pas pouvoir indiquer le temps pour lequel a eu lieu soit la réponse maximale soit une réponse donnée. De plus cette technique.
2. La méthode modale temporelle.
3. La méthode de superposition modale qui utilise un accélérogramme tout en nécessitant un calcul modal.
4. Les méthodes d'intégration pas à pas des équations de mouvement et qui font elles aussi appel à un accélérogramme.

Dans le RPA99 V 2003, il est spécifié que ces deux dernières méthodes doivent être utilisées avec prudence et par un personnel hautement qualifié.

Une analyse de la structure sera conduite pour déterminer la distribution des forces et des déformations induites dans la structure par la secousse due au sol, et d'autres risques sismiques correspondant à l'objectif choisi de réadaptation.

La procédure d'analyse peut être statique ou dynamique.

2. LES METHODES D'ANALYSE STATIQUE

2.1. Méthode statique équivalente

L'euro code exige la régularité en élévation comme condition pour l'application de cette méthode, Le principe fondamental de cette méthode est d'entreprendre une analyse statique utilisant des forces statiques équivalentes à celles dynamique de l'action sismique et est basée sur le mode fondamental.

D'après cette méthode, telle qu'elle est exposée dans le règlement parasismique Algérien RPA99, l'effort tranchant maximal à la base est donné par la relation :

$$V = (A D Q W / R) \dots\dots\dots (1.1)$$

Où

- ❖ A : coefficient d'accélération de zone
- ❖ D : coefficient d'amplification dynamique moyen
- ❖ Q : coefficient de qualité
- ❖ R : coefficient de comportement
- ❖ W : poids propre de la structure comprenant la totalité des charges permanentes ainsi qu'une fraction des surcharges.

La formule (1.1) peut être réécrite sous la forme :

$$V = (A D Q g / R) M \dots\dots\dots (1.2)$$

Car $W = M g$

M : masse de la structure

g : accélération de gravité

$$V = (\text{Facteur}) \cdot M \dots\dots\dots (1.3)$$

Où

$$(\text{facteur}) = (A D Q / R) g.$$

Donc **(facteur)** représente le pourcentage de l'accélération de gravité prise en considération dans le code Algérien pour la détermination des forces sismiques.

La formule (1.3) est équivalente à la seconde loi de Newton.

2.2. La Méthode Statique Linéaire Selon FEMA273

2.2.1. La période fondamentale :

La période fondamentale d'un bâtiment, dans la direction à l'étude, sera calculée par une des trois méthodes suivantes. (La méthode 1 est préférée)

Méthode1 : Analyse (dynamique) de valeur propre du modèle mathématique du bâtiment. Le modèle pour des bâtiments avec les diaphragmes flexibles considérera la représentation de la flexibilité de diaphragme à moins qu'il puisse montrer que les effets de l'omission ne seront pas significatifs.

Méthode 2 : Évaluation de l'équation suivante :

$$T = C_t h_n^{3/4} \dots\dots\dots (1.4)$$

Où :

- ❖ **T** : Période fondamentale (en secondes) dans la direction à l'étude.
- ❖ **C_t** = 0.035 pour les systèmes en acier.
- ❖ **C_t** = 0.030 pour les systèmes en béton armé.
- ❖ **C_t** = 0.030 pour les systèmes en acier excentriquement entretoisées.
- ❖ **C_t** = 0.2 pour tous autres systèmes.
- ❖ **C_t** = 0.060 pour les bâtiments en bois (types 1 et 2). [4]
- ❖ **h_n** : Distance (en pieds) entre la base et le niveau de toit.

La méthode 2 n'est pas applicable aux bâtiments non renforcés de maçonnerie avec les diaphragmes flexibles. [4]. Il est applicable pour les bâtiments jusqu'à 40 m de hauteur.

Méthode 3 : La période fondamentale d'un bâtiment à un étage avec un diaphragme flexible d'envergure simple peut être calculée comme suit :

$$T = (0,1\Delta_w + 0,078\Delta_d)^{0,5} \dots\dots\dots (1.5)$$

Ou Δ_w et Δ_d sont les déplacements en plan des murs et des diaphragmes.

2.2.2. Détermination des actions et des déformations :

a. Pseudo Charge Latérale :

$$V=C1 C2 C3 Sa W \dots\dots\dots(1.6)$$

Où :

- ❖ V : pseudo charge latérale.
- ❖ C1 : Le facteur de modification relie les déplacements non élastiques maximum aux Déplacements calculés pour la réponse élastique linéaire.

C1 = 1.5 pour T < 0,10 seconde.

C1 = 1.0 pour T ≥ T0 seconde.

L'interpolation linéaire sera employée dans le calcul du facteur C1 pour des valeurs intermédiaires de T.

- ❖ T : Période fondamentale du bâtiment dans la direction considérée.
- ❖ T0 : Période caractéristique du spectre de réponse, (sections 2.6.1.5 et 2.6.2.1. FEMA 273 [4]).
- ❖ C2 : Facteur de modification pour représenter l'effet de la dégradation de rigidité et de la détérioration de force sur la réponse maximum de déplacement. Les valeurs de C2 pour différents systèmes et niveaux des performances encadrant sont énumérées dans le tableau (1-1). L'interpolation linéaire sera employée pour estimer les valeurs de C2 pour des valeurs intermédiaires de T.
- ❖ C3 : Le facteur de modification pour représenter les déplacements dus aux effets dynamiques P-Δ.

Niveau de Performance des structures	T=0,1s		T ≥ T0	
	Type 1	Type 2	Type 1	Type 2
Occupation immédiate	1	1	1	
Limite de service	1,3	1	1,1	
Prevention de ruine	1,5	1	1,2	
Les portiques dont lesquels la résistance et la rigidité peuvent être détériorées sous un séisme.				

b. Distribution verticale des forces sismiques :

La charge latérale appliquée à n'importe quel niveau X de plancher sera déterminée à partir des équations suivantes :

$$F_K = C_{VK}V \dots\dots\dots (1.7)$$

$$C_{VK} = \frac{W_X h_X^K}{\sum_{i=0}^n W_i h_i^K} \dots\dots\dots (1.8)$$

Où :

- ❖ $K = 1.0$ pour $T \leq 0.5$ seconde.
- ❖ $K = 2.0$ pour $T \geq 2.5$ secondes.

L'interpolation linéaire sera employée pour estimer les valeurs de K pour des valeurs intermédiaires de T .

- ❖ F_x : Facteur de distribution vertical.
- ❖ V : Pseudo charge latérale d'équation (1.6).
- ❖ W_i : Partie de tout le poids W de bâtiment localisé ou assigné au niveau i de plancher.
- ❖ W_x : Partie de tout le poids W de bâtiment localisé ou assigné au niveau X de plancher.
- ❖ h_i : Hauteur (en pied) à partir de la base du niveau i .
- ❖ h_x : Hauteur (en pied) à partir de la base du niveau X .

c. Distribution horizontale des forces sismiques :

Les forces sismiques à chaque niveau de plancher du bâtiment seront distribuées selon la distribution de la masse à ce niveau de plancher.

Les forces horizontales doivent être distribuées dans les éléments de contreventement en supposant les planchers rigides dans leur plan.

2.3. La méthode statique non-linéaire (Méthode de Pushover)

Sous la procédure statique non-linéaire (NSP), un modèle incorporant directement la réponse non élastique est déplacé à un déplacement de cible, et les déformations et les forces internes résultantes sont déterminées. Dans cette méthode, les forces, exprimées en termes de forces horizontales ou en termes de déplacements, sont appliquées au système de contreventement.

Les forces statiques ou les déplacements sont distribués le long de la hauteur de la structure d'une manière à simuler les forces d'inertie ou leurs effets. Le modèle mathématique du

bâtiment est soumis à une augmentation monotone des forces ou des déplacements latéraux jusqu'à ce qu'un déplacement cible soit excédé ou le bâtiment s'effondre.

Le déplacement cible est prévu pour représenter le déplacement maximum probablement éprouver pendant le tremblement de terre de conception. Le déplacement cible peut être calculé par n'importe quel procédé qui explique les effets de la réponse non-linéaire sur l'amplitude de déplacement.

Si le modèle de chargement ou de déplacements demeure constant durant l'analyse, la méthode est appelée push over conventionnelle. Si le modèle change pour tenir compte de la variation des modes propres de la structure dans le domaine anélastique, la méthode est dite push over adaptive.

Les forces internes calculées seront des approximations raisonnables de ceux prévus pendant le tremblement de terre de conception.

2.3.1. Considération de modélisation et d'analyse :

a. Noeud de contrôle :

L'analyse statique non-linéaire exige la définition du noeud de contrôle dans un bâtiment, ces directives considèrent le noeud de contrôle comme étant le centre de la masse au sommet d'un bâtiment. Le déplacement du noeud de contrôle est comparé au déplacement cible un déplacement qui caractérise les effets de la secousse de tremblement de terre.

b. La charge latérale :

Les charges latérales seront appliquées au bâtiment dans les profils qui limitent approximativement la distribution probable des forces d'inertie dans un tremblement de terre. Pour l'analyse tridimensionnelle, la distribution horizontale devrait simuler la distribution des forces d'inertie dans le plan de chaque diaphragme de plancher, Le premier modèle, souvent nommé le modèle uniforme, sera basé sur les forces latérales qui sont proportionnelles à toute la masse à chaque niveau de plancher, Le deuxième modèle, nommé le modèle modal dans ces directives, devrait être choisi parmi une des deux options suivantes :

- Un modèle latéral de charge représenté par des valeurs de C_{vx} donné dans l'équation (1.8), qui peut être employée si plus de 75% de toute la masse participe au mode fondamental dans la direction à l'étude.
- Un modèle latéral de charge proportionnel aux forces d'inertie d'étage conforme à la distribution de cisaillement d'étage calculé par la combinaison des réponses modales

en utilisant : (1) l'analyse du spectre de réponse du bâtiment comprenant un nombre suffisant de modes pour capturer 90% de toute la masse, et (2) le spectre de mouvement de sol approprié.

La méthode de pushover sera expliquée dans le chapitre suivant.

3. LES METHODES D'ANALYSE DYNAMIQUE :

Différents types de données de mouvements de sol pour l'analyse de la réponse sismique des structures peuvent être définis. En fonction des données disponibles, les méthodes d'analyse sismique des structures peuvent être classées en trois grands groupes :

- i) Méthode d'analyses temporelles ;
- ii) Méthode des spectres de réponse ;
- iii) Méthode d'analyse spectrale dans le domaine fréquentiel.

Alors que la méthode temporelle est applicable aussi bien pour les systèmes linéaires que pour les systèmes non linéaires, les deux autres sont essentiellement limitées aux systèmes élastiques, bien que dans certains cas elles peuvent être étendues au domaine non linéaire moyennant certaines techniques appropriées. L'analyse temporelle est entreprise pour obtenir la réponse d'une structure donnée pour une excitation temporelle en utilisant diverses techniques telle que l'intégrale de Duhamel, méthodes d'intégration pas à pas, et l'approche de la transformée de Fourier.

La méthode de spectre de réponse utilise des spectres de réponse de séismes pour obtenir un ensemble de forces latérales statiques équivalentes à l'effet causé par un mouvement de sol sur la structure. Les forces internes dans la structure sont obtenues par analyse statique.

L'analyse spectrale dans le domaine fréquentiel est entreprise quand le mouvement du sol est modélisé comme un processus aléatoire stationnaire. En utilisant le principe des vibrations aléatoires, elle permet de déterminer la fonction de densité du spectre de puissance (en anglais PSDF) de n'importe quelle quantité de réponse désirée pour une PSDF d'un mouvement de sol donné. La réponse des carrés de la moyenne des racines carrées et la réponse pic espérée sont obtenues à partir des moments de la réponse de la PSDF.

3.1. Méthode de Spectre de Réponse :

Les analyses modales spectrales sont des outils d'analyse des demandes induites dans les structures par un spectre de réponse d'un mouvement de sol donné pour déterminer les

quantités maximales des réponses, Les modèles d'analyse utilisés pour l'analyse modale spectrale sont des modèles linéaires élastiques basés sur les propriétés effectives des rigidités et sur un coefficient d'amortissement visqueux. C'est la méthode préférée pour de nombreux ingénieurs structureaux pour de nombreuses raisons.

La première réside dans le fait que la méthode permet d'entreprendre une analyse statique latérale équivalente sous charges sismiques. En second lieu, elle permet une meilleure compréhension de l'influence de chaque mode de vibration sur la réponse totale de la structure. Troisièmement, elle permet de déterminer de manière relativement aisée les forces de calcul dans chaque élément de la structure. Finalement, elle peut être utile pour l'évaluation appropriée de la fiabilité et de la sécurité des structures sous charges sismiques.

3.1.1. Concept des forces latérales équivalentes :

La force latérale équivalente pour un séisme est un concept unique en génie sismique. Ce concept est attrayant dans la mesure où il permet de transformer un problème purement dynamique en un problème partiellement dynamique et partiellement statique pour déterminer les déplacements maximaux (ou contraintes maximales) induits dans la structure par une excitation sismique.

Pour la conception sismique, seules les contraintes maximales sont intéressantes et non pas leur réponse temporelle. La force latérale équivalente pour un séisme représente un ensemble de forces latérales qui provoquera la même réponse maximale dans la structure que celle obtenue par une analyse dynamique de la structure sous l'action d'un même séisme.

Cette équivalence concerne uniquement un seul mode de vibration donné, généralement le premier mode, donc un ensemble de forces latérales équivalentes existe pour chaque mode de vibration. La méthode d'analyse par spectres de réponse comprend les phases suivantes :

- Une analyse modale de la structure est entreprise pour déterminer les valeurs, les formes propres, et les coefficients de participation modale de la structure.
- Un chargement statique équivalent est dérivé pour obtenir la même réponse maximale obtenue pour chaque mode de vibration en utilisant le spectre de réponse en accélération du séisme.
- Les réponses modales maximales obtenues sont combinées pour trouver la réponse totale maximale de la structure.

La condition que tous les modes significatifs soient inclus dans l'analyse de réponse peut être satisfaite en incluant des modes suffisants pour capturer au moins 90% de la masse participante du bâtiment dans chacune des directions principales horizontales du bâtiment.

Les déplacements, les forces, les efforts de cisaillement et les réactions à la base, pour chaque mode de réponse sera combiné par des méthodes identifiées pour estimer la réponse totale.

La combinaison modale par la règle de SRSS (la racine carrée de la somme des carrés) ou la règle de CQC (combinaison quadratique complète) est acceptable.

La combinaison directionnelle par la règle SRSS (la règle de la somme des valeurs absolues maximales), ou la règle de la racine carrée de la somme des carrés.

3.1.2. Combinaisons modales

Une fois la réponse maximale pour chaque mode de vibration obtenue, les réponses des différents modes doivent être combinées suivant des techniques qui seront exposées ci-après pour obtenir la réponse modale maximale.

Pour une direction d'accélération donnée, les déplacements, forces et contraintes maximaux sont calculés pour toute la structure pour chacun des modes de vibration. Ces valeurs modales pour une quantité de réponse donnée sont combinées pour donner une valeur unique et positive pour une direction d'accélération donnée.

a. Méthode de la somme des valeurs absolues maximales

Si x est la quantité de réponse désirée, alors :

$$X = \sum_{i=1}^N |X_i|_{max} \dots\dots\dots (1.9)$$

Où $|X_i|_{max}$ est la valeur maximale de la réponse dans le mode i de vibration.

Cette combinaison donne une borne supérieure de la valeur de la réponse totale pour deux raisons :

- 1) Elle suppose que les réponses modales pic se produisent en même temps ;
- 2) Elle ignore le signe algébrique de la réponse L'analyse temporelle montre que les réponses pics (en considérant aussi bien les pics positifs que négatifs) se produisent pendant des temps différents pour différents modes.

Donc, cette technique permet une estimation conservatrice de la réponse totale pic. Elle n'est pas communément utilisée pour le calcul sismique des structures.

b. La méthode de la combinaison quadratique complète

La technique relativement nouvelle de combinaison modale CQC (combinaison quadratique complète) qui a été publiée pour la première fois en 1981. Elle est basée sur les théories des vibrations aléatoires et a été largement acceptée par de nombreux ingénieurs et a été adoptée dans la majorité des codes de calcul sismique. La règle CQC est une généralisation de la règle de SRSS et s'applique pour une classe plus large des structures.

Il est spécifiquement employé pour des structures ayant des fréquences étroites. La réponse X est donnée par :

$$X = \sum_{i=1}^m x_i^2 + \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m \rho_{ij} x_i x_j \dots\dots\dots (2.0)$$

❖ **ρ_{ij}**: Coefficient de corrélation

Il est évident que 0 ≤ ρ_{ij} ≤ 1, si x_i et x_j , sont de signe opposé, alors (ρ_{ij} x_i x_j) devient négatif. Par conséquent, CQC peut fournir une réponse inférieure à celle fourni par SRSS. Différentes expressions du coefficient de corrélation ρ_{ij} ont proposés dans la littérature.

Deux expressions employées couramment sont données pour le cas quand on suppose que tous les coefficients d'amortissement modaux sont les mêmes (c'est-à-dire, ε_i = ε_j = ε), La première a été proposé par Rosenblueth et Elordy :

$$\rho_{ij} = \frac{s^2(1+\beta_{ij})^2}{(1-\beta_{ij})^2 + 4s^2\beta_{ij}} \dots\dots\dots (2.1)$$

Ou :

$$\beta_{ij} = \frac{w_i}{w_j} \dots\dots\dots (2.2)$$

La deuxième a été proposée par Der Kiureghian :

$$\rho_{ij} = \frac{8s^2(1+\beta_{ij})^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1-\beta_{ij})^2 + 4s^2\beta_{ij} \frac{(1+\beta_{ij})}{2}} \dots\dots\dots (2.3)$$

Les deux expressions fournissent presque la même valeur, particulièrement lorsque :

$$\beta_{ij} = 1,$$

En outre, pour une petite valeur de ε, (ε < 0.1), la valeur du ρ_{ij} diminue rapidement pendant que le β_{ij} s'éloigne de l'unité, pour les fréquences bien séparées, ρ_{ij} peut être ignoré comme elle est supposée dans la règle de combinaison de SRSS.

c. La méthode de la racine carrée de la somme des carrés (SRSS)

Cette méthode est utilisée pour le calcul de la réponse périodique et combine les résultats modaux en prenant la racine de la somme des carrés. Cette méthode ne tient pas compte du

couplage éventuel pouvant exister entre les modes, mais suppose plutôt que les réponses des modes sont statiquement indépendantes. L'amortissement modal n'affecte pas la réponse.

3.1.3. *Combinaisons directionnelles*

Pour chaque quantité de déplacement, de force ou de contrainte dans la structure, la combinaison modale produit une valeur unique positive pour chaque direction d'accélération. Ces valeurs directionnelles pour une quantité de réponse donnée sont combinées pour donner une valeur positive unique, il existe deux méthodes pour combiner les réponses directionnelles, la SRSS (racine carrée de la somme des carrés des réponses) et la somme absolue.

a. La méthode de la racine carrée de la somme des carrés (SRSS) :

Cette méthode combine la réponse pour différentes directions de chargement en prenant la racine carrée de la somme de leurs carrés.

$$R = \sqrt{R_1^2 + R_2^2 + R_3^2} \dots\dots\dots (2.4)$$

Où :

R1, R2, et R3, Sont les valeurs des combinaisons modales pour chaque direction. Cette méthode est invariante par rapport au choix du système de coordonnées choisi, c'est-à-dire, que les résultats sont indépendants du système de coordonnées choisi pourvu que les courbes des spectres de réponses soient identiques dans chaque direction. C'est la méthode la plus recommandée.

b. La méthode de la somme absolue

Cette méthode combine la réponse pour différentes directions de chargement en prenant la somme de leurs valeurs absolues. Un facteur d'échelle IR peut être utilisé pour réduire l'interaction entre les différentes directions.

Pour IR = 1 on aura :

$$R = |R_1| + |R_2| + |R_3| \dots\dots\dots (2.5)$$

Cette méthode est trop conservative.

Pour IR = 0.3 on aura :

$$R = \max(\bar{R}_1, \bar{R}_2, \bar{R}_3) \dots\dots\dots (2.6)$$

Où :

$$\begin{aligned} \bar{R}_1 &= |R_1| + 0.3(|R_2| + |R_3|) \\ \bar{R}_2 &= |R_2| + 0.3(|R_1| + |R_3|) \dots\dots\dots (2.7) \\ \bar{R}_3 &= |R_1| + 0.3(|R_2| + |R_3|) \end{aligned}$$

Et R1, R2, R3, sont les combinaisons modales pour chaque direction Les résultats obtenus par cette méthode vont dépendre du système de coordonnées choisi.

Un spectre général et horizontal de réponse peut être construit en traçant les fonctions suivantes ou l'accélération spectrale est en fonction de la période, comme représenté sur Fig.1

$$Sa = \left(\frac{S_{XS}}{B_S} \right) \left(0.4 + \frac{3T}{T_0} \right) \quad \text{pour } 0 < T \leq 0.2T_0$$

$$Sa = \left(\frac{S_{XS}}{B_S} \right) \quad \text{pour } 0.2T_0 < T \leq T_0 \dots\dots\dots (2.8)$$

$$Sa = \left(\frac{S_{X1}}{B_1 T} \right) \quad \text{pour } T > T_0$$

Où :

- ❖ **BS** : Coefficient utilise pour ajuster les courtes périodes de spectre de réponse pour l'effet de l'amortissement visqueux.
- ❖ **B1** : Coefficient utilise pour ajuster le spectre de réponse pour l'effet de l'amortissement visqueux.
- ❖ **SXS** : Accélération de réponse spectrale aux périodes courtes pour tout niveau de risque et tout amortissement.
- ❖ **SX1** : Accélération de réponse spectrale à une seconde pour tout niveau de risque et tout amortissement.
- ❖ **Sa** : Accélération spectrale.
- ❖ **β** : Coefficient d'amortissement effectif.

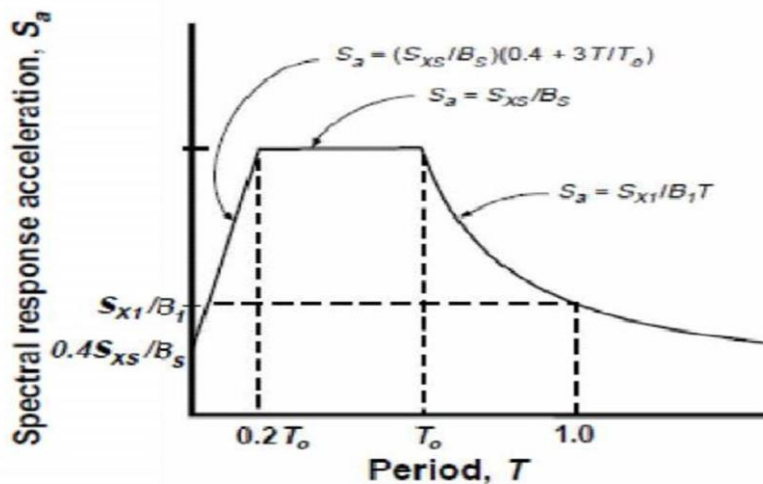


Figure 1 : Spectre de réponse général

Table 1 : Coefficients d'amortissement β_s et β_f en fonction d'amortissement effectif

Effective Damping β (percentage of critical) ¹	B_s	B_f
< 2	0.8	0.8
5	1.0	1.0
10	1.3	1.2
20	1.8	1.5
30	2.3	1.7
40	2.7	1.9
> 50	3.0	2.0

En général, il est recommandé 5% comme coefficient d'amortissement le spectre de réponse soit employé pour la conception de réadaptation de la plupart des bâtiments et systèmes structuraux. Les exceptions sont comme suit :

- Pour des structures sans revêtement extérieur, un coefficient d'amortissement effectif β , de 2% devrait être supposé.
- Pour des structures avec les diaphragmes en bois et un grand nombre de murs et de cloison intérieur, un coefficient d'amortissement visqueux effectif β , de 10% peut être supposé.
- Pour des structures mises en réhabilitation employer la technologie sismique d'isolement ou a augmenté la technologie de dissipation d'énergie, un coefficient d'amortissement visqueux effectif β devrait être calculé selon FEMA 273

3.2. Les méthodes d'analyse temporelles

La dernière catégorie d'analyse comprend des outils qui utilisent un input d'un mouvement de sol spécifique et permettent d'obtenir des quantifications de la réponse de la structure sous forme de réponses temporelles des diverses quantités de la réponse.

Pour l'analyse sismique temporelle des structures, trois techniques d'analyse sont disponibles :

- 1) Méthodes d'intégration pas à pas dans le domaine temporel ;
- 2) Méthode de superposition modale dans le domaine temporel
- 3) Méthodes d'analyse dans le domaine fréquentiel et avec transformation et superposition dans le domaine temporel.

3.2.1. Méthodes d'intégrations pas à pas :

L'intégration pas à pas est l'approche la plus générale et étudie la réponse dynamique d'une structure sous l'action d'une séquence de pulses individuelles dépendantes du temps ayant un pas d'intégration Δt . La force dépendante du temps $P_{eff}(t)$ est divisée en n intervalles de temps de durée Δt et la réponse de la structure aux impulsions est évaluée en tenant compte des conditions initiales appropriées pour les déplacements, vitesses et accélérations modaux, $u(t)$, $\dot{u}(t)$, $\ddot{u}(t)$ respectivement.

Les stratégies d'intégration pas à pas comprennent les schémas d'intégration explicites qui sont conditionnellement stables et les schémas d'intégration implicites qui sont inconditionnellement stables, la différence réside dans la stabilité numérique de la solution.

Les schémas d'intégration numériques peuvent avoir des problèmes de précision, de distorsion de la période quand le pas de temps Δt n'est pas assez petit. Comme règle générale, la stabilité numérique dans les schémas d'intégration numériques explicite, tel que la méthode de Newmark, peut être satisfaite quand le pas du temps Δt est choisi d'une manière à avoir :

$$\Delta t < \frac{T_n}{T_i} \dots\dots\dots (2.9)$$

T_n : représente la période du mode supérieur de vibration le plus significatif Du fait que les systèmes à plusieurs degrés de liberté peuvent avoir de nombreux modes ayant de petites valeurs T_i pour les modes supérieurs, les pas de temps déterminés à partir de l'équation peuvent être très petits, et l'effort de calcul peut devenir très prohibitif.

Dans ces cas, les modes supérieurs peuvent être éliminés par un amortissement numérique ou bien on doit recourir à un schéma d'intégration numérique implicite.

3.2.2. Méthode de superposition modale

Du fait que les modes naturels d'un système sont complètement orthogonaux, n'importe quelles réponses $u(t) = [u_1(t), u_2(t) \dots \dots \dots u_n(t)]$ d'un système linéaire peuvent être étendues en séries de modes naturels $\varphi_1, \varphi_2, \dots \dots \dots \varphi_n$:

$$U(t) = \sum \varphi_i q_i(t) = \varphi q(t) \dots\dots\dots (3.0)$$

Où :

q est le vecteur de l'amplitude des coordonnées généralisées des modes. Les équations de mouvement en termes des modes naturels sont :

$$\ddot{q}_i + 2\xi_i \dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = \frac{P_i}{M_i} \dots\dots\dots (3.1)$$

Où :

Masse généralisée : $M_7 = \varphi_1^T M \varphi_1$
 Amortissement généralisé : $C_7 = \varphi_1^T C \varphi_1$

Rigidité généralisée : $K_7 = \varphi_1^T K \varphi_1$

Force généralisée : $P_7 = \varphi_1^T (P - M \dot{u}_K)$

Fréquence naturelle : $w_1 = \sqrt{\frac{K_1}{M_7}}$

Dans le cas d'un déplacement du support uniquement $P(t)=0$:

$$\frac{P_7}{M_7} (\varphi_1^T M \varphi_1) u = \gamma u \dots \dots \dots (3.2)$$

Est le facteur de participation modale du $i^{\text{ème}}$ mode ; la sommation se fait de $j=1, 2, \dots$

L'équation de mouvement devient :

$$q_i \ddot{u} + 2\zeta q_i \dot{u} + w_i^2 q_i = \gamma_i u_x \quad (i=1,2, \dots, n) \dots \dots \dots (3.3)$$

Si la réponse est écrite comme suit :

$$u(t) = \sum \varphi_1 \gamma_1 q_1(t) \dots \dots \dots (3.4)$$

L'équation de mouvement prend la forme suivante pour chaque mode :

$$q_i \ddot{u} + 2\zeta q_i \dot{u} + w_i^2 q_i = u_x \ddot{u} \quad (i=1,2, \dots, n) \dots \dots \dots (3.5)$$

Qui est identique à l'équation du mouvement d'un système à un seul degré de liberté.

4. CONCLUSION

On a présenté les principales méthodes de calcul sismique pouvant être utilisés par les ingénieurs dans le calcul des structures en zones sismiques.

En fonction de la complexité de la structure, de son importance et des moyens numériques disponibles, l'ingénieur connaissant les hypothèses ainsi que les limitations de chaque méthode peut en toute confiance recourir à la méthode qu'il juge adéquate à son cas particulier.

Cette présentation relativement claire où le bagage mathématique requis est accessible aux ingénieurs les aidera à mieux interpréter les résultats obtenus avec des logiciels de calcul tels que SAP, ETABS etc.

Chapitre 2

La Méthode Pushover

CHAPITRE II.LA METHODE PUSHOVER

1. INTRODUCTION

Lors d'un violent séisme, les structures ne demeurent pas dans l'état élastique. Par conséquent, les systèmes linéaires ne représentent pas bien le comportement sismique réel des structures, donc l'approche linéaire ne peut fournir qu'une compréhension limitée de ce comportement et la non linéarité est incontournable pour une évaluation correcte du comportement sismique des structures.

L'analyse pushover consiste en une série d'analyses élastiques, superposées pour approximer une courbe de capacité ou courbe effort tranchant à la base-déplacement au sommet.

2. ANALYSE PUSH-OVER

2.1. Définition

L'analyse pushover est fondamentalement une analyse statique non linéaire approximative, exécutée sous charges horizontales croissantes d'une façon monotone distribuées sur toute la hauteur de la structure selon un modèle prédéfini jusqu'à ce que les modes de ruines commencent à apparaitre. Durant cette analyse les charges gravitaires demeurent constantes.

Cette analyse nous permet :

- D'évaluer les mécanismes plastiques attendus et la distribution des dommages dans la structure ;
- De connaitre quels sont les modes des ruines possibles ;
- D'approcher d'avantage le comportement réel de la structure ;
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes ;
- L'évaluation des différents paramètres en termes de déplacement et de sollicitations dans les éléments de la structure ;
- D'assurer que la séquence de formation des rotules plastiques est conforme à l'hypothèse de conception ;
- D'évaluer la performance sismique des structures existantes ou renforcés.

Les résultats de l'analyse pushover est une courbe qui nous donne l'effort tranchant à la base de la structure en fonction du déplacement en tête de cette dernière, cette courbe est appelée courbe de capacité ou bien courbe pushover.

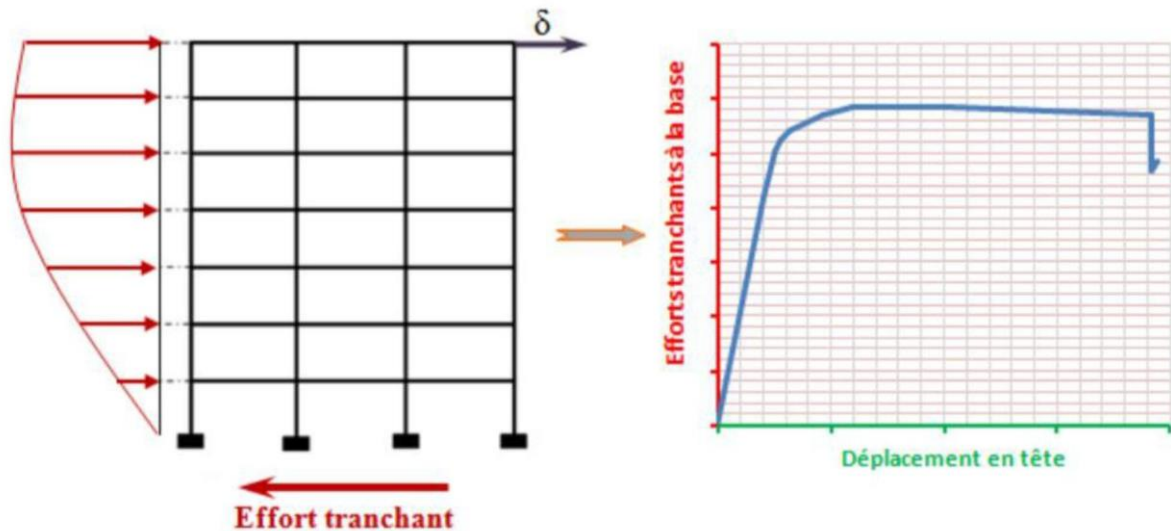


Figure 2 : Courbe de capacité (pushover) d'une structure.

La courbe de capacité de la structure est déterminée en effectuant les étapes suivantes :

- Définition et attribution des rotules plastiques aux éléments de la structure ; Définition de la distribution verticale des charges horizontales ;
- Définition d'un déplacement cible comme référence pour un déplacement attendu de la structure lors d'un séisme ;
- Application des charges de gravité comme condition initiale pour l'analyse Pushover, qui doivent être maintenues constantes durant l'analyse ;
- Application des charges horizontales représentant le séisme, que l'on fait croître d'une façon monotone.

2.2. Description de l'analyse pushover

L'analyse statique non linéaire par poussé progressive communément appelée analyse pushover, est une méthode approximative dont laquelle la structure est soumise à des charges latérales qui se produisent à la suite d'une accélération du sol. Ces charges latérales croissent d'une façon monotone jusqu'à atteindre une première plastification d'un élément structural (apparition des

rotules plastiques), le modèle mathématique de la structure est modifié pour tenir compte de la résistance réduite.

Les charges latérales sont à nouveau appliquées jusqu'à ce que d'autres éléments structuraux supplémentaires atteignent la résistance plastique. Ce processus se poursuit jusqu'à ce que la structure devienne instable ou jusqu'à une limite fixe soit atteinte.

L'analyse pushover permet de présenter de façon simplifiée le comportement de la structure sous l'effet de différents types de charges dues au tremblement de terre. Les restrictions suivantes ont été introduites :

- Toutes les propriétés non-linéaires qui définissent un endommagement éventuel de la structure sous l'effet des forces dues au tremblement de terre sont données dans les rotules plastiques ;
- Les rotules plastiques peuvent être utilisées uniquement dans les structures de type portique. Elles ne sont pas prises en compte dans les éléments de structure comme plaques, coques et solides. Ces types de structures utilisent respectivement les éléments finis surfaciques ou volumiques ;
- Les rotules plastiques sont traitées autant que liaisons non-linéaires indépendantes pour chaque degré de liberté dans le nœud sélectionné ;
- L'interaction entre différents degrés de liberté est négligée ;
- La position de la rotule non-linéaire est définie par l'utilisateur.

2.3. Objectifs et domaine d'application

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

- 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 poteaux et les poutres, 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 faibles des structures.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- L'estimation des déplacements inter-étages qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisée dans le contrôle de l'endommagement.

2.4. Origine de l'analyse

L'analyse statique pushover est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui 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. Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximal) donné par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent. La structure a plusieurs degrés de liberté est modélisée par un oscillateur équivalent en un seul degré de liberté.

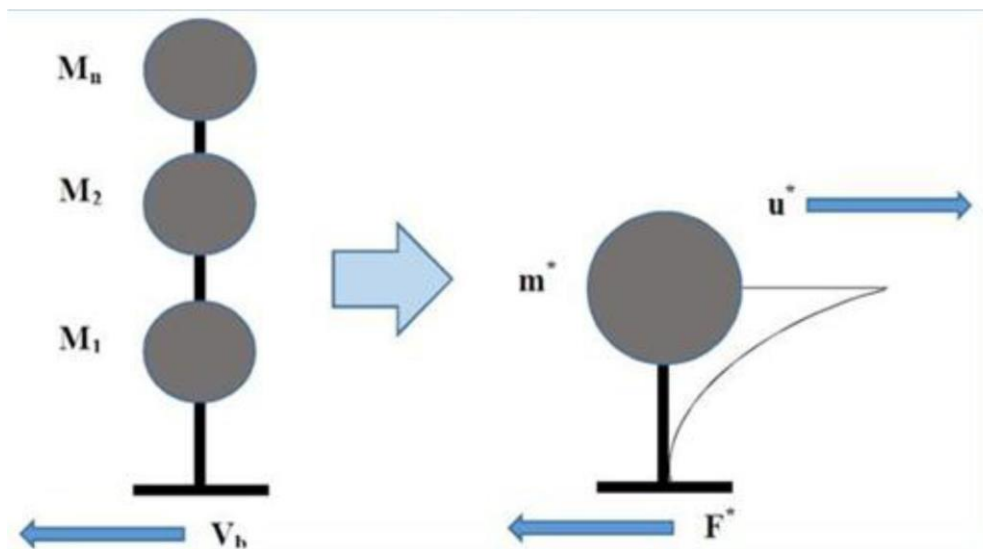


Figure 3 : Caractéristiques force-déplacement de l'oscillateur multiple et de l'oscillateur simple.

2.5. Principe théoriques pushover

Le pushover est une méthode de calcul qui permet d'établir une courbe de capacité de la structure soumise à un chargement statique croissant. L'allure du chargement appliqué lors de l'analyse a

pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique. A partir de cette charge appliquée par étape, le comportement non linéaire de la structure peut être défini. Le non linéarité est en effet introduit dans la structure au moyen des paramètres des rotules plastiques. Malgré les limites lors de la modélisation du séisme comme une action unidirectionnelle, le pushover représente un moyen satisfaisant de calcul qui permet d'acquérir des connaissances réelles sur le comportement de la structure et permet de localiser ses points faibles par la déclaration des rotules plastiques.

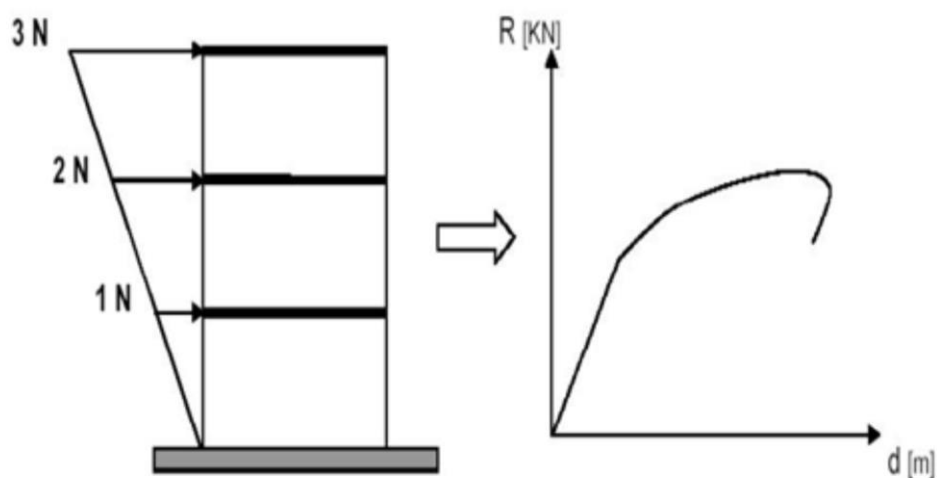


Figure 4 : Principe de l'analyse pushover

2.6. Avantages de l'analyse

L'avantage de l'analyse pushover est qu'il s'applique également à l'évaluation des structures existantes et à la conception des neufs. L'analyse pushover fournit des informations sur beaucoup de caractéristiques de réponse qui ne peuvent pas être obtenues à partir d'une analyse statique ou dynamique élastique linéaire. Ce qui suit sont des exemples de telles caractéristiques de réponse :

- Les demandes en force dans les éléments potentiellement fragiles, comme les demandes axiales en force dans les poteaux, les demandes en moments dans les zones de connexion poteau-poutre etc.
- L'estimation de la demande en déformation pour les éléments qui doivent déformer inélastiquement afin d'absorber l'énergie donnée à la structure par les mouvements de sol.

- Conséquence de la détérioration de différents éléments sur le comportement du système structural.
- L'identification des régions critiques dans lesquelles on s'attend que la demande en déformation soit haute.
- L'identification des discontinuités de force en plan ou en élévation qui mèneront aux changements des caractéristiques dynamiques dans le domaine non élastique.
- L'évaluations des déplacements inter-étages, qui expliquent les discontinuités de force ou de rigidité et peuvent être employées pour contrôler les dommages et pour évaluer les effets *P-delta*.
- Vérification de la complétude du chemin de chargement considérant tous les éléments de la structure, les éléments non structuraux rigides ainsi que les fondations.

2.7. Les limites de l'analyse pushover :

Comme la méthode statique non linéaire présente des avantages elle a plusieurs limitations :

On doit souligner que l'analyse pushover est approximative en nature et basée sur le chargement statique. Car elle ne peut pas représenter des phénomènes dynamiques avec un grand degré d'exactitude. Une évaluation complète de l'exactitude des prévisions de demande de pushover exigera l'exécution d'un grand nombre de cas d'études pour plusieurs configurations différentes.

Les charges latérales représentent la distribution probable des forces d'inertie imposées à la structure pendant un tremblement de terre. La distribution des forces d'inertie change avec la sévérité du tremblement de terre et avec le temps pendant le tremblement de terre. La courbe de capacité est très sensible au choix de la répartition des charges latérale, le choix de modèle latéral de charge est plus critique pour l'évaluation précise du déplacement de cible.

N'importe quel modèle invariable de charge mènera à une concentration des déformations non élastiques dans l'étage supérieure, et ne peut jamais lancer des déformations non élastiques dans les autres étages. Ainsi, le bon jugement doit être utilisé en choisissant des modèles de charge et en interprétant les résultats obtenus à partir des modèles choisis de charge.

Il est recommandé d'utiliser au moins deux modèles fixés [4] de charge qui forment les limites supérieures et inférieures pour que les distributions de force d'inertie prévoient des variations probables de comportement structurale globale et des demandes locales. Le premier modèle devrait être avec une répartition des charges uniforme et l'autre devrait être profil de "code" ou

modèle multimodal de charge. Le type de chargement code est permet si plus de 75% de toute la masse participe à la charge fondamentale.

Les modèles invariables de charge ne peuvent pas expliquer la redistribution des forces d'inertie en raison de la déformation progressive et les changements dans les propriétés dynamiques de la structure.

La discussion sur le déplacement cible et le modèle latéral de charge indique que l'analyse pushover suppose que la réponse de la structure peut être liée à cela d'un système équivalent à un seul degré de liberté. En d'autres termes, la réponse est contrôlée par le mode fondamental qui reste constant pendant tout l'historique de réponse. Bien que cette hypothèse soit incorrecte, quelques chercheurs ont obtenu 8 prévisions pushover locales et globales satisfaisantes sur le bas et à mi structures dans lesquelles la réponse est dominée par le mode fondamental et l'inélasticité est distribuée dans toute la taille de la structure.

3. ROTULES PLASTIQUES

La rotule plastique est une zone d'un élément de structure (poutres, poteaux, voiles) subissant des déformations irréversible et capables de dissiper de l'énergie sous sollicitations alternées. Au-delà d'un seuil de sollicitation, elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément.

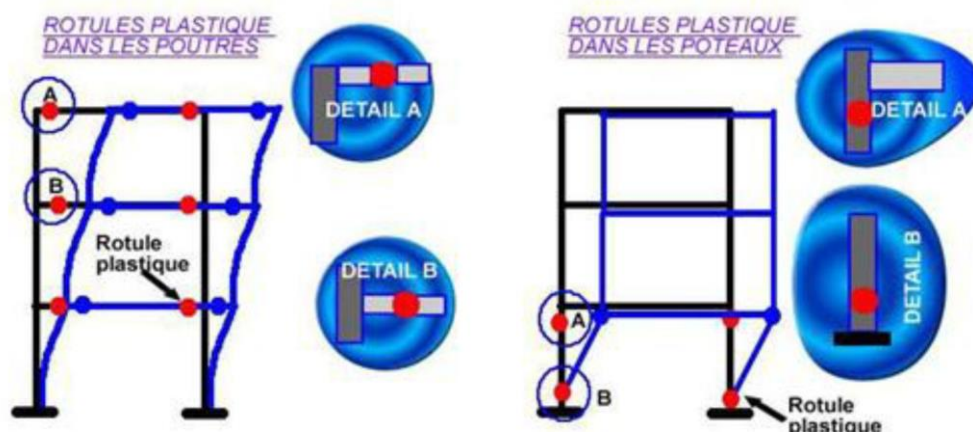


Figure 5 : Rotules plastiques au niveau des poteaux et des poutres.

Le comportement non linéaire des poutres et des poteaux est représenté par l'attribution concentrée des rotules plastiques aux extrémités des éléments. Les caractéristiques de flexion des poutres sont définies par des relations moment-rotation assignées comme rotules de moment aux extrémités des poutres. Une surface d'interaction force axiale-flexion permet de déterminer une relation moment-rotation pour représenter les caractéristiques de flexion des rotules plastiques aux extrémités des poteaux.

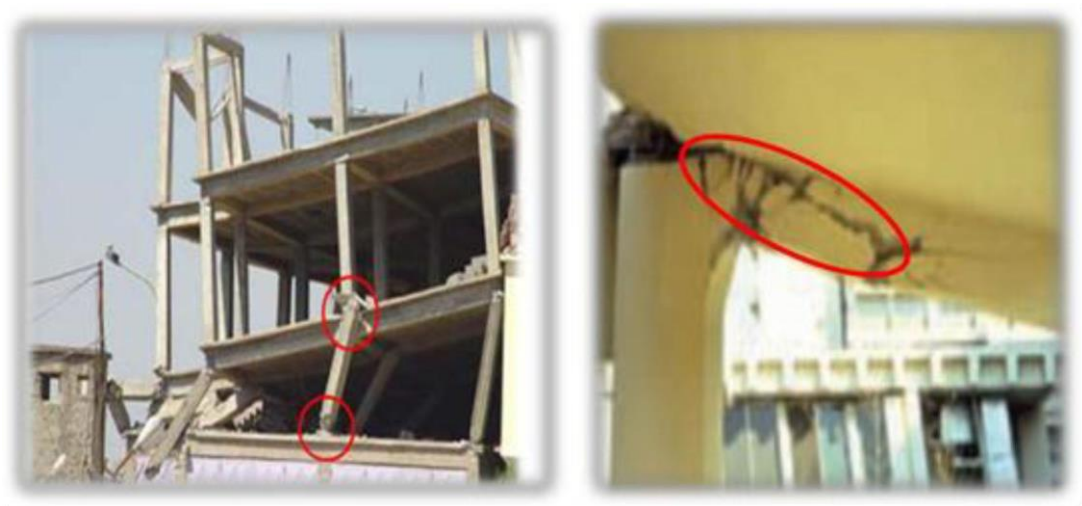


Figure 6 : Rotule plastique au niveau des poteaux et des poutres.

3.1. Formation des rotules plastiques

L'analyse pushover nous permet d'évaluer l'état de comportement des éléments de la structure si ces derniers passent aux domaines plastiques (rotules plastiques), et vérifier l'emplacement des rotules plastiques dans les différents éléments structuraux (poteaux, poutres). De préférence ces rotules plastiques doivent être formées dans les éléments horizontaux (poutres) plutôt que dans les éléments verticaux (poteaux), ce qui est conforme au principe du poteau fort/poutre faible. Après le début de plastification des barres longitudinales, la déformation se concentre dans une région appelée rotule plastique.

L'étendue de cette zone contrôle le comportement post-élastique des éléments structuraux donc toute la structure.

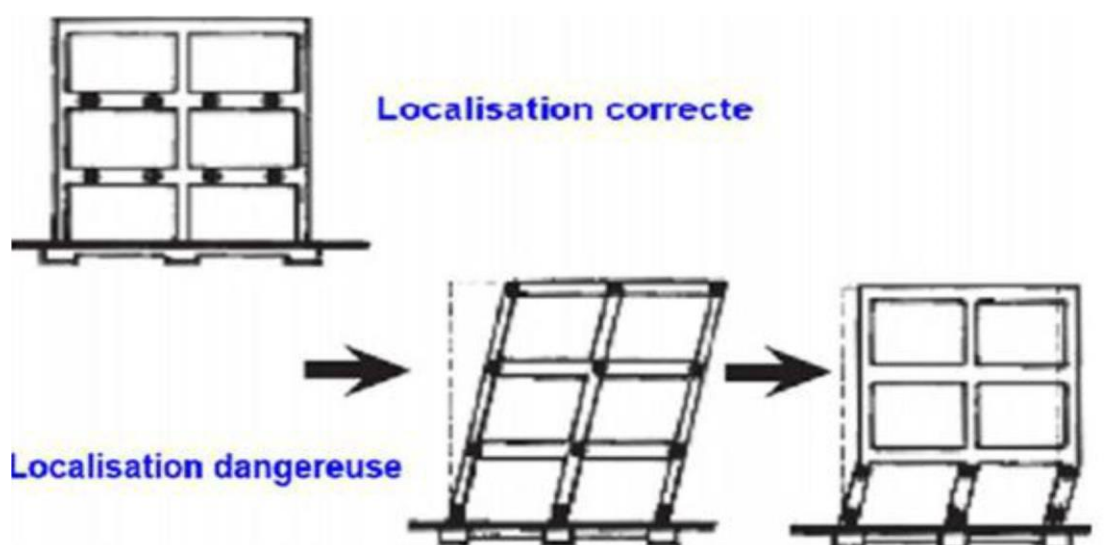


Figure 7 : Formation des zones plastifiées (rotules plastiques).

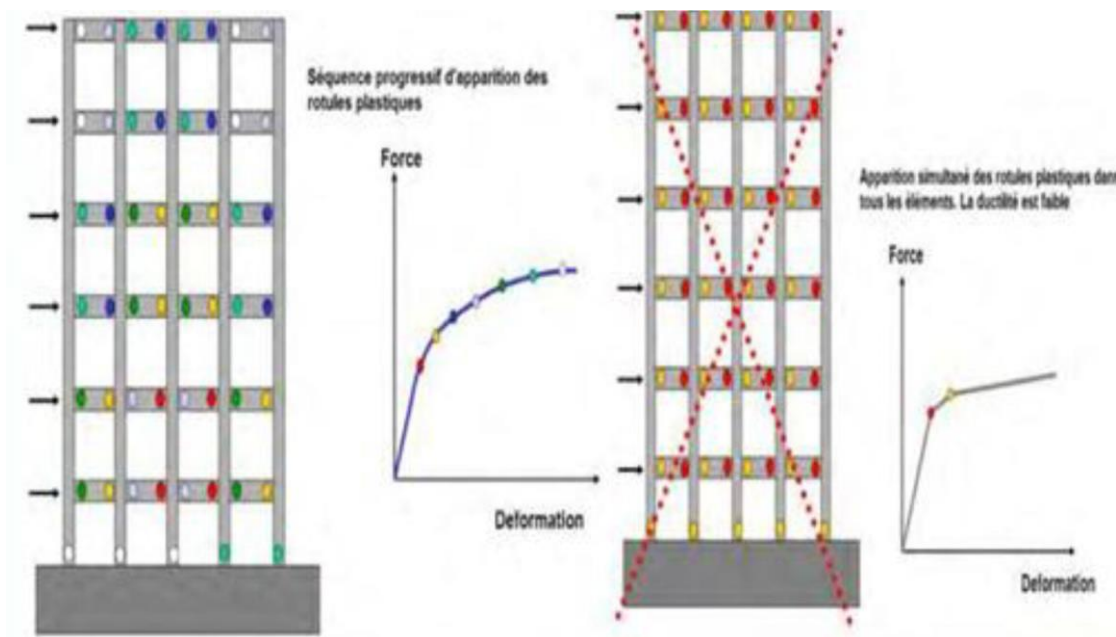


Figure 8 : Développement de l'apparition des rotules plastiques dans une structure.

4. DISTRIBUTION DES CHARGES LATÉRALES

L'utilisation de la méthode d'analyse pushover pose le problème de la définition de la distribution des forces horizontales appliquées. La forme des actions sismiques appliquées à la structure est en règle générale, triangulaire ou trapézoïdale (Figure 9) d'intensité proportionnelle aux premiers modes propres de la structure. Les coefficients de proportionnalité étant simplement les masses de chacun des niveaux.

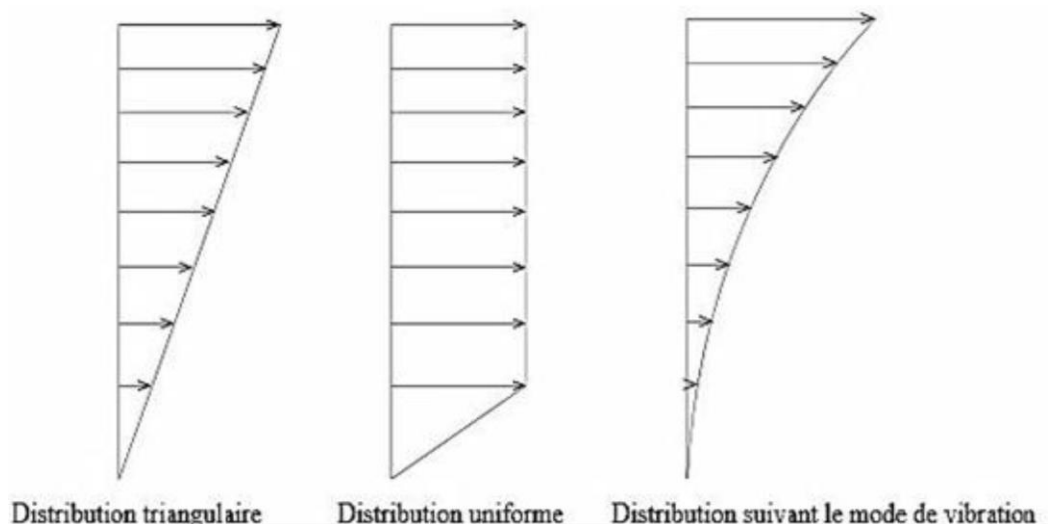


Figure 9: Distribution des forces horizontales associées à diverses déformations élasto-plastiques de la structure.

La distribution idéale est celle développée dans l'analyse temporelle élasto-plastique, qui varie au cours du séisme selon le schéma de déformation plastique de la structure. Il suffit alors de considérer plusieurs distributions verticales de forces horizontales appliquées à l'emplacement des masses dans le modèle.

5. DEPLACEMENT CIBLE DE LA STRUCTURE

La relation entre l'analyse pushover, qui est statique, et le comportement réel de l'ossature sous séisme, qui est dynamique, est établie par la définition d'un déplacement « cible », (déplacement maximum attendu de la structure). Il permet d'associer les résultats de l'analyse en poussé progressive, qui caractérisent « l'offre de déformation » à « la demande de déformation » correspondant au déplacement cible.

6. COURBE DE CAPACITE

La méthode pushover passe par la détermination des déplacements latéraux de la structure quand l'effort tranchant en pied est incrémenté de manière régulière (en intensité).

- La distribution des efforts latéraux est maintenue constante pendant l'analyse ;
- La distribution des efforts latéraux suit en principe la déformée du mode fondamental ;
- Alors que l'effort tranchant est incrémenté au cours du processus, le comportement de chaque élément est analysé tant en termes de variation de raideur que de résistance ;
- En intégrant dans le modèle des lois matériaux et des lois de dégradation des nœuds de structure sollicitée au-delà de leur limite élastique, une courbe reliant l'effort tranchant sismique appliqué à la structure au déplacement de la structure peut être générée.

La détermination de la courbe de capacité par l'analyse pushover, consiste à appliquer un chargement latéral statique monotone croissant équivalent, cette application de charge dépend directement de la réponse modale de la structure.

En effet, le chargement doit reproduire, les modes déterminants retenus pour la structure en appliquant des facteurs de charges compatibles avec le mode considéré dans une analyse multimodale. La force sismique (l'effort tranchant à la base V_b) est transformée en accélération spectrale S_a le déplacement réel au niveau du toit U_t est transformé en déplacement spectral S_d .

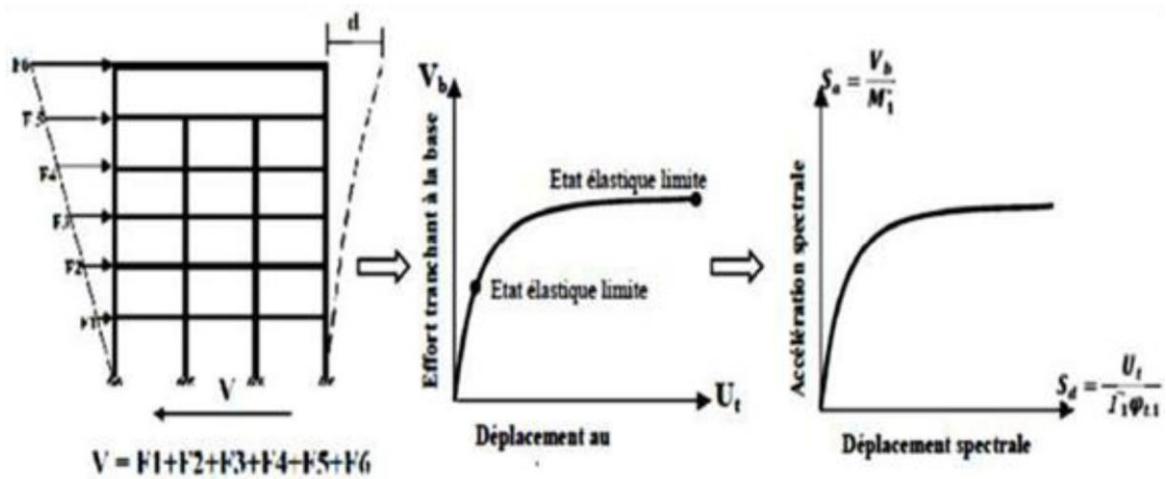


Figure 10 : Diagramme de capacité (pushover).



Figure 11 : : Courbe de capacité (pushover).

Il y a plusieurs critères qui affectent la précision de l'analyse pushover, on cite le déplacement maximal et le choix de la forme du chargement latéral qui déforme la structure d'une manière similaire au chargement sismique

7. NIVEAUX D'ENDOMMAGEMENT

D'après la figure 12 on remarque que la courbe est composée de quatre segments, chaque segment correspond à une étape d'endommagement.

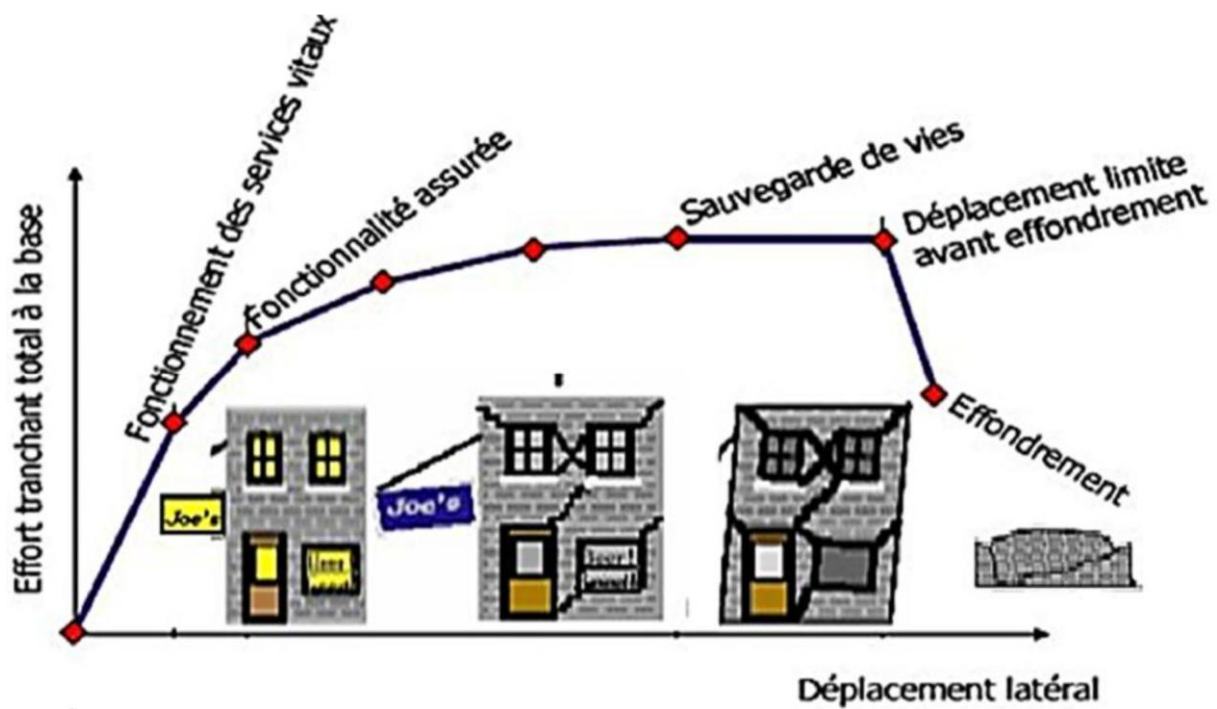


Figure 12 : Niveaux d'endommagement représenté par une courbe de capacité.

- a) **Le premier niveau** : correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non endommagement).
- b) **Le deuxième niveau** : d'endommagement correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est susceptible de se développer.
- c) **Le troisième niveau** : représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger. Au-delà de ce niveau, la structure est susceptible à l'effondrement, ne présentant aucune capacité de résistance.

8. UTILISATION DES RESULTATS PUSH-OVER

La méthode d'analyse pushover est la méthode préférée pour l'évaluation de la performance sismique des structures par les réglementations et les importants codes des travaux de réhabilitation. L'analyse pushover permet de tracer la séquence de ruine des éléments et le niveau de dommage structurel, ainsi que la progression de la courbe globale de capacité de la structure. La finalité de la méthode d'analyse pushover est d'estimer les paramètres critiques de réponse imposés au système structurel.

Ses composantes aussi proches que possible de celles prédites par l'analyse dynamique non linéaire, l'analyse pushover fournit des informations sur d'innombrables réponses

caractéristiques qui ne peuvent pas être obtenues à partir d'une analyse élastique statique ou une analyse dynamique élastique.

9. POINT DE PERFORMANCE

A partir de la courbe de capacité (Figure 11), il devient alors intéressant de comparer celle-ci avec la sollicitation d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise en général des courbes « Spectre d'accélération S_d – Spectre de déplacement S_a ».

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

- Réaction à la base / masse = accélération
- Déplacement / Facteur de participation modale = déplacement

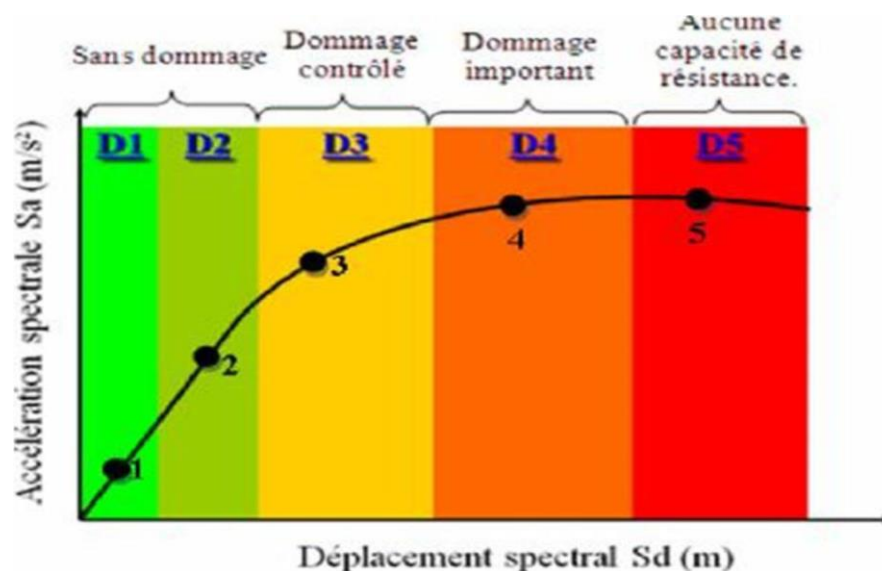


Figure 13 : : Représentation graphique de l'état d'endommagement des structures en B.A

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

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

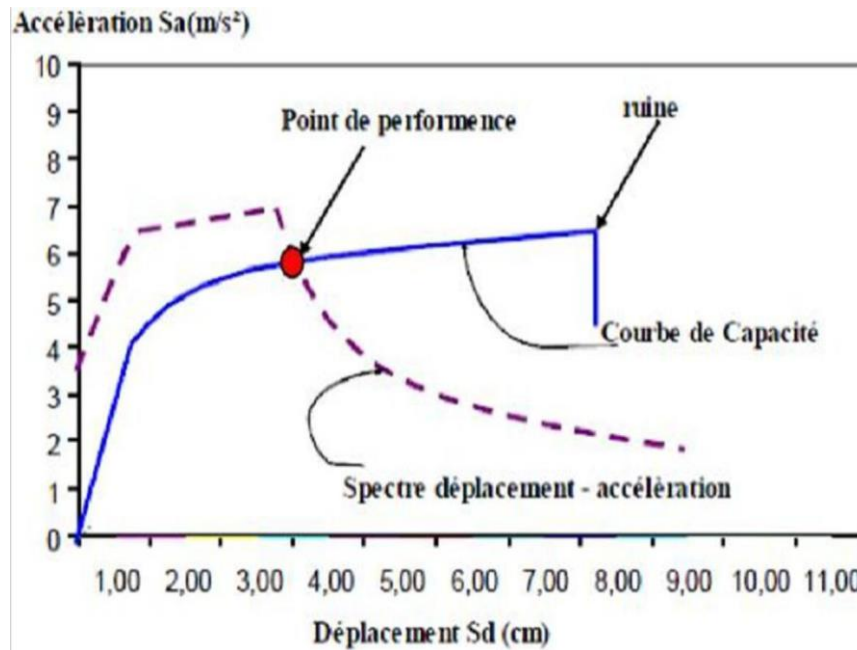


Figure 14 : : point de performance et principe d'évaluation de la courbe de capacité.

Le déplacement d'une structure équivalente élastique est trouvé par le prolongement de la partie élastique de la courbe de capacité jusqu'au croisement avec le spectre (point A).

Le déplacement inélastique de la structure réelle est celui qui lui correspond sur la courbe de capacité au point B.

Avec cette construction, on peut par exemple définir si la structure nécessite une augmentation de sa capacité de déformation ou bien une augmentation de sa rigidité.

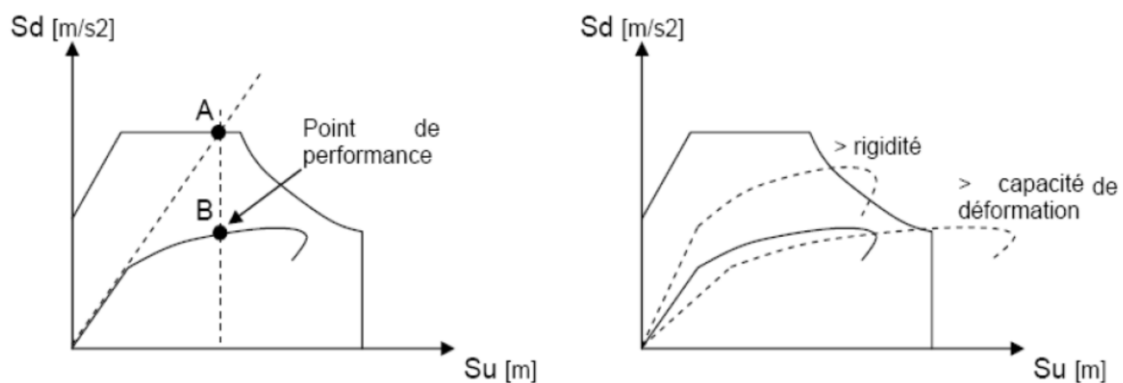


Figure 15 : Point de performance et principe d'évaluation de la courbe de capacité.

Les normes américaines FEMA 356, prévoient de croiser la courbe de capacité avec plusieurs spectres. Le comportement inélastique est approché par l'accroissement du coefficient d'amortissement visqueux. L'itération consiste en principe à trouver le point d'équilibre entre ductilité demandée et amortissement requis.

Le point de croisement de la courbe avec un spectre permet de définir la ductilité nécessaire à la structure (rapport entre point D et point C).

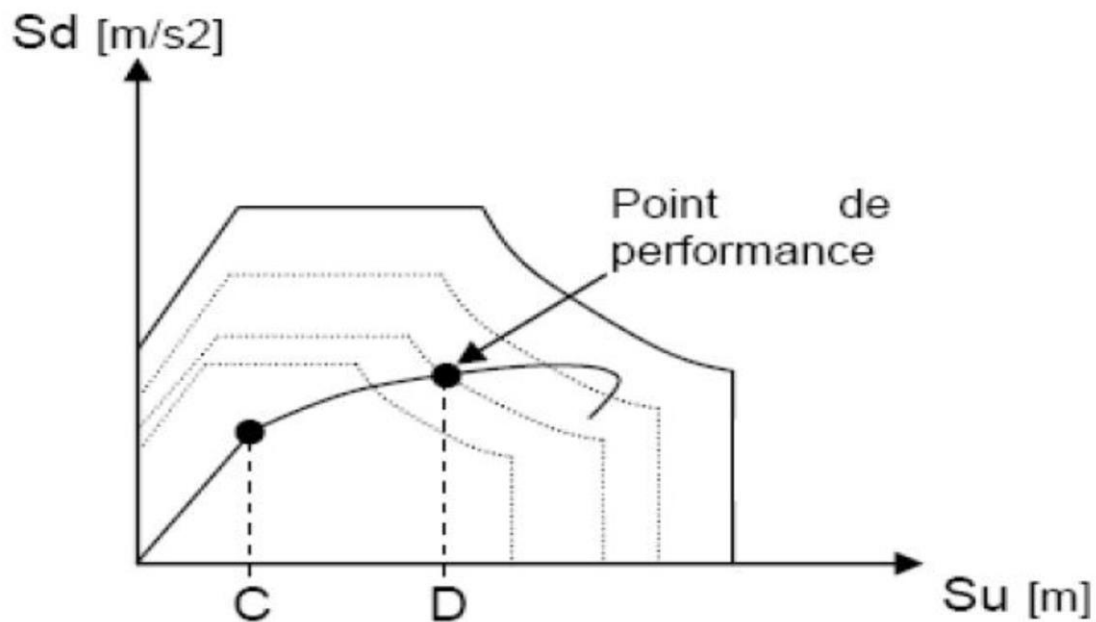


Figure 16: Point de performance – principe de réduction du spectre.

En plus de la courbe de capacité fournie par l'analyse Pushover, on peut aussi suivre l'histoire de formation des rotules plastiques à chaque pas et le déplacement correspondant de chaque nœud de la structure.

10. CONCLUSION

L'analyse pushover est un outil très utile qui peut permettre aux ingénieurs de structures d'évaluer la performance sismique des bâtiments existants et de rechercher plusieurs schémas de confortement pour ces bâtiments et d'étudier de nouvelles structures qui se comporteront d'une manière adéquate durant de futurs séismes.

L'analyse pushover permet de tracer la séquence de ruine des éléments et le niveau de dommage structurel, la prise en compte de l'interaction efforts tranchants-moment de flexion dans la définition des rotules plastiques, ainsi que la progression de la courbe globale de la capacité de la structure.

Chapitre 3

Modélisation et Application
de la Méthode Pushover

CHAPITRE III. MODELISATION ET APPLICATION DE LA METHODE PUSHOVER

1. INTRODUCTION

L'analyse Pushover est une méthode de calcul statique non linéaire largement utilisée pour évaluer la performance sismique des structures. Dans ce chapitre on va faire une analyse pushover pour un bâtiment R+14. Pour ce faire, on utilise le logiciel ETABS 21.2.0.

2. DESCRIPTION DU LOGICIEL ETABS :

ETABS (Extended 3D Analysis of Building Systems) est un logiciel de calcul avancé dédié à l'analyse et à la conception des structures de bâtiments. Développé par Computers and Structures, Inc. (CSI), ETABS offre une gamme complète d'outils et de fonctionnalités spécifiques pour la modélisation, l'analyse et la conception des structures de bâtiments.

2.1. Caractéristiques principales d'ETABS

2.1.1. *Modélisation intuitive et précise :*

- **Interface graphique avancée :** Permet une modélisation rapide et précise des structures avec des outils graphiques interactifs.
- **Terminologie adaptée :** Utilise des termes spécifiques au domaine du bâtiment comme plancher, dalle, trumeau, linteau, facilitant la prise en main par les professionnels du secteur.

2.1.2. *Analyse statique et dynamique :*

- **Analyse linéaire et non linéaire :** Capable de réaliser des analyses statiques linéaires et non linéaires, ainsi que des analyses dynamiques pour des études sismiques détaillées.
- **Répartition automatique des charges :** Simplifie la répartition des charges et le calcul des forces internes.

2.1.3. Conception conforme aux normes internationales :

- **Support de multiples réglementations :** Intègre les normes de conception internationales telles que l'Eurocode, l'UBC, l'ACI, facilitant la conformité réglementaire.
- **Calculs et dimensionnement automatiques :** Automatise le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux selon les normes sélectionnées.

2.1.4. Fonctionnalités spécialisées pour les bâtiments :

- **Centre de masse et de rigidité :** Calcul automatique des centres de masse et de rigidité pour une analyse précise des comportements structurels.
- **Excentricité accidentelle :** Prend en compte les effets d'excentricité accidentelle dans l'analyse sismique.

3. ANALYSE PUSHOVER AVEC ETABS

L'analyse pushover est une méthode non linéaire statique utilisée pour évaluer la performance sismique des structures sous des charges progressives. ETABS facilite cette analyse grâce à ses fonctionnalités avancées et sa capacité à modéliser des comportements non linéaires.

3.1. Fonctionnalités de l'analyse pushover dans ETABS

3.1.1. Modélisation non linéaire :

- **Charnières plastiques :** Les éléments structurels peuvent être définis avec des charnières plastiques pour modéliser les zones de déformation non linéaire.
- **Comportement réaliste des matériaux :** Permet de capturer les comportements complexes des matériaux sous charges sismiques.

3.1.2. Application de charges progressives :

- **Charges horizontales croissantes :** Applique des charges horizontales de manière monotone pour simuler les effets des forces sismiques.
- **Profils de charge variés :** Permet l'utilisation de différents profils de distribution de charges (uniforme, modal, etc.).

3.1.3. *Courbes pushover :*

- **Relation force-déplacement :** Génère des courbes pushover montrant la relation entre la force appliquée et le déplacement global de la structure.
- **Points de performance :** Aide à identifier les seuils de non-linéarité et les modes de défaillance.

3.1.4. *Évaluation de la performance sismique :*

- **Niveaux de dommage :** Évalue les niveaux de dommage et les mécanismes de défaillance potentiels.
- **Critères de performance :** Vérifie si la structure répond aux critères de performance sismique définis par les normes.

3.1.5. *Rapports et visualisation :*

- **Rapports détaillés :** Fournit des rapports complets sur les résultats de l'analyse pushover.
- **Visualisation graphique :** Offre des visualisations graphiques des déformations et des modes de défaillance pour une interprétation claire des résultats.

3.2. **Avantages de l'utilisation de l'analyse pushover dans ETABS**

- **Précision et fiabilité :** Modélisation non linéaire avancée pour des résultats précis.
- **Conformité aux normes :** Supporte les normes internationales pour garantir la sécurité et la conformité.
- **Optimisation de la conception :** Aide à optimiser les conceptions pour améliorer la résistance sismique.
- **Identification des vulnérabilités :** Permet de cibler les points faibles pour des interventions de renforcement efficaces.

En résumé, ETABS est un logiciel spécialisé et puissant pour l'analyse et la conception des structures de bâtiments, offrant des capacités avancées pour l'analyse pushover et aidant les ingénieurs à assurer la sécurité et la robustesse des structures face aux séismes.

4. APPLICATION DE LA METHODE PUSH OVER SUR LE BATIMENT ETUDIEE

4.1. Description de la structure étudiée.

La structure est un bloc de rez de chaussée plus huit étages destinée à usage d'habitation.

4.2. Caractéristiques géométriques de la structure

4.2.1. Dimensions en élévation :

- Hauteur de RDC $H=4,08$ m
- Hauteur d'étage courant $H=3,06$ m
- Hauteur totale du bâtiment $H= 46.92$ m

4.2.2. Dimensions en plan :

- Longueur totale $L=27.50$ m
- Largeur totale $L=22.50$ m

4.2.3. Plans de la structure

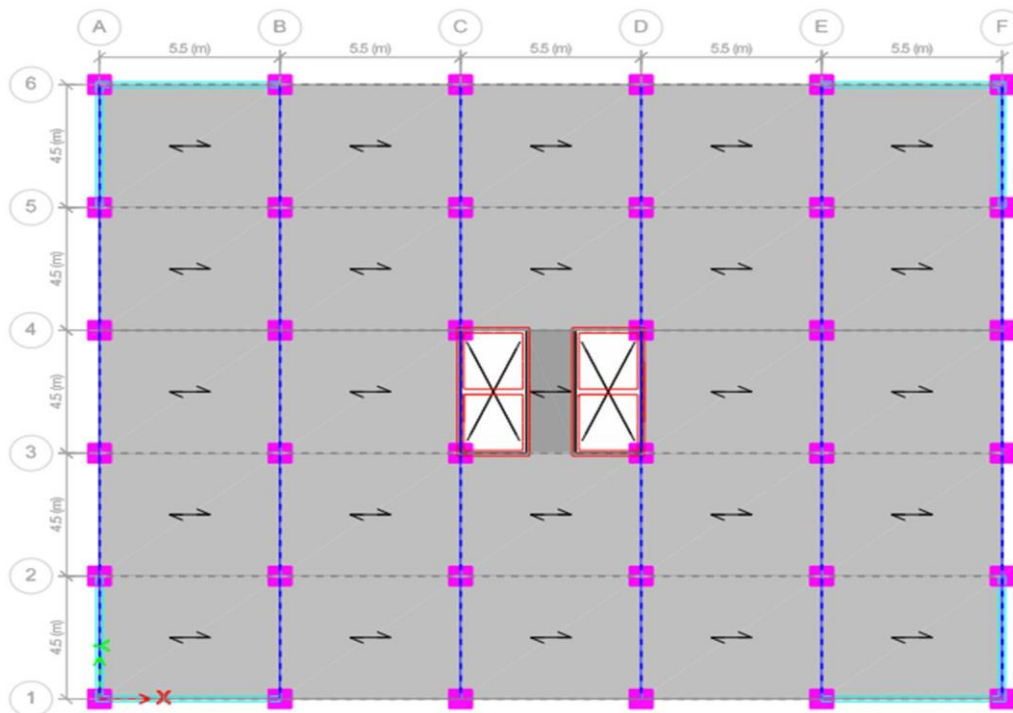


Figure 17 : Vue en plan.

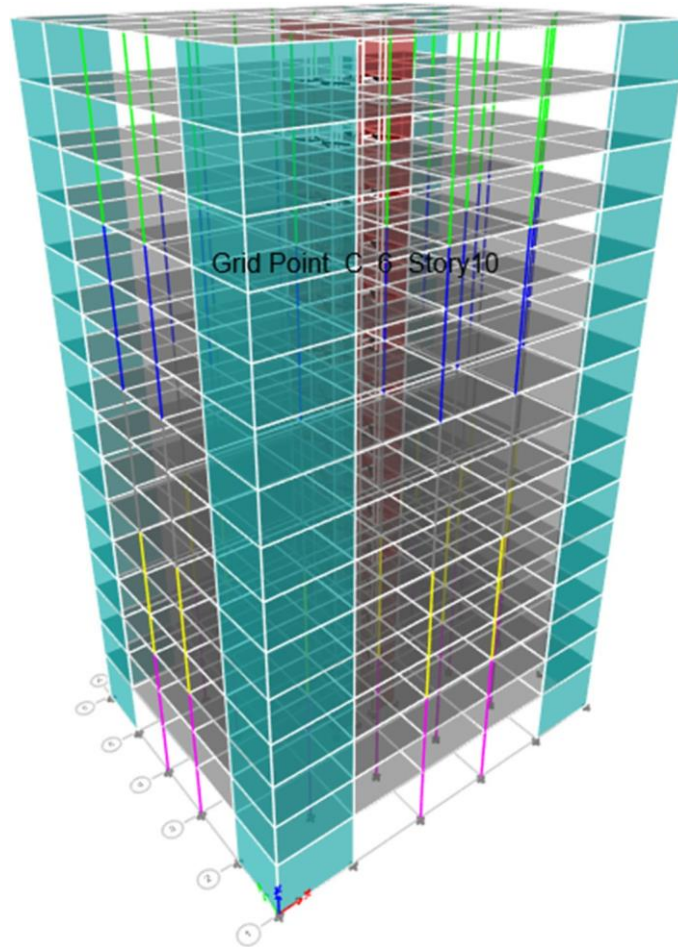


Figure 18 : Vue en élévation.

4.3. Application de la méthode push over

La courbe de capacité de la structure ($V_{\text{base}} - D_{\text{sommet}}$) est déterminée en effectuant les étapes suivantes :

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

4.3.1. Définition du comportement non linéaire des poutres et des poteaux :

La définition du comportement non linéaire des poutres et des poteaux se traduit par l'introduction de rotules plastiques « Plastic Hinge » à des sections susceptibles de se plastifier, la propriété de ces rotules est définie en tenant compte des sollicitations auxquels ils sont exposés. Les propriétés des différents rotules plastiques définies par défaut par le logiciel sont extraites des règlements américains **ATC40** [1] et **FEMA273** [12].

Pour chaque type de rotule choisie « **Hinge Property** », on introduit dans la case « **Relative Distance** » les valeurs des rapports (**0.1**) et (**0.9**) qui correspondent aux extrémités des poutres et des poteaux (Noeud).

Pour notre modèle de calcul, nous allons introduire dans les poutres et les poteaux des rotules plastiques avec des lois de comportement définies **par défaut** par le logiciel comme suit :

- **Poutres** : Rotules de flexion de type (M3)

Les rotules de flexion « Auto M3 » sont introduites aux niveaux des zones nodales des poutres comme suit :

Sélection des poutres → Assign → Hinges

Frame Assignment - Hinges

Frame Hinge Definition Type

- Nonlinear Beam/Column
- Distributed Plasticity
- Equal Spacing
- Continuous Spring Support (Piles or Grade Beams)
- User Defined

Convert to User Defined

Frame Hinge Assignment Data - User Defined

Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Absolute Distance m
Auto M3	Relative to clear length	0.9	0
Auto M3	Relative to clear length	0.1	
Auto M3	Relative to clear length	0.9	
Auto M3	Relative to clear length	0.1	

Current Hinge Information

Type: From Tables in ASCE 41-17
 Table: Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i
 DOF: Auto M3, Isotropic hysteresis

Options

- Add Specified Hinge Assigns to Existing Hinge Assigns (All hinges will be converted to User Defined)
- Replace Existing Hinge Assigns with Specified Hinge Assigns

Existing Hinge Assignments on Currently Selected Frame Objects

Number of Selected Frame Objects: 900
 Total Number of Hinges on All Selected Frame Objects: 1800
 All 1800 existing hinge assignments will be removed when the above hinge assignment is applied

Fill Form with Hinges on Selected Frame Object

Buttons: Add Hinge, Modify Hinge, Delete Hinge, Show Advanced Parameters, OK, Cancel

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type

From Tables in ASCE 41-17

Select a Hinge Table

Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i

Degree of Freedom

- M2
- M3

Hysteresis Type: Isotropic (Modify/Show)

V Value From

- Case/Combo: Push X
- User Value: V2

Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced

- From Current Design
- User Value (for positive bending)

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity

- Drops Load After Point E
- Is Extrapolated After Point E

Ultimate Strength Limit

Ultimate Strength Limit (as a Ratio to Yield Strength): 1.1

Buttons: OK, Cancel

Figure 19 : Introduction des rotules plastiques des poutres

- **Poteaux** : des rotules de type « PMM » sont introduites aux niveaux des zones nodales des poteaux comme suit :

Sélection des poteaux → Assign → Hinges

Frame Assignment - Hinges

Frame Hinge Definition Type

- Nonlinear Beam/Column
- Distributed Plasticity
- Equal Spacing
- Continuous Spring Support (Piles or Grade Beams)
- User Defined

Frame Hinge Assignment Data - User Defined

Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Absolute Distance m
Auto	Relative to clear length	0.9	0
Auto P-M2-M3	Relative to clear length	0.1	
Auto P-M2-M3	Relative to clear length	0.9	
Auto P-M2-M3	Relative to clear length	0.1	
Auto P-M2-M3	Relative to clear length	0.9	

Current Hinge Information
 Type: From Tables in ASCE 41-17
 Table: Table 10-8 (Concrete Columns)
 DOF: Auto P-M2-M3

Options

- Add Specified Hinge Assigns to Existing Hinge Assigns (All hinges will be converted to User Defined)
- Replace Existing Hinge Assigns with Specified Hinge Assigns

Existing Hinge Assignments on Currently Selected Frame Objects
 Number of Selected Frame Objects: 540
 Total Number of Hinges on All Selected Frame Objects: 0

Buttons: Add Hinge, Modify Hinge, Delete Hinge, Show Advanced Parameters, OK, Cancel

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
From Tables in ASCE 41-17

Select a Hinge Table
Table 10-8 and 10-9 (Concrete Columns)

Degree of Freedom

- M2
- M3
- M2-M3
- P-M2
- P-M3
- P-M2-M3
- Parametric P-M2-M3

Concrete Column Behavior

- Not Controlled by Inadequate Development or Splicing
- Controlled by Inadequate Development or Splicing

Shear Reinforcing Ratio $\rho = A_v / (b_w * s)$

- From Current Design
- User Value

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity

- Drops Load After Point E
- Is Extrapolated After Point E

P Values From

- Case/Combo
- User Value

Gravity: Push X
 Gravity + Lateral: Push X

Shear Demand at Flexural Yielding / Shear Capacity (V_yE / V_{col0E})

- Program Calculated
- User-specified Shear Demand, V_yE
- User-specified Ratio, V_yE / V_{col0E}

Shear Reinforcement Spacing Ratio (s/d)

- From Current Design
- User Value

Ultimate Strength Limit
 Ultimate Strength Limit (as a Ratio to Yield Strength): 1.1

Buttons: OK, Cancel

Figure 20 : Introduction des rotules plastiques des poteaux.

Après avoir défini le comportement non linéaire des éléments de structure (poteaux et poutres), on peut à présent passer à la prochaine étape qui consiste à définir le chargement de l'analyse push over.

4.3.2. Définition du chargement de l'analyse push over :

L'analyse push over consiste à appliquer à la structure une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible « **Déplacement contrôlé** ».

a. Définition de l'analyse sous charges gravitaires :

Dans cette étape il convient d'appliquer l'ensemble des charges gravitaires par étapes, On choisira par exemple une application en deux étapes. La création d'un cas push over pour les charges gravitaires est indispensable pour la définition des deux autres cas.

En effet, ces derniers utilisent comme base de départ les résultats finaux du premier. Par charges gravitaires, on entend l'ensemble des charges présentes sur la structure (poids propre, sur charges utiles,)

On clique sur : **Define** → **Load cases**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	G	1
Load Pattern	Q	0.2

Figure 21 : Définition de la charge gravitaire dans l'analyse push over

Dans la fenêtre qui apparaît, on introduit le nom du chargement « **Grav** ».

Le chargement introduit correspond à la combinaison proposée par le RPA 99/ version 2003 pour la détermination des charges sismiques sous (**G+0.2Q**)

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

Pour définir l'analyse sous charges horizontales on clique sur : **Défine** → **Load cases**

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:** Load Case Name: Push X; Load Case Type: Nonlinear Static; Mass Source: MASSE; Analysis Model: Default.
- Initial Conditions:** Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State; Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included). Nonlinear Case: (empty).
- Loads Applied:** A table with columns: Load Type, Load Name, Scale Factor. Row 1: Acceleration, UX, 1.
- Other Parameters:** Modal Load Case: Modal; Geometric Nonlinearity Option: None; Load Application: Displacement Control; Results Saved: Multiple States; Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis; Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event.

Figure 22 : Définition du chargement de l'analyse Push over (sens xx).

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:** Load Case Name: Push Y; Load Case Type: Nonlinear Static; Mass Source: MASSE; Analysis Model: Default.
- Initial Conditions:** Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State; Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included). Nonlinear Case: GRAVITE.
- Loads Applied:** A table with columns: Load Type, Load Name, Scale Factor. Row 1: Acceleration, UY, -1.
- Other Parameters:** Modal Load Case: Modal; Geometric Nonlinearity Option: None; Load Application: Displacement Control; Results Saved: Multiple States; Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis; Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event.

Figure 23 : Définition du chargement de l'analyse Push over (sens yy).

En modifiant le paramètre « **Load application** », et effectuée mode déplacement contrôlé, le nœud de contrôle est défini dans la case « **Use Monitored Displacement** », le déplacement cible est définie par défaut dans le logiciel en fonction de la hauteur de la structure :

$$D_{cible} = \frac{h}{25} = \frac{49.62 \text{ m}}{25} = 1.9848 \text{ m} = 1984.8 \text{ mm}$$

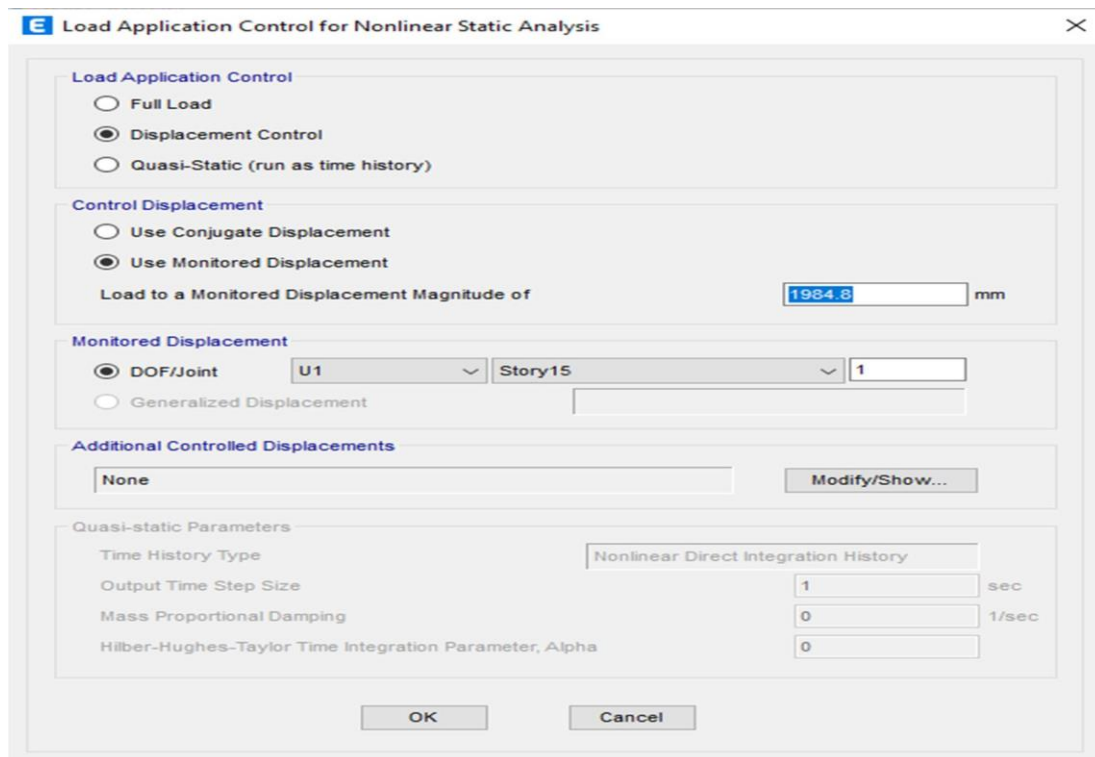


Figure 24 : Le déplacement cible.

4.3.3. Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité :

On clique sur (analyze) → run analyses, une boîte de dialogue apparaîtra (set load cases to run):

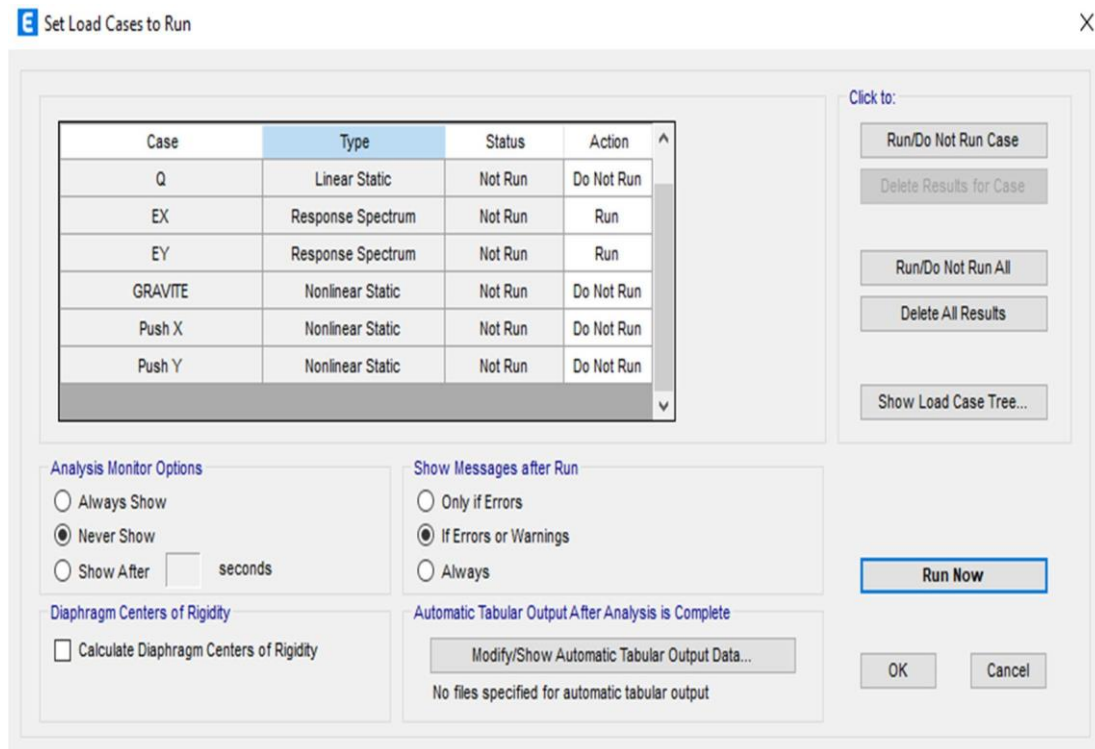


Figure 25 : Définir les cas de charge à exécuter.

D'abord on exécute les deux charges sismiques (Ex et Ey) et non pas les deux charges statiques non linéaire (push gravitaire et push horizontale), ceci est fait en sélectionnant les deux charges (push gravitaire et push horizontale) et en cliquant sur (Run/don't run case), et puis sur (Run Now). Après l'analyse élastique, on répète la même procédure, mais pour cette fois on sélectionne les deux charges sismiques (Ex et Ey) et on clique sur (Run/don' run case) et clique sur (Run Now).

5. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons effectué une modélisation en 3D à l'aide du logiciel ETABS 21.2.0, ce qui nous a permis de réaliser une analyse non linéaire « **Push Over** » dans le domaine non linéaire.

Chapitre 4

Résultats Et Conclusions

CHAPITRE IV. RESULTATS ET CONCLUSIONS

1. INTRODUCTION

Dans ce dernier chapitre allons exposer les résultats de l'analyse non linéaires (PUSHOVER). Les résultats obtenus dans le domaine linéaire élastique sont les modes de vibrations et les périodes correspondants, les efforts sismiques à la base du bâtiment. Tandis que les résultats obtenus à partir d'une analyse push over sont les courbes de capacité et la formation des rotules plastiques dans les poteaux et les poutres. Ces résultats nous donnent une idée sur le comportement du bâtiment face aux sollicitations sismiques.

2. LES RESULTATS DE LA MODELISATION DE LA STRUCTURE DANS LE DOMAINE NON LINEAIRE « ANALYSE PUSH OVER » :

a. Visualisation de la courbe de capacité :

Pour visualiser la courbe de capacité : **Display** → **Static Push over Curve**

Les figures 26 et 27 illustrent les courbes de capacité du bâtiment étudié dans les deux directions X et Y respectivement. Aussi, une idéalisation bilinéaire est représentée sur les mêmes courbes.

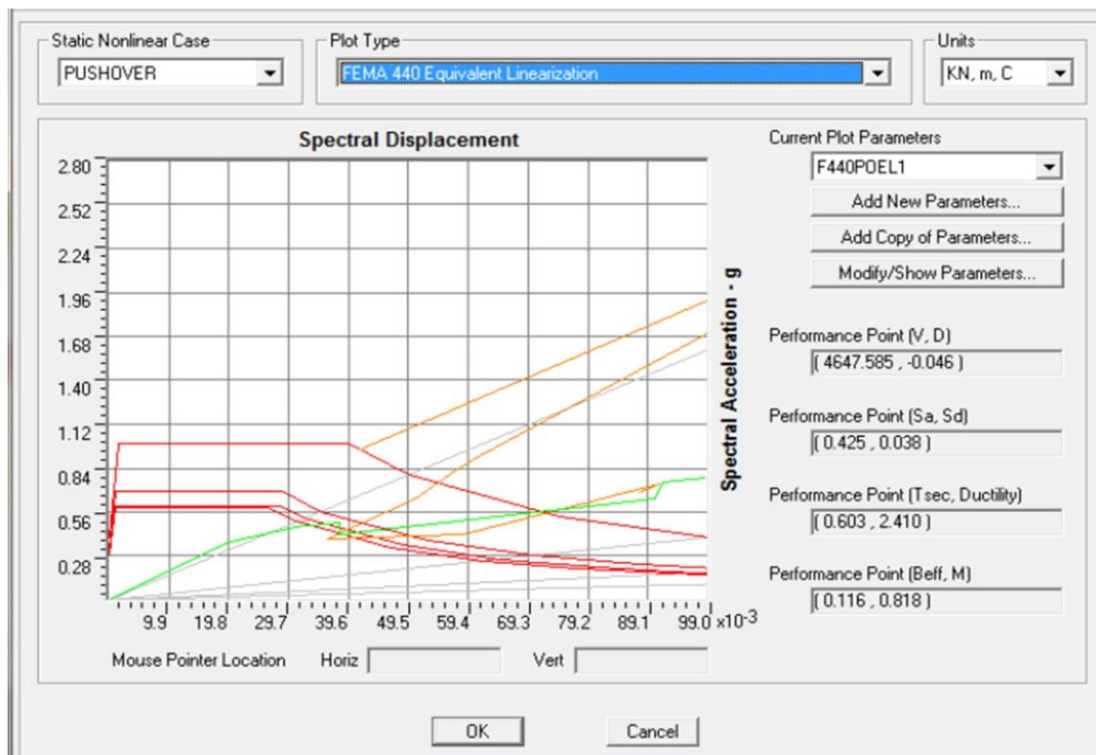


Figure 26 : Courbe Linéarisation de la Courbe de capacité

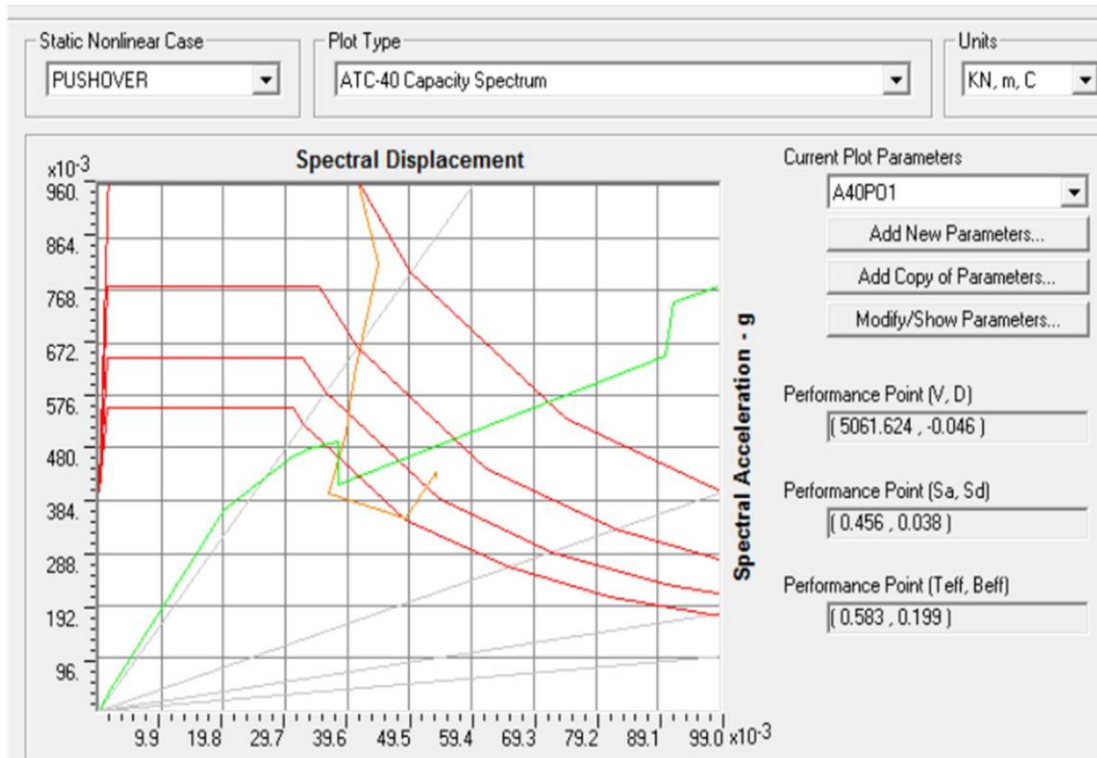


Figure 27 : Courbe de capacité spectrale-ATC 40

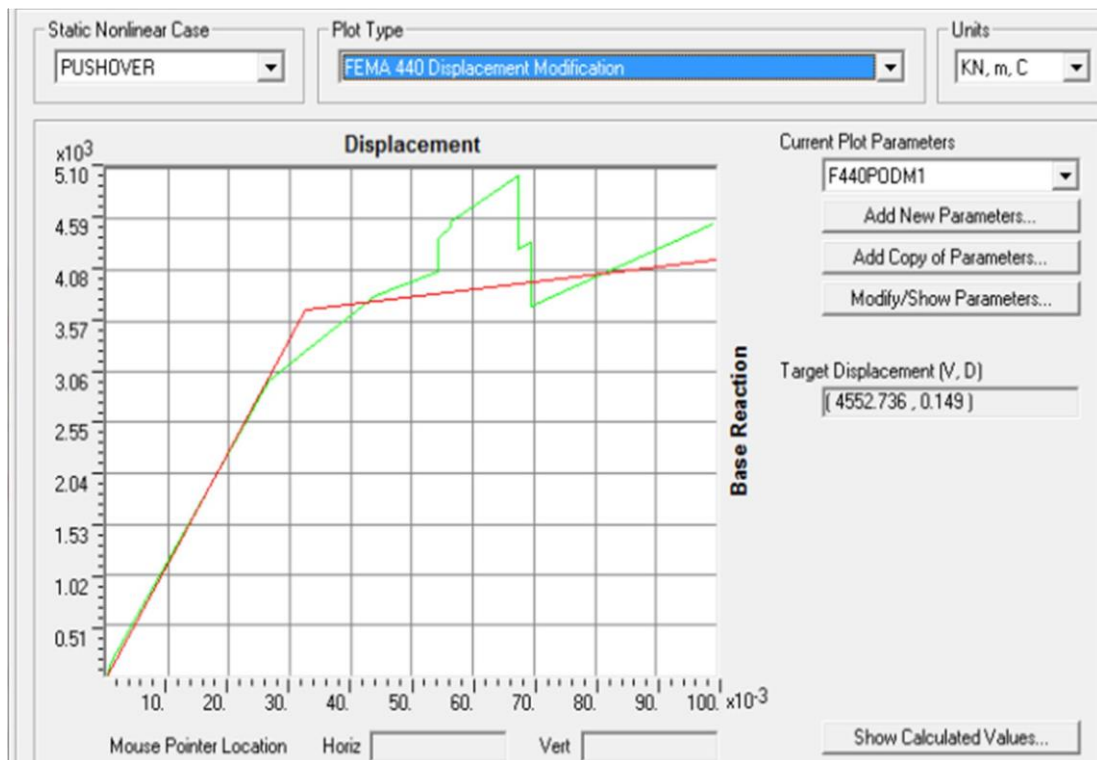


Figure 28 : FEMA 440 déplacement modification

Cette courbe représente l'idéalisation de la courbe de capacité de la structure, où les déplacements sont modifiés d'une façon à avoir une égalité des surfaces.

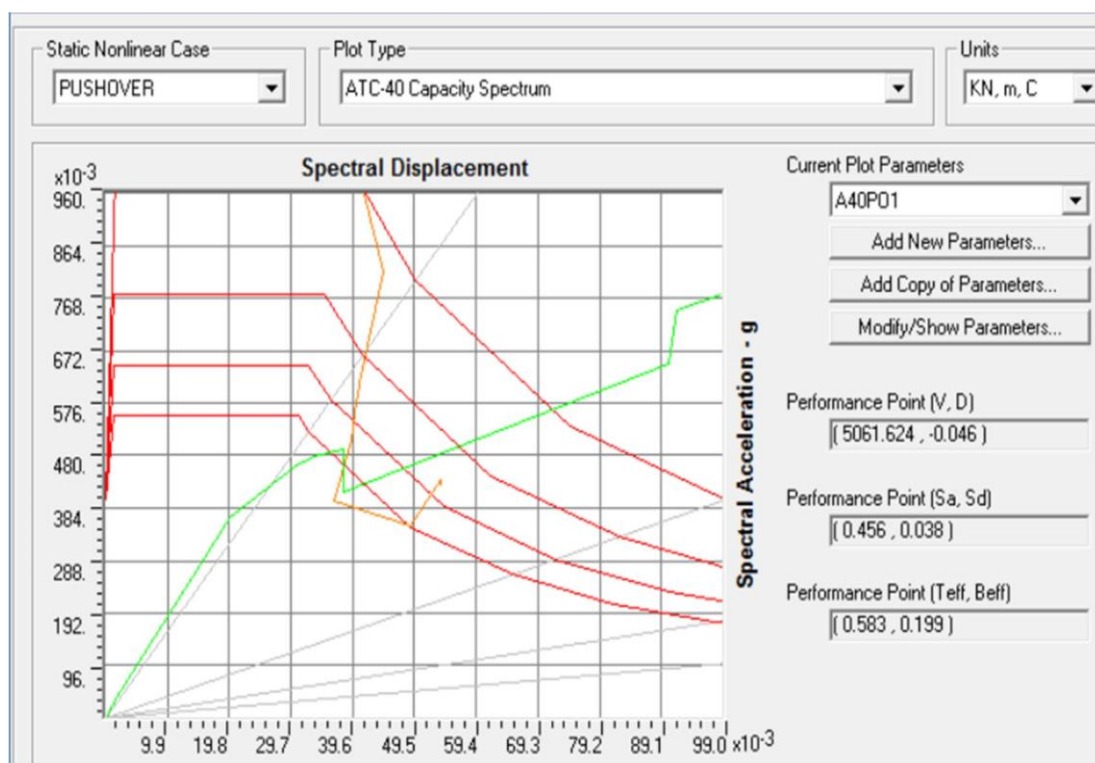


Figure 29 : La courbe de capacité dans le sens y.

3. CONCLUSION

L'évaluation de la performance des structures importantes dans notre cas une mosquée est indispensable pour bien appréhender le comportement de telles structures. La performance des structures passe par une analyse pushover, dont le but est de simuler le comportement des structures dans le domaine non linéaire.

La coupole influe sur le développement des rotules plastiques tout au long de la poussée progressive de la mosquée vers un déplacement cible. Les rotules plastiques ne se développent pas dans la coupole étant donné que cette dernière est considérée comme un élément secondaire dans les règlements en vigueur (Eurocode et FEMA). Une modélisation détaillée de la coupole par élément finis par l'introduction des éléments poutres pour permettre le développement des rotules plastiques n'a pas influencé le développement des rotules plastiques en dehors de la coupole.

Ceci confirme l'hypothèse des règlements de calcul de considéré la coupole comme un élément secondaire, puisque même avec une modélisation détaillée de la coupole, les rotules plastiques n'apparaissent jamais dans cette dernière.

Conclusion Général

CONCLUSION GENERAL

Le présent travail élaboré nous a permis de prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et d'enrichir nos connaissances requises le long de notre cursus. Il nous a permis également de faire connaissance avec le logiciel de calcul ETABS et les règlements et codes conçus pour le calcul des structures tel que le "RPA 99 – version 2003" et le "BAEL91 modifier 99". Et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- ✚ Une modélisation 3D sur le logiciel ETABS est une étape très importante Pour assimiler le comportement de la structure.
- ✚ La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période.
- ✚ L'étude de l'infrastructure est conçue en radier nervuré permet d'avoir une distribution uniforme de charges qui lui sont appliquées par la superstructure.
- ✚ L'analyse statique non linéaire en utilisant la méthode push over est un outil puissant est très utile qui peut permettre aux ingénieurs de structures de rechercher plusieurs schémas de confortement de bâtiment existant. Les résultats obtenus à partir d'une analyse push over en termes de demande, capacité donne un aperçu sur le comportement physique de la structure.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] ATC40 Seismic evaluation and retrofit of concrete building volume 1. Applied technology council 1996 U.S.A
- [2] FEMA 273 (Federal Emergency Management Agency) NEHR Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-273, 1997 U.S.A
- [3] RPA99 (2003), "Règles Parasismiques Algériennes, Version 2003", Document technique Réglementaire, DTR B C 2 48, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, Alger.