



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

People's Democratic republic of Algeria

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministry of Higher Education and Scientific Research

جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم

University Abdelhamid Ibn Badis - Mostaganem

كلية العلوم والتكنولوجيا

Faculty of Sciences and Technology

قسم الهندسة المدنية والمعمارية

Civil engineering & architecture department



N° d'ordre : M ...../GCA/2020

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil.

Spécialité : Structures.

### *Thème*

ANALYSE NON LINEAIRE DE MOSQUEE KOBAA  
« MOSTAGANEM »

Présenté par :

- RAHIM Sid Ali.
- Younsi Redouane.

*Soutenu le 22 / 06 / 2020 devant le jury composé de :*

Président : BENANANE Abdelkader.

Examineur : DJILALI Nassira.

Encadrant : BOURDIM Sidi Mohammed.

Année Universitaire : 2019 / 2020

*Je dédie ce travail à :*

*Mes chers parents*

*Mes frères et mes sœurs*

*Mes amis (es)*

# **Remerciements**

*À l'issue de ce travail, nous remercions en premier lieu Dieu le tout puissant de nous avoir donné la force et le courage d'accomplir ce travail.*

*En second lieu, nous adressons nos sincères remerciements à notre encadreur, Monsieur Sidi Mohammed El-Amine BOURDIM, maître de conférences à l'université de Mostaganem pour nous avoir conseillé et guidé du début du projet à sa fin.*

*Nos remerciements vont également à tous les membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant de participer au jury de notre mémoire.*

*Nous voulons également exprimer nos grands remerciements à nos parents qui étaient toujours présents pour nous aux moments où nous avions vraiment besoin d'eux et qui cherchent toujours notre bien.*

*Nous voulons aussi remercier toute personne qui nous a soutenus, aidé ou contribué de près ou de loin.*

## Résumé

L'analyse non linéaire est devenue nécessaire pour les structures sujettes aux séismes, la méthode "push-over" est une nouvelle méthode simple et pratique permettant de tracer la courbe de capacité qui est comparée à la courbe de demande sismique pour évaluer le point de performance de la structure. Cela constitue le fondement de la conception parasismique dite "conception en performance".

Dans notre étude nous avons effectué une analyse statique non linéaire par poussée progressive sur un minaret d'une mosquée existante à l'aide du logiciel ETABS et évalué son performance en utilisant plusieurs méthodes de calcul.

Les résultats obtenus après notre analyse montrent que notre cas d'étude mosquée de Kobaa est stable, il ne subira aucun dommage après un séisme.

**Mots clés :** Analyse non linéaire, Pushover, Poussée progressive, Mosquée, ETABS.

## **Abstract**

Non-linear analysis has become necessary for structures subject to earthquakes, the "push-over" method is a new simple and practical method allowing to draw the capacity curve which is compared to the seismic demand curve to evaluate the point of performance of the structure. This forms the basis of the earthquake-resistant design known as "design in performance".

In our study we performed a nonlinear static analysis by progressive pushing on a minaret of an existing mosque using ETABS software and evaluated its performance using several calculation methods.

The results obtained after our analysis shows that our case study of Kobaa mosque is stable, it will not suffer any damage after an earthquake.

**Keywords :** Nonlinear analysis, Pushover, progressive push, mosque, ETABS.

## ملخص

أصبح التحليل غير الخطي ضروريًا للهياكل المعرضة للزلازل ، وتعد طريقة "الدفع" طريقة بسيطة وعملية جديدة تسمح برسم منحى السعة مقارنة بمنحنى الطلب الزلزالي لتقييم نقطة أداء الهيكل. ويشكل هذا أساس التصميم المقاوم للزلازل المعروف باسم "التصميم في الأداء".

في دراستنا أجرينا تحليلًا ثابتًا غير خطي عن طريق الضغط التدريجي على أقلية من مسجد موجود باستخدام برنامج ETABS وتقييم أدائه باستخدام العديد من طرق الحساب.

أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها بعد تحليلنا أن دراسة الحالة الخاصة بنا لمسجد قباء مستقرة ، ولن تتعرض لأي ضرر بعد الزلزال.

**الكلمات المفتاحية:** التحليل غير الخطي ، الانقلاب ، الدفع التدريجي ، المسجد ، ETABS.

## *Tables des matières*

### **Chapitre I : Généralités & étude bibliographique.**

I	Introduction : .....	5
II	Avantages de l'analyse non linéaire : .....	5
III	Non linéarité matérielle :.....	6
	III.1. Béton armé :.....	6
	III.2. Le béton : .....	6
	III.2.1 Comportement uni axial :.....	6
	III.1 Comportement en compression :.....	6
	III.3. Acier d'armature :.....	7
IV.	Comportement non linéaire.....	8
IV.1	Modèles non linéaires.....	8
IV.1.1	Les modèles globaux.....	8
IV.1.2	Les modèles locaux .....	9
IV.1.3	Les modèles semi-globaux .....	9
IV.2.	Lois de comportement :.....	11
	IV.2.1 Les rotules plastiques :.....	11
IV.2.2	Critère de ruine en rotation.....	15
	• Méthode De Priestley.....	15
	• Méthode Empirique .....	16
	• Méthode Simplifiée de l'ATC40 / FEMA 273-356.....	16
IV.2.4	Rotation de la corde :.....	17
IV.2.5	Rotation élastique de la corde .....	17
IV.2.6	Rotation ultime de la corde .....	18
IV.2.7	Lois moment-courbure .....	20
V.	Procédure d'analyse statique non linéaire (analyse pushover) .....	21

VI.	Procédure d'analyse dynamique non linéaire.....	21
VII.	Analyse Pushover .....	21
VII.1.	Les études antérieures sur l'analyse pushover :.....	23
VII.2.	Les avantages de l'analyse pushover statiques non linéaires.....	24
VII	Les méthodes Pushover et leur application dans les règlements sismiques récents :....	26
•	La méthode Pushover dans l'eurocod 8 : .....	26
•	La méthode N2 selon Eurocode 8 .....	26
•	La méthode de coefficient du déplacement de FEMA -273 :.....	36
VIII	But de l'analyse pushover : .....	36
IX	Les limites de l'analyse push over :.....	37
X	Hypothèses d'élaboration de la méthode (Pushover) : .....	37
❖	Transformation de la courbe de pushover en courbe de capacité :.....	38

## **Chapitre II : Revue bibliographique sur des travaux antérieurs.**

I.	Introduction :.....	41
II.	En Turquie :.....	41
•	Description structurelle de la mosquée[24] : .....	42
•	Mosquée historique Elti Hatun[43] :.....	44
•	Sismicité locale[43] : .....	45
•	Analyse statique non linéaire[43] : .....	46
III.	En Roumanie :.....	48
•	Indice de degré de dommage pour la structure de maçonnerie de la mosquée[44] : .....	50
•	Indice de degré de dommage pour le minaret RC[44] .....	51
IV.	En Algérie : .....	55
•	Synopsis historique et définition structurelle[46] : .....	55
V.	En Royaume-Uni :.....	58

## Chapitre III : Analyse non-linéaire sur le code de calcul Etabs.

I.	Introduction :	70
II.	Les cas d'étude :	70
II.1	Mosquée de KOBAA :	70
II.1.1	Introduction :	70
II.1.1.1	Le minaret :	70
II.1.2.2	Caractéristiques de minaret :	70
II.1.2.3	Données du site :	70
II.1.2.4	Les plans de notre structure :	71
II.1.3.1	Résultat d'analyse Push-Over :	71
•	Courbe pushover selon X :	71
•	Courbe pushover selon Y :	72
II.1.3.2	Courbe de capacité :	73
II.1.3.3	Transformation de courbe de pushover en courbe de capacité :	73
•	Courbe de capacité :	75
II.1.4.1	Spectre de réponse :	75
II.1.4.2	Transformation du spectre de réponse (courbe de demande) :	77
•	Spectre élastique (Sa-Sd) :	77
•	Spectre de demande inélastique (Sa-Sd) :	78
II.1.5.1	Détermination du point de performance :	79
II.1.5	Conclusion :	80
II.2.2.1	La salle de prière :	80
II.2.2.2	Caractéristiques du salle de prière :	80
II.2.2.3	Données du site :	81
II.2.2.4	Les plans de notre structure :	81

II.2.3.1	Résultat d'analyse Push-Over :.....	82
•	Courbe pushover selon X :.....	82
•	Courbe pushover selon Y :.....	83
II.2.3.2	Courbe de capacité :.....	84
II.2.3.3	Transformation de courbe de pushover en courbe de capacité :.....	84
•	Courbe de capacité :.....	86
II.2.4.1	Spectre de réponse :.....	87
II.2.4.2	Transformation du spectre de réponse (courbe de demande) :.....	89
•	Spectre élastique (Sa-Sd) :.....	89
•	Spectre de demande inélastique (Sa-Sd) :.....	90
II.2.5.1	Détermination du point de performance :.....	92
II.2.6	Conclusion :.....	93

## Liste des figures

Figure I. 1: Schéma d'un acier à verrous. ....	7
Figure I. 2 : Figure I.1 : Schéma d'un acier à verrous. ....	7
Figure I. 3: Schéma d'un acier à verrous. ....	7
Figure I. 4 : Figure I.1 : Schéma d'un acier à verrous. ....	7
Figure I. 5 : Influence de l'effort axial sur la résistance et la ductilité d'un poteau.....	10
Figure I. 6 : Exemple de dommages d'un bâtiment suite au séisme de Zemmouri 2003.....	11
Figure I. 7 : Endommagement d'un portique à deux étages par flexion dans les zones critiques des poteaux dans une installation portuaire lors du séisme de Buhj (Inde) en 2001.....	12
Figure I. 8 : : Effondrement par flexion hors plan d'une structure portiques en béton armé (Parking) lors du séisme de Northridge (Etats-Unis) en 1994 .....	12
Figure I. 9 : Ruine par flexion-compression d'un poteau en beton armé de 1m de diamètre dans le bâtiment (Motoyama Royal Condominium) lors du séisme de Kobe (Japon) en 1995	13
Figure I. 10 : Rupture par cisaillement d'un poteau en beton armé lors de séisme de Kalamata (Grèce) en 1986.....	13
Figure I. 11 : Endommagement des nœuds d'un portique dans une cimenterie lors du séisme Buhj (Inde) en 2001.....	14
Figure I. 12 : Ruine d'un nœud a la jonction poteau-poutre d'angle lors du séisme de Buhj (Inde) en 2001 .....	14
Figure I. 13 : Caractéristiques des rotules plastiques .....	16
Figure I. 14 : Illustration de la rotation de la corde $\theta$ sur divers éléments de construction. ....	17
Figure I. 15 : Rotation de plastification de la corde $\theta_y$ d'un élément de construction.....	18
Figure I. 16 : Répartition de la courbure $\phi$ le long d'un élément de construction plastifié (d'apres Paulay et Priestly , 1992).....	19
Figure I. 17 : Rotation de la corde à la rupture $\theta_u$ d'un élément de construction .....	20
Figure I. 18 : Relation moment-courbure.....	21
Figure I. 19 : la courbe Pushover qui représente la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet du bâtiment .....	22
Figure I. 20 : Spectre de réponse Sa-T .....	28
Figure I. 21 : Spectre d'accélération dans le format Sa-Sd.....	29
Figure I. 22 : Détermination des différentes spectre non-linéaire.....	31
Figure I. 23 : Principe d'établissement de la courbe pushover .....	32
Figure I. 24 : Caractéristique du système équivalent à un seul degré de liberté .....	34

Figure I. 25 : Détermination du déplacement du système à plusieurs degrés de liberté .....	36
Figure I. 26 : Système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de liberté .....	37
Figure I. 27 : Détermination de point de performance .....	40
Figure II. 1 : Mosquée Kütahya Kurşunlu après les interventions: une façade sud, b des façades est et nord .....	43
Figure II. 2 : Géométrie de la mosquée: un plan, b élévation nord, coupe c coupe de l'élévation est .....	43
Figure II. 3 : Carte des dommages, a élévation nord, b élévation sud, c élévation est, d élévation ouest.....	44
Figure II. 4 : À l'extérieur et à l'intérieur de la mosquée Elti Hatun .....	45
Figure II. 5 : Carte des risques sismiques de Tunceli (AFAD, 2015) .....	45
Figure II. 6 : Nœuds considérés pour l'analyse pushover.....	46
Figure II. 7 : Force - Courbe de déplacement dans le sens longitudinal .....	47
Figure II. 8 : Force - Courbe de déplacement dans le sens transversal .....	47
Figure II. 9 : Vue générale de la mosquée royale «Carol I» à Constanța, Roumanie .....	49
Figure II. 10 : La disposition de la mosquée royale «Carol I».....	49
Figure II. 11 Fissures largement ouvertes dans un mur de maçonnerie au sous-sol et dans le sol nu .....	50
Figure II. 12 : Des fissures verticales se sont développées sur toute la hauteur du mur de maçonnerie .....	51
Figure II. 13 : Fissures mineures dans la couche extérieure de revêtement du minaret RC de la mosquée.....	51
Figure II. 14 : Basilique du Saint-Sacramento: élévation ouest (à gauche); plan (à droite). ...	52
Figure II. 15 : Cathédrale du Saint-Sacramento: façades nord et ouest (à gauche); Façade sud (à droite).....	53
Figure II. 16 : Modèle numérique: directions de charge appliquées (longitudinal - X; transversal - Y)(gauche); Nœuds de contrôle (à droite).....	54
Figure II. 17 : Vue d'ensemble de la mosquée Ketchaoua. ....	55
Figure II. 18 : Vue en plan du rez-de-chaussée.....	55
Figure II. 19 : Coupe transversale de la mosquée dans le sens longitudinal .....	56
Figure II. 20 : Courbe demande-capacité du minaret.....	57
Figure II. 21 : Flèches sous charge morte .....	57
Figure II. 22 : La cathédrale de canterbury du sud-ouest.....	59
Figure III. 1: Spectre élastique .....	61

Figure III. 2: Analyse modale.....	61
Figure III. 3: Chargement PAX et PAY.....	62
Figure III. 4 :Définition de déplacement maximum.....	63
Figure III. 5 : Définition des pas .....	63
Figure III. 6 : Déclaration des rotules plastique sans les poteaux .....	64
Figure III. 7 : Données d'affectation des charnières automatique .....	65
Figure III. 8 : Affectation de trame .....	65
Figure III. 9 : Déclaration des rotules plastique sans les poteaux .....	66
Figure III. 10 : Données d'affectation des charnières automatique .....	66
Figure III. 11 : Affectation de trame .....	67
Figure III. 12 : Lancement d'analyse .....	67
Figure III. 13 : Affichage des Courbes Pushover.....	68
Figure III. 14 : Courbe Pushover sur X.....	69
Figure IV. 1 : Vue en plan de minaret.....	71
Figure IV. 2 : Pushover X .....	72
Figure IV. 3 : Pushover Y .....	73
Figure IV. 4 : Courbe de capacité 1 ddl .....	74
Figure IV. 5 : Courbe de capacité idéalisé .....	75
Figure IV. 6 : Spectre RPA élastique .....	76
Figure IV. 7 : Spectre élastique.....	77
Figure IV. 8 : Spectre de demande élastique.....	78
Figure IV. 9 : Spectre de demande inélastique.....	79
Figure IV. 10 : Point de performance.....	80
Figure IV. 11 : Vue en plan de salle de prière.....	81
Figure IV. 12 : Vue en 3D de salle de prière.....	81
Figure IV. 13 : Pushover X .....	82
Figure IV. 14 : Pushover Y .....	83
Figure IV. 15 : Courbe de capacité 1ddl selon X.....	84
Figure IV. 16 : Courbe de capacité 1ddl selon Y .....	85
Figure IV. 17 : Courbe de capacité selon X .....	86
Figure IV. 18 : Courbe de capacité selon Y .....	87
Figure IV. 19 : Spectre RPA .....	87
Figure IV. 20 : Spectre de réponse élastique.....	88
Figure IV. 21 : Courbe de demande élastique selon X.....	88

Figure IV. 22 : Courbe de demande élastique selon Y.....	90
Figure IV. 23 : Courbe de demande inélastique selon X.....	90
Figure IV. 24 : Courbe de demande inélastique selon Y.....	91
Figure IV. 25 : Point de performance selon X .....	92
Figure IV. 26 : Point de performance selon Y .....	93

## *Liste des tableaux*

Tableau I. 1.....	40
Tableau IV. 1.....	75
Tableau IV. 2.....	86

## Notations et symboles

**F<sub>b</sub>** : Force sismique totale appliquée à la base de la structure.

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.

**T** : La période fondamentale.

**P<sub>q</sub>** : pénalité à retenir dans la détermination du coefficient Q.

**F<sub>i</sub>** : Force horizontale appliquée au niveau « i ».

**h** : Hauteurs des niveaux « i », « j ».

**S<sub>a/g</sub>** : Accélération spectrale.

**g** : Accélération de la pesanteur.

**C** : Amortissement.

**K** : La rigidité.

**F(t)** : Le chargement dynamique extérieur.

**$\ddot{X}(t)$**  : L'accélération.

**$\ddot{X}_s(t)$**  : représente l'accélerogramme.

**$\dot{X}(t)$**  : La vitesse.

**$\Delta X(t)$**  : L'accroissement de déplacement.

**$\Delta \dot{X}(t)$**  : L'accroissement de vitesse.

**$\Delta \ddot{X}(t)$**  : L'accroissement d'accélération.

**d<sub>max</sub>** : Le déplacement limite sous charge monotone.

**(S<sub>a</sub> - S<sub>d</sub>)** : Format accélération spectrale-déplacement spectrale.

**m<sub>i</sub>** : désigne la masse du plancher mi.

**m\*** : masse modale.

**α<sub>1</sub>** : Coefficient de masse modal du premier mode.

**Φ<sub>n1</sub>** : Amplitude au sommet du premier mode.

**(S<sub>a</sub> - T)** : Format accélérations-périodes.

**Sa** : L'accélération spectrale.

**Se** : L'accélération spectrale élastique.

**Sd** : Le déplacement spectral.

$\alpha$  : Le rapport de rigidité de post-production.

$\mu$  : Le facteur de ductilité.

**Te** : Période fondamentale efficace.

**R** : Le rapport des forces élastiques et de rendement.

**Ts** : La période de l'angle.

**Di** : L'indice de dommages.

**T\*** : La période équivalent a 1DDL.

$\Delta m$  : est le déplacement maximum dans la zone non linéaire (point de performance) .

$\Delta u$  : est le déplacement ultime (ruine totale) .

$\Delta y$  : est le déplacement correspondant au seuil de plastification.

$\Delta i$  : inter-étage .

**Fy\***: Le déplacement du système à un seul degré de liberté.

**Dy** : La force équivalente du système à un seul degré de liberté.

$\lambda$  : l'incrément.

$\Gamma$  : Le facteur de participation modale.

**F\*** : La force équivalente du système à un seul degré de liberté.

**E** : Module d'élasticité.

**I** : moment d'inertie.

**POA** : pushover Analysis.

**THV** : l'effort tranchant.

**MLS** : moment fléchissant supérieur.

**MLA** : moment fléchissant inférieur.

**MLG** : moment fléchissant gauche.

**MLD** : moment fléchissant droite.

**HK** : la charge horizontale.

$\delta$  : déplacement.

**Wi** : travail intérieur.

**We** : travail extérieur.

**Mp** : moment plastique.

**Me** : moment élastique.

**H** : hauteur de section.

**[m]** : matrice de masse.

$\omega$  : Pulsation propre.

**Fn** : fréquence propre.

$\omega d$  : La pulsation propre de système amorti.

**F( t )** : c'est la force quelconque.

**t** : temps total force (appliquée de 0 à t).

**$\tau$**  : instant de l'impulsion élémentaire.

**d $\tau$**  : durée de l'impulsion élémentaire.

**A** : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1 RPA99/2003).

**$\eta$**  : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

**$\xi$**  : pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2 RPA99/2003).

**R** : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3 RPA99/2003).

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

RPA99/2003)

**Q** : facteur de qualité (tableau 4.4 RPA99/2003).

**FEMA** : Federal Emergency Management.

**ATC** : Applied Technology Council.

**EC8** : Eurocode 8.

**RPA** : Règles Parasismiques Algériennes.

# *Introduction générale*

# INTRODUCTION GÉNÉRALE

De nos jours, la majorité des ingénieurs structureaux utilisent le processus linéaire de la théorie de l'élasticité établi au XIXème siècle. Or, il n'existe aucune structure, ni aucun matériau dont le comportement est parfaitement élastique linéaire. Généralement, on fait appel à l'analyse non linéaire des structures et Durant les dernières décennies, le monde a connu plusieurs séismes de moyenne à grande magnitude, qui ont touchés plusieurs pays dont l'Algérie, causant de très grandes pertes tant humaines que matérielles, le niveau de performance de certaines constructions au cours de ces séismes était faible, et delà le niveau des dommages structurels très grand. Ce qui a eu pour conséquence, le besoin de détermination et l'évaluation des dommages dans les structures plus que jamais, les méthodes linéaires élastiques classiques insuffisantes, ce qui a encouragé les chercheurs à développer de nouvelles générations de méthodes de conception sismique, parmi lesquelles, l'analyse pushover.

L'analyse pushover est une analyse statique non linéaire conçue pour étudier la vulnérabilité des structures existantes vis-à-vis du séisme, elle est basée sur le suivi chronologique de la formation des rotules plastiques dans une structure soumise à un chargement vertical et un chargement latéral (séisme) croissant jusqu'à effondrement. Les différents résultats obtenus permettent d'apprécier la vulnérabilité de la structure.

Le présent travail s'inscrit dans le cadre de ces types de préoccupations. Le plan de cette étude est décomposé de la manière suivante :

Le premier chapitre est consacré à l'étude bibliographique qui consistera principalement à la définition de l'analyse non linéaire . Aussi, les déférentes paramètre qui influe a cette analyse en plus les déférentes méthodes qui existe .

Dans le deuxième chapitre, nous présentons des revues bibliographique sur des travaux antérieures .

Dans le troisième chapitre, nous illustrons les démarches pas à pas pour une analyse non linéaire dans le code de calcul Etabs.

Le quatrième chapitre est réservé pour la présentation et la discussion des résultats obtenus.

Enfin, nous avons terminé notre travail avec une conclusion générale.

*Chapitre I*  
*Généralités & étude bibliographique*



## **I Introduction :**

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

## **II Avantages de l'analyse non linéaire :**

Commençons en posant la question : « Pourquoi effectuer une analyse non linéaire ? » Après tous, la plupart des analyses des contraintes par la méthode éléments finies (MEF) s'effectuent pour des hypothèses d'un comportement élastique et des petits déplacements. Les avantages de l'analyse linéaire sont assez évidents : des solutions directes simples peuvent être obtenues sans le besoin d'une coûteuse augmentation de la charge ni des schémas itératifs. En outre, des solutions pour différents cas de charge peuvent être superposées et le nombre de constantes matérielles exigées pour décrire la loi de comportement est minimal dans une analyse linéaire.[2]

La réponse simple à la question : est-ce que l'analyse linéaire est erronée, le monde exhibe essentiellement un comportement non linéaire et il est entièrement fortuit que l'hypothèse d'un comportement linéaire permet à la réponse précise d'être prévue. Mais clairement l'analyse linéaire ne peut pas être que fausse ou bien, nous aurons noté un nombre exceptionnel de grandes défaillances de structure. En conséquence, il est important de comprendre ou apprécier au moins sous quelle circonstance la non-linéarité peut être ignorée et des linéarités peuvent être présumées pour un model naturel. Alternativement, si nous devons chercher une plus grande exploitation des matériaux (utilisation plus économique), un minimum de poids, une plus grande sûreté et même de beauté, alors prendre en compte le plus possible le vrai comportement non linéaire peut devenir nécessaire.[3]



### **III Non linéarité matérielle :**

#### **III.1. Béton armé :**

Le béton armé est un matériau composé d'acier et de béton, deux matériaux aux réponses mécaniques très différentes lorsque déformés, surtout en traction. Il est donc essentiel, dans l'objectif de bâtir un modèle de prédiction du comportement d'éléments en béton armé, de bien comprendre les hypothèses émises et les lois considérées dans la définition du comportement de chacun de ces matériaux.

#### **III.2. Le béton :**

Le béton est un mélange de ciment, de granulats, d'eau et éventuellement d'adjuvants défini par des normes, le béton est un matériau composite dont la résistance à la compression et à la traction sont très différentes ; il importe donc de les considérer séparément.

##### **III.2.1 Comportement uni axial :**

Dans des conditions pratiques le béton est rarement soumis à une contrainte dans une seule direction (contrainte uni axial), puisque dans la plupart des situations structurales, le béton est soumis simultanément à des contraintes dans plusieurs directions. Néanmoins, un état de contrainte supposé uni axial peut être justifié dans beaucoup de cas.

##### **III.1 Comportement en compression :**

La résistance à la compression du béton est habituellement obtenue à partir des cylindres avec un rapport de longueur sur diamètre égale à 2. Le cylindre est chargé longitudinalement à une lente vitesse de déformation pour atteindre une contrainte maximum en 2 ou 3 minutes. Un cylindre standard normal est de 320 mm de hauteur avec un diamètre de 160 mm et la résistance à la compression atteinte à 28 jours s'étend habituellement entre 13. 8 à 55. 2 N/ mm<sup>2</sup>. De plus petits cylindres, ou des cubes, sont également employés, en particulier pour le control de la production et la résistance à la compression de ces unités est plus haute. Les facteurs de conversion appropriés étant obtenus à partir des essais, les résultats de tels spécimens peuvent être convertis en valeurs de force de cylindre standard équivalent [4].

Le béton examiné dans des machines d'essai de flexion parfois échoue par explosion parce que le béton ne peut pas absorber le dégagement d'énergie de déformation de la machine d'essai quand la charge diminue après la contrainte maximale. La machine d'essai rigide est nécessaire pour tracer l'étendue de la branche descendante de la courbe de contrainte-déformation.



### III.3. Acier d'armature :

Au cours des premières décennies de l'histoire du béton armé, les armatures étaient constituées de barres d'acier doux, lisses, de section circulaire dont la limite d'élasticité était habituellement comprise entre **215 et 235MPa**. Ce type d'acier n'est pratiquement plus utilisé. On utilise désormais des aciers de limite d'élasticité plus élevée afin de réduire les sections d'armatures. Pour améliorer l'adhérence des armatures au béton on crée à la fabrication des aspérités en saillie ou en creux. Les aspérités en saillie inclinées par rapport à l'axe de la barre sont appelées « verrous ». Les aspérités en creux sont appelées « Empreintes ». Ces aciers sont dits à Haute Adhérence (**HA**) et ont couramment une limite élastique de **500MPa**.

L'acier d'armature est utilisé dans le béton armé afin de compenser la faiblesse du béton à reprendre les efforts de traction. Il est habituellement considéré que les armatures ne sont sollicitées qu'après la fissuration du béton. Elles présentent une importante ductilité après l'atteinte de la limite élastique, ce qui, lorsque bien conçu, permet aux éléments de béton armé fléchis et fissurés d'atteindre l'ultime sans rupture catastrophique.

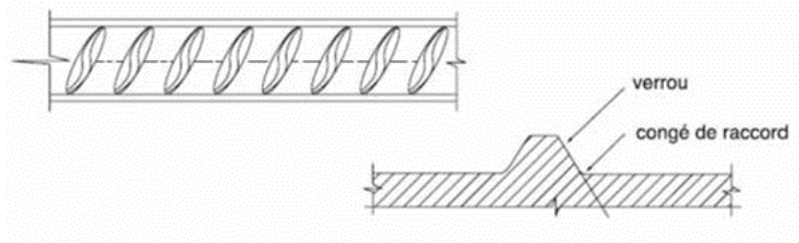


Figure I. 1: Schéma d'un acier à verrous.[40]

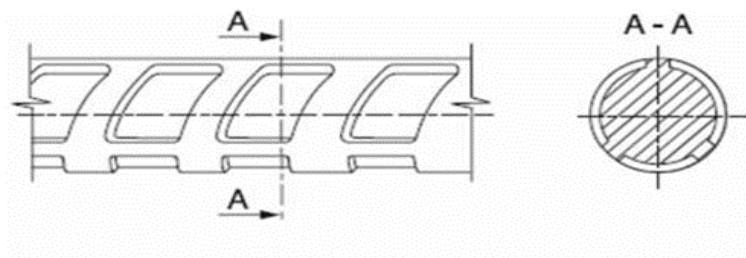


Figure I.2 : Schéma d'un acier à empreintes.[40]



## IV. Comportement non linéaire

### IV.1 Modèles non linéaires

Généralement, On peut distinguer trois grandes familles des modèles non linéaires: les modèles globaux, locaux et enfin semi-globaux. Le choix de l'un de ces modèles est fonction du type de modélisation adoptée.[5]

#### IV.1.1 Les modèles globaux

Ces modèles reproduisent le comportement inélastique d'une section d'un élément de structure, généralisé sur toute longueur (du type poutre, poteau, mur en béton armé ou maçonnerie), puis étendu à un étage complet voire le bâtiment complet. Les lois de comportement sont généralement uniaxiales (lois uniaxiales découplées « acier béton »). Celles-ci sont formulées directement en fonction des contraintes généralisées (moment, effort tranchant, effort normal) agissant sur une section associée à des déformations (courbure, cisaillement, allongement, déplacement relatif). Des lois bi, tri ou multilinéaires sont souvent utilisées pour représenter le comportement des éléments en béton armé [6].

La figure I.3 montre une loi en cisaillement pour l'étude de murs en béton armé peu élancés ainsi que la modélisation d'un mur de remplissage en maçonnerie par deux bielles diagonales. Ces lois globales sont généralement l'issue de deux éléments poutre ou barre. Ces modèles nécessitent des règles d'identification empiriques et donc présentation de domaine de validité limité. Toutefois, ils permettent de réaliser des calculs dynamiques de structures de bâtiments complets et conduisent en général à des temps de calculs très réduits.

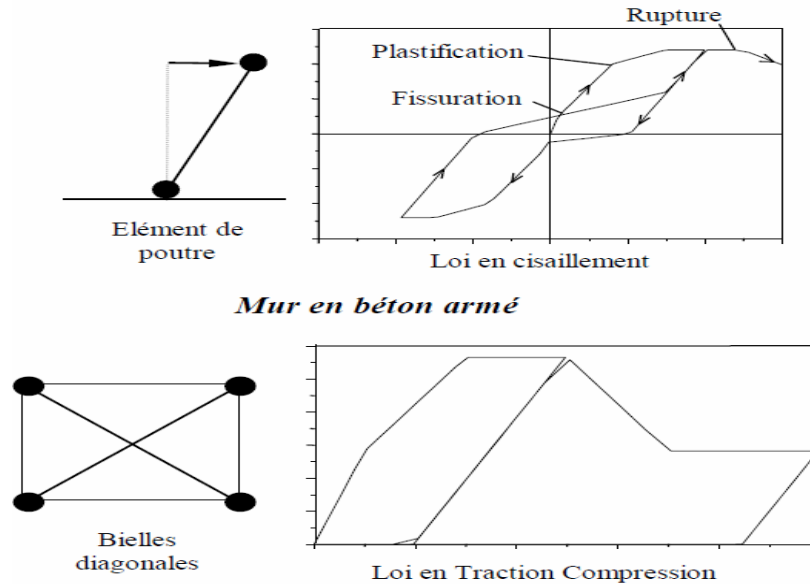


Figure I. 3 : Modèles globaux de murs porteurs en béton[40].

#### IV.1.2 Les modèles locaux

Ce niveau de modélisation se fait par des éléments de milieu continu bidimensionnels ou tridimensionnels, chaque matériau (maçonnerie, béton, armature, joint de mortier ou joint sec, etc.) peut être représenté. L'association de ces lois permet donc de prédire le comportement d'un élément de structure mais l'analyse est souvent lourde car l'état du matériau est pris en compte en chaque point d'intégration de l'élément fini considéré, la nécessité des stockages et des temps de calculs importants ce qui limite leur utilisation à des structures ou des chargements simples. Toutefois l'utilisation de ce niveau de modélisation permet d'obtenir des informations sur les paramètres des modèles globaux qui peuvent être très utile pour l'étude de structures complètes sous chargement sismique [6].

#### IV.1.3 Les modèles semi-globaux

Ces modèles sont une approche intermédiaire par rapport aux deux autres modèles, Les modèles multifibres (Guedes et al., 1994; Combescure, 2007) et les modèles multicouches (Laborderie, 1991) sont des exemples de modèles semi-globaux : ils sont décrits par les déplacements et les rotations d'élément poutre, élément plaque ou coque supposant a priori un mode de fonctionnement –hypothèse des sections planes qui restent planes- mais les efforts internes sont traités au niveau local, calculés à partir de lois uniaxiales reproduisant le comportement de chaque matériau – béton, acier.....

Alors les paramètres à prendre en compte pour ce type de model, sont donc les



caractéristiques des matériaux et la géométrie de la section. La figure I.4 montre est l'issue d'une analyse non linéaire d'un poteau et d'une poutre.

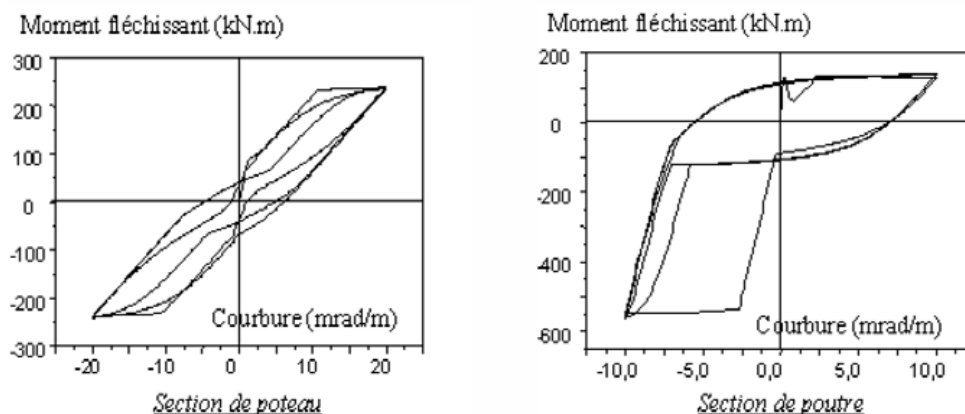


Figure I. 4 : Exemples de relations moment-courbure[40].

Un des avantages de ce type de modèle, Outre que la simplicité d'utilisation, est la prise en compte implicite de l'effet de l'effort normal sur le moment fléchissant, par exemple, dans le cas des voiles relativement élancés, l'approche semi-globale apporte des intéressants résultats, vue que la perturbation apportée par l'effort tranchant n'est pas très importante. Les relations moment-courbure (figure I.5) montrent l'augmentation de moment résistant et la diminution de ductilité causée par l'augmentation de l'effort normal d'une section de poteau soumise à différentes forces axiales montrent [6].

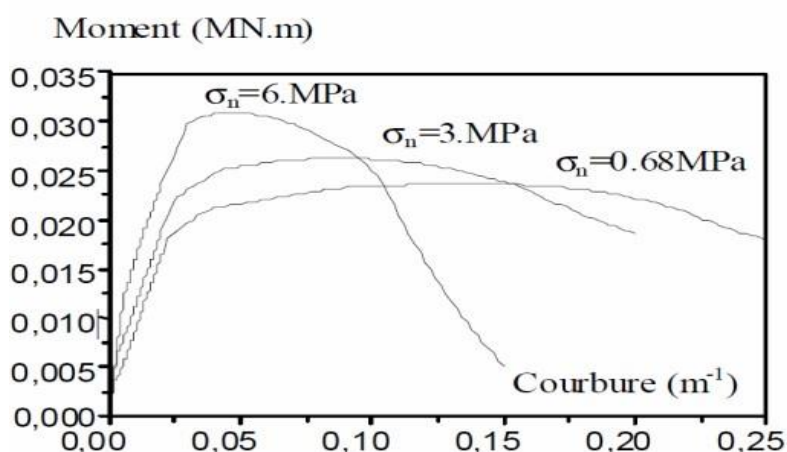


Figure I. 5 : Influence de l'effort axial sur la résistance et la ductilité d'un poteau[40].



## IV.2. Lois de comportement :

La loi de comportement est la relation entre les contraintes et les déformations subies par les matériaux

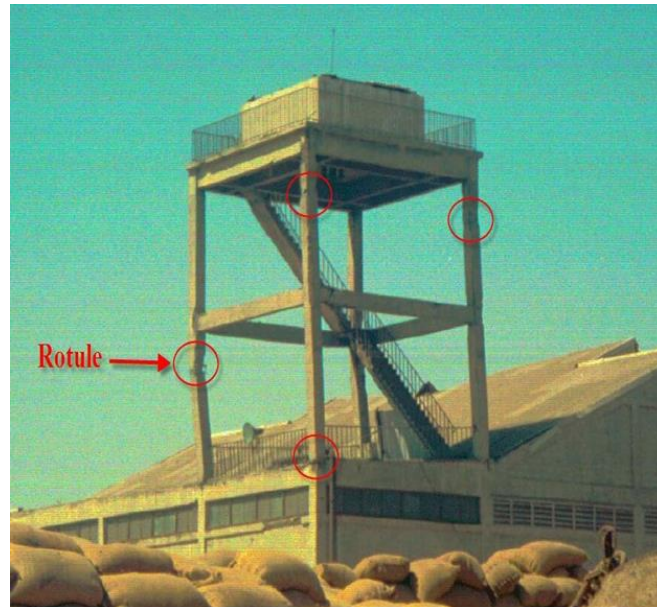
### IV.2.1 Les rotules plastiques :

Le poids propre et la surcharge d'exploitation représentent les charges verticales auxquelles une structure réelle est toujours soumise et qui se combinent aux actions horizontales représentant généralement les charges sismiques.

Pour une direction précise de l'effort horizontal, des moments ultimes s'ajoutent aux droits des zones critiques dites - pour le moment – zones de plastification et qui s'accumulent jusqu'à obtenir un mécanisme (la ruine) (Figure I.6).



Figure I. 6 : Exemple de dommages d'u bâtiment suite au séisme de Zemmouri 2003[40]



**Figure I. 7 : Endommagement d'un portique à deux étages par flexion dans les zones critiques des poteaux dans une installation portuaire lors du séisme de Buhj (Inde) en 2001[40].**



**Figure I. 8 : : Effondrement par flexion hors plan d'une structure portiques en béton armé (Parking) lors du séisme de Northridge (Etats-Unis) en 1994[40].**



**Figure I. 9 : Ruine par flexion-compression d'un poteau en béton armé de 1m de diamètre dans le bâtiment (Motoyama Royal Condominium) lors du séisme de Kobe (Japon) en 1995[40].**



**Figure I. 10 : Rupture par cisaillement d'un poteau en béton armé lors de séisme de Kalamata (Grèce) en 1986[40].**



**Figure I. 11 : Endommagement des nœuds d'un portique dans une cimenterie lors du séisme Buhj (Inde) en 2001[40].**



**Figure I. 12 : Ruine d'un nœud a la jonction poteau-poutre d'angle lors du séisme de Buhj (Inde) en 2001[40].**



## IV.2.2 Critère de ruine en rotation

Il existe trois phases principales au niveau local d'une section endommagée d'après les phénomènes observés lors de la ruine par flexion, la fissuration de la section, la plastification des aciers et enfin la ruine de la section par l'écrasement du béton en compression, la rupture en traction ou le flambement des aciers sous charges cycliques [7].

Une loi de comportement réaliste pour le béton et l'acier, la prise en compte de l'influence du taux de confinement est toujours bénéfique pour exhiber ces phénomènes par une relation moment-courbure. L'amélioration de cette relation se fait en tenant compte du glissement acier-béton et de l'effort tranchant qui incline les fissures et qui augmente donc la longueur des rotules.

Trois méthodes sont proposées, pour estimer la rotation de ruine d'un de ces éléments poutre ou poteau.

Il existe plusieurs méthodes pour définir une rotation de ruine, parmi ces méthodes on peut citer à titre d'exemple :

- **Méthode De Priestley**

Selon Priestley une rotation de ruine est définie en utilisant la notion de longueur de rotule plastique, cette longueur  $L_p$  la longueur où se retrouve la rotation de ruine plastique expérimentale si elle est multipliée par une courbure plastique ultime, soit :

$$\delta_{p,u} = (\phi_u - \phi_y)L_p \text{ avec : } L_p = 0.08 H + 0.022 f_y d_{bl} \text{ où :}$$

$H$  : est la hauteur du poteau,

$f_y$  : la contrainte de plastification des aciers et  $d_{bl}$  : est le diamètre des barres de flexion.

$\phi_u$  et  $\phi_y$  : courbures ultime et de début de plastification.

Remarquons que la longueur  $L_p$  permet le calcul de la ductilité en déplacement  $\mu_d$  en fonction de la ductilité en courbure  $\mu_{1/R}$ . En effet, les déplacements de plastification et de ruine valent respectivement :

$$\Delta_y = \phi_y \frac{H^2}{3} \text{ et } \Delta_{p,u} = \theta_{p,u} (H - 0.5 L_p) \quad (I.1)$$

D'où :

$$\mu_d = 1 + 3(\mu_{1/R} - 1) \frac{L_p}{H} \left(1 - 0.5 \frac{L_p}{H}\right) \quad (I.2)$$



- **Méthode Empirique**

Validée sur de nombreux tests de poutres et poteaux, utilisée par plusieurs auteurs comme Fardis (1994) ou Arede (1997) et basée sur une formule empirique. La rotation ultime totale vaut :

$$\theta_u = 0.0634 \left( \frac{H}{D} \right)^{0.93} \left( \frac{\max(\rho_t, 0.004)}{\max(v_d, 0.05)} \right)^{0.48} w_t^{-0.27} f_c^{-0.15} \quad (I.3)$$

Avec : H : hauteur du poteau, D : largeur du poteau,  $v_d = a_n / f_c$  : effort normal réduit,  $\rho_t$  : ratio volumique de cadres,  $w_t$  : ratio mécanique d'acier longitudinal ( $A_s f_y / f_c$ ),  $f_c$  : résistance en compression du béton.

- **Méthode Simplifiée de l'ATC40 / FEMA 273-356**

Une rotule plastique est une zone d'un élément de structure (poutres, poteaux, voiles,...) subissant des déformations irréversibles et capables de dissiper 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 I.13). Pour l'évaluation des rotations le lecteur se rapportera directement à l'ATC40.

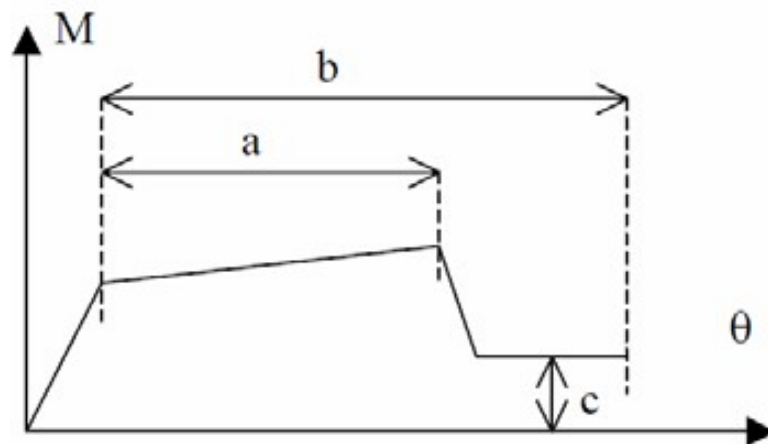


Figure I. 13 : Caractéristiques des rotules plastiques[40].

Les rotules sont caractérisées par des Moments ou des efforts tranchants associées respectivement à des rotations, des courbures ou des déplacements de fissuration, plastification et ruine, Après la formation des rotules plastiques, les non linéarités sont concentrées au niveau des rotules plastiques et La dégradation de rigidité dans chaque rotule plastique représente un



état endommagé de la structure. Pourtant, il s'avère que la rigidité chute, certes de manière globale entre le début (rigidité élastiques) et la fin du séisme (rigidités dégradées encore plus faibles que les rigidités fissurées) mais elle ne diminue pas (forcément) à chaque pas de temps : les fissures éventuelles peuvent se refermer et la rigidité augmente au cours des cycles.

#### IV.2.4 Rotation de la corde :

Les rotations de la corde sont comparées au niveau élémentaire (tous les déplacements rigides du corps de l'ouvrage soient soustraits. Par exemple, lors du calcul de la rotation de la corde d'un poteau à partir du déplacement relatif de deux étages, le déplacement rigide du poteau dû à la déformation des étages inférieurs doit être soustrait). La rotation de la corde est l'angle formé par la tangente à l'axe de l'élément de construction au niveau de la rotule plastique (endroit du moment maximal) et la corde reliant celle-ci à l'extrémité de la portée de cisaillement (point de moment nul), comme montre la figure I.14.

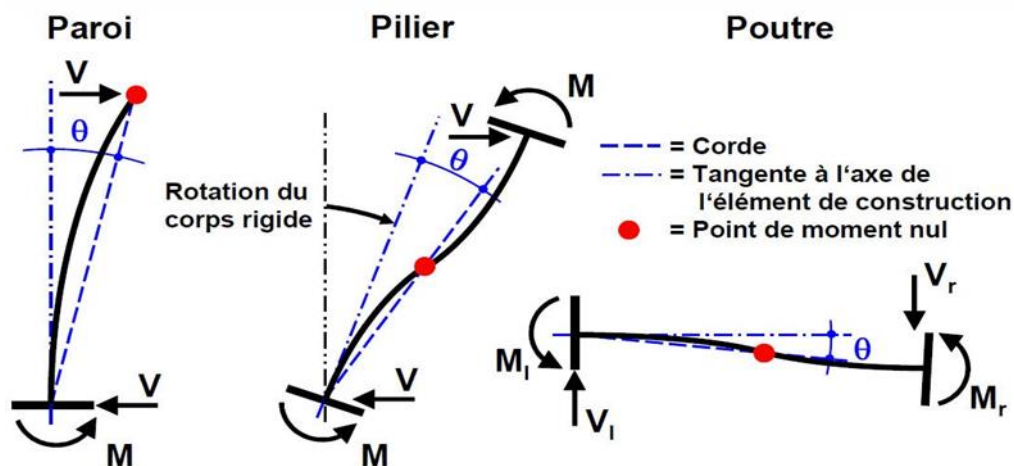


Figure I. 14 : Illustration de la rotation de la corde  $\theta$  sur divers éléments de construction[40].

#### IV.2.5 Rotation élastique de la corde

Il est admis que le comportement d'un élément est linéaire-élastique jusqu'à la rotation de plastification  $\theta_y$ , malgré les non-linéarités dues au développement progressif de la fissuration. La valeur  $\Delta_y$  (courbure de plastification) est atteinte en premier lieu en zone encastree dite : début de la portée de cisaillement ( $L_v$ : la portée de cisaillement), la répartition de la courbure est linéaire le long de cette portée (voir figure I.15).

On se basant sur la figure III.30, la rotation de plastification de la corde  $\theta_y$  est le rapport entre le déplacement de plastification  $\Delta_y$  et la portée de cisaillement  $L_v$ . Elle vaut :



$$\theta_y = \frac{\Delta_y}{L_v} = \frac{F_y L_v^3}{3EI} = \frac{M_y L_v}{EI} = \phi_y \frac{L_v}{3} \quad (I.4)$$

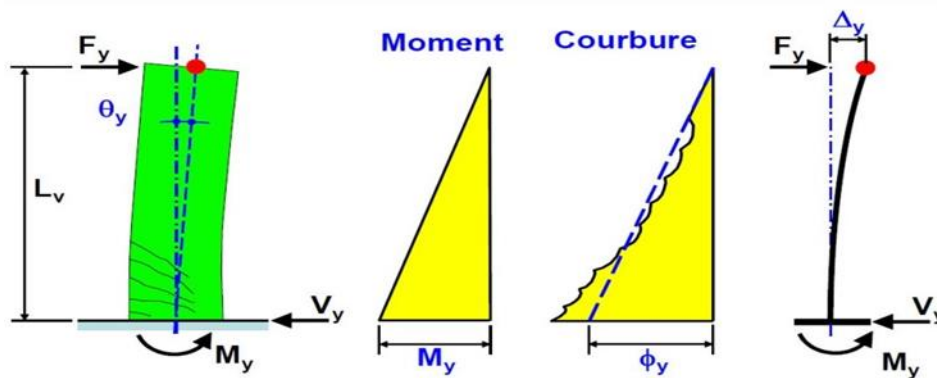


Figure I. 15 : Rotation de plastification de la corde  $\theta_y$  d'un élément de construction[40].

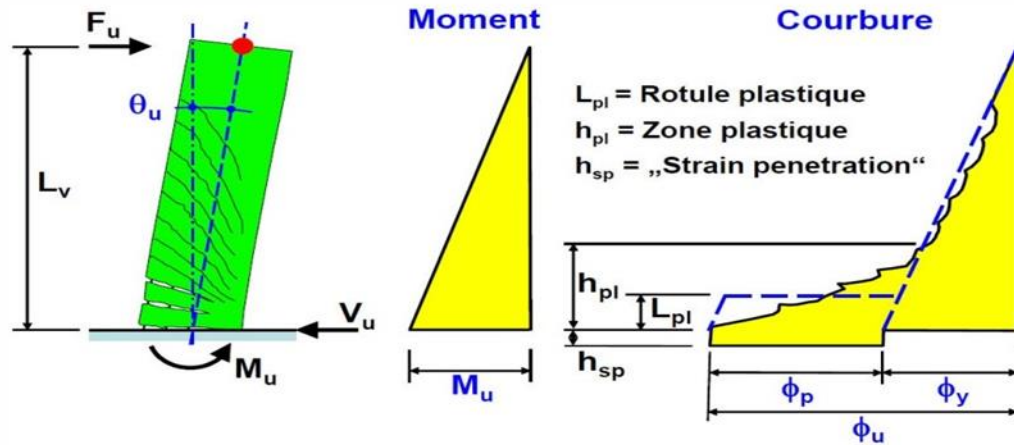
Où  $\phi_y$  représente la courbure de plastification. Le déplacement de plastification  $\Delta_y$  d'un élément de construction peut être obtenu au  $\Delta_y = \theta_y \cdot L_v$  moyen de l'équation suivante :

$$(I.5)$$

#### IV.2.6 Rotation ultime de la corde

La figure I.16 illustre la répartition de la courbure d'un porte-à-faux après plastification, cette répartition présente une zone au pied du porte-à-faux le long de laquelle a lieu la plastification de l'armature ou des déformations plastiques,  $M_{pl}$  représente la longueur de la « zone plastique ». La plastification des armatures longitudinales s'étendent et pénètrent sur une longueur  $M_{sp}$  jusque dans les fondations (« Strain penetration ») et produisent une rotation du porte-à-faux dans la section d'encastrement.

La complexité de la répartition effective de la courbure le long d'un élément de construction peut être simplifiée en incluant le concept de la rotule plastique. La rotule plastique est une dimension fictive qui permet le calcul simplifié des déformations d'un élément de construction en cours de plastification.



**Figure I. 16 : Répartition de la courbure  $\Delta$  le long d'un élément de construction plastifié (d'après Paulay et Priestly , 1992) [40].**

La littérature donne plusieurs définitions de la longueur des rotules plastiques, c'est l'hypothèse de Priestley (Paulay & Priestley (1992)) qui a été retenue avec :  $a_{st}$ : facteur de correction tient compte de la capacité d'écroutissage réduite des aciers européens. Avec :  $0,08L_v$ , la première partie de l'équation pour la prise en compte de l'écroutissage à l'encastrement et l'extension de l'allongement plastique dû aux fissures inclinées de flexion accompagnée d'effort tranchant (« shear spread of plasticity »).

$0,022\tau_s d_{bl}$  : La deuxième partie de l'équation pour la prise en compte de la pénétration des allongements plastiques des armatures longitudinales dans les fondations. L'équation est proportionnelle à  $\tau_s$  la limite d'écoulement et  $d_{bl}$  diamètre de l'armature longitudinale. la longueur d'ancrage dans les fondations augmente et avec elle, la rotation à la section d'encastrement si les deux paramètres ( $\tau_s, d_{bl}$ ) augmentes.

$$L_{pl} = a_{st}(0,08L_v + 0,022\tau_s d_{bl}) \text{ [mm]} \quad (I.6)$$

Avec:

$a_{st}$ : Coefficient de nuance d'acier.  $a_{st} = 0,8$  pour les aciers d'armature avec :

$(\tau_t/\tau_s) \in [1,15; 1,25]$  et  $a_{st} = 1$  pour les aciers d'armature avec :  $(\tau_t/\tau_s) \leq 1,15$  ;

$L_v$  : Portée de cisaillement en [mm] ;

$\tau_s$  : Limite d'écoulement de l'armature longitudinal, en [MPa] ;

$\tau_t$  : Résistance à la traction de l'armature longitudinale, en [MPa] ;

$d_{bl}$  : Diamètre de l'armature longitudinale, en [mm].

Des relations ressortant de la figure I.17 et de la rotule plastique, Le déplacement ultime  $\Delta_u$  peut être calculé. La littérature admet que la rotation plastique  $\theta_p$  se situe à mi-hauteur de la rotule plastique. Ainsi, le déplacement ultime  $\Delta_u$  peut être déterminé à l'aide de l'équation



comme la somme des déplacements élastiques  $\Delta_y$  et plastiques  $\Delta_p$ .

$$\Delta_u = \theta_u L_v = \Delta_y + \Delta_p = \theta_y L_v + \theta_p \left( L_v - \frac{L_{pl}}{2} \right) \quad (I.7)$$

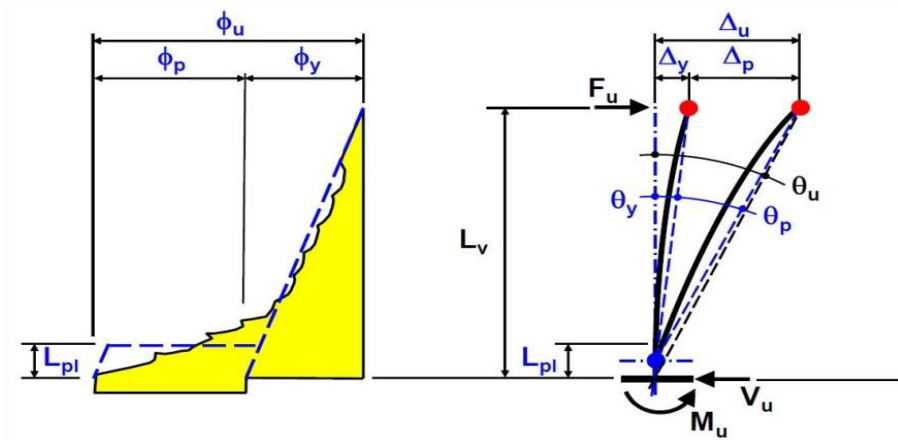


Figure I. 17 : Rotation de la corde à la rupture  $\theta_u$  d'un élément de construction[40].

La rotation plastique peut être calculée comme étant l'intégration de la courbure plastique dans la rotule plastique. L'équation devient alors :

$$\theta_u L_v = \theta_y L_v + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left( L_v - \frac{L_{pl}}{2} \right) \quad (I.8)$$

En divisant par  $L_v$ , on obtient l'équation permettant de calculer la rotation de la corde à la rupture :

$$\theta_u = \theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left( 1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right) \quad (I.9)$$

$\Delta_u$ : La courbure ultime de l'élément de construction.

L'équation (I.9) est aussi utilisée pour déterminer la rotation de la corde des colonnes et des poutres

#### IV.2.7 Lois moment-courbure

La loi moment-courbure d'une section dépend de ses caractéristiques géométriques, des caractéristiques mécaniques des matériaux qui la composent mais aussi du ferrailage longitudinal, transversal et de l'effort normal de la section.

Le diagramme suivant illustre la courbe arrondie de la relation moment courbure d'une section en béton armé et l'approximation bilinéaire appropriée.

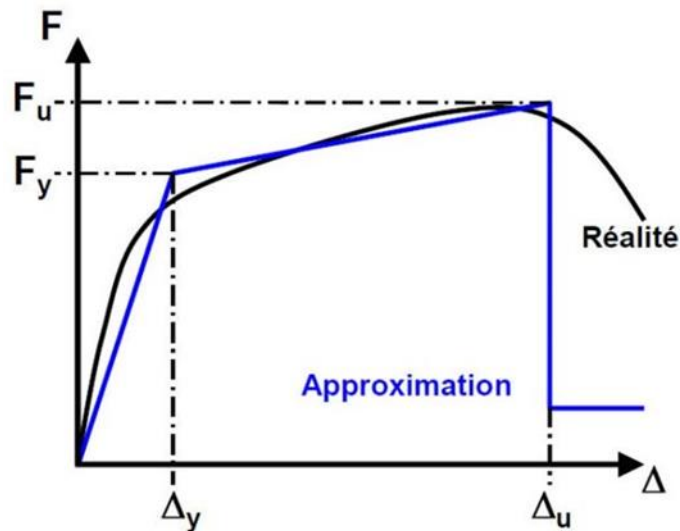


Figure I. 18 : Relation moment-courbure[40].

## V. Procédure d'analyse statique non linéaire (analyse pushover)

L'analyse pushover est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes d'effondrement commencent à apparaître dans les structures, les résultats de cette analyse sont représentés sous formes de courbes qui relie les efforts tranchants à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure. Cette méthode sera expliquée plus en détail plus tard dans ce chapitre.

## VI. Procédure d'analyse dynamique non linéaire

Cette procédure est la procédure la plus évoluée car elle élimine les points faibles des autres procédures, elle est utilisée habituellement pour l'obtention des solutions exactes aux problèmes d'évaluation et de conception. L'exactitude de cette procédure est basée sur la modélisation de la structure, caractéristique du mouvement terrestre et les modèles non linéaires des matériaux utilisés dans cette analyse.

## VII. Analyse Pushover

L'analyse Pushover est utilisée généralement pour se référer aux procédures statiques non linéaires appliquées pour évaluer la performance sismique des structures existantes, aussi bien que la conception des nouveaux bâtiments[8,9,10,11,12,13].

L'analyse Pushover est un outil puissant pour la méthodologie de conception basée sur

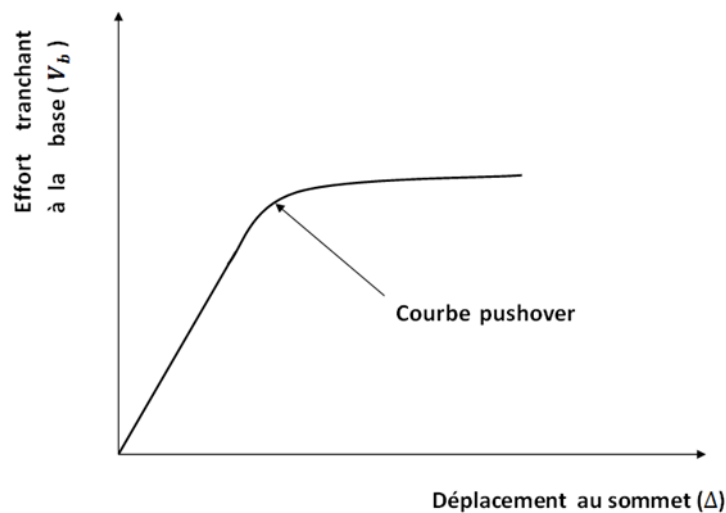


la performance[14,15,16,17], qui est présentée dans plusieurs règlements et directives sismiques récentes [18,19,20,21]. L'analyse Pushover est effectuée en appliquant une série d'analyses statiques inélastiques sur le bâtiment en utilisant un mode de chargement latéral présélectionné basé sur le premier mode de vibration de la structure ou les modes de chargement latéral statiques équivalents dans les règlements sismiques.

Le mode de chargement demeure sans changement pendant l'analyse Pushover, mais sa grandeur est augmentée incrémentalement jusqu'à ce que le bâtiment atteigne un déplacement cible spécifique[22,23].

Généralement, ce déplacement cible est pris pour représenter le déplacement au sommet du bâtiment quand il éprouve une excitation sismique.

Les résultats de l'analyse Pushover sont employés pour estimer la capacité du bâtiment en traçant la variation du déplacement au sommet en fonction de l'effort tranchant à la base du bâtiment[26]. Cette courbe est connue sous le nom « Courbe Pushover » comme illustré dans la Figure ci centre



**Figure I. 19 : la courbe Pushover qui représente la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet du bâtiment[41].**



## VII.1. Les études antérieures sur l'analyse pushover :

Durant la formulation l'analyse pushover, nous avons noté qu'elle se distingue par quelques approximations, ces approximations ont fait que ces procédures présentent certaines faiblesses comme ne pas prendre en considération les effets de mode supérieur et ne se base pas sur un mode de chargement invariable. Pour cela, plusieurs chercheurs ont étudié cette faiblesse et essayé de l'améliorer, comme exemple **Fajfar** et **Fischinger**[27] ont offert l'utilisation des forces de niveau invariable proportionnelle avec la forme de déviation de la structure.

Dans le même sujet **Eberhard** et **Sozen** ont offert des modes de chargement latéral basés sur les formes de mode (mode propre) extraite de la rigidité sécante à chaque étape de charge.

Dans une étude similaire **Park** et **Eom**[29] ont offert une nouvelle procédure de conception qui utilise la rigidité sécante et ont démontré que cette nouvelle méthode calcule directement la résistance non linéaire et les demandes de déformation plus efficace, **Moghaddam**[12] a étudié une méthode de détermination des effets de mode supérieur dans les constructions élevées, une suite d'analyse pushover est exécutée sur les constructions dans lesquelles les formes de modes élastiques sont utilisés comme mode de charge.

**Attard** et **Fafitis**[30] ont étudié une méthode MPA modifiée dans laquelle le mode de chargement est obtenu à partir de la forme de mode (mode propre) d'une limite élastique, dans cette étude, après exécution de l'analyse temporelle, la méthode utilisée donne les mêmes résultats.

Dans une autre étude, par **Chopra** et **Goel**[31] le rôle des effets du mode supérieur dans l'analyse pushover est étudié, ils ont découvert que les courbes pushover du mode supérieur mènent aux mécanismes de rotule non détectés par le mode de chargement du premier mode effectif ou par la distribution des forces données par FEMA 356, d'une part, ils affirment que ces mécanismes ne se développent pas pendant le mouvement terrestre dans une construction régulière sans étage souple ou faible.

**Mwafy** et **Elnashai** [32] ont étudié l'application et l'exactitude de l'analyse pushover statique non linéaire dans la prédiction la réponse sismique de construction en béton armé, ils ont affirmé que si le mode de chargement est choisi soigneusement, le modèle peut représenter la réponse non élastique des constructions de basse ou moyenne élévation, pour les constructions élevées en raison des effets de mode supérieur, ils ont recommandé l'utilisation



d'un grand nombre de mode de chargement. Comme, ils font ressortir aussi que les résultats du chargement triangulaire sont très liés aux résultats d'analyse dynamique non linéaire, ces prédictions sont très conservateurs de la capacité, son estimation est raisonnable pour les déformations et sont suffisants pour la prédiction de la réponse des structures spécialement celles de basse et moyenne élévation.

**Krawinkler** et **Seneviratna** [33] ont résumé les concepts fondamentale sur lesquels peut se baser l'analyse pushover, additivement à cela, ils ont estimé l'exactitude des prédictions des procédures pushover et déterminé les conditions par lesquelles l'analyse pushover présente des informations suffisantes, comme ils ont déterminé les cas où les prédictions de l'analyse pushover sont insuffisantes et peut être même trompeur, et cela par l'exécution d'une étude détaillée qui discute les avantages et les inconvénients de l'analyse pushover, ils recommandent l'application de cette analyse avec prudence et sagesse car il contient plusieurs limitations, vu que la méthode est de nature approximative. Comme cette étude contient plusieurs issues non définies et qui doivent être étudiées.

**Janv.** et **al** [34] ont proposé une nouvelle forme d'analyse pushover qui considère les effets de mode supérieur, appelés Upper Bound Pushover Analysis Procedure, donnant de très bons résultats pour les constructions de haute élévation, par contre dans les constructions de basse élévation l'analyse pushover avec le chargement triangulaire et l'analyse pushover MPA donnent les meilleurs résultats, comparativement avec les résultats de l'analyse dynamique non linéaire.

## VII.2. Les avantages de l'analyse pushover statiques non linéaires

Les procédures dynamiques non linéaires sont considérées pour être les procédures les plus précises pour l'analyse des structures exposées aux excitations de mouvement terrestres [35,36].

La profession d'ingénierie fait face à quelques difficultés en appliquant les procédures dynamiques non linéaires, tel que la complexité de la modélisation tridimensionnelle de la structure, de l'incertitude des propriétés structurales et le caractère aléatoire des données de mouvement de terrains exigés pour l'analyse [37,23].

D'autre part, les procédures statiques non linéaires n'ont pas besoin de toutes les données d'entrée exigées pour les procédures dynamiques non linéaires, dans l'analyse statique non linéaire, la structure est soumise à un mode de chargement latéral croissant qui est prédéfini en



utilisant des règles sismiques, jusqu'à ce qu'un mécanisme local ou global soit réalisé.

La procédure statique non linéaire est supposée donner des informations sur beaucoup de caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues à partir d'une procédure dynamique non linéaire, dans ce qui suit, on présentera des exemples de telles caractéristiques [33] :

- 1- Les demandes réalistes en termes de forces dans les éléments potentiellement fragiles telles que les demandes en forces axiales dans les poteaux, les demandes en forces dans les connections des contreventements, les demandes en moments dans les connections poteaux- poutres, et les demandes en cisaillement dans les poutres épaisses.
- 2- Estimations des demandes en déformations pour les éléments qui doivent se déformer inélastiquement pour dissiper l'énergie provenant des séismes.
- 3- Les conséquences de la détérioration de la rigidité des éléments individuels sur le comportement global de la structure.
- 4- Identification des zones critiques dans lesquelles les demandes en déformation sont supposées être particulière durant la conception.
- 5- Identification des discontinuités des résistances en plan ou en élévation qui résultent en des modifications des caractéristiques dynamiques dans le domaine non linéaire.
- 6- Estimation des déplacements entre les niveaux qui tiennent compte des discontinuités des résistances ou des rigidités et qui peuvent être utilisés pour contrôler l'endommagement et pour évaluer l'effet P- $\Delta$ .
- 7- Vérification de la complétude du chemin de chargement considérant tous les éléments de la structure, les éléments non structuraux rigides ainsi que les fondations.

Dans les procédures statiques non linéaires, un modèle incorporant la propriété matérielle inélastique est exposé à un modèle de charge invariable jusqu'à ce que le déplacement cible au sommet soit atteint.

Après cela, les déformations et les forces internes induites sont déterminées. Les caractéristiques charge-déformation non linéaires de composants individuels et les éléments de la structure sont modélisés directement. Le modèle du bâtiment est soumis à des forces latérales croissantes monotoniquement jusqu'au dépassement du déplacement cible ou la formation d'un mécanisme global.



## VII Les méthodes Pushover et leur application dans les règlements sismiques récents :

La communauté structurale de technologie (The structural engineering Community) a développé une nouvelle génération des procédures de conception et de réadaptation, (par exemple, (Fajfar et Krawinkler en 1997)). Ce but peut être réalisé seulement en présentant un certain genre d'analyse non-linéaire dans la méthodologie de conception sismique. Dans un court terme, l'approche la plus appropriée semble être une combinaison de l'analyse statique non-linéaire (de pushover) et le spectre de réponse.

- **La méthode Pushover dans l'eurocod 8 :**

Eurocode 8 (EC8) inclut deux méthodes d'analyse non linéaire : L'analyse statique non linéaire (Pushover) et l'analyse dynamique non linéaire. L'analyse statique non linéaire consiste en l'application monotone des charges latérales croissantes à la structure, dans l'Eurocode 8, elle est basée sur la méthode N2 développée par prof. Fajfar [38].

- **La méthode N2 selon Eurocode 8**

La méthode de N2 est une méthode non-linéaire relativement simple pour l'analyse sismique des structures. Elle combine l'analyse pushover d'un système a plusieurs degrés de liberté (MDOF) avec l'analyse du spectre de réponse d'un système a un seul degré de liberté équivalent (SDOF).

La méthode de N2, dans son nouveau format, est en fait une variante de la méthode de spectre de capacité basée sur des spectres non élastiques. Des spectres de demande non élastiques sont déterminés à partir d'un spectre élastique typique de conception.

Le principe du modèle de la méthode d'analyse Spectrale Non-linéaire ,qui est inspirée de la méthode N2, établie par P. Fajfar consiste à superposer une courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse statique non-linéaire en poussée progressive(pushover) avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme (le spectre de réponse).

L'intersection de ces deux courbes représente un point de fonctionnement permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira .

La distribution de charges et le déplacement cible sont basés sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode de meure constante durant le séisme. des spectres non-linéaires, en lieu et place des



spectres élastiques, avec un facteur d'amortissement et une période propre équivalents, sont utilisés.

L'analyse par cette méthode requiert donc à la fois la donnée d'une courbe représentative de la sollicitation sismique (demande de déformation) et celle d'une courbe issue de l'analyse statique non-linéaire (capacité) qui caractérisent l'« offre de déformation ».

La sollicitation sismique est représentée directement au format ( $S_a$  -  $S_d$ ), c'est-à-dire par une courbe reportant l'accélération spectrale associée à un séisme en ordonnée et le déplacement spectral en abscisse.

La courbe représentant le comportement de la structure est directement issue de la courbe Pushover reliant la force appliquée au déplacement en tête ( $V_b$  en fonction de  $u_t$ ).

Cette courbe n'est pas directement superposée au spectre ( $S_a$  -  $S_d$ ); elle doit subir la conversion nécessaire pour homogénéiser ses paramètres en accélération spectrale  $S_a$  et en déplacement spectral  $S_d$ .

la courbe Pushover subira donc des transformations en prenant les données suivantes pour l'accélération spectrale  $S_a$  et le déplacement spectral  $S_d$ .

$$S_a = V_b / M_1^* \quad (I.10)$$

$$S_d = u_t / \Gamma_1 \Phi_{t,1} \quad (I.11)$$

$$M_1^* = \left( \sum_{j=1}^N m_j \Phi_{j,1} \right)^2 / \sum_{j=1}^N m_j \Phi_{j,1}^2 \quad (I.12)$$

$$\Gamma_1 = \sum_{j=1}^N m_j \Phi_{j,1} / \sum_{j=1}^N m_j \Phi_{j,1}^2 \quad (I.13)$$

#### ▪ Etape 1: Introduction des données

On considère une structure à plusieurs degrés de liberté et un spectre de réponse élastique, dans lequel les accélérations ( $S_a$ ) sont données en fonction des périodes naturelles ( $T$ ) de la structure.

Le spectre de réponse peut être un spectre réglementaire, enveloppe des spectres de



nombreux séismes (par exemple le spectre de réponse de l'Eurocode8,PS92,...), soit obtenu à partir d'un séisme particulier.

▪ **Etape 2 : Transformation du spectre élastique au format accélérations-déplacements**

Le spectre de réponse élastique (Figure2.3) est transformé du format traditionnel accélérations-périodes ( $S_a-T$ ) au format accélérations-déplacements ( $S_a-S_d$ ) en utilisant la relation suivante :

$$S_{de} = (T_n^2 / 4\pi^2) S_{ae} \quad (I.14)$$

$S_{ae}$  et  $S_{de}$  : respectivement, l'accélération spectrale et le déplacement spectral correspondant aux périodes  $T$ , avec une constante d'amortissement visqueux fixée à 5% (Figure2-3).

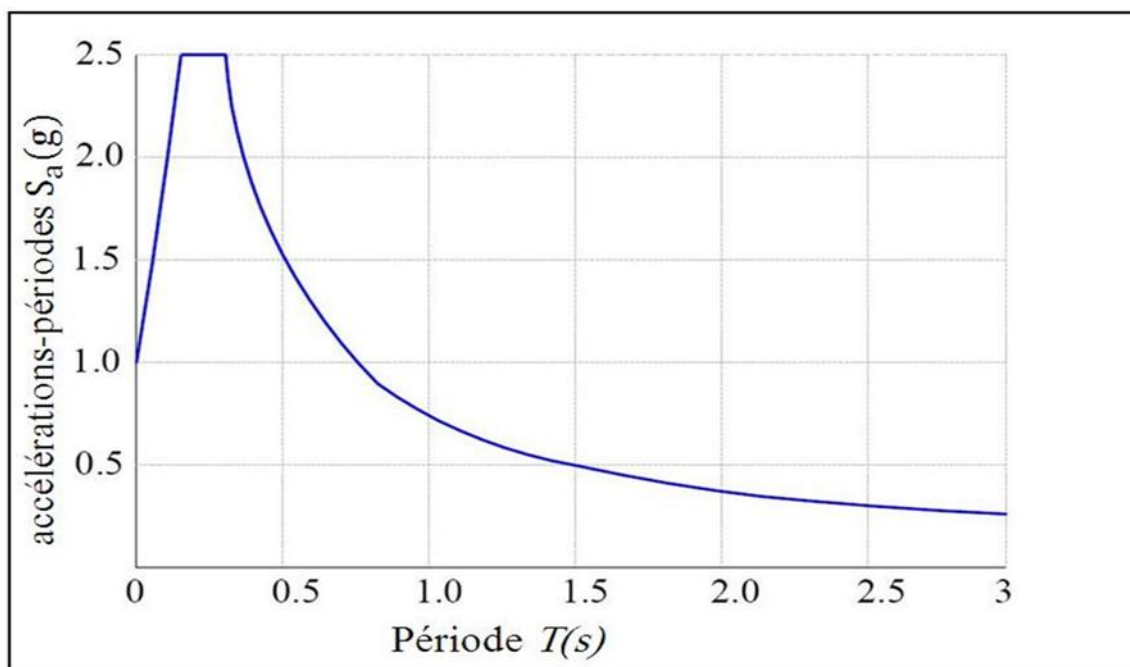


Figure I. 20 : Spectre de réponse Sa-T[42].

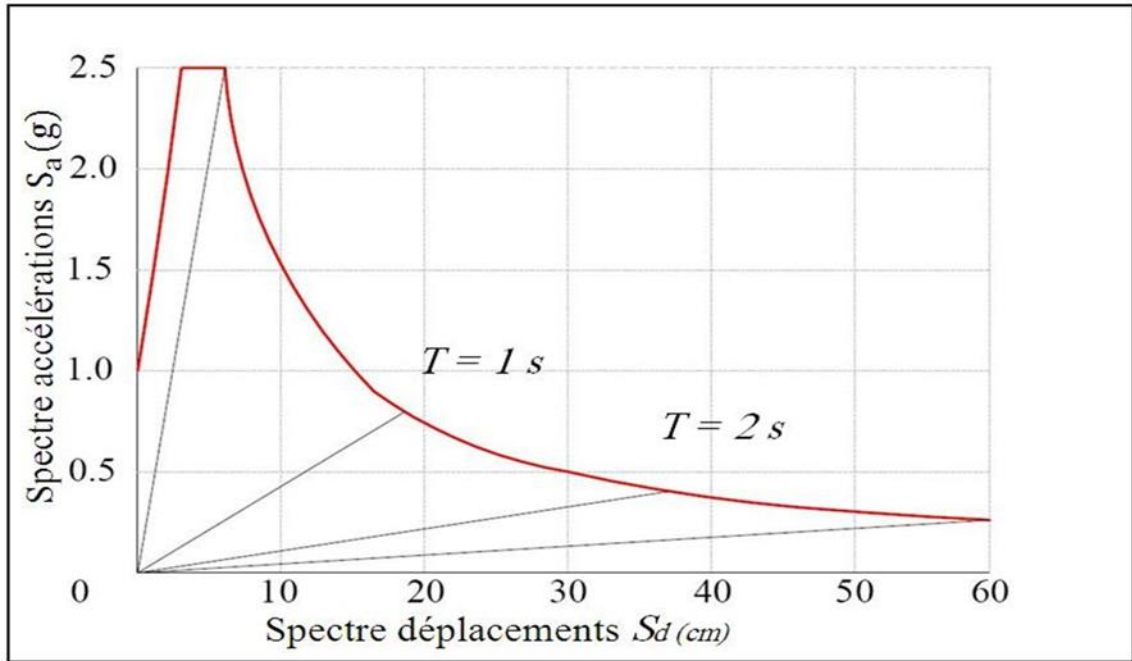


Figure I. 21 : Spectre d'accélération dans le format Sa-Sd[42].

Basée sur le principe que la structure ( $M, K, \xi$ , données), est modélisée par un oscillateur simple équivalent à un seul degré de liberté, caractérisé par :

Sa période propre :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}} \quad (m \text{ en } \text{kg}) \quad (\text{I.15})$$

Sa fréquence propre ou sa pulsation propre respectivement :

$$f = 1 / T \text{ (en Hertz)}; \quad \omega = 2\pi f = 2\pi / T \text{ (en rad/s)} \quad (\text{I.16})$$

Sa constante d'amortissement critique :

$$\xi = C / 2\sqrt{km} = C / 2m\omega \quad (\text{I.17})$$

Le spectre non-linéaire (inélastique), peut être facilement déterminé à partir du spectre élastique (selon la proposition de Vidic et al.,1994) avec une relation force- déplacement bilinéaire en appliquant les expressions suivantes :

$$S_a = S_{ae} / R_\mu \quad (\text{I.18})$$



$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (I.19)$$

$S_a$  : spectre d'accélération non-linéaire;

$S_d$  : spectre de déplacement non-linéaire;

$\mu$  : facteur de ductilité, défini comme le rapport entre le déplacement et maximal le déplacement à la limite élastique.

$R_\mu$  : facteur de réduction du à la ductilité c'est-à-dire du à la dissipation d'énergie d'hystérésis.

Plusieurs propositions ont été faites pour la détermination du facteur de réduction  $R_\mu$  et qui ont fait l'objet d'une attention particulière (Newmark et Hall, 1982 ; Riddell, Hidalgo, et Cruz, 1989 ; Tso et Naumoski, 1991 ; Krawinkler et Nassar, 1992 ; Miranda et Bertero 1994). Parmi ces propositions l'on utilise celle donnée par les relations suivantes (Vidic et al. 1994) :

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T < T_c \quad (I.20)$$

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T_c \quad (I.21)$$

$T_c$  : est la période caractéristique du mouvement sismique. Elle est typiquement définie comme la période de transition où le segment des accélérations constantes du spectre de réponse (la gamme des courtes périodes) passe au segment des vitesses constantes du spectre (la gamme des moyennes périodes).

Les équations précédentes indiquent que dans la gamme des moyennes et longues périodes, le principe des déplacements égaux s'applique (selon Veletsos et Newmark, 1960), c'est-à-dire que le déplacement du système non-linéaire est égal au déplacement du système élastique linéaire avec la même période.

Les équations représentent une version simple de la formule proposée par Vidic et al. (1994), avec bien entendu, certaines limites d'application (Fajfar, 2000).

A partir du spectre élastique de dimensionnement et en utilisant les relations , on peut construire les spectres non-linéaires pour une ductilité  $\mu$  constante, dans le format (Sa-Sd). Un



tel ensemble de spectres est présenté dans la Figure (2-4).

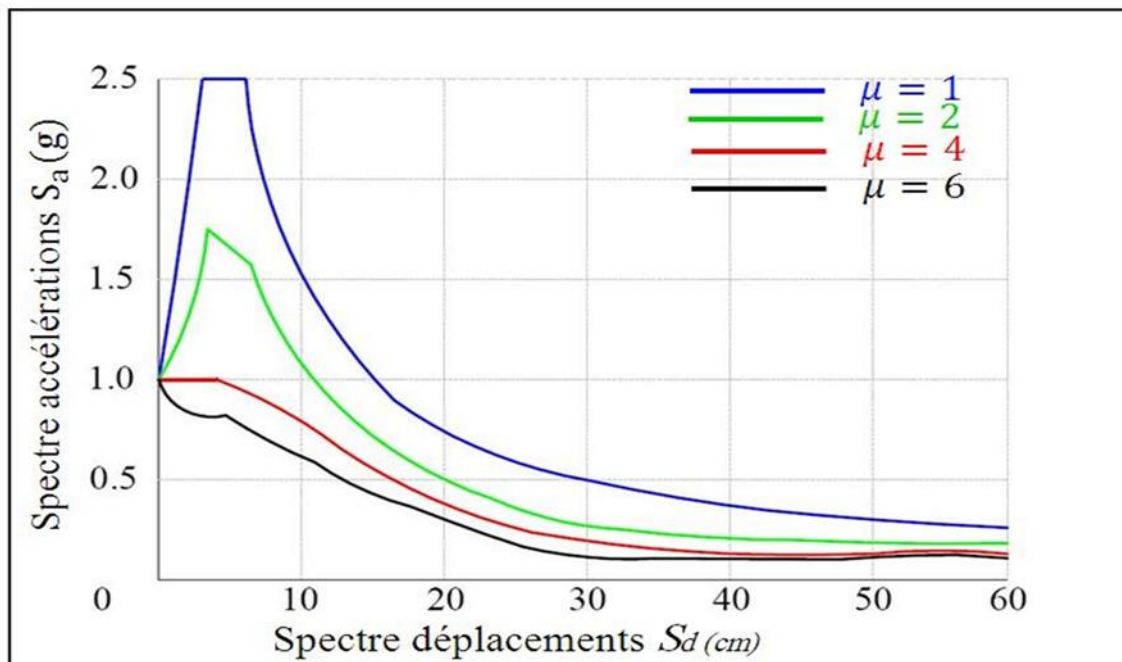


Figure I. 22 : Détermination des différents spectres non-linéaires[42].

▪ **Étape 3 : Analyse en poussée progressive (« Pushover »)**

L'analyse "Pushover" est effectuée en appliquant sur la structure une distribution de forces latérales croissantes de façon progressive et incrémentées jusqu'à ce que le déplacement de la structure atteigne son maximum. La courbe traduisant le comportement de la structure est tracée en portant en abscisse le déplacement du sommet  $u_t$  et en ordonnée l'effort tranchant à la base  $V_b$ .

Ce calcul non-linéaire est coûteux. C'est à cette étape que le recours aux macro-éléments permettra une économie significative.

Le choix d'une distribution appropriée de forces latérales constitue une étape très importante dans l'analyse "Pushover". Si on note par  $P$ , le vecteur des forces latérales, ce dernier peut être déterminé par l'expression suivante :

$$P = p[M]\{\phi\} \quad , P = pm_i\phi_i \quad (I.22)$$



[M] : Matrice diagonale correspondant aux masses de chaque niveau.

$\{\Phi\}$  : Vecteur forme normalisé pour le déplacement .

p : facteur qui contrôle l'amplitude des forces latérales.

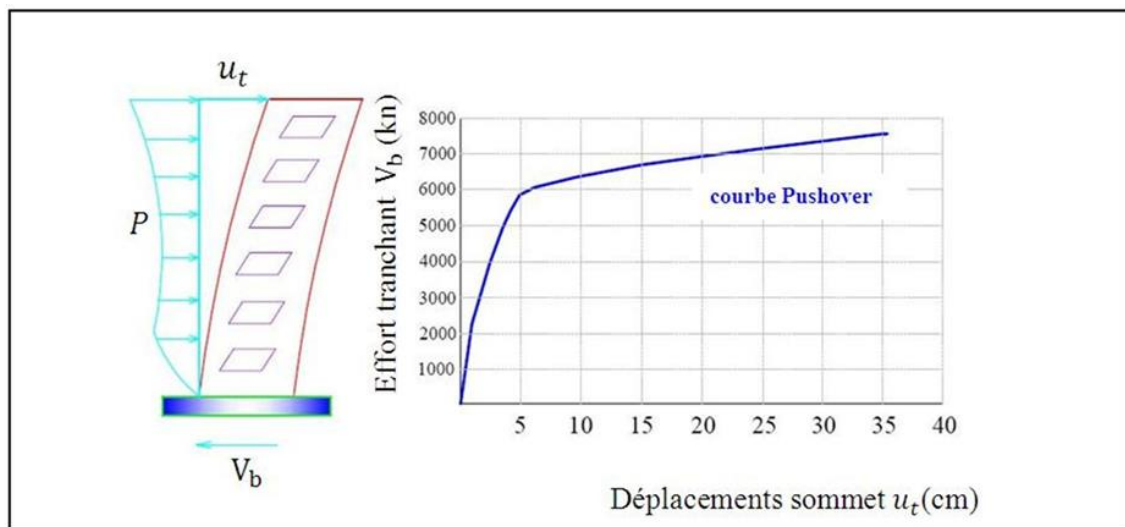


Figure I. 23 : Principe d'établissement de la courbe pushover[42].

Une telle distribution a un sens physique (forces d'inertie exprimées en fonction des modes et des masses), et reste d'utilisation simple quant à la transformation des systèmes à plusieurs degrés de liberté en systèmes à un seul degré de liberté (Fajfar 1996).

Cependant, n'importe quelle distribution raisonnable peut également être employée. La distribution de forces latérales reste constante pendant le processus de l'analyse pushover.

#### ▪ Etape 4 : Caractéristiques du système équivalent à un seul degré de liberté

Une fois la courbe pushover obtenue, on cherche à la transformer en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération d'une structure à un seul degré de liberté à son déplacement .

L'expression des déplacements de la structure originale en fonction des déplacements Si on prend seulement le mode fondamental, est :

$$u_1(t) = \Gamma_1 \phi_1 D_1(t) \quad (I.23)$$

Pour un instant donné, la relation entre le déplacement du toit  $u_t$  (composante N de  $u(t)$ ) et le déplacement correspondant au premier mode est :



$$u^* = \frac{u_t}{\Gamma} \quad (\text{I.24})$$

Ce qui permet de relier les déplacements du point de contrôle de la courbe pushover aux déplacements correspondant à un seul système degré de liberté.

Pour obtenir une correspondance entre l'effort tranchant à la base de la courbe pushover et l'accélération correspondante du système à un seul degré de liberté, on peut prendre les forces latérales équivalentes statiques :

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (\text{I.25})$$

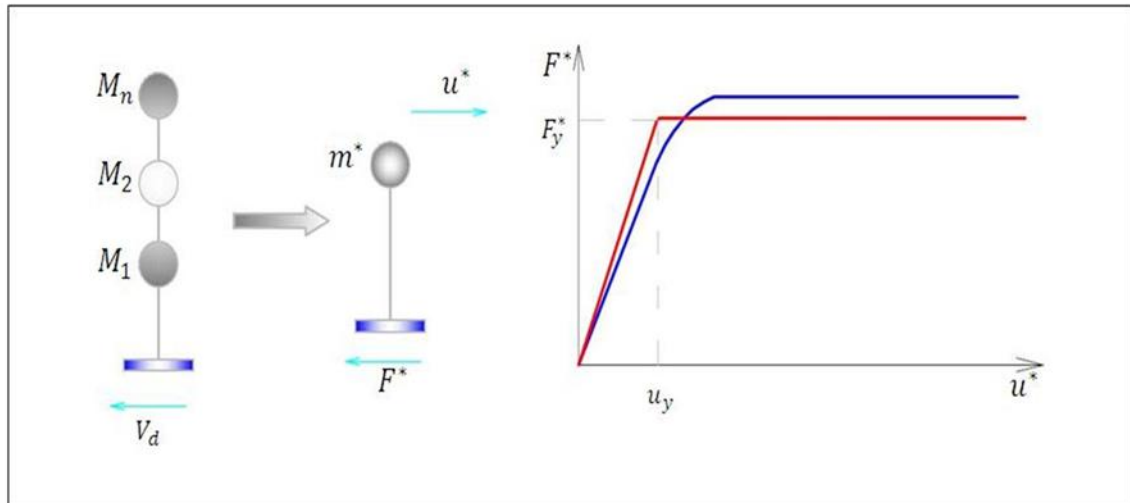
$$V = p \{\phi\}^T M \{1\} = p \sum_{i=1}^N m_i \phi_i \quad (\text{I.26})$$

V : l'effort tranchant à la base du système à PDDL .

$u^*$  et  $F^*$  sont respectivement le déplacement et la force équivalente du système à un seul degré de liberté.

La constante  $\Gamma$ , habituellement appelée facteur de participation modale, contrôle la transformation des quantités du système à plusieurs degrés de liberté au système à un seul degré de liberté et vice versa. Il est déterminé à partir de l'équation suivante :

$$\Gamma = \frac{\phi^T M \{1\}}{\phi^T M \phi} = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (\text{I.27})$$



**Figure I. 24 : Caractéristique du système équivalent à un seul degré de liberté[42]**

La courbe pushover ( $F^*-u^*$ ) ainsi obtenue, est idéalisée par une courbe bi-linéaire Figure (2-6), ce qui permet de déterminer respectivement, la force et le déplacement à la limite élastique  $F_y^*$  et  $u_{y^*}$  du système équivalent.

La période élastique du système équivalent peut être déterminée à partir de la courbe idéalisée, par l'expression suivante :

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* u_{y^*}}{F_y^*}} \quad (\text{I.28})$$

$F_y^*$  et  $u_{y^*}$  sont respectivement, la force et le déplacement à la limite élastique du système équivalent.

Finalement, le diagramme de capacité dans le format accélérations-déplacements ( $S_a - S_d$ ) est obtenu comme suit :

$$S_a = \frac{F^*}{m}; \quad S_d = u^* \quad (\text{I.29})$$

#### ▪ Etape 5 : Détermination du déplacement du système équivalent

Le calcul du déplacement du système équivalent à un seul degré de liberté dépend de sa période élastique  $T^*$  et de la position de cette dernière par rapport à la période caractéristique  $T_c$ . Il peut être déterminé en utilisant une procédure graphique.

Les deux diagrammes du spectre de dimensionnement et de capacité sont tracés dans le



même graphe. L'intersection de la droite correspondant à la période élastique de la courbe de capacité idéalisée  $T^*$  avec le spectre de réponse élastique fournit l'accélération du système élastique ( $S_{ae}$ ) et le déplacement élastique correspondant (l'exigence). L'accélération à la limite élastique  $S_{ay}$  représente l'accélération du système non-linéaire (la capacité). Le facteur de réduction  $R_\mu$  peut être défini comme le rapport entre les deux accélérations comme suit :

$$R_\mu = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} = \frac{S_{ae}(T^*)m^*}{F_y^*} \quad (\text{I.30})$$

On distingue deux cas :

- Premier cas :  $T^* \geq T_c$

Si la période élastique est supérieure ou égale à la période caractéristique  $T_c$ , le déplacement non-linéaire  $S_d$  est égal au déplacement élastique  $S_{de}$  conformément au critère de l'égalité des déplacements dans la gamme des moyennes et longues périodes cette étape (triangles semblables) et la ductilité définie par  $\mu = S_d / u_y^*$  (I.31), est égale au facteur de réduction selon les équations ci-après :

$$S_d = S_{de}(T^*) \quad (\text{I.32})$$

$$\mu = R_\mu \quad (\text{I.33})$$

- Deuxième cas :  $T^* < T_c$

Dans le cas où la période élastique est inférieure à la période caractéristique  $T_c$ , la ductilité peut être calculée (à partir de l'équation 3.6) comme suit (proposition de Vidic et al., 1994) :

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad (\text{I.34})$$

le déplacement non-linéaire défini en fonction de la ductilité, est déterminé par les relations suivantes :

$$S_d = \mu \mu_y^* = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left( 1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \quad (\text{I.35})$$



### Etape 6 : Déplacement global du système à plusieurs degrés de liberté

Une fois le déplacement du système équivalent déterminé, il est transformé en déplacement maximum du système à plusieurs degrés de liberté (déplacement cible) en utilisant l'équation suivante (Figure 2-5) :

$$u_t = S_d \Gamma \quad (I.36)$$

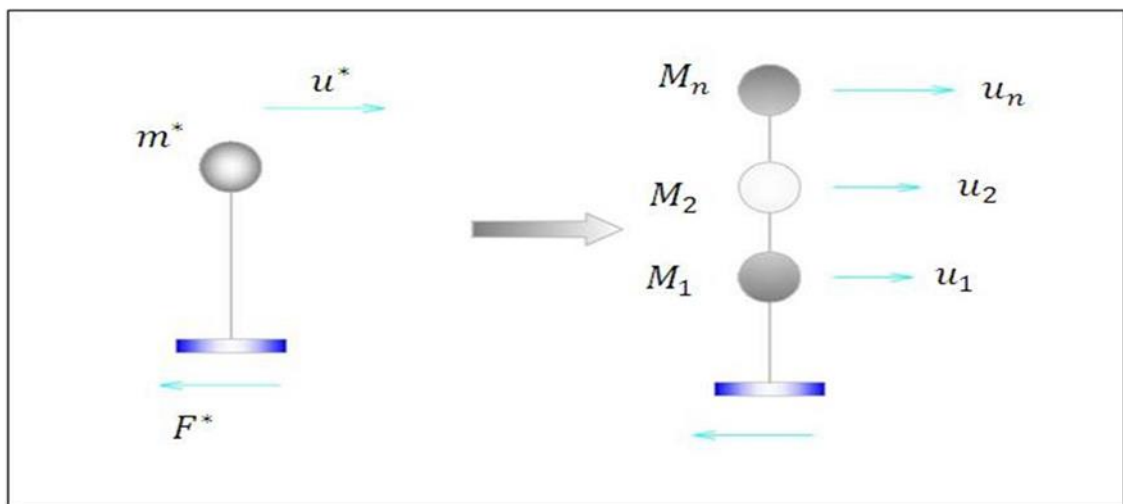


Figure I. 25 : Détermination du déplacement du système à plusieurs degrés de liberté[42].

- **La méthode de coefficient du déplacement de FEMA -273 :**

La méthode de coefficient du déplacement diffère de la méthode de spectre de capacité et à la méthode N2 dans l'évaluation du déplacement cible, qui n'exige pas la conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité.

### VIII But de l'analyse pushover :

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

Le but principal de cette méthode est basé sur la demande de la structure par rapport au déplacement cible, la notion de nœud de control est alors introduite qui est situé au centre de masse du dernier niveau de la structure, qui est la référence nécessaire pour l'exécution et



l'interprétation de cette analyse.

## IX Les limites de l'analyse push over :

Malgré que l'analyse pushover nous fournit des réponses adéquates dans plusieurs cas, il garde toujours des cas non résolus, qui ont besoin d'être résolus à travers la recherche et le développement, parmi ces cas, nous citerons :

- Incorporation des effets de torsion (due aux irrégularités dans la masse, la rigidité et la résistance).
- Problèmes en 3-D (effets orthogonalité, la direction de chargement, les diaphragmes semi-rigide, etc...).
- Problèmes de dommages cumulatifs.
- Plus important encore, l'examen des effets de mode supérieur une fois qu'un mécanisme local s'est formé.

## X Hypothèses d'élaboration de la méthode (Pushover) :

Comme toute théorie et méthode de calcul, l'analyse statique non linéaire de pushover est basée sur l'hypothèse que la réponse d'une structure à multi degrés de libertés MDOF (multi- degree of freedom) peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent(SDOF) (Figure I. 26 ), 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 le séisme, les expérience ont montré que le premier mode de vibration qui domine le mouvement de la structure.

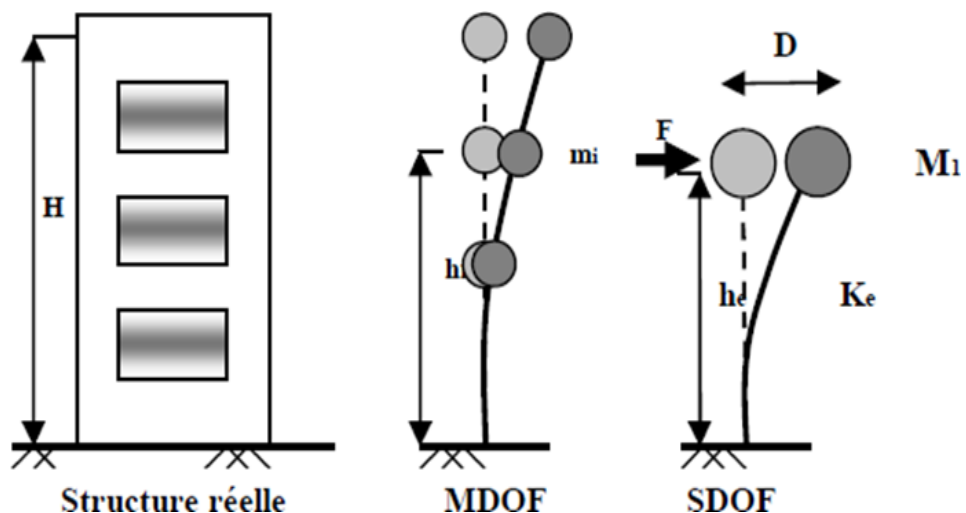
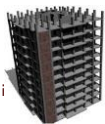


Figure I. 27 : Système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de liberté



### ❖ Étapes de l'analyse pushover :

- **Etape 1** : la structure est supposée soumise aux charges gravitaires constantes, selon la réglementation marocaine ces charges incluent les charges permanentes et une portion des charges d'exploitations ils sont données par :  $G+0,2Q$
- **Etape2** : elle subit un autre chargement latéral triangulaire déterminé en calculant les charges latérales équivalentes qui représentent les forces d'inerties dues à la composante horizontale des sollicitations sismiques.
- **Etape3** : On détermine un déplacement cible, déplacement est choisi arbitrairement, à condition qu'il soit représentatif de la déformation de la structure.
- **Etape4** : En augmentant les forces latérales appliquées durant l'analyse, il y a apparition graduelle des rotules plastiques, l'évolution des mécanismes plastiques et l'endommagement progressif de la structure est fonction de l'intensité du chargement Latéral et des déplacements résultants.

Pour effectuer cette analyse qui se base sur des poussées progressives appliquées sur la structure on aura recours au logiciel ETABS.

### ❖ Transformation de la courbe de pushover en courbe de capacité :

La courbe de pushover représente la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement de la terrasse, c'est une caractérisation du comportement d'un système à plusieurs degrés de libertés, pour pouvoir trouver le point de performance de la structure il faut transformer cette courbe en courbe de capacité, cette dernière caractérise le comportement de la structure équivalente à un seul degré de liberté ce qui permettra de superposer la courbe de capacité relative à la structure (accélération en fonction de déplacement) sur la courbe de spectre de demande, la transformation part de l'hypothèse que le comportement est gouverné par le premier mode propre.

Pour obtenir cette équivalence on utilisera l'équation d'équilibre dynamique linéaire du système réel soumis à une accélération sismique à sa base

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = [-M]\{1\}\ddot{u}_g(t) \quad (I.37)$$



Dans cette relation le déplacement de chaque niveau est représenté par, les matrices de masses d'amortissement et de rigidité sont données respectivement par :  $[M]$ ,  $[C]$  et  $[K]$ .

Les déplacements peuvent être décomposés sous forme d'une série de n mode et on aura :

$$\{x(t)\} = \sum_n \{\phi_n\} y_n(t) \quad (I.38)$$

$y_n(t)$  : représente les coordonnées du déplacement modale,  $\{\phi_n\}$  représente les modes propres.

Il est nécessaire de savoir les forces et les contraintes sur chaque point de la structure pour cette raison on introduit des forces statiques équivalentes, la caractérisation des forces  $\{F\}$  est obtenue en décomposant l'inertie du système on aura donc :

$$[M]\{1\} = \sum_n \Gamma_n [M]\{\phi_n\} = \sum_n \{S_n\} \quad (I.39)$$

$\Gamma_n$  : représente les facteurs de participation et  $\{S_n\}$  représente la distribution des forces sur la structure, on utilisera l'orthogonalité des valeurs et vecteurs propres obtenue lors de l'analyse modale pour arriver aux résultats suivants :

$$\{\phi_n^t\} [M]\{1\} = \Gamma_n \{\phi_n^t\} [M]\{\phi_n\} \quad (I.40)$$

$$\text{Si on pose : } L_n = \{\phi_n^t\} [M]\{1\} \quad (I.41) \quad \text{et}$$

$$\text{Alors : } \Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} \quad (I.42)$$

#### ▪ Etape 5 : Calcul du point de performance

La performance sismique du système équivalent à un seul degré de liberté est graphiquement représentée par l'intersection de la courbe de capacité et le spectre de réponse réduit (inélastique) (voir fig.I.27).

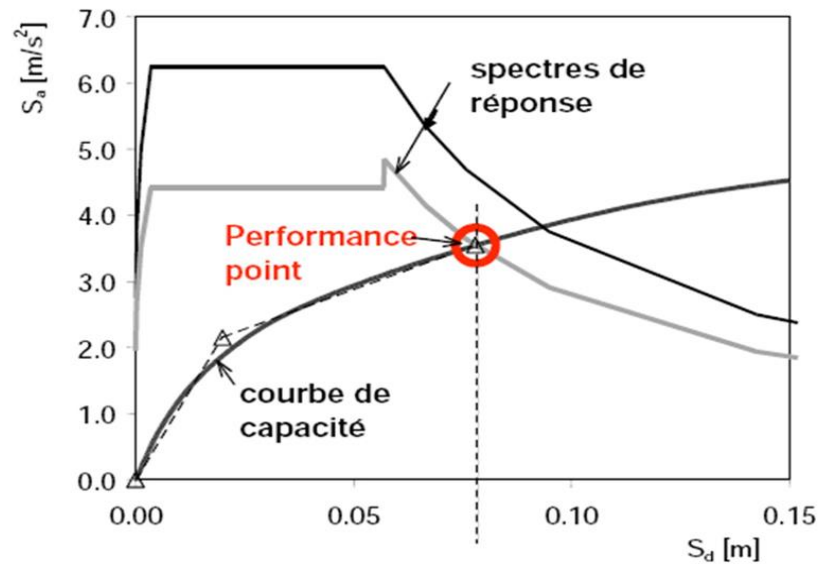


Figure I. 28 : Détermination de point de performance[42].

L'indice de dommages est  $DI = \frac{\Delta m - \Delta y}{\Delta u - \Delta y}$  Où :

$\Delta m$  : est le déplacement maximum dans la zone non linéaire (point de performance) ;

$\Delta u$  : est le déplacement ultime (ruine totale) ;

$\Delta y$  : est le déplacement correspondant au seuil de plastification.

En se basant sur les degrés de dommages structurels, une équivalence entre l'indice de dommages précédemment défini  $DI$  et l'état de dégradation est donnée au tableau I.1. Pour procéder au calibrage des paramètres des fonctions de fragilité, il est nécessaire d'établir une corrélation entre l'indice de dommage précédemment défini  $DI$  et le déplacement inter-étage.

Index de dommages	Etat de dommages
$DI \leq 0,1$	Aucun dégât
$0,1 < DI \leq 0,25$	Léger
$0,25 < DI \leq 0,40$	Modéré
$0,40 < DI \leq 1,00$	Important
$DI > 1,00$	Ruine

Tableau I. 1



## QUELS PEUVENT ETRE LES DOMMAGES SUR NOTRE HABITATION?

Les bâtiments peuvent subir cinq degrés de dommages :

**Effondrement partiel ou total (degré 5) :** rupture des murs ou poteaux entraînant un effondrement de façade ou de planchers, localisé ou total.

**Dommages structuraux (degré 4) :** dommages à la structure nécessitant des réparations « lourdes » ou la démolition (murs éventrés ou largement fissurés)

**Dommages moyens (degré 3) :** Ces dommages nécessitant des réparations « moyennes ». (Fissures de la maçonnerie, etc.)

**Dommages faibles (degré 2 et 1)**

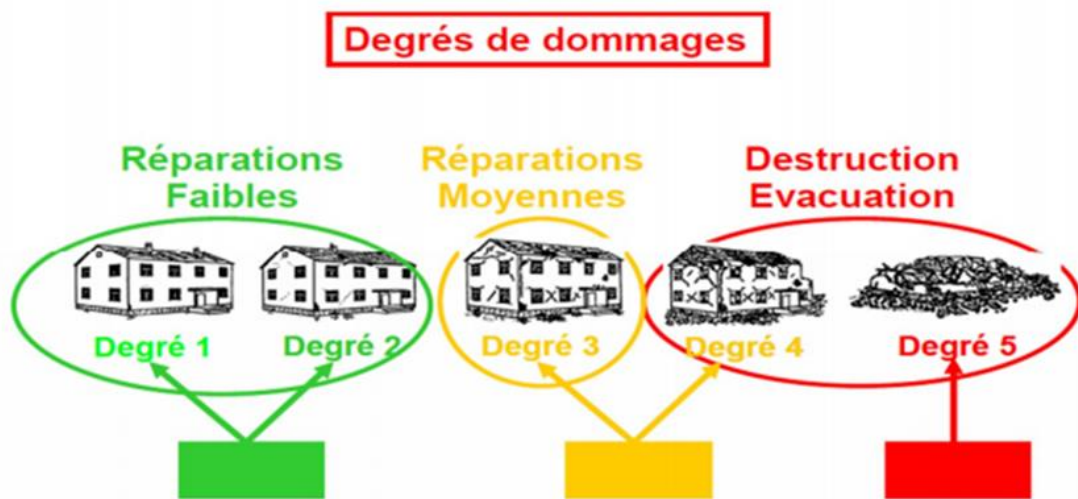


Figure I.29 : Degrés de dommages

## DOMMAGES LIES À LA CONCEPTION DES BATIMENTS :

### 1. Joints de dilatation :

- Fissuration des linteaux au droit du joint.
- Dégradation des séparations verticales aux droits des joints.
- Collision entre deux blocs
- La dégradation ou l'effondrement de la partie commune à deux blocs voisin l'effondrement complet d'un bloc.



- Dégradation des séparations verticales aux droits des joints.
- Basculement des bâtiments.

## **.2. Poteaux**

- Fissures horizontales au niveau de l'arrêt de bétonnage pour mauvaise reprise du bétonnage.
- Fissures horizontales apparaissant suite à l'allongement des armatures longitudinales.
- Fissures en "X" avec dislocation du béton de l'enrobage due aux contraintes de cisaillements développées par l'effort tranchant.
- Dislocation totale du béton dans les zones d'extrémité due à l'insuffisance des Armatures transversales et formation de rotules plastiques.
- Fissures horizontales dans les zones nodales dues à l'alternance du moment de flexion.
- Zone de ségrégation mise en évidence par un écrasement local du bâtiment sous l'effort de la compression.
- Rotulations de poteaux, le plus souvent au niveau du rez-de-chaussée.
- Cisaillement des poteaux.
- Cisaillement des poteaux courts causés par des poutres palières.
- Eclatement total du béton à mi-hauteur des poteaux due au phénomène de flambement.
- Eclatement et rupture du béton de la zone d'enrobage sur toute la hauteur des poteaux.

## **3. Poutres**

- Fissures verticales dues au moment de flexion et aux efforts normaux de traction.
- Fissures verticales dues au glissement des armatures et la destruction de l'adhérence sous l'effet des contraintes de traction.



- Rotules plastiques dans les zones nodales : écrasement et éclatement du béton avec ou sans flambement des armatures longitudinales sous l'effet de l'alternance de l'effort normal et de moment de flexion.

#### **4. . La maçonnerie**

- Fissures périphériques le long du périmètre du mur de maçonnerie
- Décollements et des fissurations importantes.
- Fissures au niveau de la jonction de la maçonnerie et les éléments structuraux de la cage d'escalier.
- Rupture des maçonneries de remplissage et de façades.

#### **5. La zone nodale**

- Rotules plastiques dans les zones nodales : écrasement et éclatement du béton avec ou sans flambement des armatures longitudinales.
- Ségrégation du béton au niveau des éléments structuraux.
- Mauvaise exécution du béton (présence de sac de ciment vide, déchet de bois de coffrage).
- Eclatement partiel du béton.
- Absence des doubles U
- Fissures horizontales.

#### **6. Divers dommages**

- Affaissement important sur certaines parties des dallages.
- Ecrasement des étages inférieurs, en général le rez-de-chaussée.
- L'action perpendiculaire aux panneaux provoque la rupture en "coup de poing" des panneaux complets et le renversement des panneaux partiels.
- L'action dans le plan du panneau provoque la fissuration suivant ses diagonales (bielles tendues) et l'écrasement d'élément de maçonnerie dans les zones proches des nœuds de jonction (bielles comprimées).
- Ecrasement du mur au-dessous de la poutre provoqué par une mauvaise qualité de la maçonnerie et un défaut d'exécution.
- Flambement du mur.

*Chapitre II*  
*Revue bibliographique sur*  
*des travaux antérieurs*



## I. Introduction :

Dans ce chapitre on va présenté quelque travaux de recherches effectués dans le même sujet "analyse non linière" sur des déférentes structures.

## II. En Turquie :

- **La mosquée de Kütahya Kurşunlu[24] :**

Les bâtiments du patrimoine culturel sont des manifestations physiques de l'histoire et des preuves matérielles des générations passées, de l'artisanat, des techniques et du contexte culturel (Orbaşlı 2007). Ainsi, la conservation du patrimoine bâti joue un rôle important dans le maintien et la promotion de l'identité nationale et de la diversité culturelle au sein - et également entre - les communautés. En ce sens, la conservation des structures historiques devrait être conduite selon le principe d'intervention minimale, comme admis dans ICOMOS (2013). Chaque ancien la structure a des propriétés architecturales, matérielles et structurelles uniques. Comme indiqué dans Roca (2006), ces structures ont des géométries complexes et des matériaux divers, et elles ont subi des changements en raison d'effets à long terme, de dommages imposés ou de travaux de réparation. L'ingénierie structurale appliquée de manière conventionnelle, comme dans les structures modernes, n'est souvent pas réalisable pour les structures historiques (Roca 2006). Par conséquent, des solutions basées sur les cas doivent être développées pour la conservation, le renforcement et la rénovation des structures patrimoniales. À cette fin, un ensemble d'activités qualitatives (telles que l'inspection et la recherche historique) et quantitatives (telles que la surveillance et l'analyse structurelle) devraient être menées. L'analyse quantitative nécessite un modèle structurel, qui est constitué d'un ensemble d'hypothèses sur la réponse mécanique de la structure, les propriétés des matériaux, la morphologie interne et la configuration structurelle (Roca 2006). Le modèle structurel doit être calibré au moyen de preuves empiriques afin de valider les hypothèses adoptées. Même ainsi, il n'est guère possible de construire un schéma structurel réaliste avec une description précise de la structure historique, indépendamment de l'effort fourni lors de l'inspection visuelle et des descriptions expérimentales (Roca 2006). Les bâtiments patrimoniaux sont des structures complexes, et les performances sismiques de ces bâtiments sont influencées par une distribution hétérogène des matériaux, des caractéristiques géométriques sophistiquées, des informations limitées sur les connexions entre les composants structurels, l'état du bâtiment sous des effets à long terme et des éléments horizontaux flexibles qui ne le font pas. fournissent un



comportement structurel global, également souvent appelé comportement de boîte (Lourenço et al. 2011).

Dans le présent document, la mosquée Kütahya Kurşunlu en Turquie a fait l'objet d'une enquête approfondie. La construction de la mosquée Kütahya Kurşunlu remonte à 1377–1378, utilisant des ruines d'un bâtiment préexistant, et la mosquée a subi plusieurs interventions de conservation et de restauration entre le XIII<sup>e</sup> et le XIX<sup>e</sup> siècle. En 2013, le Directoire général des fondations de Turquie a lancé des travaux de restauration et des actions de réhabilitation sismique sur la mosquée pour répondre aux préoccupations architecturales et structurelles. L'objectif principal de la présente étude est d'étudier les performances sismiques de la mosquée - située dans la province de Kütahya avec une forte exposition sismique - avant et après sa rénovation. Selon AFAD (2018), la valeur de l'accélération maximale du sol (PGA) des mouvements du sol sismiques enregistrés se situe entre 0,22 et 0,53 g pour la province de Kütahya. Trois tremblements de terre de forte intensité se sont produits à Kütahya en mars et avril 1970 et en mai 2011 (tableau 1). En conséquence, la structure a connu une forte activité sismique au cours des 50 dernières années, qui, combinée aux effets à long terme passés sur la structure, renforce à la fois l'étude sur l'état actuel de la mosquée et sur l'efficacité de la technique de rénovation adoptée - visant pour assurer la sécurité des événements futurs.

- **Description structurelle de la mosquée[24] :**

La mosquée Kütahya Kurşunlu est située dans le quartier résidentiel de la ville, mais n'est attachée à aucun bâtiment. La mosquée a un plan rectangulaire d'une longueur de 13,0 m et d'une largeur de 9,3 m. L'élément le plus élevé de la mosquée est le minaret, avec une hauteur de 28,0 m, et il a une base rectangulaire avec une section de transition polygonale à un corps circulaire. Dans le corps principal, la hauteur des murs porteurs, construits en maçonnerie à trois feuilles, et le sommet du dôme sont respectivement de 7,8 m et 11,0 m. Le matériau de construction de la mosquée est en pierre et en brique taillées, et la couche extérieure des murs a été construite en pierre taillée ; tandis que des moellons ont été utilisés pour la couche intérieure et l'âme des murs porteurs. Le dôme, qui est retenu par un tambour octogonal, les voûtes, les pénitenciers et le tambour octogonal ont été construits en brique. La base du minaret et le corps circulaire sont constitués respectivement de pierre taillée et de brique.

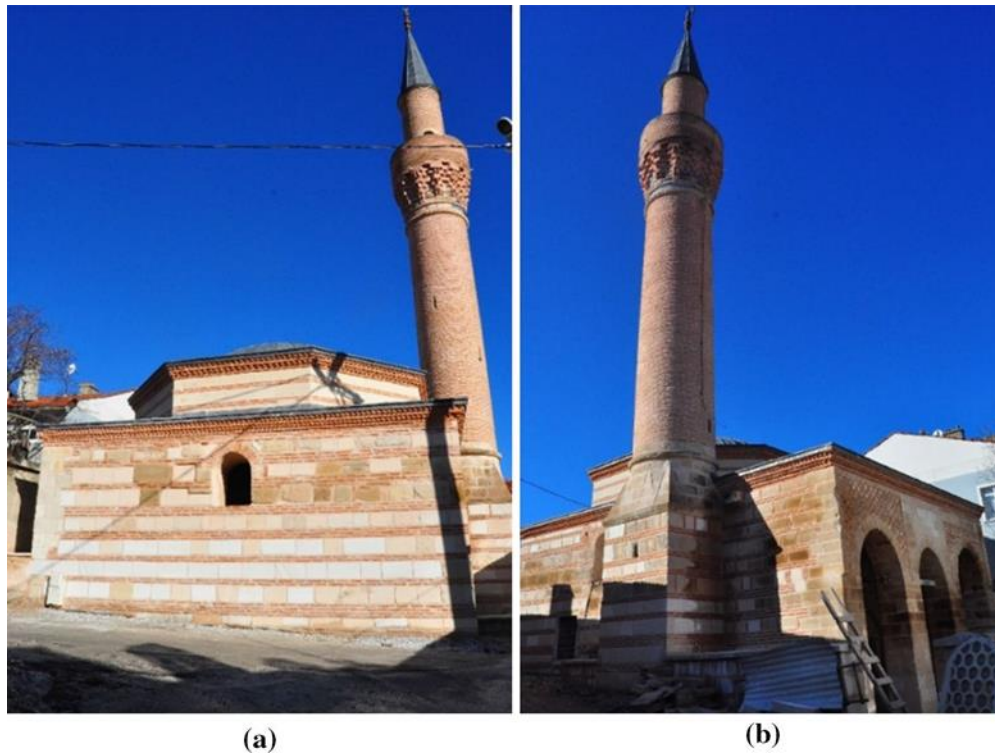


Figure II. 1 : Mosquée Kütahya Kurşunlu après les interventions: une façade sud, b des façades est et nord[24].

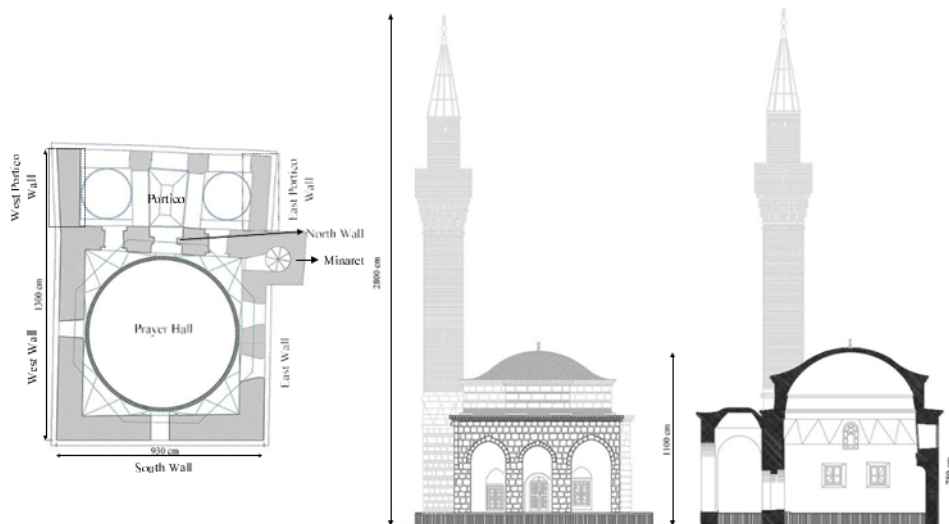


Figure II. 2 : Géométrie de la mosquée: un plan, b élévation nord, coupe c coupe de l'élévation est[24].

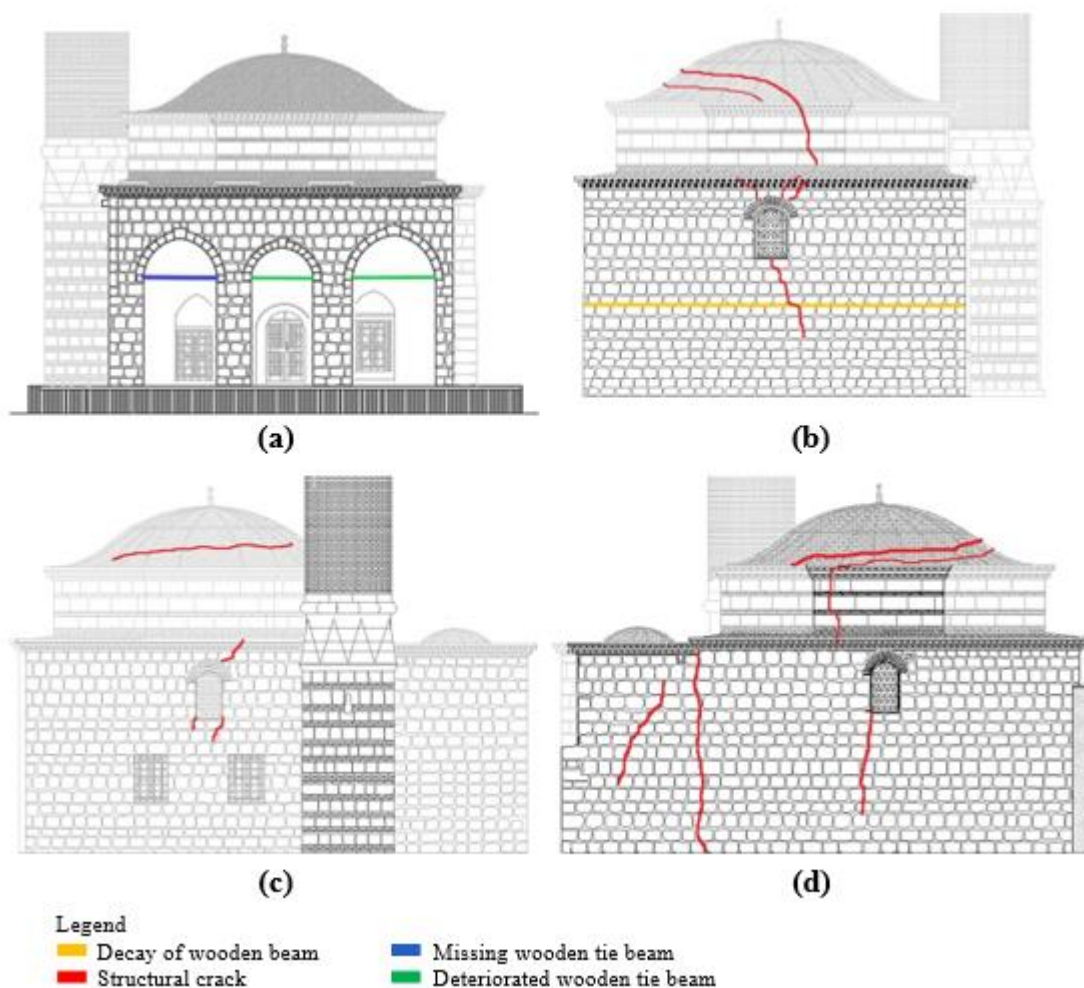


Figure II. 3 : Carte des dommages, a élévation nord, b élévation sud, c élévation est, d élévation ouest[24].

- **Mosquée historique Elti Hatun[43] :**

La mosquée Elti Hatun est l'un des monuments historiques les plus importants de l'ère Artuklu dans la partie est de la Turquie. La mosquée Elti Hatun a été construite en 1252 par l'empereur Artuklu Uzun Hasan pour sa sœur Elti Hatun. Cette mosquée était composée de

nombreuses voûtes et systèmes d'arc. Pendant la phase de construction de la mosquée, du mortier Horasan a été utilisé. Le mortier Horasan est composé de chaux et de poudre de brique. La mosquée a été restaurée fin juillet 2014. La figure ci-dessous montre les vues de la mosquée Elti Hatun après restauration.



Figure II. 4 : À l'extérieur et à l'intérieur de la mosquée Elti Hatun[43].

- **Sismicité locale[43] :**

La mosquée Elti Hatun est située dans la province de Tunceli, dans la ville de Mazgirt. Cette ville est très proche du point d'intersection de la faille nord-anatolienne (NAF) et de la faille est-anatolienne (EAF). La moitié du territoire de Tunceli est située dans la région prédisposée aux tremblements de terre (côté nord) et l'autre moitié de la province de Tunceli est située dans le territoire prédisposé aux tremblements de terre (côté sud). La sismicité de la province de Tunceli peut être vue sur la figure ci-dessous.



Figure II. 5 : Carte des risques sismiques de Tunceli (AFAD, 2015)[25].

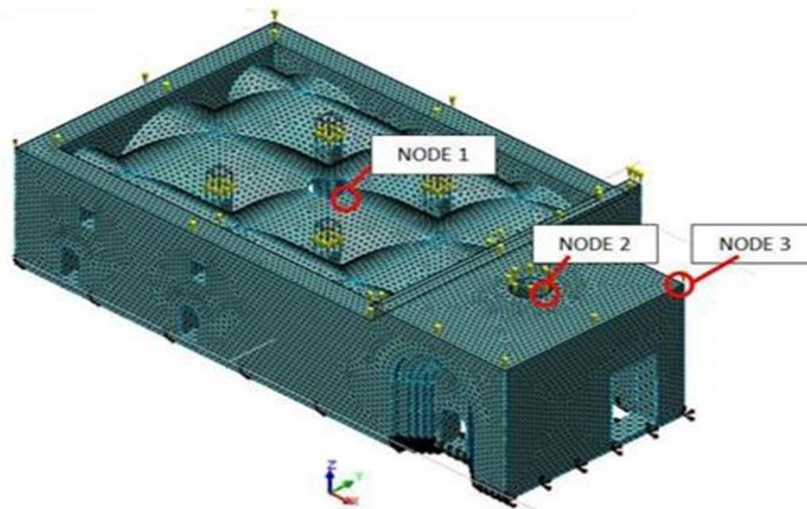


Figure II. 6 : Noeuds considérés pour l'analyse pushover[43].

- **Analyse statique non linéaire[43] :**

Une analyse non linéaire a été réalisée sur le modèle dans deux directions proportionnelles à la masse totale de la structure. Une poussée latérale a été appliquée dans les directions transversale (direction y) et longitudinale (direction x). Trois nœuds ont été considérés pour tracer les courbes de poussée, voir la figure II.6.

Les courbes force-déplacement obtenues de la structure sont présentées respectivement à la figure II.7 et à la figure II.8. On peut observer que, dans le sens longitudinal (direction x), les déplacements étaient quasiment les mêmes au centre de la voûte et au coin de la structure. Mais, le déplacement du toit appartenant au sommet de l'entrée principale de la structure est plus que cela. La raison en est que le système de voûte et d'arc qui appartient à la salle de prière principale a montré un comportement supérieur en raison de l'existence de quatre piliers et du système de mur épais. La porte principale de la mosquée fonctionne comme un système de soutien pour la grande salle de prière de la mosquée. Ce mécanisme de support présente une résistivité contre les charges de poussée latérale longitudinale. Le système de voûte et d'arche a montré un comportement plus faible lors de l'analyse de poussée en raison des déplacements plus importants que le nœud 2 et le nœud 3. Pour cette raison, le déplacement transversal du nœud 1 est près de 2,5 fois plus important que le nœud 2 et le nœud 3, comme le montre la figure II.8.



La structure présente un facteur de sécurité de 0,65 et 0,32 dans les directions longitudinale et transversale, respectivement.

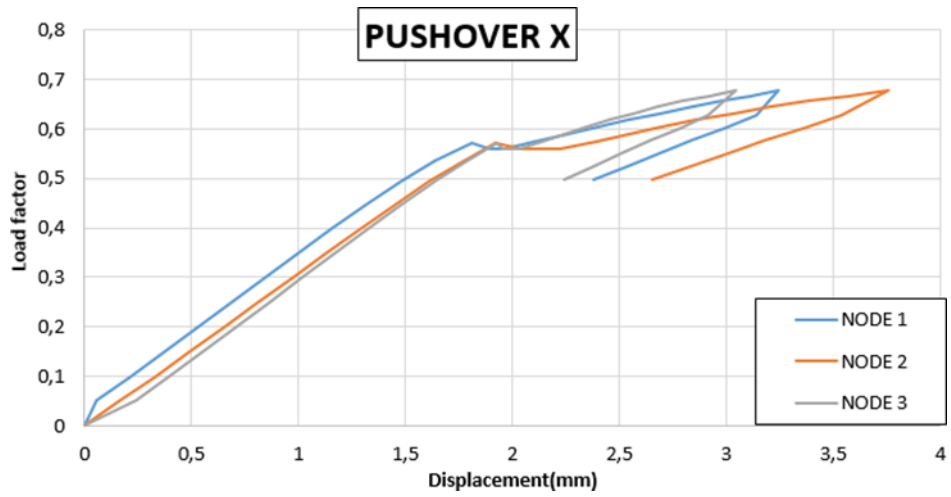


Figure II. 7 : Force - Courbe de déplacement dans le sens longitudinal[43].

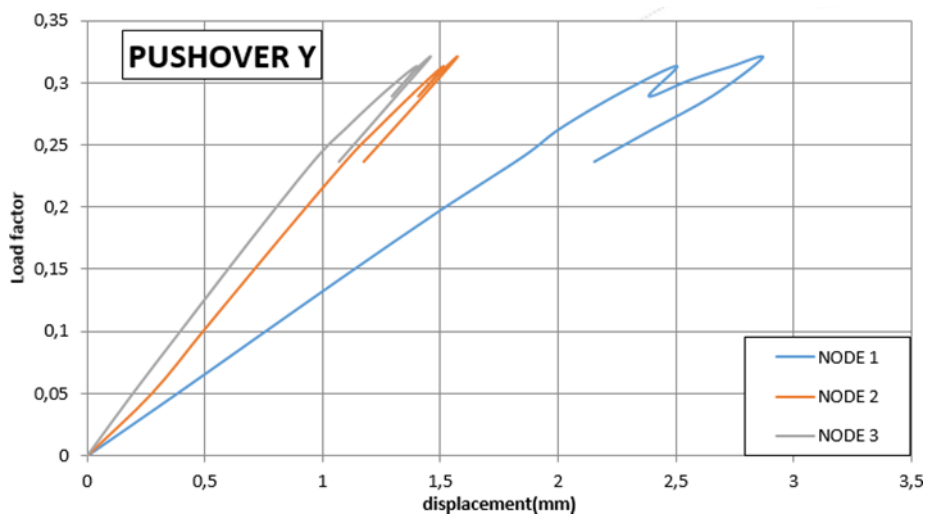


Figure II. 8 : Force - Courbe de déplacement dans le sens transversal[43].



### III. En Roumanie :

- **Mosquée royale «Carol I» [44] :**

Carol I”Royal Mosque est la plus grande mosquée de Roumanie, construite entre 1910 et 1913 par les autorités roumaines à la demande du roi Carol I. Officiellement classée comme monument historique, catégorie architecture, d'intérêt / valeur national ou universel, c'est un important atout culturel et une preuve historique de la communauté multiculturelle de la ville de Constanța. Située dans le vieux centre-ville, la mosquée se trouve à proximité de l'archiépiscopat de Tomis, de la cathédrale orthodoxe (1883–1885), de l'église orthodoxe Sfântul Nicolae (1889), de l'église catholique Sfântul Anton de Padova (1938) et de la Grande Synagogue ( 1911). C'est l'architecte Victor Stefanescu qui a utilisé un mélange de styles arabe et égyptien,

La protection sismique des constructions du patrimoine culturel est une priorité dans les pays sujets aux tremblements de terre, en raison de leur valeur culturelle, historique et touristique menacée par le risque de tremblement de terre. Une première étape vers l'évaluation sismique des mesures de vibration ambiante de la mosquée royale «Carol I» a été effectuée.

L'utilisation de la mesure des vibrations ambiantes pour l'identification des paramètres modaux structurels est une méthode fréquemment utilisée au cours des dernières décennies (Wenzel et Pichler 2005; Ivanovici et al.2000; Quek et al.1999; Giraldo et al.2009, etc.). La méthode est appliquée sur une large typologie des constructions: bâtiments (Guillier et al.2016; Iiba et al.2004; Aldea et al.2007), tours en acier (Castellaro et al.2016), ponts (Bedon et al.2016) , les centrales nucléaires (Nour et al. 2016), etc. Dans le cas des minarets (Doğangün et al. 2006; Cakti et al. 2013; Sezen et al. 2008; Turkeli et al. 2014, etc.), les mesures des vibrations ambiantes sont prise en compte pour l'extraction des paramètres modaux (fréquences naturelles, formes de modes et taux d'amortissement) et pour la calibration des modèles numériques. Les résultats caractérisent le comportement dynamique linéaire des minarets en cas de vibrations de faible amplitude.



Figure II. 9 : Vue générale de la mosquée royale «Carol I» à Constanța, Roumanie[44].

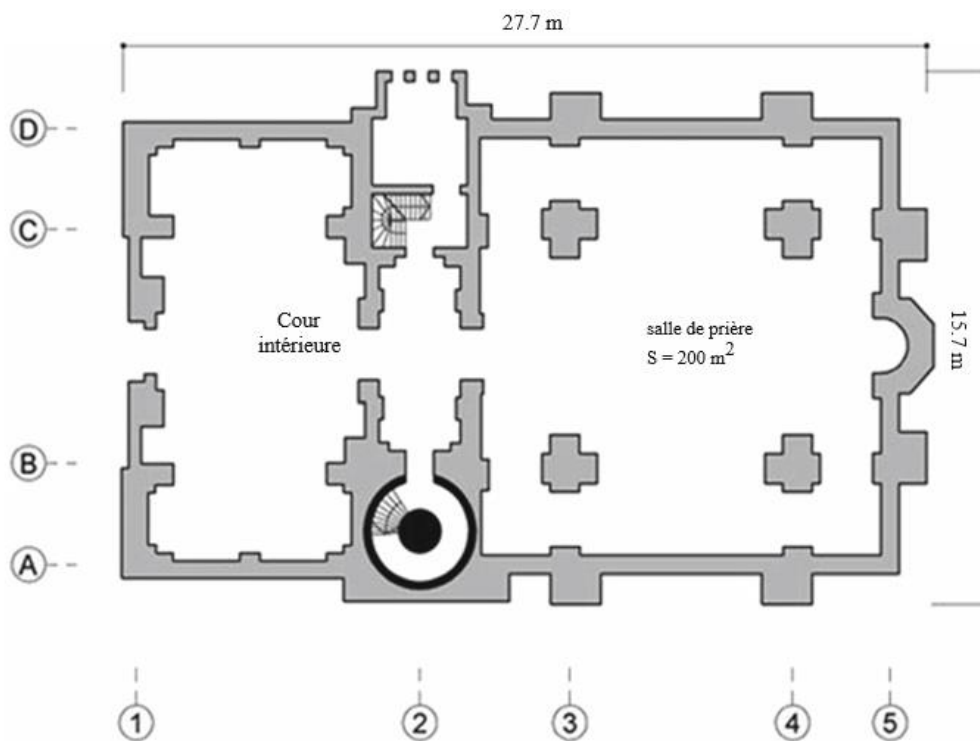


Figure II. 10 : La disposition de la mosquée royale «Carol I»[44].

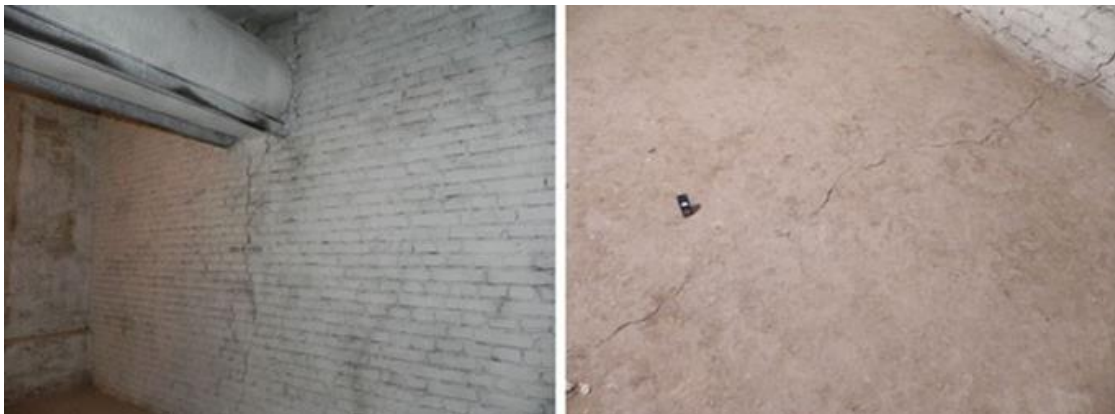


- **Indice de degré de dommage pour la structure de maçonnerie de la mosquée[44] :**

De nombreuses fissures verticales et inclinées ont été observées à la fois sur les faces intérieures et extérieures des murs de maçonnerie de la mosquée. Alors que certaines de ces fissures sont liées aux facteurs climatiques, la plupart des fissures inclinées ont été causées par des tremblements horizontaux induits par les principaux tremblements de terre du 20e siècle provenant de la source sismique de Vrancea.

Deux fissures importantes, largement ouvertes, peuvent être facilement identifiées sur les deux murs extérieurs longitudinaux car elles se développent sur toute la hauteur de la mosquée, comme on peut le voir sur les Fig. II.11 et II.12. Causées par un tassement différentiel des fondations, ces fissures continuent de se développer dans le sol nu et dans les murs intérieurs de maçonnerie du sous-sol de la mosquée.

Un autre phénomène visible qui cause des dommages structurels et non structurels à grande échelle est l'intrusion de pluie à travers le toit. Lors des inspections du site, nous avons pu identifier plusieurs zones où les carreaux de céramique sont cassés et permettent des infiltrations d'eau. Ce phénomène de longue durée est responsable non seulement de l'endommagement de la structure en bois du toit, mais également de dégradations importantes du dôme. Le plafond non structurel effondré de la figure 13 a révélé une poutre en béton armé fortement endommagée où toute la couche de couverture en béton est expulsée et les barres d'armature en acier sont fortement corrodées.



**Figure II. 11 Fissures largement ouvertes dans un mur de maçonnerie au sous-sol et dans le sol nu[44].**



**Figure II. 12 : Des fissures verticales se sont développées sur toute la hauteur du mur de maçonnerie[44].**

- **Indice de degré de dommage pour le minaret RC[44]**

Au cours de ses premières décennies, le minaret RC a subi une dégradation progressive en raison de l'exposition aux vents marins. Il a donc été réaménagé deux fois en 1957–1958 et en 1993. Par conséquent, le minaret RC ne présente aujourd'hui que des dommages mineurs.

Des concentrations de contraintes superficielles ont été observées dans la gaine extérieure RC près des ouvertures des fenêtres et quelques fissures associées aux cycles de gel-dégel ont été détectées dans la couche de plâtre de la structure de support RC réhabilitée du toit du balcon du minaret, comme peut être vu sur la.

Dans le cas du minaret, les inspections du site ont porté sur d'autres types de dommages, spécifiques aux structures en béton armé, fissures normales ou inclinées



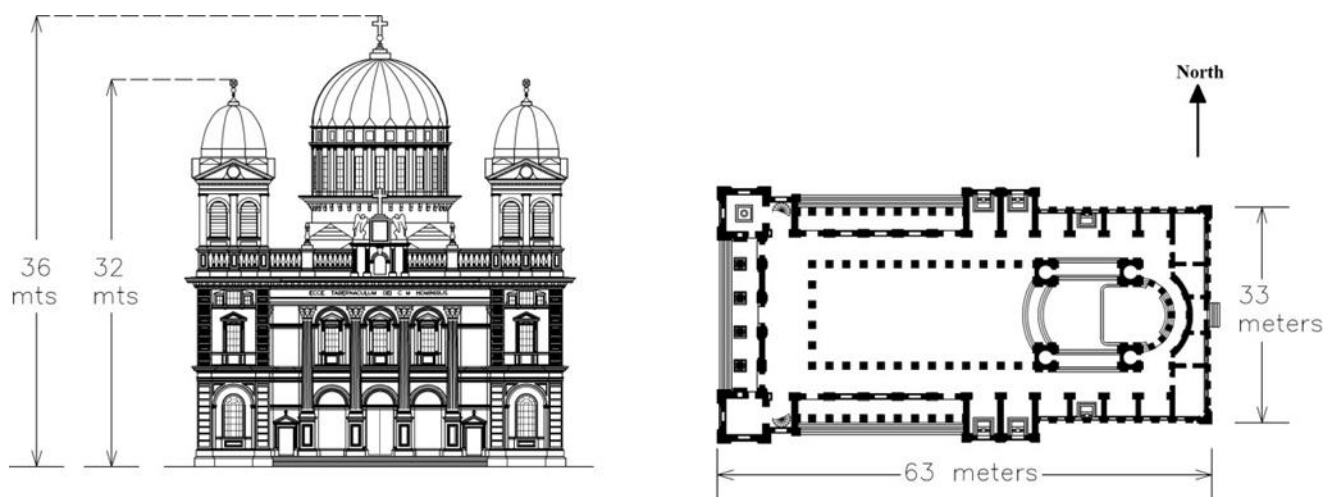
**Figure II. 13 : Fissures mineures dans la couche extérieure de revêtement du minaret RC de la mosquée[44].**



- **La cathédrale du Saint-Sacrement[45] :**

La cathédrale du Saint-Sacrement, figure II. 15 a été conçue par l'architecte Francis William Petre. La cathédrale est basée sur le style romain, où les caractéristiques typiques de l'arrangement, à savoir une nef, un transept, des chapelles, une abside, un dôme et des clochers sont observés. Il a été construit en seulement quatre ans, entre 1901 et 1905, et du calcaire d'Oamaru a été utilisé. Selon une pratique très courante du XIXe et du début du XXe siècle, les murs étaient en maçonnerie de pierre à deux feuilles, à l'extérieur, et une âme en béton au milieu. Les pierres sont liées par des cavités remplies de coulis et ont environ 500 mm d'épaisseur. Les revêtements internes et externes ont 125 mm d'épaisseur de calcaire [6]. L'épaisseur de l'âme en béton est égale à 20 mm. Les dômes sont doublés de cuivre et le principal est soutenu par quatre grands arcs, en béton sans fines, qui jaillissent du premier étage.

Les arcades sont soutenues par quatre grandes colonnes avec une spirale interne au-dessus [6]. Le dôme principal est placé au-dessus du sanctuaire, ce qui n'est pas courant dans ce type de structures. En général, le dôme principal est situé au croisement des transepts et de la nef. La nef contient des colonnades aux chapiteaux divers et des arcades spacieuses. La basilique a, en plan, une longueur de 63 mètres (façades nord et sud) et une largeur de 33 mètres (façades ouest et est). L'élément le plus élevé est le dôme de 36 mètres suivi des deux clochers de 32 mètres, voir figure II.14.



**Figure II. 14 : Basilique du Saint-Sacramento: élévation ouest (à gauche); plan (à droite) [45].**



**Figure II. 15 : Cathédrale du Saint-Sacramento: façades nord et ouest (à gauche); Façade sud (à droite).45].**

- **ANALYSE STATIQUE NON LINÉAIRE[45]:**

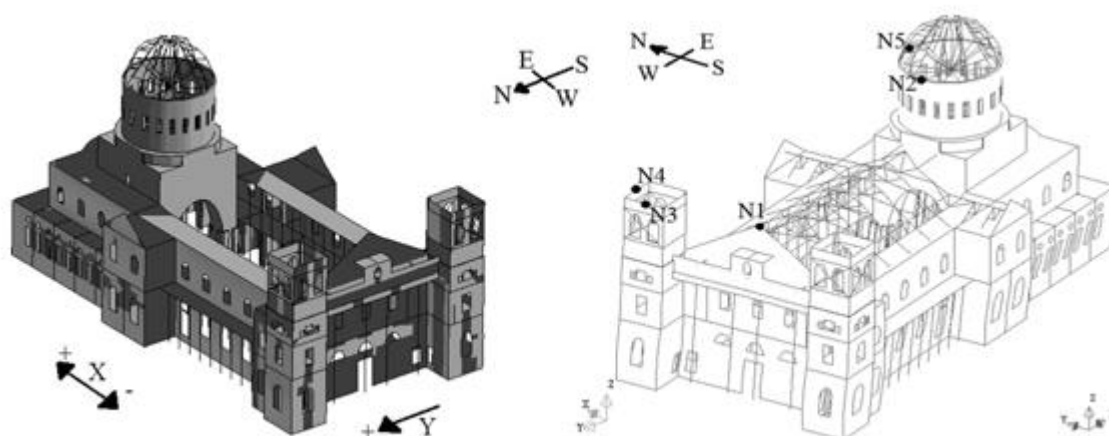
L'analyse statique non linéaire réalisée (analyse pushover) a permis d'évaluer le comportement sismique de la basilique. Les forces sismiques ont été simulées en appliquant des charges horizontales, augmentées de façon monotone et avec une distribution proportionnelle à la masse. Ces charges latérales ont été appliquées à la structure compte tenu de ses propriétés non linéaires.

Pour représenter le comportement physique non linéaire, le modèle de fissure fixe à déformation totale a été adopté. Cette approche permet de décrire le comportement non linéaire en traction, compression et cisaillement pour un modèle de continuum. Dans ce modèle de matériau, on suppose que les fissures sont orthogonales et fixes, selon les principales directions de déformation au début de la fissuration, et cette direction reste inchangée pendant l'augmentation de la charge. De plus, un facteur de rétention au cisaillement, qui définit le comportement au cisaillement après fissuration, a été défini. Les modèles qui représentent chaque matériau en termes de relation contrainte-déformation ont également été définis. Dans la présente étude de cas, le comportement de la maçonnerie et du béton est donné par une



relation contrainte-déformation parabolique pour la compression et une relation contrainte-déformation exponentielle pour la tension.

La direction de la charge prise en compte est en accord avec le système de coordonnées global du modèle numérique et a suivi l'axe positif et négatif dans la direction longitudinale de la Basilique ( $\pm X$ ). Dans la direction transversale, seule la direction positive a été étudiée (+ Y) Un total de cinq nœuds de contrôle ont été définis pour l'analyse. Les nœuds sont positionnés dans des éléments avec des déplacements horizontaux relatifs plus élevés. L'évaluation des dommages prend en compte les contraintes de traction principales maximales, ce qui est un bon indicateur des dommages de traction (fissuration).



**Figure II. 14 : Modèle numérique: directions de charge appliquées (longitudinal - X; transversal - Y)(gauche); Nœuds de contrôle (à droite)[45].**



#### IV. En Algérie :

- **La MOSQUÉE DE KETCHAOUA [46]:**

Datant du XVIIe siècle, la mosquée de Ketchaoua est située au pied d'un site du patrimoine mondial de l'UNESCO - Casbah, Algérie, figure II.17. La mosquée représente des morceaux de nombreuses époques architecturales à partir du début de la période ottomane jusqu'à la seconde moitié de le 20e siècle, devient ainsi unique en raison de ses propriétés structurelles et architecturales ainsi que de la polyvalence des composants et des détails des matériaux.



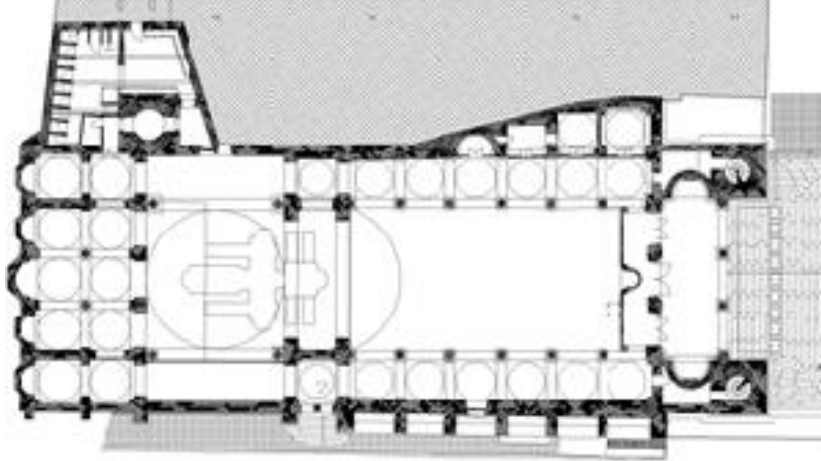
Figure II. 15 : Vue d'ensemble de la mosquée Ketchaoua[46].

- **Synopsis historique et définition structurelle[46] :**

La mosquée Ketchaoua a été construite à l'origine en 1612 par des Ottomans sur les ruines d'une ancienne mosquée. Compte tenu des découvertes d'une ancienne citerne du côté sud, le mur porteur principal a été renforcé pour éviter le glissement et les anomalies de ce côté. Plus tard, en 1845, pendant la domination française, la mosquée a été convertie en cathédrale Saint-Philippe, qui est restée jusqu'en 1962. Pendant ce temps, la partie abside du côté ouest de la structure et le clocher ont été ajoutés. Puis, en 1962, la cathédrale a été reconvertie en mosquée. Un mur traversant la direction nord-sud a été ajouté à l'est de la structure.



La mosquée Ketchaoua est une structure en maçonnerie de plan rectangulaire. Ressemblant à une cathédrale en forme de croix classique en plan, différentes tailles de dômes complètent la forme d'un rectangle, Figure II.18. Ayant une longueur d'environ 57 mètres et une largeur de 21 mètres, la mosquée Ketchaoua est une structure historique massive avec deux des minarets atteignant une hauteur de 32 mètres.

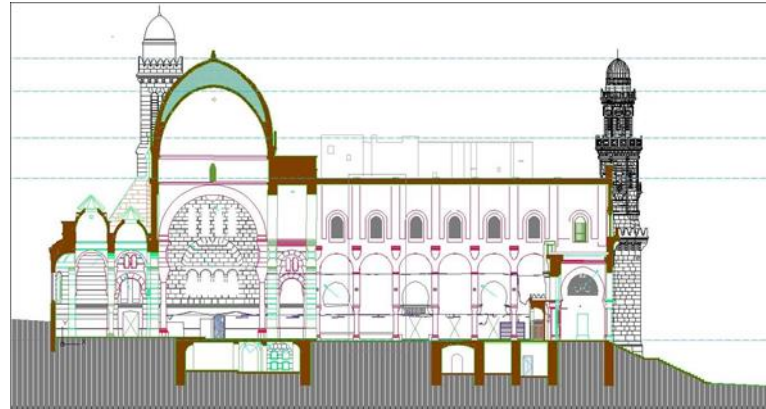


**Figure II. 16 : Vue en plan du rez-de-chaussée[46].**

La nef principale est recouverte d'une voûte en berceau faite de briques cylindriques creuses et ayant des arcs de nervures transversales intermédiaires en briques rectangulaires solides, assis sur une poutre de liaison en calcaire. La poutre de liaison est portée par une série d'arcades en direction de la nef et reposant sur des piliers en marbre. La voûte est supportée latéralement des deux côtés à l'aide de contreforts volants.

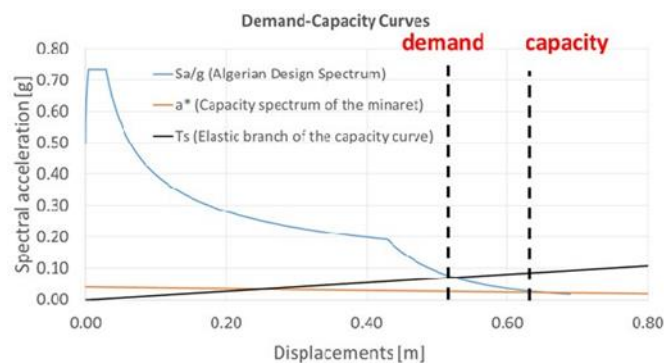
Un transept court est couronné d'un dôme à double coque en briques pleines, ayant un diamètre de 11 mètres et une hauteur de 29 mètres. A côté du dôme, se trouve l'ancien clocher qui constitue la partie la plus élevée de l'ensemble de la structure avec 34 mètres. Sur les côtés de la façade principale se trouvent deux minarets identiques. Les murs porteurs, les minarets et le clocher sont en calcaire taillé. En général, les épaisseurs de paroi varient entre 50 et 150cm.

Il existe également des parties distinctes d'une histoire souterraine qui sont utilisées à des fins différentes figure suivant.



**Figure II. 19 : Coupe transversale de la mosquée dans le sens longitudinal[46].**

Le niveau de dommages pouvant survenir sur le macro-élément compte tenu des actions sismiques agissant sur les minarets a été évalué selon l'hypothèse de Lagomarsino (Lagomarsino 1998). En raison de cette classification, le niveau maximal de dommages qui pourrait être présenté sur la structure est égal à D3 (dommages graves) sous l'action sismique.



**Figure II. 17 : Courbe demande-capacité du minaret[46].**

Les piliers intérieurs de la structure ont été construits en marbre, tandis que la maçonnerie a été utilisée dans le reste de la structure. Des liens en fer forgé ont été disposés à la couronne et aux emplacements de support dans le sens transversal à tous les 10,00 m dans le sens longitudinal de la voûte. Le module d'élasticité de la maçonnerie, du marbre et de l'acier a été défini comme 3GPa, 70GPa et 200 GPa, respectivement. Le modèle élastique-plastique idéal a été adopté pour la représentation du comportement du matériau non linéaire. Selon les résultats des essais de compression des spécimens de maçonnerie, les résistances à la traction et à la compression de la maçonnerie ont été respectivement prises à 0,1 MPa et 30 MPa.

Les déplacements statiques du modèle structurel obtenus sous charge morte sont présentés sur la figure II.21.

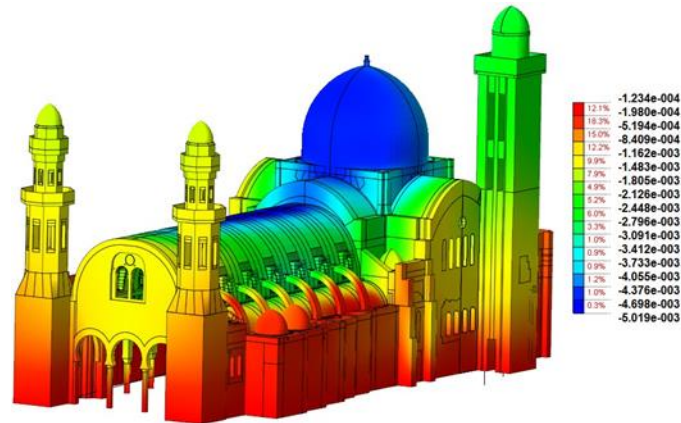


Figure II. 18 : Flèches sous charge morte[46].

## V. En Royaume-Uni :

### • La cathédrale de canterbury :

La cathédrale de Canterbury est l'une des structures ecclésiastiques les plus prestigieuses et les plus importantes de Royaume-Uni. C'est le siège de l'archevêque de Canterbury, chef de l'Église anglicane et un patrimoine mondial établi de l'UNESCO depuis 1988. Après une longue séquence de phases de construction, la cathédrale est un mélange de styles roman, gothique ancien, gothique décoré et interventions suivantes, daté de 1070 à 1834 (Collinson, Ramsay et Sparks 1995).

Saint Augustin, arrivé dans le Kent de Rome en 597, fut consacré le premier Archevêque de Canterbury et a établi la première cathédrale, située dans une partie nord-est de la ville. Jusqu'en 1070, la cathédrale évolue en quatre phases spécifiques:

- L'original l'église se composait d'une simple nef et d'un autel absidial, entourée le long de l'ouest, du nord et côtés sud par des porches;
- La cathédrale comprend en partie des ajouts à la précédente et d'une église baptistère et d'un mausolée pour les archevêques, près du sud- coin est de la nef (740-760);
- Au 9e ou 10e siècle, un énorme l'élargissement de la cathédrale a lieu, entraînant l'élargissement des fondations. Le des porches ont été incorporés dans les bas-côtés et la cathédrale double de longueur (49m par 23m). L'ensemble du processus faisait partie d'une réorganisation du site pour inclure bâtiments monastiques;



- La façade ouest carrée de la cathédrale est démolie et remplacé par une grande abside polygonale ouest, ce qui rend la cathédrale bipolaire. Flanquant des tours d'escalier hexagonales ont été construites sur le front ouest, les murs d'arcade ont été renforcés et deux tours ont été ajoutées aux coins est. Des vestiges excavés de Phase IV, comme on le voit dans, la cathédrale a été 75m de long et 31m de large. Le complexe monastique, avec l'église, a été brûlé par un grand incendie en 1067 (Collinson, Ramsay et Sparks 1995).



**Figure II. 19 : La cathedrale de canterbury du sud-ouest[47].**

*Chapitre III*

*Analyse non-linéaire sur*

*le code de calcul Etabs*



## I. Introduction :

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

L'analyse statique non linéaire **Pushover** se compose d'une série d'analyses élastiques séquentielles, superposées se rapprochant d'une courbe qui donne une force en fonction du déplacement global de la structure. À deux ou à trois modèles tridimensionnels incluant dans les diagrammes bilinéaires ou tri linéaires de charge-déformation de tous les éléments de la structure résistant aux forces latérales, créent des charges de gravité et les appliquent ensuite.

## II. Logiciel ETABS :

Etabs 2016 est un logiciel développé par la compagnie « SAPFIRE » pour l'analyse et la conception des structures.

Ce dernier ETABS offre des outils de modélisation et de visualisation basés sur des objets 3D inégalés, une puissance analytique linéaire et non linéaire incroyablement rapide, des capacités de conception sophistiquées et complètes pour une large gamme de matériaux, et des affichages graphiques, des rapports, et des dessins schématiques qui permettent aux utilisateurs de déchiffrer et de comprendre rapidement et facilement les résultats d'analyse et de conception.

## III. Analyse Pushover :

Pour notre analyse il faut déterminer la courbe de capacité ( $V_{\text{base}} - D_{\text{déplacement}}$ ) et pour avoir cet dernière il faut suivre ces étapes.

- **Etape 1 : Introduction des données :**

L'on considère une structure à plusieurs degrés de liberté et un spectre de réponse élastique, dans lequel les accélérations ( $S_a$ ) sont données en fonction des périodes naturelles ( $T$ ) de la structure.

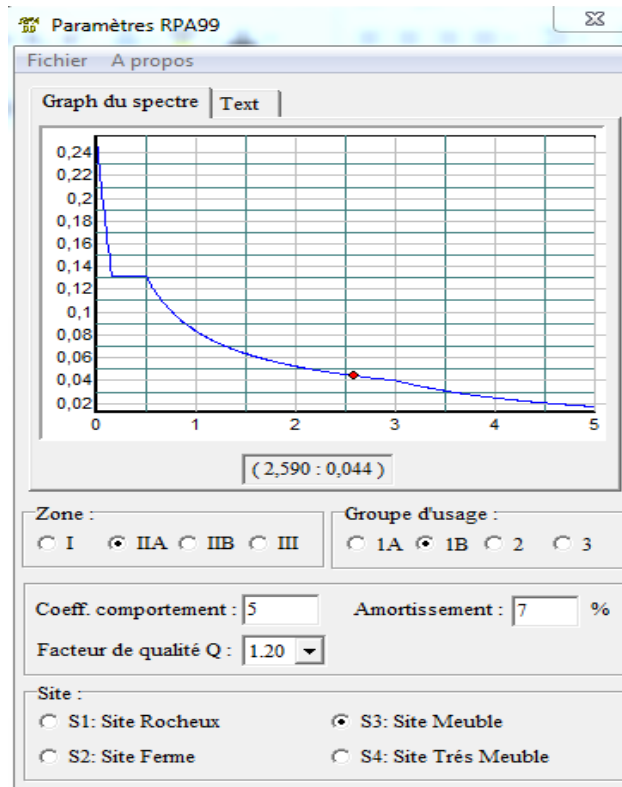


Figure III. 1: Spectre élastique

- **Etape 2 : modélisation de la structure étudié :**

On définit les axes de notre structure puis on définit notre matériaux et les éléments qui constitue la structure puis on lance un analyse modale de la structure.

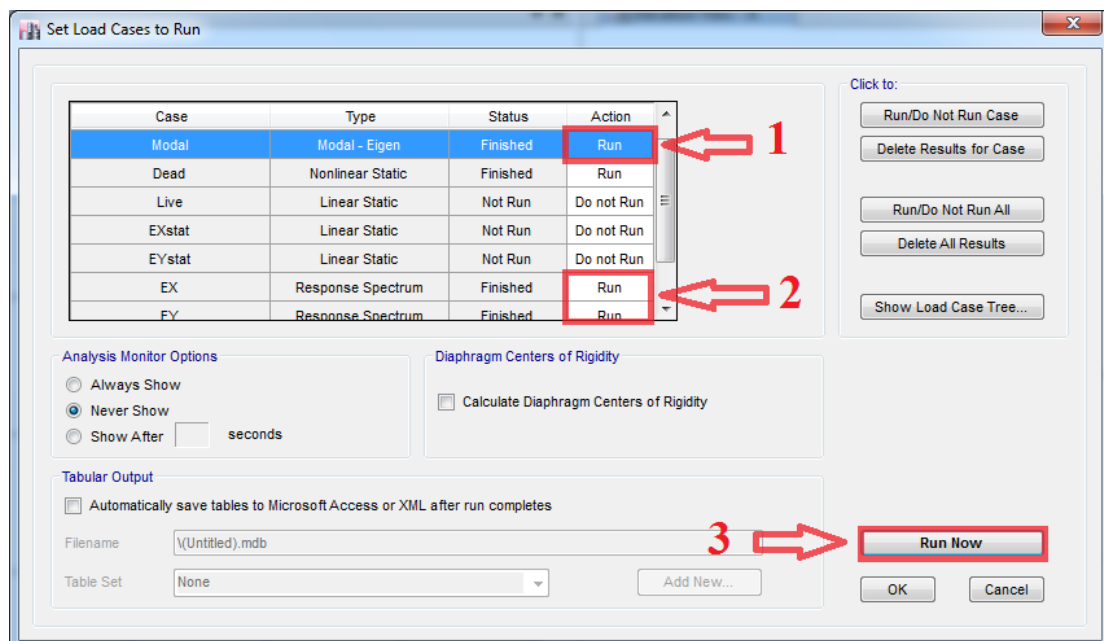


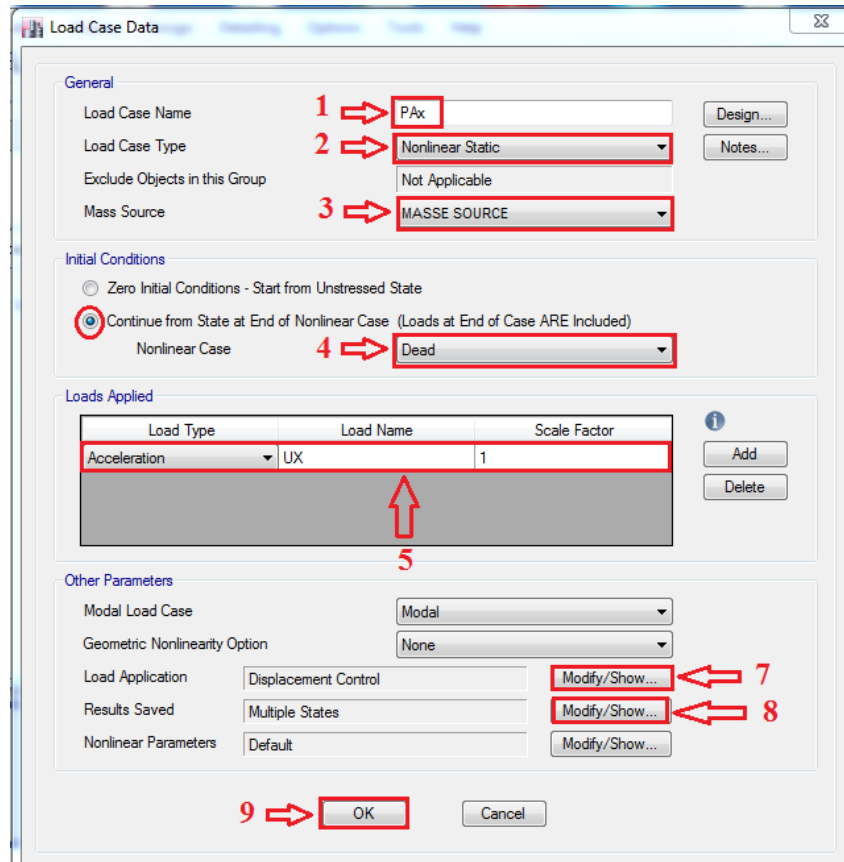
Figure III. 2: Analyse modale



On suite en déduire le déplacement absolu maximum des joints dans les deux directions x et y.

- **Etape 3 : Cas de charge :**

On définit le chargement pushover selon les deux sens x et y comme suite .



**Figure III. 3: Chargement PAx et PAy**

Modifiant dans le champ 7 :

- ✓ On sélectionne « displacement control ».
- ✓ On sélectionne « use monitored displacement ».
- ✓ On met le déplacement max obtenue par l'analyse modale.

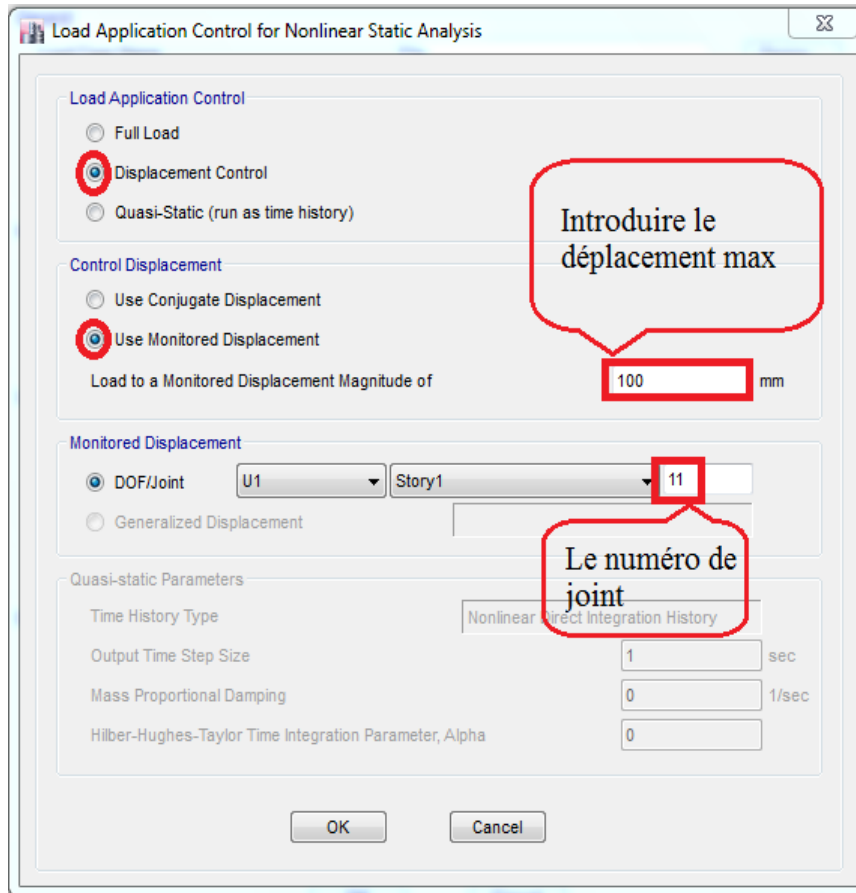


Figure III. 4 :Définition de déplacement maximum

Modifiant dans le champ 8 :

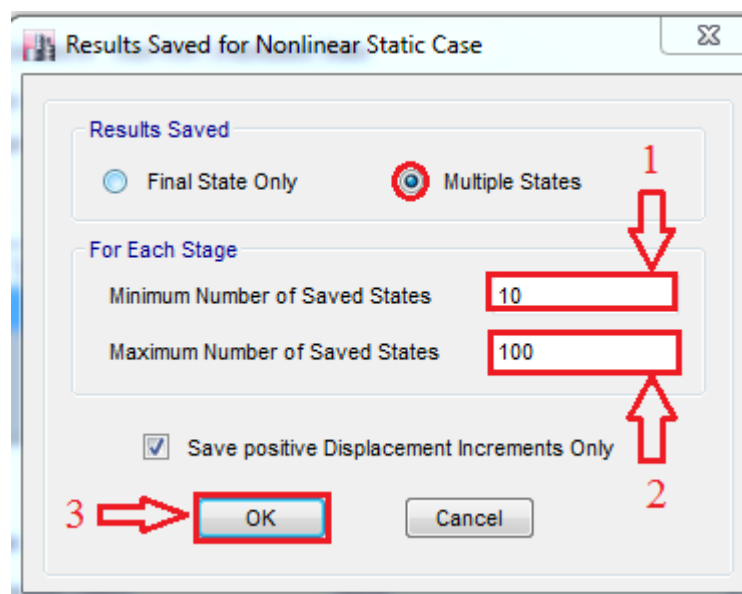
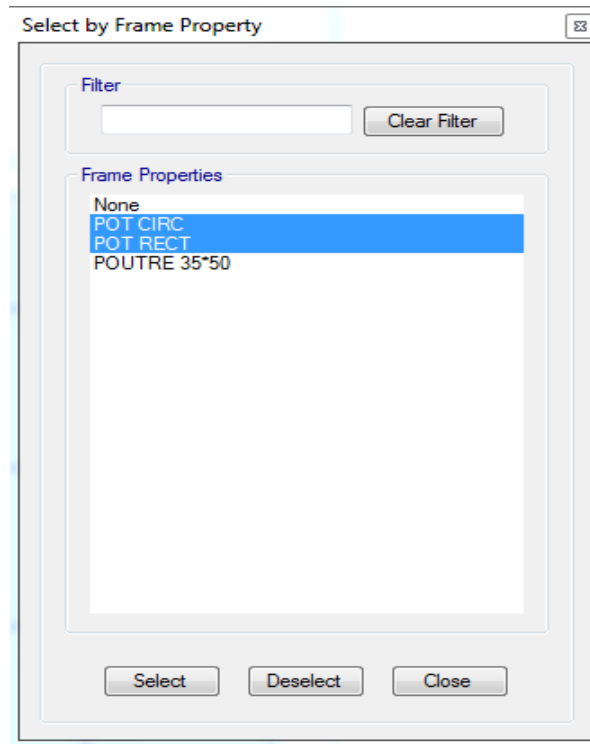


Figure III. 5 : Définition des pas



- **Etape 4 : Définir les rotules plastique :**

On sélectionne les poteaux .



**Figure III. 6 : Déclaration des rotules plastique sans les poteaux**

On définit les rotules plastique comme suite :

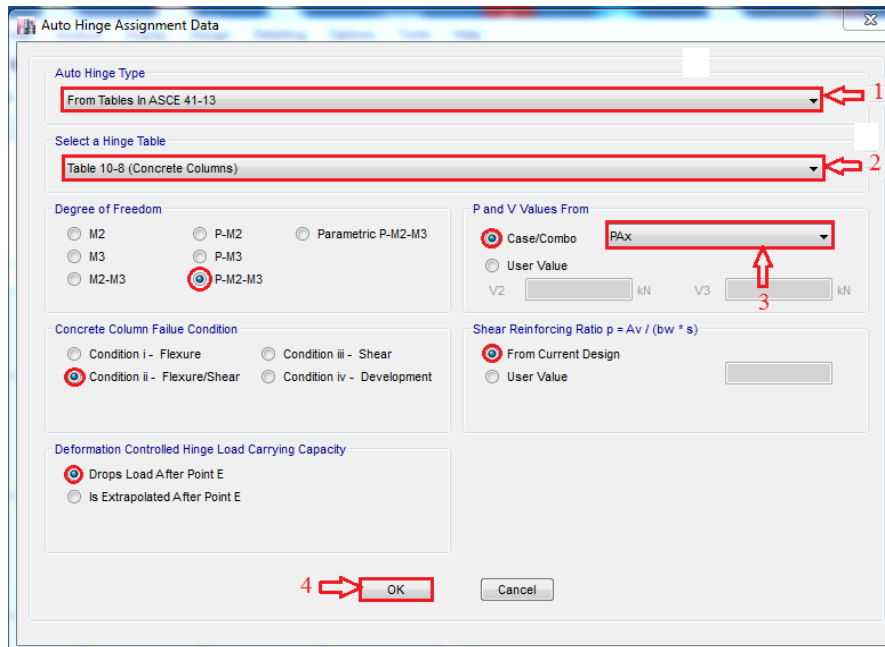


Figure III. 7 : Données d'affectation des charnières automatique

On fais la même chose pour le sens y :

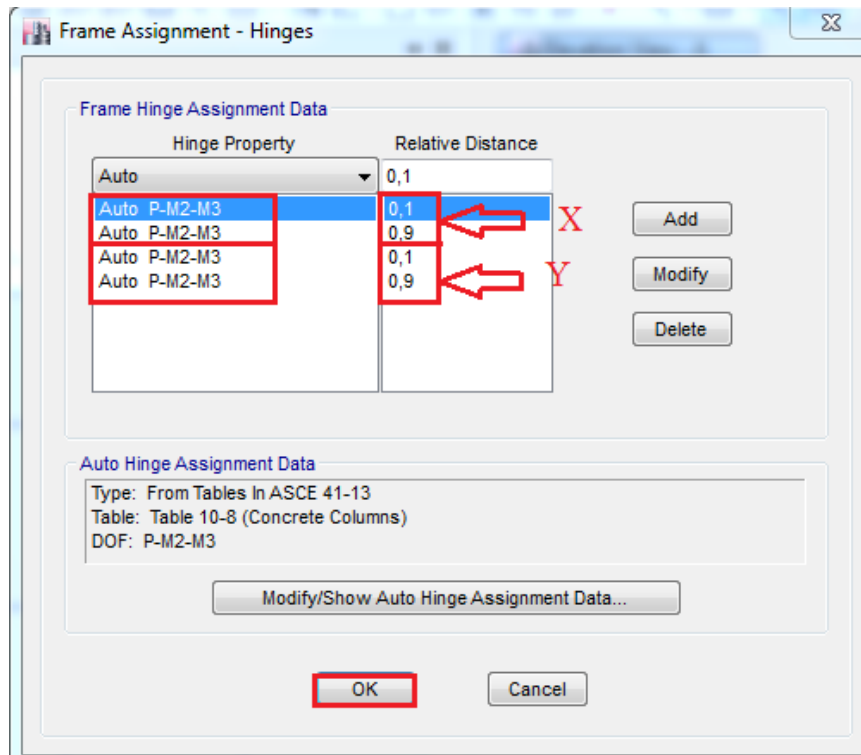


Figure III. 8 : Affectation de trame

Maintenant en sélectionne les poutres :

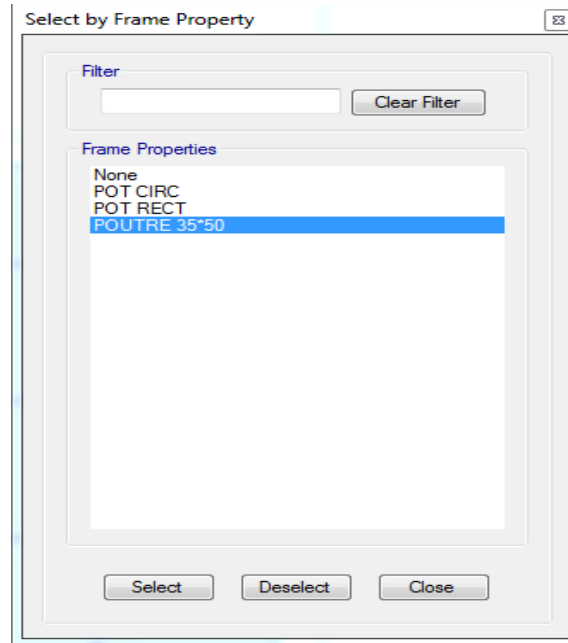


Figure III. 9 : Déclaration des rotules plastique sans les poteaux

Puis on définit les rotules comme suite :

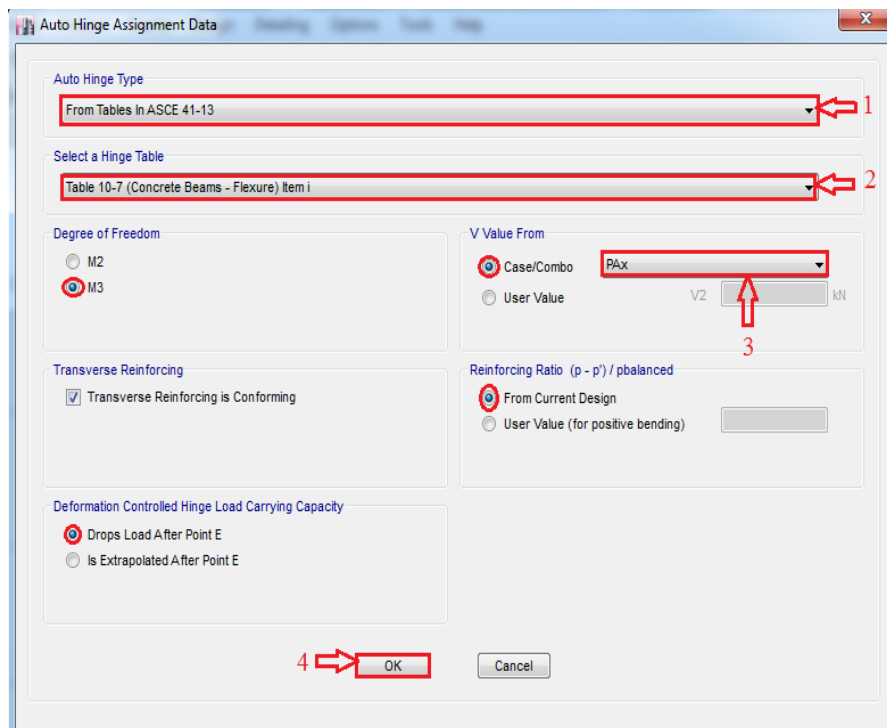


Figure III. 10 : Données d'affectation des charnières automatique



En fais la même chose pour les sens y :

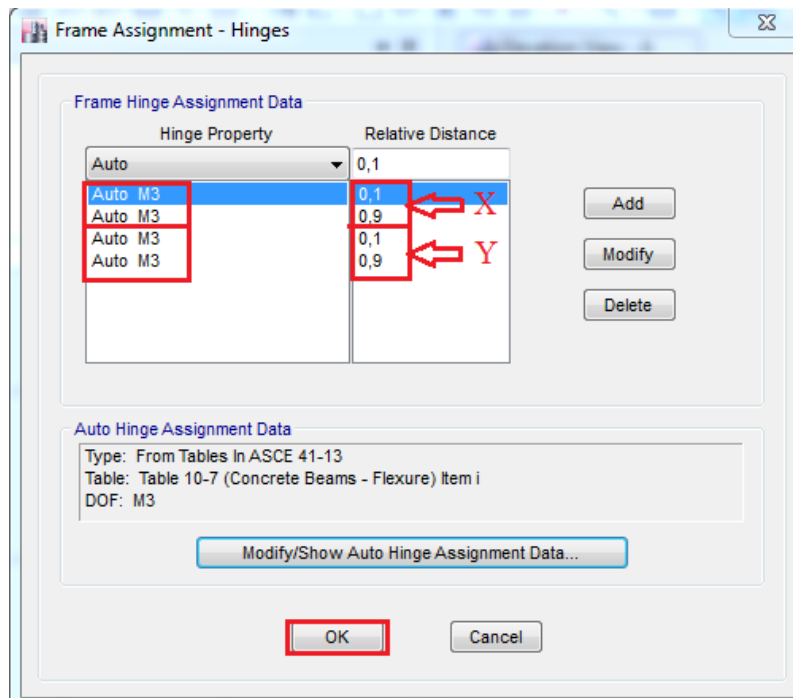


Figure III. 11 : Affectation de frame

• Etape 5 : Lancement de l'analyse pushover :

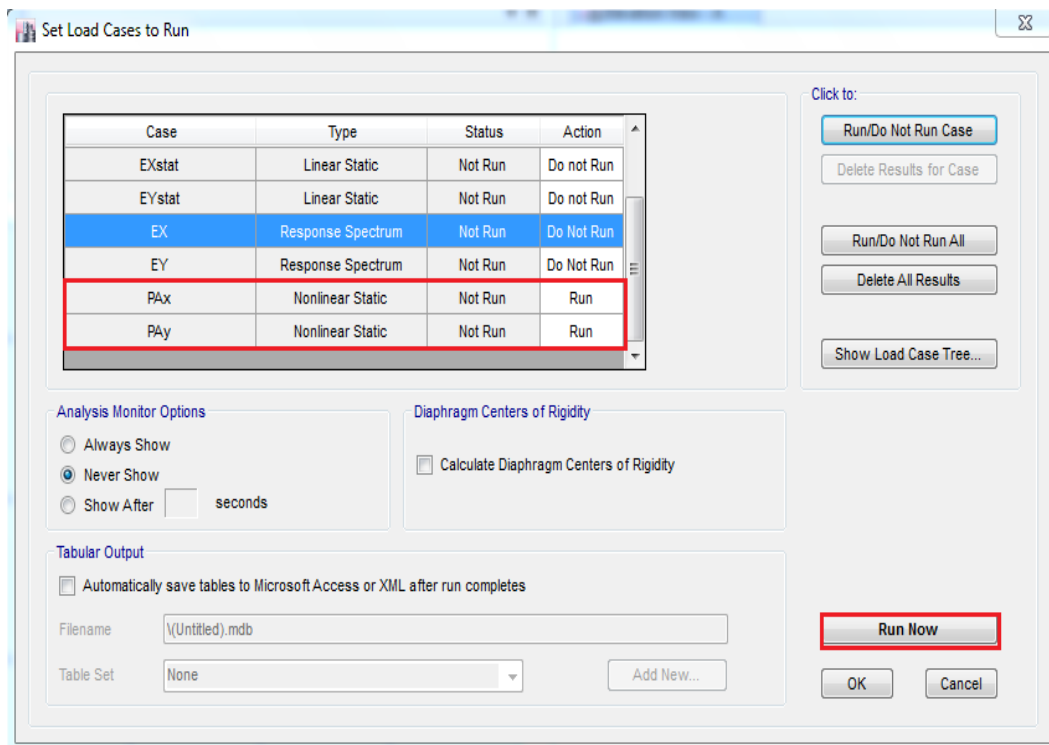
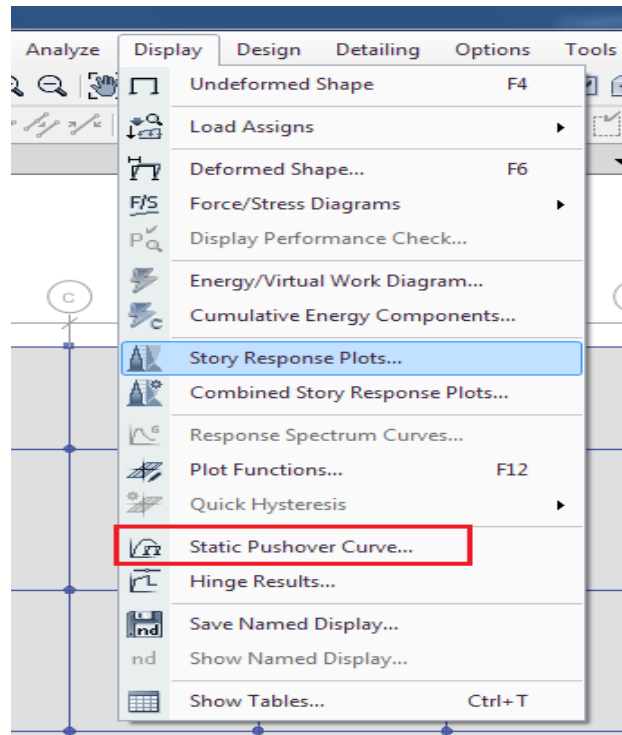


Figure III. 12 : Lancement d'analyse



- **Etape 6 : affichage des courbes pushover :**



**Figure III. 13 : Affichage des Courbes Pushover**

Puis on obtient la courbe de capacité ( $V_{\text{base}} - D_{\text{déplacement}}$ ) :

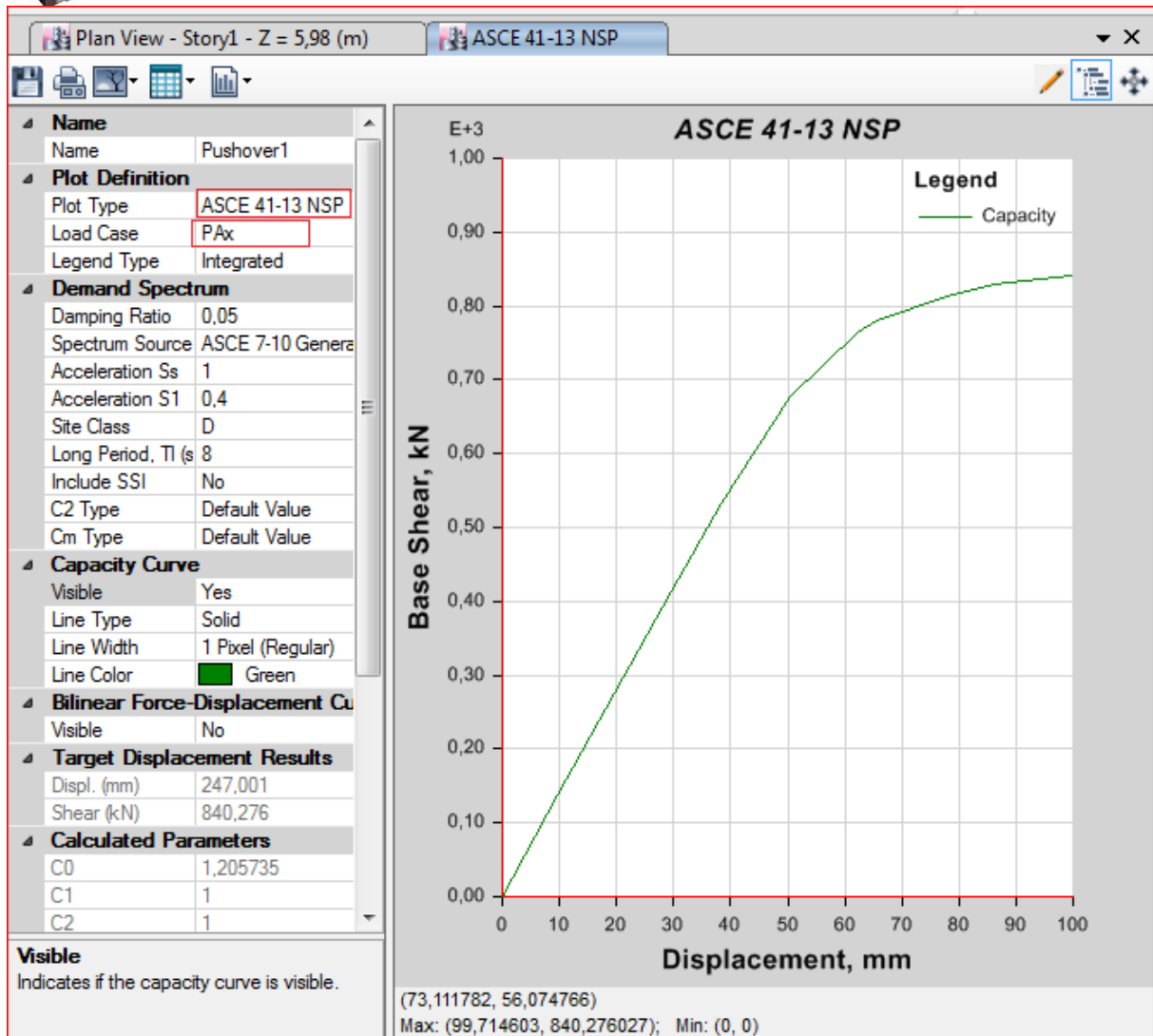


Figure III. 14 : Courbe Pushover sur X

*Chapitre IV*  
*Analyse Pushover d'une*  
*mosquée.*



## I. Introduction :

Dans ce chapitre on va traiter notre cas d'étude qui est la mosquée de Kobaa située dans la ville de Mostaganem (cité de Mon plaisir) où nous avons distingué de deux parties de la structure, le minaret à part et la salle de prière.

## II. Les cas d'étude :

### II.1 Mosquée de KOBAA :

#### II.1.1 Introduction :

Mosquée KOBAA est parmi les mosquées ancienne a Mostaganem. Elle était implanté dans les années 1990, elle a une surface de 3035,52 m<sup>2</sup> .elle contient 2 minarets identique qui sont implanté en même temps avec la salle de prière .

##### II.1.1.1 Le minaret :

##### II.1.2.2 Caractéristiques de minaret :

La forme de cet minaret est octogonale.

Les caractéristiques de la structure à étudier sont :

- Largeur en plan 3,06 m .
- Longueur en plan 3,06 m.
- Hauteur totale du minaret 24,96 m
- Hauteur du RDC 1,86 m
- Hauteur de 1<sup>er</sup> étage 2,86 m
- Hauteur de 2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup>, 7<sup>eme</sup> étages 3,3 m
- Hauteur de 8<sup>eme</sup> étage 3,75 m .
- La forme de cet minaret est circulaire .

##### II.1.2.3 Données du site :

- Le minaret est implanté dans une zone classée par le RPA 99v2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa) .
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B.
- Le site est considéré comme meuble S3.



### II.1.2.4 Les plans de notre structure :

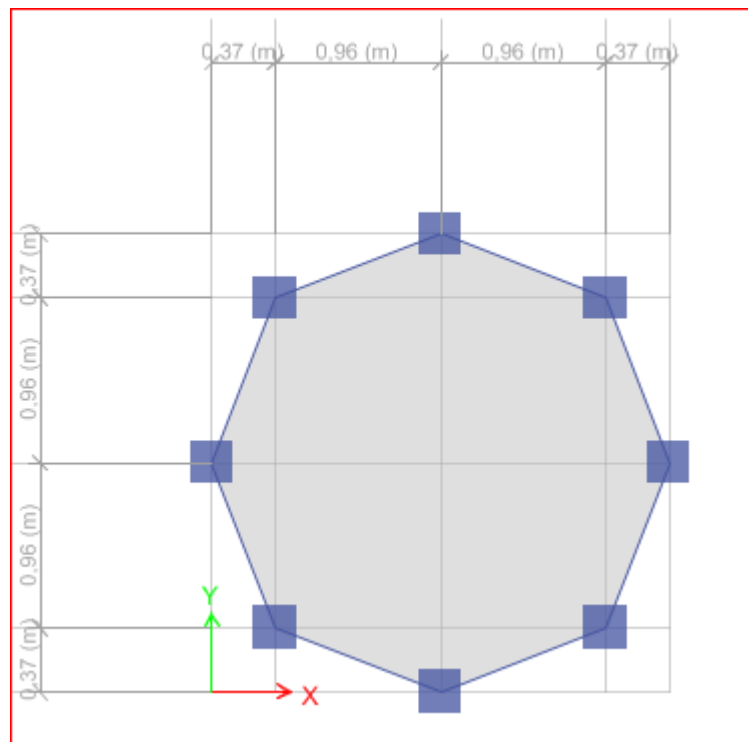


Figure IV. 1 : Vue en plan de minaret

### II.1.3.1 Résultat d'analyse Push-Over :

D'après le lancement de l'analyse pushover sur ETABS on a obtenu des résultat selon le sens x et y.

- **Courbe pushover selon X :**

La courbe obtenue dans le sens x est représenté sur la figure suivante :

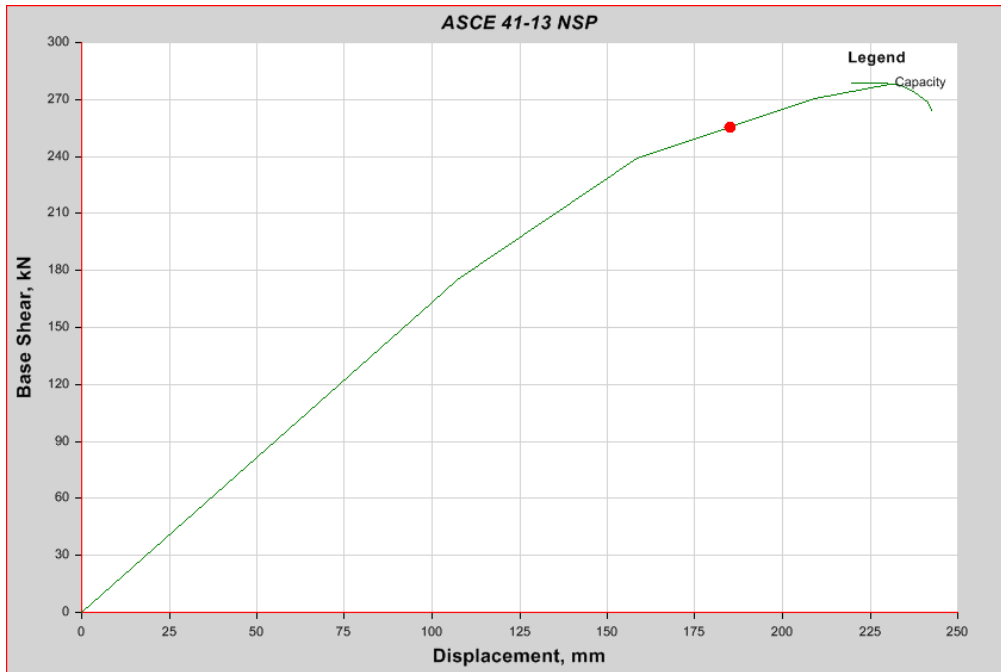


Figure IV. 2 : Pushover X

- **Courbe pushover selon Y :**

La courbe obtenue dans le sens y est représenté sur la figure suivante :

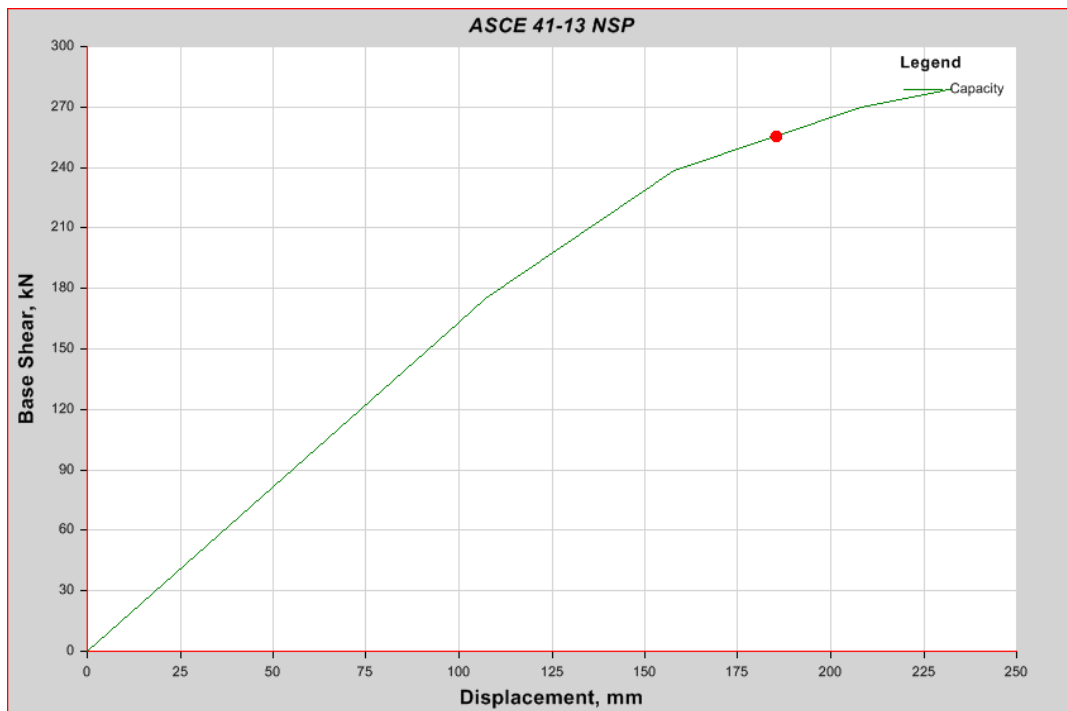


Figure IV. 3 : Pushover Y



### II.1.3.2 Courbe de capacité :

Les courbes de pushover obtenu dans l'analyse précédemment doit être transformée a une courbe de capacité .

Les courbes de capacité représente un système a un seul degré de liberté puisqu'on peut les superposer avec le spectre de demande .

Pour faire cette transformation on doit déterminer le coefficient ou bien le facteur de participation modale relatif en premier mode de vibration.

- **Détermination du facteur de participation modale :**

Le facteur de participation modale «  $\Gamma$  » est donné par l'expression suivante :

$$\Gamma = \frac{\Phi^T M t}{\Phi^T M \Phi} = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2}$$

$m_i$  : Masse d'ième niveau.

$\Phi_i$  : Amplitude normalisée du i<sup>ème</sup> niveau du premier mode de vibration.

On peut déduire directement le facteur de participation modale sur ETABS ce qui nous donne :

$$\Gamma = 1,345798$$

$\Gamma$  : Facteur de participation modale.

### II.1.3.3 Transformation de courbe de pushover en courbe de capacité :

La courbe de capacité est sous forme de accélération en fonction de déplacement ( Sa-Sd).

$$U^* = \frac{sd}{\Gamma} .$$

l'accélération correspondante du système à un seul degré de liberté, on peut prendre les forces latérales équivalentes statiques :

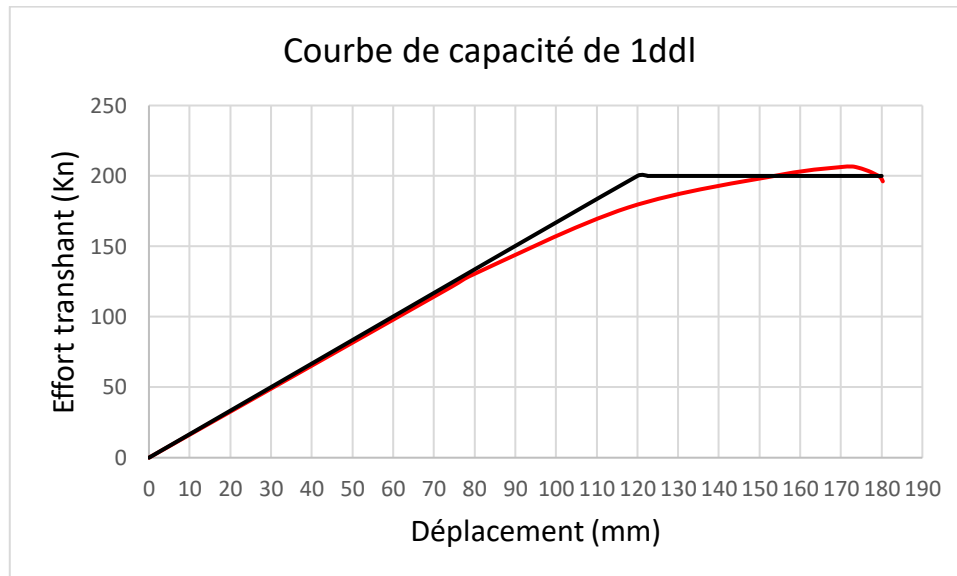
$$F^* = \frac{V}{\Gamma} .$$

$V$  : l'effort tranchant a la base du système a PDDL .



$u^*$  et  $F^*$  sont respectivement le déplacement et la force équivalente du système à un seul degré de liberté.

- **Courbe de capacité de système équivalent :**



**Figure IV. 4 : Courbe de capacité 1 ddl**

D'après cette courbe de capacité on tire :

$$u = \frac{d_m^*}{d_y^*} = \frac{180}{120} = 1,5 .$$

La période élastique du système équivalent peut être déterminée à partir de la courbe idéalisée, par l'expression suivante :

$$T^* = 2 \times \Pi \times \sqrt{\frac{m^* \times U_{y^*}}{F_{y^*}}}$$

$$T^* = 0,882 \text{ s.}$$

$F_{y^*}$  et  $u_{y^*}$  sont respectivement, la force et le déplacement à la limite élastique du système équivalent.

Finalement, le diagramme de capacité dans le format accélérations-déplacements ( $S_a - S_d$ ) est obtenu comme suite :

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \text{ et } u = S_d.$$



- **Courbe de capacité :**

Après la transformation on a obtenu une courbe comme suite :

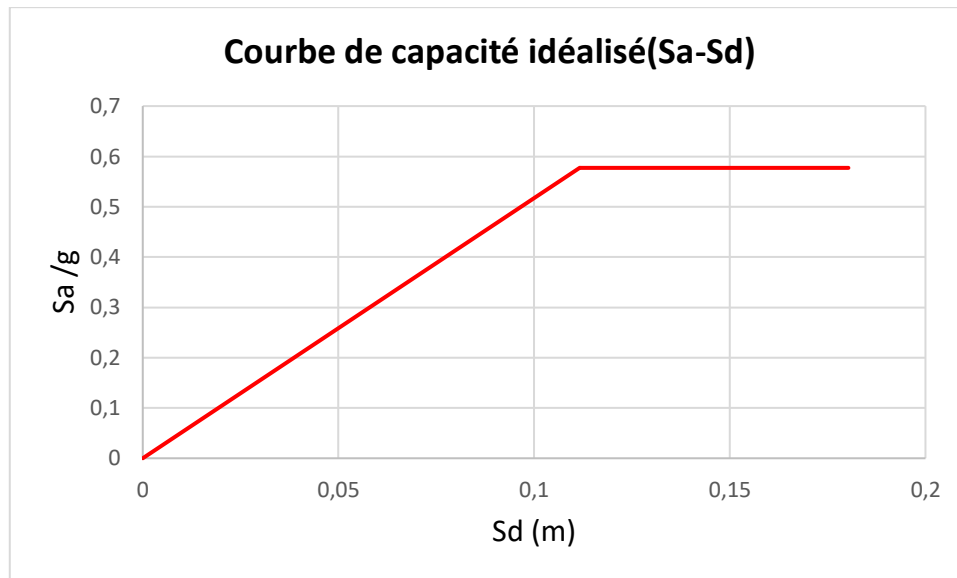


Figure IV. 5 : Courbe de capacité idéalisé

### II.1.4.1 Spectre de réponse :

Le spectre de réponse dans le règlement parasismique algérien RPA99v2003 est une courbe de réponse maximale d'accélération d'un système a un seul degré de liberté soumis a une excitation en périodes propres T.

L'action sismique est représenté comme suite :

$$\frac{Sa}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} \right) \right) & 0 \leq T \leq T1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T1 \leq T \leq T2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T2}{T} \right)^{2/3} & T2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{T2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{cases}$$

Pour notre structure on a :



Zone	R	Q	A	T1	T2	Groupe d'usage	Amortissement
IIa	1	1,2	0,2	0,15	0,5	1B	7%

Tableau IV. 1

Donc on obtient ce spectre de réponse élastique (Sa-T) :

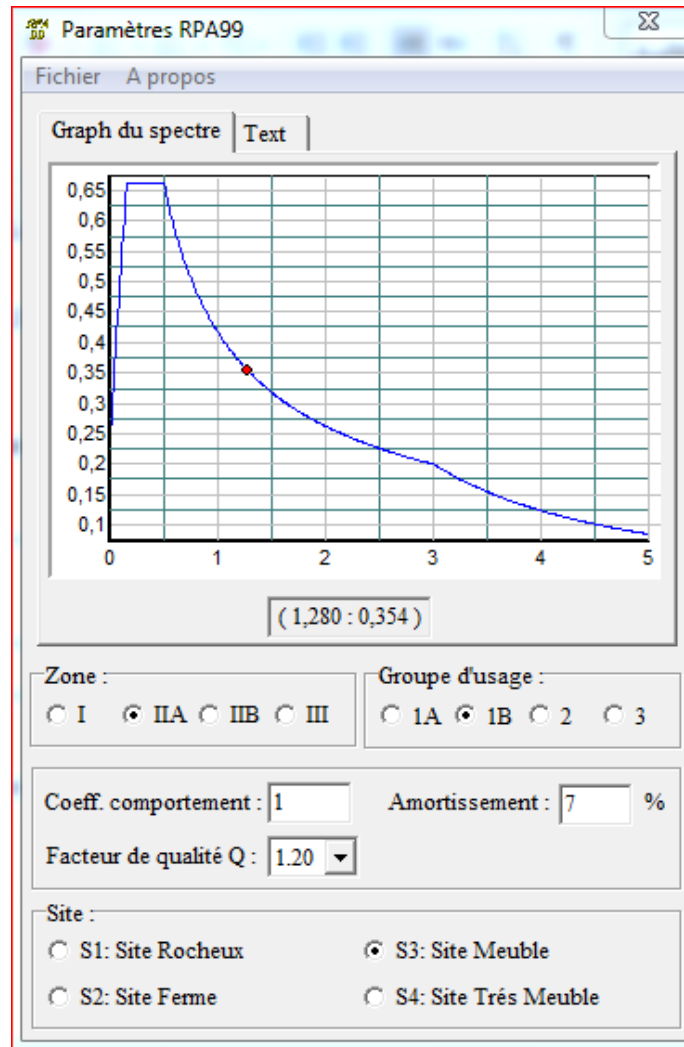


Figure IV. 6 : Spectre RPA élastique

On a ploté ce graphe avec l'Excel ce qui nous a donné :

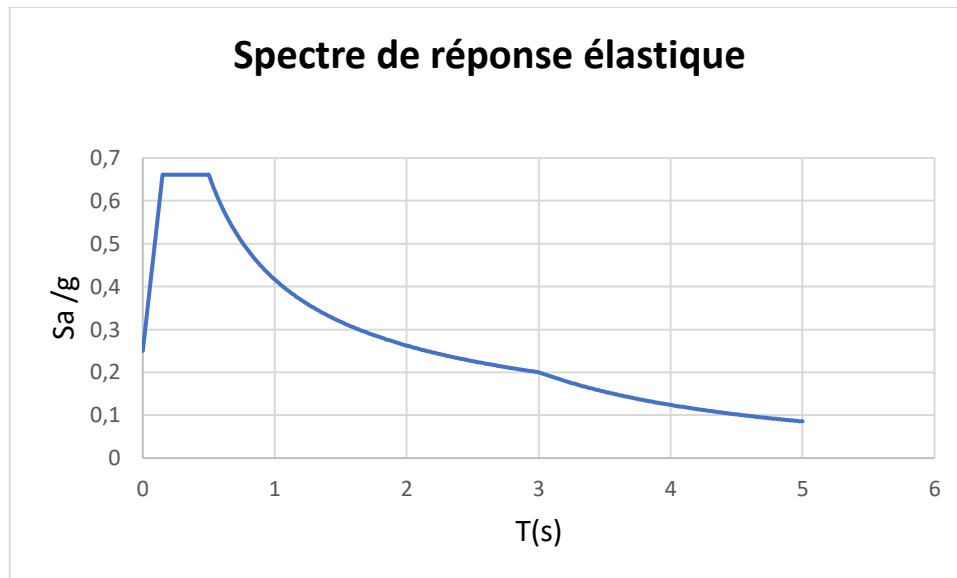


Figure IV. 7 : Spectre élastique

#### II.1.4.2 Transformation du spectre de réponse (courbe de demande) :

- **Spectre élastique (Sa-Sd) :**

L'Eurocode 8 nous donne une formule pour transformer le spectre de réponse accélération en fonction de temps (Sa-T) vers accélération en fonction de déplacement (Sa-Sd).

$$S_{de} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 * S_{ae} .$$

A l'aide de l'Excel on a obtenu la courbe de demande suivante :

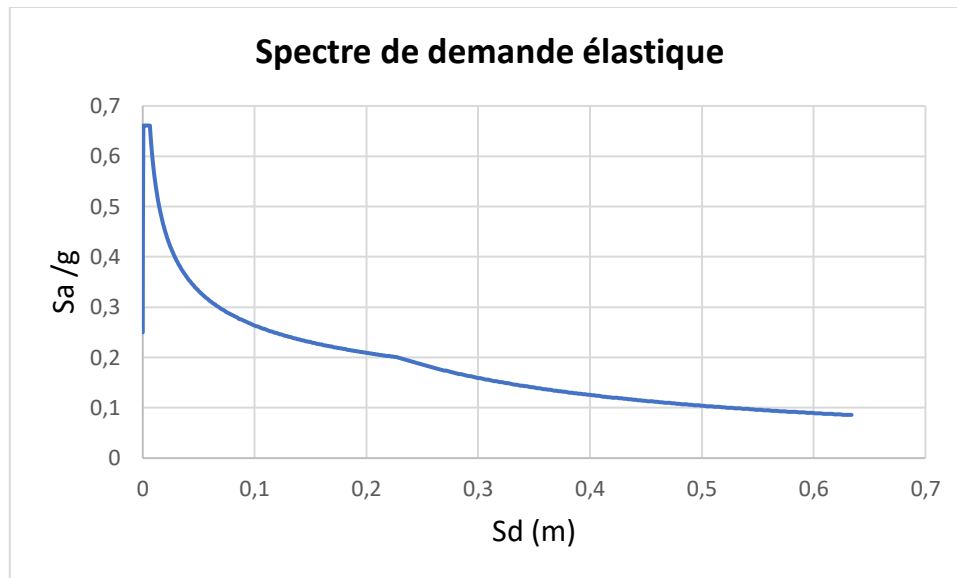


Figure IV. 8 : Spectre de demande élastique

- **Spectre de demande inélastique (Sa-Sd) :**

Sachant qu'on doit utiliser un spectre de réponse inélastique pour obtenir le point de performance, le spectre de réponse élastique doit être transformé en spectre inélastique en utilisant un facteur de réduction de la ductilité  $R_u$ .

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_u}$$

$$S_d = u * \frac{T^2}{4\pi^2} * S_a$$

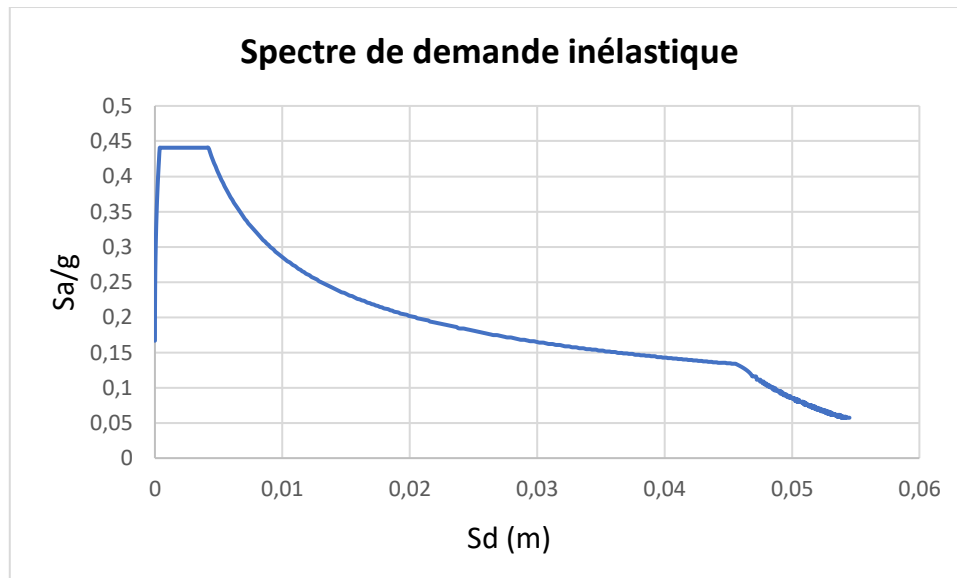
Avec :

$u$  : facteur de ductilité .

$R_u$  : facteur de réduction de la ductilité .

On a une période de système  $T^* = 0,882$  sec est supérieure à la valeur de la période caractéristique associée à la catégorie de site  $T_2 = 0,5$  sec, donc la valeur de réduction  $R_u$  égale à le facteur de ductilité c-a-d :

$$R_u = u = 1,5 .$$



**Figure IV. 9 : Spectere de demande inélastique**

### II.1.5.1 Détermination du point de performance :

Le point de performance c'est le point d'interaction du spectre de demande inélastique et le spectre de capacité .

D'après les deux courbes de capacité selon x et y on remarque qu'on a les mêmes résultats du coup on va trouver le même point de performance.

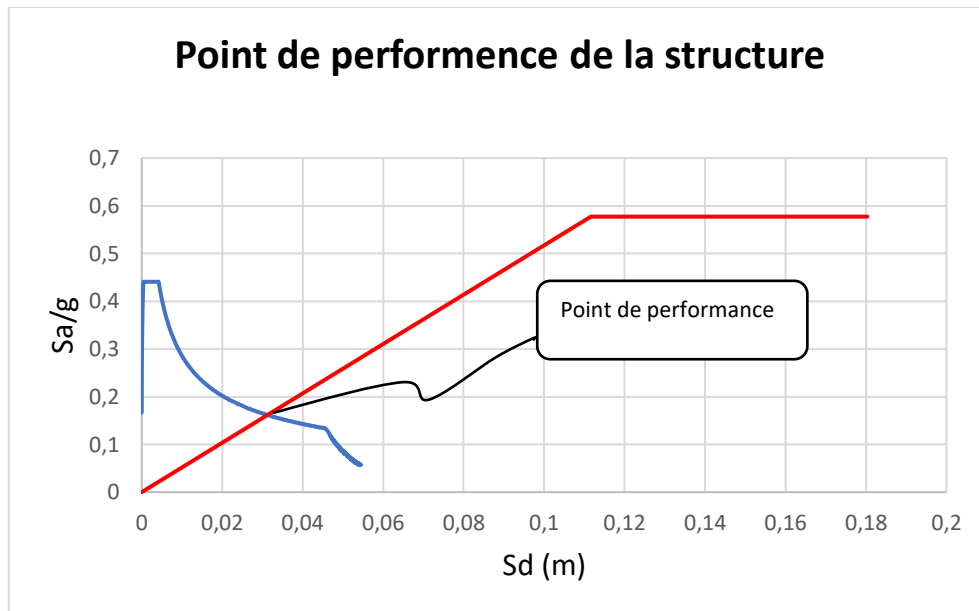


Figure IV. 10 : Point de performance

Donc le point de performance  $S_d = 31,25$  mm.

$$d_c = S_d \times \Gamma \quad \rightarrow \quad d_c = 31,25 \times 1,35 \quad \rightarrow \quad d_c = 42,18 \text{ mm}$$

❖ Remarque :

Le point d'interaction de ces deux courbe se trouve dans la partie linéaire de courbe de capacité et de là on peut dire que notre minaret va supporter le séisme sans dégâts c'est-à-dire qu'il y aura pas des plastification dans les éléments de la structure .

## II.1.5 Conclusion :

Durant le séisme le minaret reste stable et intacte et on n'a pas besoin de la renforcé.

### II.2.2.1 La salle de prière :

### II.2.2.2 Caractéristiques du salle de prière :

Les caractéristiques de la structure à étudier sont :

- Largeur en plan 59,12 m .
- Longueur en plan 54,26 m.
- Hauteur du RDC 5,98 m.



### II.2.2.3 Données du site :

- Le minaret est implanté dans une zone classée par le RPA 99v2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa) .
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B.
- Le site est considéré comme meuble S3.

### II.2.2.4 Les plans de notre structure :

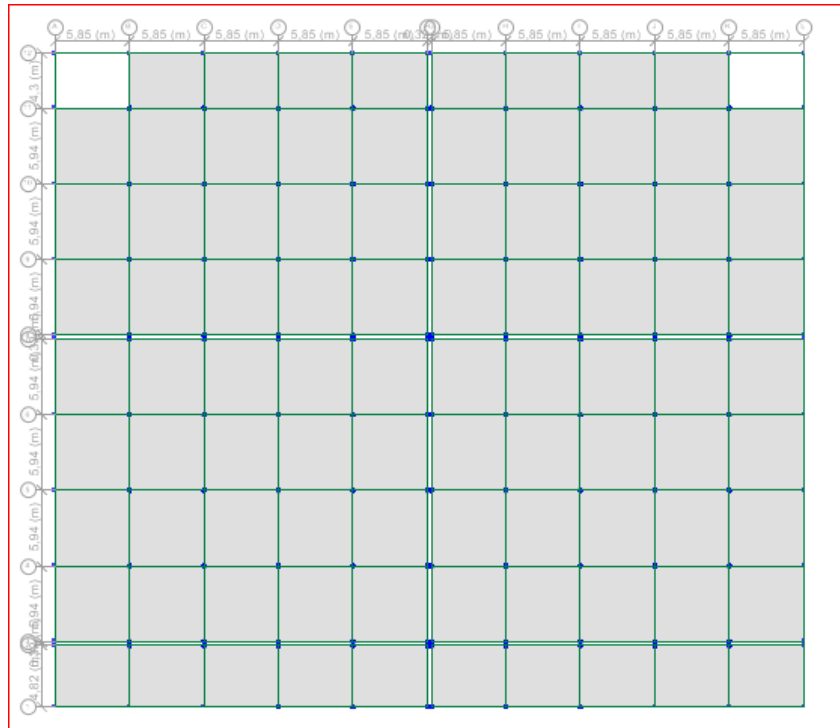


Figure IV. 11 : Vue en plan de la salle de prière

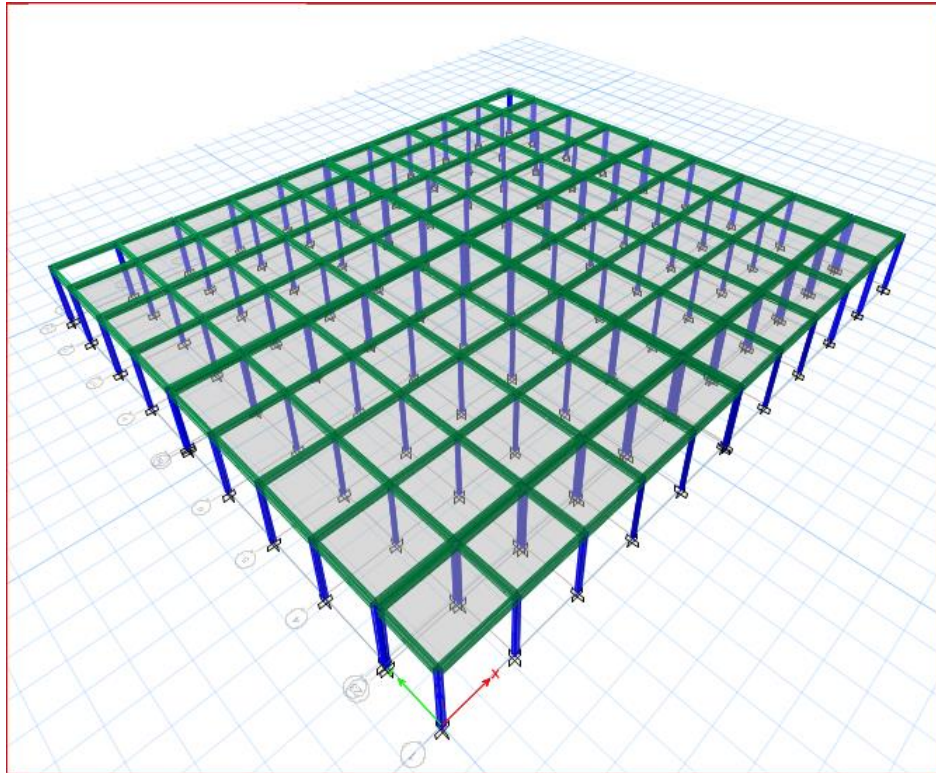


Figure IV. 12 : Vue en 3D de la salle de prière

### II.2.3.1 Résultat d'analyse Push-Over :

D'après le lancement de l'analyse pushover sur ETABS on a obtenu des résultat selon le sens x et y.

- **Courbe pushover selon X :**

La courbe obtenue dans le sens x est représenté sur la figure suivante :

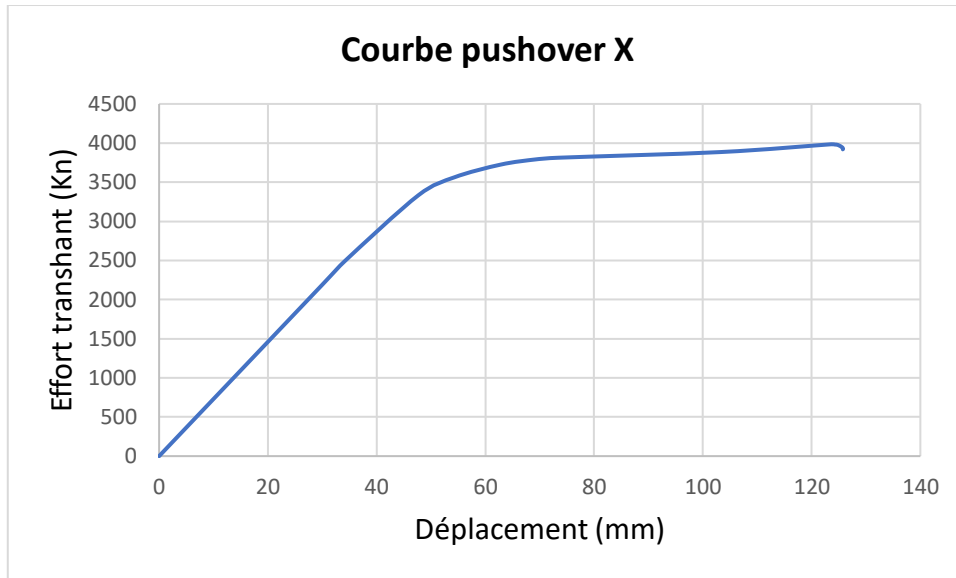


Figure IV. 13 : Pushover X

- **Courbe pushover selon Y :**

La courbe obtenue dans le sens y est représenté sur la figure suivante :

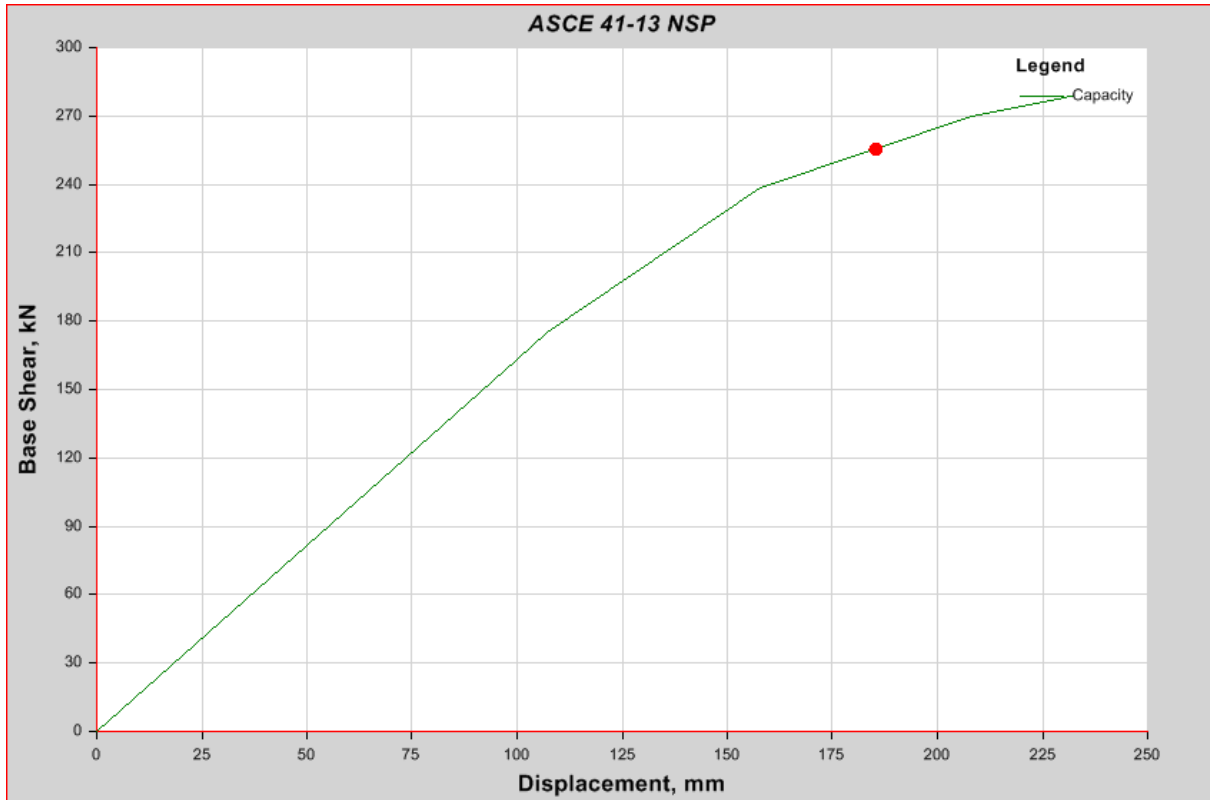


Figure IV. 14 : Pushover Y



### II.2.3.2 Courbe de capacité :

Les courbes de pushover obtenu dans l'analyse précédemment doit être transformée a une courbe de capacité .

Les courbes de capacité représente un système a un seul degré de liberté puisqu'on peut les superposer avec le spectre de demande .

Pour faire cette transformation on doit déterminer le coefficient ou bien le facteur de participation modale relatif en premier mode de vibration.

- **Détermination du facteur de participation modale :**

Le facteur de participation modale «  $\Gamma$  » est donné par l'expression suivante :

$$\Gamma = \frac{\phi^T M t}{\phi^T M \phi} = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2}$$

$m_i$  : Masse d'ième niveau.

$\Phi_i$  : Amplitude normalisée du i<sup>ème</sup> niveau du premier mode de vibration.

On peut déduire directement le facteur de participation modale sur ETABS ce qui nous donne :

$$\Gamma = 1$$

$\Gamma$  : Facteur de participation modale.

### II.2.3.3 Transformation de courbe de pushover en courbe de capacité :

La courbe de capacité est sous forme de accélération en fonction de déplacement ( Sa-Sd).

$$U^* = \frac{sd}{\Gamma} .$$

l'accélération correspondante du système à un seul degré de liberté, on peut prendre les forces latérales équivalentes statiques :

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} .$$

$V$  : l'effort tranchant a la base du système a PDDL .



$u^*$  et  $F^*$  sont respectivement le déplacement et la force équivalente du système à un seul degré de liberté.

- Courbe de capacité de système équivalent selon X :

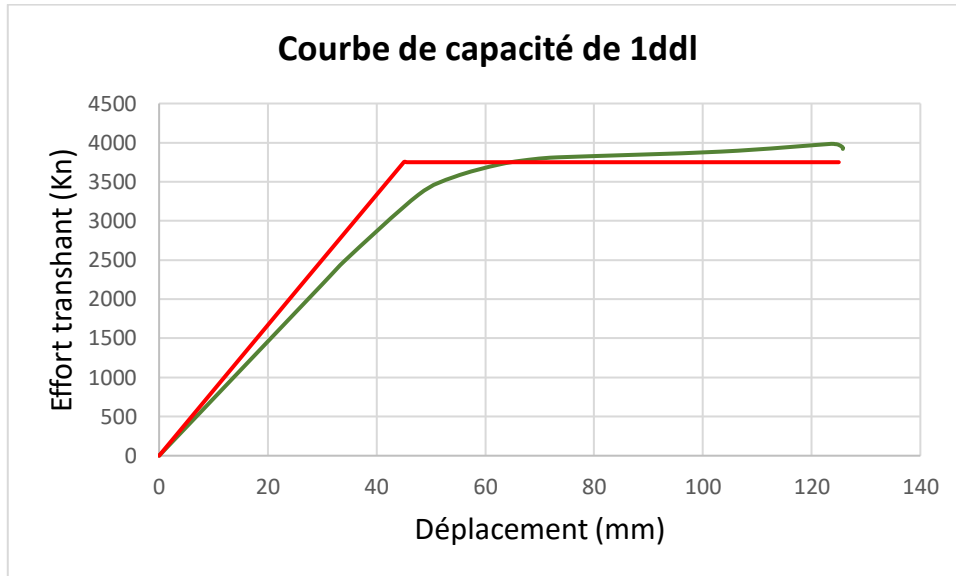


Figure IV. 15 : Courbe de capacité 1ddl selon X

D'après cette courbe de capacité on tire :

$$u = \frac{d_m^*}{d_y^*} = \frac{125}{45} = 2,77 .$$

- Courbe de capacité de système équivalent selon Y :

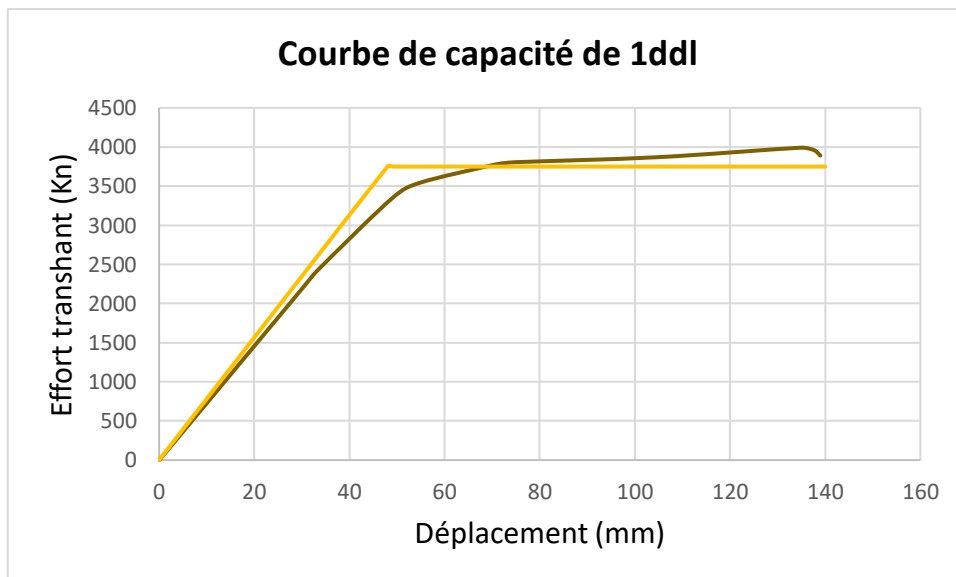


Figure IV. 16 : Courbe de capacité 1ddl selon Y



D'après cette courbe de capacité on tire :

$$u = \frac{d^*_m}{d^*_y} = \frac{137,5}{45} = 3,05 .$$

La période élastique du système équivalent peut être déterminée à partir de la courbe idéalisée, par l'expression suivante :

$$T^* = 2 \times \Pi \times \sqrt{\frac{m^* \times U_{y^*}}{F_{y^*}}}$$

$$T^* = 1,2 \text{ s.}$$

$F^*_y$  et  $u_{y^*}$  sont respectivement, la force et le déplacement à la limite élastique du système équivalent.

Finalement, le diagramme de capacité dans le format accélérations-déplacements ( $S_a - S_d$ ) est obtenu comme suit :

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \text{ et } u = S_d .$$

- **Courbe de capacité :**

- Courbe de capacité selon X :

Après la transformation on a obtenu une courbe comme suite :

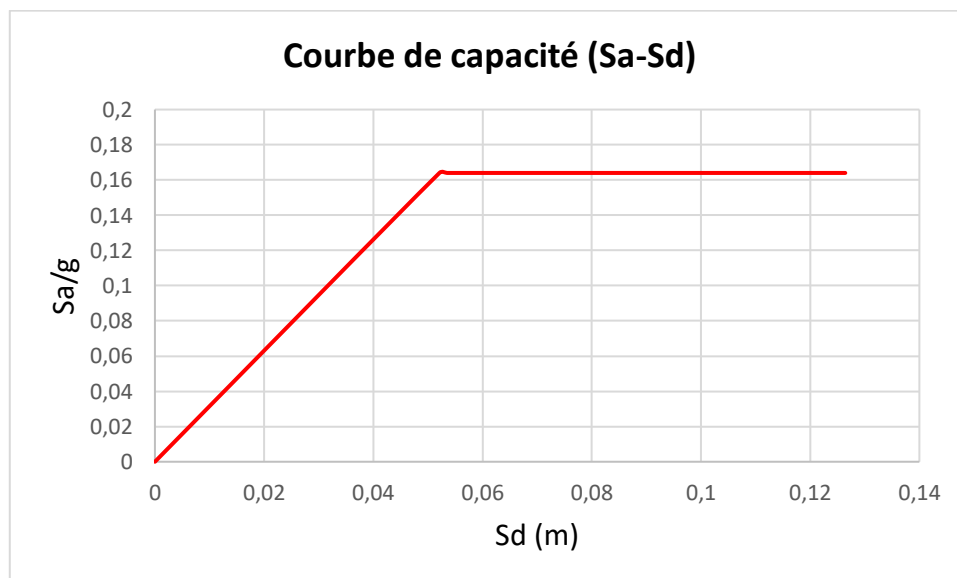


Figure IV. 17 : Courbe de capacité selon X



➤ Courbe de capacité selon Y :

Après la transformation on a obtenu une courbe comme suite :

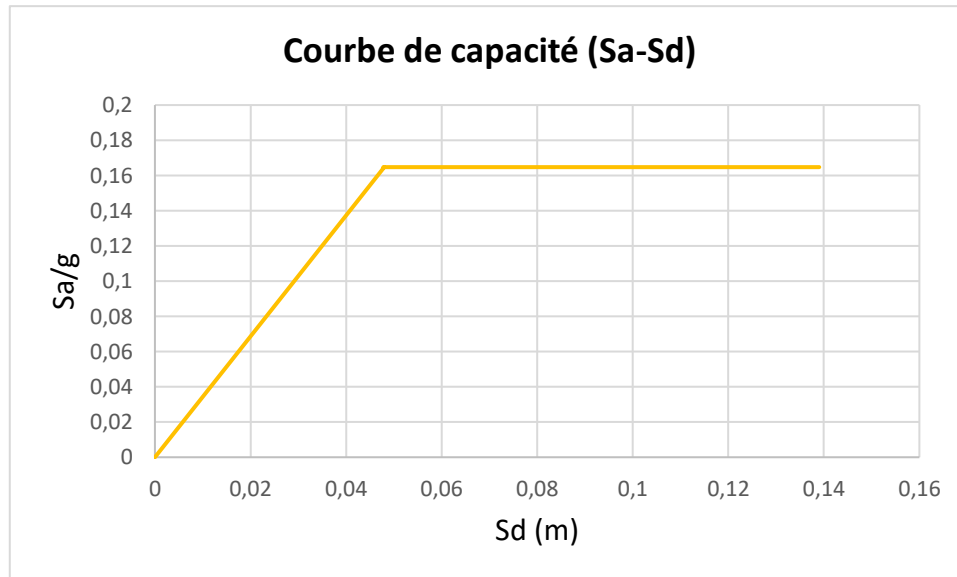


Figure IV. 18 : Courbe de capacité selon Y

### II.2.4.1 Spectre de réponse :

Le spectre de réponse dans le règlement parasismique algérien RPA99v2003 est une courbe de réponse maximale d'accélération d'un système a un seul degré de liberté soumis a une excitation en périodes propres T.

L'action sismique est représenté comme suite :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{cases}$$



Pour notre structure on a :

Zone	R	Q	A	T1	T2	Groupe d'usage	Amortissement
IIa	1	1,15	0,2	0,15	0,5	1B	7%

Tableau IV. 2

Donc on obtient ce spectre de réponse élastique (Sa-T) :

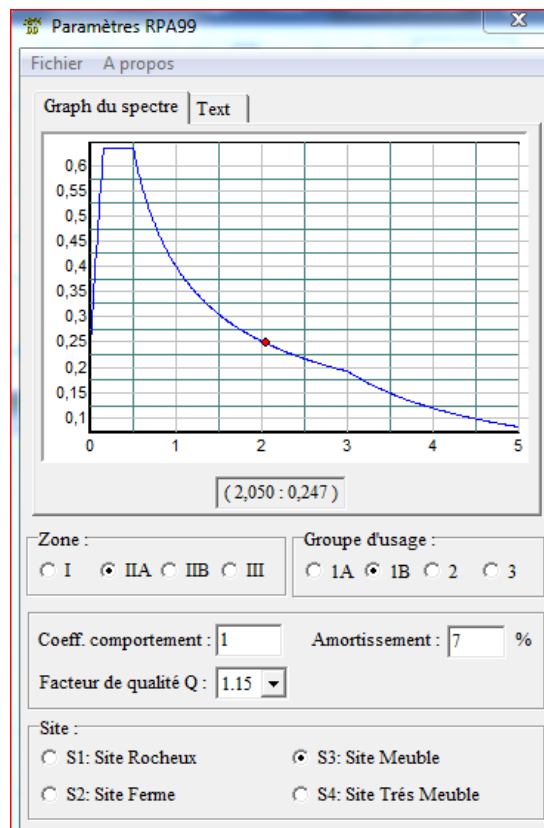


Figure IV. 19 : Spectre RPA

On a ploté ce graphe avec l'Excel ce qui nous a donné :

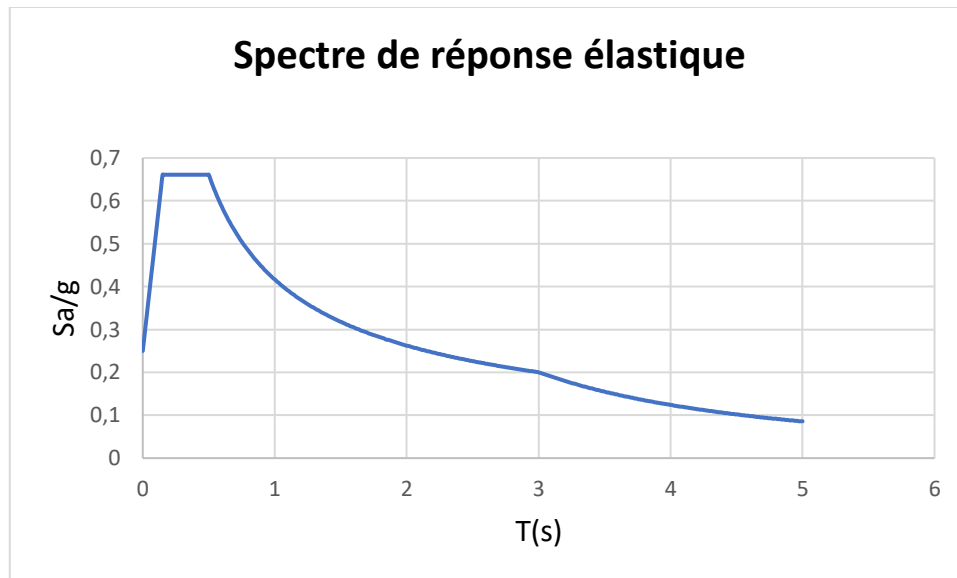


Figure IV. 20 : Spectre de réponse élastique

#### II.2.4.2 Transformation du spectre de réponse (courbe de demande) :

- **Spectre élastique (Sa-Sd) :**

L'Eurocode 8 nous donne une formule pour transformer le spectre de réponse accélération en fonction de temps (Sa-T) vers accélération en fonction de déplacement (Sa-Sd).

$$S_{de} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 * S_{ae} .$$

➤ Spectre élastique selon X :

A l'aide de l'Excel on a obtenu la courbe de demande suivante :

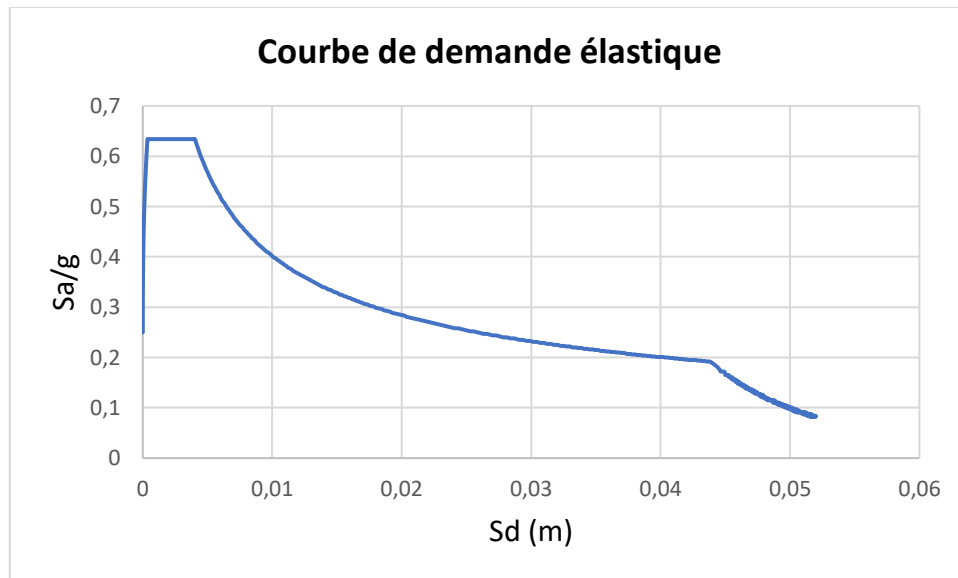


Figure IV. 21 : Courbe de demande élastique selon X

➤ Spectre élastique selon Y :

A l'aide de l'Excel on a obtenu la courbe de demande suivante :

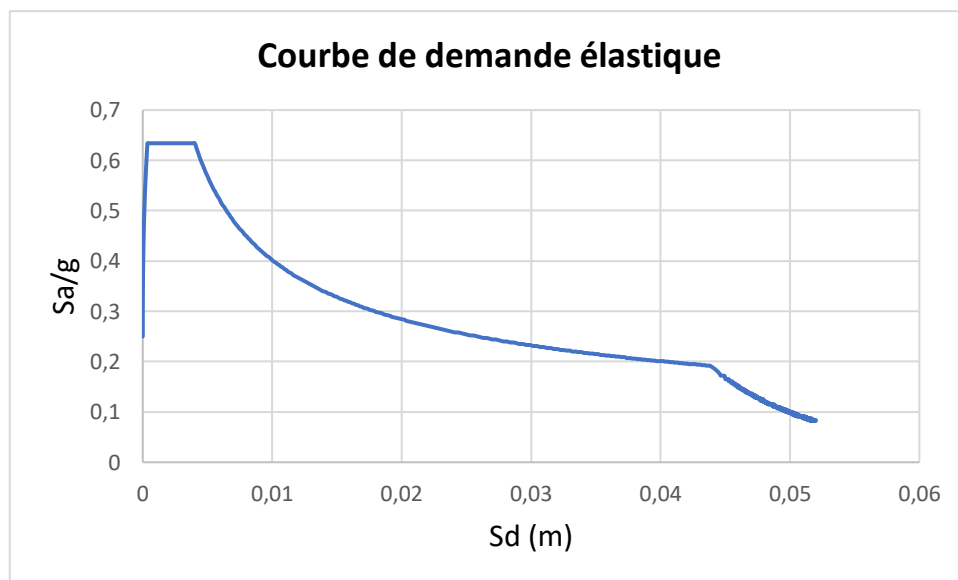


Figure IV. 22 : Courbe de demande élastique selon Y

• **Spectre de demande inélastique (Sa-Sd) :**

Sachant qu'on doit utiliser un spectre de réponse inélastique pour obtenir le point de performance , le spectre de réponse élastique doit être transformé en spectre inélastique en utilisant un facteur de réduction  $\alpha$  à la ductilité  $R_u$ .



$$S_a = \frac{S_a e}{R_u}$$

$$S_d = u * \frac{T^2}{4\pi^2} * S_a$$

Avec :

$u$  : facteur de ductilité .

$R_u$  : facteur de réduction du  $a$  la ductilité .

On a une période de système  $T^* = 1,2$  sec est supérieure à la valeur de la période caractéristiques associée à la catégorie de site  $T_2 = 0,5$  sec , donc la valeur de réduction  $R_u$  égale a le facteur de ductilité c-a-d :

➤ Spectre inélastique selon X :

$$R_u = u = 2,77 .$$

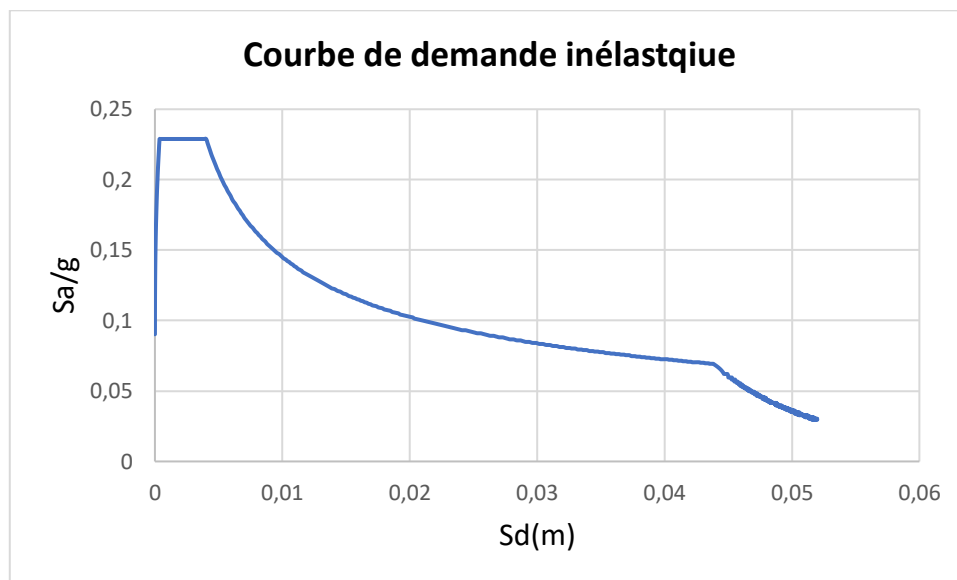


Figure IV. 23 : Courbe de demande inélastique selon X

➤ Spectre inélastique selon Y :

$$R_u = u = 3,05 .$$

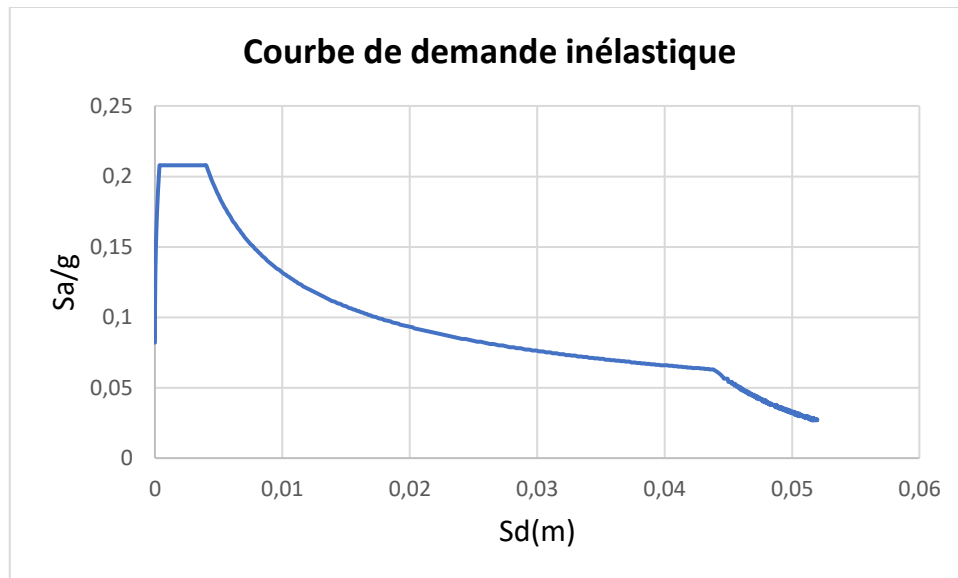


Figure IV. 24 : Courbe de demande inélastique selon Y

### II.2.5.1 Détermination du point de performance :

Le point de performance c'est le point d'interaction du spectre de demande inélastique et le spectre de capacité .

D'après les deux courbes de capacité selon x et y on remarque qu'on a les mêmes résultats du coup on va trouver le même point de performance.

➤ Selon l'axe X :

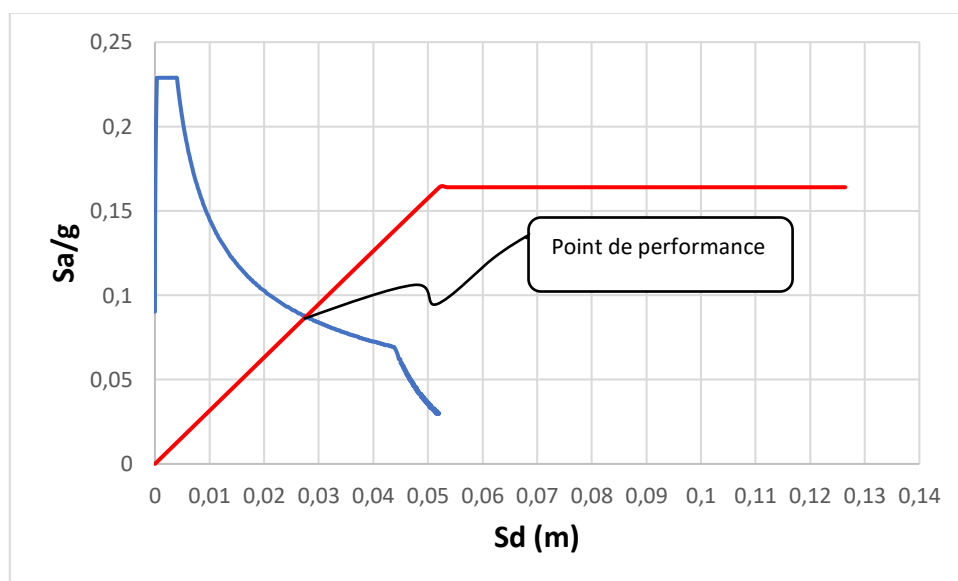


Figure IV. 25 : Point de performance selon X

Donc le point de performance  $S_d = 27,6$  mm.



$$d_c = S_d \times \Gamma \quad \rightarrow \quad d_c = 27,6 \times 1 \quad \rightarrow \quad d_c = 27,6 \text{ mm}$$

➤ Selon l'axe Y :

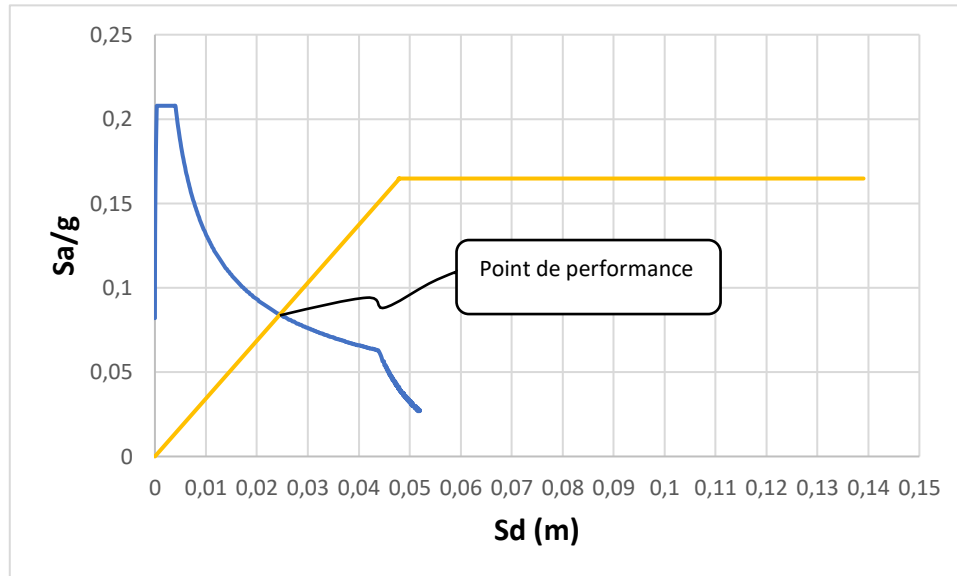


Figure IV. 26 : Point de performance selon Y

Donc le point de performance  $S_d = 25 \text{ mm}$ .

$$d_c = S_d \times \Gamma \quad \rightarrow \quad d_c = 25 \times 1 \quad \rightarrow \quad d_c = 25 \text{ mm}$$

❖ Remarque :

Le point d'interaction de ces deux courbe se trouve dans la partie linéaire de courbe de capacité et de la on peut dire que notre minaret va supporter le séisme sans dégâts c'est-à-dire qu'il n'y aura pas des plastification dans les éléments de la structure .

## II.2.6 Conclusion :

Après le séisme notre salle n'auras aucun dommage c'est-à-dire aucune plastification des élément va apparaitre, pas besoin de faire un renforcement.

Durant le séisme le minaret reste stable et intacte et on n'a pas besoin de la renforcé.

D'après les résultats obtenu on peut ajouter un deuxième étage mais on doit encore vérifier la stabilité de la salle, utilisons l'analyse pushover.

## *Conclusion générale*



Au Final, nous estimons avoir répondu, à l'objectif fixé au début de ce travail, puisqu'on est parvenu à calculer le gain en terme de matériaux de construction entre les deux analyses linéaire et non-linéaire et de justifier en grande partie l'importance de l'analyse non linéaire du point de vue stabilité (sécurité).

Suite aux résultats obtenus de ce présent travail, on peut conclure les points suivants :

- L'importance de l'analyse non linéaire (matérielle et géométrique) du point de vue stabilité (sécurité) et économie.
- Prévoir le vrai ou au moins une approche plus réaliste du comportement réel des structures à savoir sa capacité a dissiper de l'énergie ;
- Déterminer le vrai niveau de résistance de nos structures ;
- Déterminer la rigidité réelle de nos ouvrages ;
- Définir la ductilité chose qu'on ne peut pas avec une simple analyse linéaire ;
- Obtenir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent pas être fournies par une simple analyse linéaire, comme :
  - Estimation des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie ;
  - Détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles ;
  - Conséquences de la détérioration de la résistance des éléments ;
  - Identification des zones critiques et d'intervenir en conséquence;



## *Conclusion*

---

- La dégradation significative de la rigidité à cause des efforts et des déplacements parasites (résiduels) provenant de la non linéarité géométrique.
- Il est possible d'établir une nouvelle méthodologie de dimensionnement et de ferrailage des structures, en s'appuyant sur les deux analyses linéaire et non linéaire, afin d'améliorer le comportement, la capacité et diminuer le coût de nos ouvrages.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] **Ameur N ;Chelali M.T**; etude Capacitaire et renforcement d'un bâtiment R+4 a usage d'habitation mémoire fin d'étude E.N.T.P 2007.

[2] **Boubakeur FETTAR**, « L'impact de l'analyse non linéaire sur les structures », p21, Université de Biskra, Biskra ,2012.

[3] **Boubakeur FETTAR**, « L'impact de l'analyse non linéaire sur les structures », p28, Université de Biskra, Biskra, 2012.

[5] **Boubakeur FETTAR**, « L'impact de l'analyse non linéaire sur les structures », p47, Université de Biskra, Biskra, 2012.

[4] **R. Park** and **T. Paulay**, « Reinforced Concrete Structures », 1974, New Zealand.

[6] **M. Amel AOUAMEUR-MESBAH**, « Analyse Non-Linéaire Matérielle Et Géométrique Des Structures Coques En Béton Armé Sous Chargements Statiques Et Dynamiques », 1998, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées Paris.

[7] **Alessandro Dazio**, « Capacité Portante Des Constructions En Béton », Institut Für Baustatik Und Konstruktion.

[8] **Chopra A.K.** and **Goel, R.K.**, Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems, PEER Report 1999/02, University of California, Berkeley, USA, 1999.

[9] **Fajfar P**, A Nonlinear Analysis Method For Performance Based Seismic Design, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 16, No. 3, (573-592), 2000.

[10] **Gupta A.** and **Krawinkler H**, Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures, Report No. 132, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, California, 1999.

[11] **Kadid A.** and **Boumrkik A**, Pushover Analysis of Reinforced Concrete Frame Structures, Asian journal of civil engineering, Building and housing, Vol.9, (75- 83), 2008.

[12] **Moghadam A.S**, A Pushover Procedure for Tall Buildings, Proceedings of 12<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, Paper No.395, (1-8), 2002.

[13] **Salonikios T. Karakostas C. Lekidis V,** and **Anthoine A**, Comparative Inelastic Pushover Analysis of Masonry Frames, Engineering Structures, vol 25, (1515– 1523) , 2003.

[14] **Chung- Yue Wang.** and **Shaing-Yung Ho,** Pushover Analysis for Structure Containing RC Walls, The 2<sup>nd</sup> International Conference on Urban Disaster Reduction, Taipei, Taiwan, November 27-29, 2007.

[15] **Seifi M , Noorzaei J, Jaafar M. S,** and **Yazdan Panah E,** Nonlinear Static Pushover Analysis in Earthquake Engineering: State of Development, International Conference on Construction and Building Technology- C - (06) , (69-80), 2008.

[16] **Zhihao Lu. Hanbin Ge.** and **Tsutomu Usami,** Applicability of Pushover Analysis-Based Seismic Performance Evaluation Procedure for Steel Arch Bridges, Engineering Structures, vol 26 ,(1957–1977), 2004.

[17] **Zou X-K.** and **Chan C-M,** Optimal Seismic Performance-Based Design of Reinforced Concrete Buildings Using Nonlinear Pushover Analysis, Engineering Structures, vol 27, (1289–1302), 2005.

[18] Applied Technology Council, ATC 40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volume 1-2, California, 1996.

[19] Eurocode 8, Design of Structures for Earthquake Resistance: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, EN1998-1:2003, British Standards Institution, London, 2003.

[20] Federal Emergency Management Agency, FEMA-273, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 1997.

[21] Federal Emergency Management Agency, FEMA 356, Prestandard and Commentary for the Rehabilitation of Buildings, 2000.

[22] **Ashraf Habibullah.** and **Stephen Pyle,** Practical Three Dimensional Nonlinear Static Pushover Analysis, Structure Magazine, Winter, 1998.

[23] **Wei Huang . and Phillip L Gould,** 3-D Pushover Analysis of a Collapsed Reinforced Concrete Chimney, Finite Elements in Analysis and Design, vol 43, (879 – 887), 2007.

[24] **Abide Aşıkoğlu , Özgür Avşar ·Paulo B. Lourenço and Luís C. Silva**

« Effectiveness of seismic retrofitting of a historical masonry structure: Kütahya Kurşunlu Mosque, » 2019. Turkey

[25] AFAD (2015), Seismic Zone Map of Turkey, last access, 10 March 2016.

- [26] **Freeman S.A. Nicoletti J.P. and Tyrell J.V.**, Evaluations of Existing Buildings for Seismic Risk - A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington, Proceedings of U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Berkeley, U.S.A, (113-122), 1975.
- [27] **Fajfar P. and Fischinger M.**, Nonlinear Seismic Analysis of R/C Buildings: Implications of a Case Study, European Earthquake Engineering, Vol.1, (31-43), 1987.
- [28] **Eberhard M.O. and Sözen M.A.**, Behavior-Based Method to Determine Design Shear in Earthquake Resistant Walls, Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers, New York, Vol.119, No.2, (619-640), 1993.
- [29] **Park H. and Eom T.**, Direct Inelastic Earthquake Design Using Secant Stiffness, ANCER Networking of Young Earthquake Engineering Researchers and Professionals, Hawaii, 2004.
- [30] **Attard T. and Fafitis A.**, Modeling of Higher-Mode Effects Using an Optimal Multi-Modal Pushover Analysis, Earthquake Resistant Engineering Structures, V, 2005.
- [31] **Chopra A. and Goel R.K.**, Role of Higher-"Mode" Pushover Analyses in Seismic Analysis of Buildings, Earthquake Spectra, Vol.21 No.4, (1027-1041), 2005.
- [32] **Mwafy A.M. and Elnashai A.S.**, Static Pushover versus Dynamic Analysis of R/C Buildings, Engineering Structures, Vol. 23, (407-424), 2001.
- [33] **Krawinkler H. and Seneviratna K.**, Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation, Engineering Structures, Vol.20, (452-464), 1998.
- [34] **Jan T.S, Liu M.W. and Kao Y.C.**, An Upper-Bound Pushover Analysis Procedure for Estimating the Seismic Demands of High-Rise Buildings, Engineering Structures 26, (117-128), 2004.
- [35] **Moghaddam H. and Hajirasouliha I.**, An Investigation on the Accuracy of Pushover Analysis for Estimating the Seismic Deformation of Braced Steel Frames, Journal of Constructional Steel Research, vol 62 , (343–351), 2006.
- [36] **Triantafyllos K Makarios.**, Optimum Definition of Equivalent Non-Linear SDF System in Pushover Procedure of Multistory r/c frames, Engineering Structures, Vol 27, (814–825), 2005.

[37] **Sun-Pil Kim.** and **Yahya C Kurama,** An Alternative Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Displacement Demands Engineering Structures, vol 30 , (3793-3807), 2008.

[38] **Mourad Belgasmia.** Et **Sabah Belgasmia,** Evaluation sismique des constructions: Nouvelle procédure d'analyse non-linéaire des structures, 7<sup>ème</sup> Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris, 2007.

[39] **BEN MELOUKA ABDELBAKI,** « Evaluation de la performance sismique par la Méthode Pushover d'une structure auto-stable, Université Ziane Achour de Djelfa, 2013.

[40] **Boubakeur FETTAR,** « L'impact de l'analyse non linéaire sur les structures », Université de Biskra, Biskra ,2012.

[41] **ABDESSLAM Issam,** « ANALYSE SISMIQUE DES STRUCTURES EN BETON ARME PAR LA METHODE PUSHOVER », Université Mohamed Khider– BISKRA, 2007.

[42] **Hemsas Miloud,** Modélisation par macroéléments du comportement non-linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique, Thèse de doctorat en mécanique et ingénieries ,Soutenue le 15 avril 2010.

[43] **L. Mangia, B. Ghisaasi, E. Sayın, O. Onat and P. B. Lourenço ,** « Pushover Analysis of Historical Elti Hatun Mosque », 12<sup>th</sup> International congress on advances in civil engineering, boğaziçi universty, 2016.

[44] **Alexandru Aldea, Cristian Neagu, Eugen Lozinca, Sorin Demetriu, Sidi Mohammed El-Amine Bourdim and Federico Turano,** « Toward the Seismic Evaluation of “Carol I” Royal Mosque», Technical University of Civil Engineering of Bucharest, Romania, 2018.

[45] **SILVA, LUIS C, LOURENÇO, PAULO B, MENDES, NUNO** « Seismic assessment of Christchurch Catholic Basilica », university of minho, New Zealand, 2014.

[46] **H. Sesigur & G. Erol, S. Soyoz, K. Kaynardag and S. Gonen,** « Repair and retrofit of Ketchaoua Mosque», Istanbul Technical University, Faculty of Architecture, Structural and Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey and *Bogazici University, Department of Civil Engineering, Istanbul, Turkey, 2016.*

[47] <https://www.hisour.com/fr/canterbury-cathedral-kent-united-kingdom-49426/>