



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil



Faculté des sciences et de la technologie  
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem

THÈSE PRÉSENTÉE POUR L'OBTENTION DU

DIPLOME DE DOCTORAT LMD

SPECIALITE : GENIE CIVIL

OPTION : TRANSPORT ET STRUCTURES

PAR

**CHAIBEDRA BELKACEM**

Evaluation de la vulnérabilité sismique des structures

**Date de soutenance : Le jeudi 15 / 11 /2018**

Devant la commission de jury composé de :

Président :	Sidi M <sup>ed</sup> BOURDIM	M-C-A	Université de Mostaganem
Examineurs:	NASSER Bachir	Professeur	Université d'Oran
	BRANCI Taieb	Professeur	Université de Chlef
Directeur de thèse:	BENANANE Abdelkader	Professeur	Université de Mostaganem

**ANNÉE UNIVERSITAIRE: 2018/2019**

---

- Chapitre 1 -  
Les méthodes d'analyse de la vulnérabilité  
sismique à l'échelle urbaine

---

## **1.1. Introduction**

L'étude des dommages subis à la suite des derniers tremblements de terre aux Etats-Unis (Loma Prieta 1989, Northridge 1994), au Japon (Kobé 1995), au Canada (Saguenay 1988) et dans d'autres régions du monde a mis en évidence la vulnérabilité sismique des bâtiments existants. En milieu urbain, cette vulnérabilité, combinée à une concentration importante de bâtiments construits avant l'introduction des normes parasismiques, peut entraîner un risque sismique élevé, même dans les zones où la sismicité est considérée modérée. A cet égard, plusieurs méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique ont été élaborées dans certains pays dans le cadre de grands programmes internationaux. Citons à titre d'exemple les programmes :

- ❖ RADIUS (Risk Assessment Tools for Diagnosis of Urban Areas against Seismic Disasters), lancé par la Décennie Internationale de Prévention des Catastrophes Naturelles (IDNDR) en 1996 et mis en oeuvre dans neuf villes situées dans différents continents.
- ❖ Aux États-Unis, l'agence fédérale de gestion des urgences FEMA a mis en œuvre en 1997 le programme HAZUS, formé d'un ensemble complexe de composants qui fonctionnent ensemble pour estimer les dommages et les impacts économiques sur une région suite à un séisme.
- ❖ Le projet RISK-UE, est une approche avancée de l'évaluation du risque sismique à travers les scénarios sismiques avec une application sur sept villes Européennes et dont les principaux objectifs sont le développement d'une méthodologie générale pour l'évaluation du risque sismique des villes européennes, l'augmentation de la sensibilisation au sein des décideurs et de soutenir la mise en oeuvre des plans de gestion et d'action.

Pour tous ces outils, le défi demeure de trouver des inventaires exhaustifs des structures endommagées après les séismes, dans le but de comparer les résultats des simulations numériques avec les données observées.

## **1.2. La méthode Italienne « GNDT »**

### **1.2.1. Principe**

Cette méthode a été développée dès 1984 par le GNDT italien (Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, créé par le conseil national de la recherche italien en 1983). La méthode a fait l'objet d'adaptations pour tenir compte des enseignements apportés par les tremblements de terre ultérieurs. La méthode GNDT a été adoptée par toutes les régions italiennes sismiquement actives moyennant quelques modifications mineures. La méthode GNDT se base sur l'identification et, dans certains cas, le calcul de paramètres caractéristiques du bâtiment étudié. Elle comporte deux niveaux.

- ❖ Le premier niveau ne permet pas d'évaluer numériquement la vulnérabilité des bâtiments. Il se base sur une fiche de relevé unique pour tous les types de structure. La fiche de relevé est disponible en annexe. Elle comporte huit sections : données relatives à la fiche remplie, localisation du bâtiment, données métriques, utilisation du bâtiment, âge de la construction et intervention, état du second œuvre et des installations, typologie structurale, extension et niveau des dommages. Ces informations sont assez générales et assez facilement repérables sur la structure. Dans certains cas, les données du premier niveau peuvent permettre de compléter des données manquantes de la fiche de deuxième niveau.
  
- ❖ Au deuxième niveau, la méthode GNDT distingue les bâtiments en maçonnerie des bâtiments en béton armé. Chacune des fiches de second niveau est présentée en annexe. Les informations nécessaires sont regroupées en onze paramètres, neufs communs aux deux typologies (typologie et organisation du système résistant, qualité du système résistant, résistance conventionnelle, position du bâtiment et fondations, planchers, configuration en plan, configuration en élévation, éléments non structuraux et état du bâtiment) et deux distincts (rapport épaisseur/longueur et toiture pour les bâtiments en maçonnerie, nœuds-éléments critiques et éléments fragiles (peu ductiles) pour les bâtiments en béton armé).

## ***Deuxième niveau pour les bâtiments en maçonnerie***

L'enquêteur attribue une évaluation de A à D pour chacun des onze paramètres, la note A étant plus favorable au bon comportement de la structure face aux sollicitations sismiques. La méthode permet dans un premier temps de pondérer la note attribuée à chacun des onze critères afin de calculer l'indice de vulnérabilité du bâtiment IV :

$$IV = \sum_{i=1}^{11} w_i IV_i \quad (1.1)$$

Le tableau des pondérations qui permettent de tenir compte de l'importance de chaque paramètre dans le comportement global de la structure est fourni en annexe du présent document. L'indice de vulnérabilité est ensuite normalisé pour obtenir une valeur entre 0 et 100. Dans un second temps, la courbe d'endommagement du bâtiment est calculée. Elle donne le dommage moyen que subirait la structure en fonction de l'accélération maximale au sol (paramètre choisi pour décrire l'intensité sismique). Le dommage est nul jusqu'à la valeur d'accélération d'initiation du dommage  $y_i$  puis varie linéairement jusqu'à l'accélération de ruine  $y_c$ . Pour des accélérations supérieures à  $y_c$ , l'endommagement moyen est égal à 1. Dans le cas des bâtiments en maçonnerie,  $y_i$  et  $y_c$  s'expriment sous la forme suivante :

$$y_i = \alpha_i \exp(-\beta_i V_{bat}) \quad (1.2)$$

$$y_c = (\alpha_c + \beta_c V_{bat}^\gamma) \quad (1.3)$$

Avec :  $\alpha_i = 0.18$ ,  $\beta_i = 0.015$ ,  $\alpha_c = 1.0$ ,  $\beta_c = 0.001$  et  $\gamma = 1.80$ .

Giovanazzi et Lagomarsino (2003) ont proposé par la suite une expression de l'endommagement moyen non pas fonction de l'accélération maximale au sol mais de l'intensité I du séisme (échelle EMS 98). Le dommage moyen s'exprime alors par :

$$d = 5.0 + 45.0 \arctan (55.0 (I - 10) .2 + 05.0 IV) \quad (1.4)$$

A partir du dommage moyen, le pourcentage de bâtiment se trouvant dans un niveau de dommage k peut être déterminé par application d'une loi binomiale.

## ***Deuxième niveau pour les bâtiments en béton armé***

Contrairement à la fiche de niveau 2 pour les maçonneries, celle concernant les bâtiments de béton armé a subi des changements non négligeables depuis sa première version. La version présentée en annexe est la fiche utilisée actuellement dans la région Marche. Comme pour les bâtiments en maçonnerie, un indice de vulnérabilité IV est évalué, normalisé, puis la courbe d'endommagement du bâtiment est tracée. Celle-ci s'exprime à partir des relations suivantes :

$$A_y = \alpha_y \exp[-\beta_y(V_{bat} + 25)] \quad (1.5)$$

$$A_c = [\alpha_c + \beta_c(V_{bat} + 25)^\gamma]^{-1} \quad (1.6)$$

Avec :  $\alpha_y = 0.155$ ,  $\beta_y = 0.0207$ ,  $\alpha_c = 0.625$ ,  $\beta_c = 0.00029$  et  $\gamma = 2.145$ .

Il est ensuite possible de calculer le dommage moyen et le pourcentage des bâtiments qui se trouvent dans un dommage de niveau k.

### **1.2.2. Champ d'application de la méthode GNDT**

La méthode développée par le GNDT s'applique aussi bien à l'échelle d'un bâtiment, d'un groupe de bâtiments ou d'une ville.

Elle s'applique à deux typologies particulières, les bâtiments en maçonnerie et les bâtiments en béton armé. Il s'agit essentiellement de diagnostiquer le bâti courant. Les structures métalliques et les bâtiments en bois ne sont pas traités. A noter qu'il existe une fiche spécifique pour diagnostiquer les hangars industriels sans référence explicite aux structures métalliques.

La méthode GNDT est utilisée dans la plupart des régions sismiques italiennes et constitue donc de fait une sorte de référence nationale pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique. Il est important de remarquer que la méthode n'est pas appliquée en cas d'événement sismique grave car elle se révèle trop complexe à remplir.

### **1.2.3. Données et compétences nécessaires**

#### **• Données nécessaires**

**Le niveau 1**, qui ne conduit pas à l'évaluation d'un indice de vulnérabilité, nécessite un examen visuel extérieur et intérieur du bâtiment. La visite de l'intérieur du bâtiment est rendue nécessaire par l'évaluation de la typologie des structures horizontales (nature des

planchers), de la typologie des escaliers, de l'état de fonctionnement des installations etc. La collecte de données supplémentaires, hors visite de terrain, est nécessaire pour déterminer la classe d'âge du bâtiment, les différentes interventions ayant eu lieu sur le bâti (agrandissement, surélévation, restructuration...), l'utilisation du bâtiment etc.

**Le niveau 2**, suppose tout comme le niveau 1 un examen visuel extérieur et intérieur. La consultation de cartes géologiques ou la collecte de données géotechniques sont également requises pour estimer la nature du sol. Les plans du bâtiment facilitent la détermination des paramètres configuration en plan, configuration en élévation,  $D_{max}$  maçonnerie, nœuds et éléments critiques, éléments fragiles. Pour les bâtiments en béton armé, il est pratiquement indispensable que les plans soient reconstitués s'ils ne sont pas disponibles.

### • **Compétences à mobiliser**

**Le niveau 1** nécessite l'intervention d'un technicien spécialisé en bâtiment. **Le niveau 2** nécessite quant à lui l'intervention d'un technicien spécialisé en bâtiment et possédant une bonne culture parasismique.

## **1.2.4. Commentaires relatifs à la méthode**

### ❖ **AVANTAGES**

**Pour les bâtiments en maçonnerie** La méthode GNDT est fondée sur les dommages observés sur les villes de Venzone et Barrea essentiellement, après le séisme d'Irpinia de novembre 1980 ( $M_s=6.9$ ). Le nombre de bâtiments en maçonnerie endommagés fut assez important pour établir des relations entre caractéristiques structurales du bâti et niveau d'endommagement (38000 bâtiments, endommagés et non endommagés furent inspectés, parmi lesquels une grande majorité de structures maçonnées).

**Pour les bâtiments en béton armé** Les données disponibles sur l'endommagement de structures en béton armé après un séisme sont plus restreintes que celles pour les maçonneries italiennes. Pour vérifier la cohérence des résultats obtenus par la fiche de niveau 2, un test a été effectué sur 400 bâtiments publics de la région Emilia Romagna. Les courbes d'endommagement ont été comparées à celle obtenues par l'utilisation d'un modèle statique non-linéaire simplifié. Les deux points limites de la courbe ont été obtenus par analyse en poussée progressive. Une fois connue la répartition des forces latérales pour ces deux points,

un système équivalent à un degré de liberté caractérisé par une relation non linéaire force-déplacement a été défini pour obtenir les valeurs de  $A_y$  et  $A_c$ .

La méthode GNDT est donc fondée sur des données connues et fiables. Elle a d'ailleurs donné naissance à d'autres méthodes cherchant à s'appuyer sur les mêmes données de départ (dont la méthode Vulneralp). La représentativité des 400 bâtiments en béton armé de l'Emilia Romagna peut cependant être discutable.

### ❖ INCONVENIENTS

Certains paramètres restent difficiles à évaluer. Plusieurs facteurs sont à l'origine de ces difficultés :

- La nécessité d'avoir les plans du bâtiment. L'évaluation de la résistance conventionnelle nécessite de connaître la surface de la toiture, les surfaces des structures résistantes aux actions sismiques dans les deux directions etc.
- La multiplicité des éléments à vérifier. Tous les nœuds d'ossature et éléments peu ductiles doivent être vérifiés pour les bâtiments en béton armé. • La difficulté de l'évaluation. Connaître la nature exacte de la structure dans le cas du niveau 1 de la méthode (différence entre structure de typologie A et E par exemple), évaluer le degré de connexion des éléments horizontaux aux éléments verticaux dans le cas du niveau 2 etc. se révèlent délicats sans sondage plus précis.
- Le problème posé par les fondations. Les plans des fondations et les données géotechniques nécessaires à un bon remplissage de la fiche de relevé ne sont que très rarement disponibles sur un bâtiment.
- Limites de l'utilisation des résultats obtenus : La méthode ne fournit pas d'appréciation sur la nécessité de réaliser une étude approfondie. Il appartient au maître d'ouvrage de se fixer une valeur seuil au-delà de laquelle un renforcement est souhaitable.
- Limite sur les résultats : La fiabilité des résultats est évaluée uniquement sur la fiabilité des données relevées dans la grille et non sur la fiabilité du modèle utilisé (pas d'écart-type sur la valeur du dommage moyen).

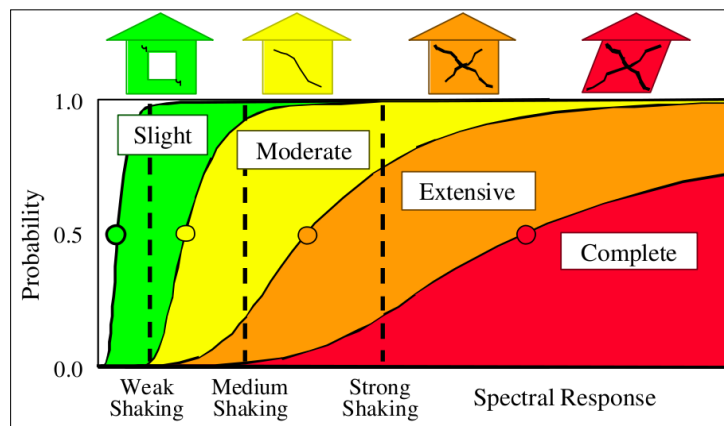
### 1.3. La méthodologie « HAZUS »

HAZUS (HAZARD-United-States) est une méthode développée dans les années 1990 par la Federal Emergency Management Agency (FEMA). Elle concerne l'analyse des risques naturels, tels que les inondations, les ouragans ou les séismes, en analysant les impacts sociaux, structurels (pour les bâtiments résidentiels et commerciaux, les écoles, les installations critiques et les infrastructures) et économiques (en évaluant par exemple les coûts de réparation et de reconstruction) que peuvent apporter de tels événements.

Dans le cadre de l'estimation de la vulnérabilité des structures, la méthode Hazus décrit :

- les typologies de bâtiments.
- la définition des dommages.
- le calcul de la probabilité de dommage par une méthode analytique.

L'objectif est alors de fournir des courbes de fragilité correspondantes à une typologie de bâtiments et pour plusieurs niveaux de dommages (**figure 1.1**).



**Figure 1.1 :** Exemple de courbes de fragilité pour les niveaux de dommage « léger », « moyen », « Important » et « ruine »

### **1.3.1. Les typologies de bâtiments**

Trente six (36) typologies de bâtiments sont considérées, définies à partir de leur matériau de construction, du système porteur définissant le comportement général de la structure et du nombre d'étages. Ainsi, 16 systèmes structurels sont définis : W1 et W2 pour les bâtiments en bois, S1 à S5 pour les bâtiments en acier, C1 à C3 pour les bâtiments en béton, PC1 et PC2 pour les bâtiments composés d'éléments en béton préfabriqué, RM1 et RM2 pour les bâtiments en maçonnerie renforcée, URM pour les bâtiments en maçonnerie non renforcée et MH pour la classe particulière des mobil-homes. L'ensemble de ces typologies est décrit dans le tableau 1.1.

Outre ces typologies, la méthode Hazus tient compte de la conception parasismique des bâtiments. Quatre niveaux de conception parasismique sont en effet introduits :

- ❖ **Pre - Code** : le bâtiment n'a aucune conception parasismique. Pour les régions à sismicité importante, telles que la côte californienne, on considère qu'un bâtiment a ce niveau de conception si il a été construit avant 1940.
- ❖ **Low Code** : faible dimensionnement parasismique.
- ❖ **Moderate Code** : dimensionnement parasismique modéré. La méthode Hazus considère que les bâtiments construits après 1940 dans les zones à forte sismicité respectent ce dimensionnement.
- ❖ **High Code** : plus haut niveau de dimensionnement parasismique, pour les bâtiments ayant été construits après 1973.

### **1.3.2 Définition des dommages**

Dans la méthodologie HAZUS, quatre niveaux de dommages sont définis :

« Léger », « modéré », « important » et « ruine ». Ces niveaux de dommages sont définis pour les 16 systèmes structurels décrits ci-dessus. Par exemple, pour la typologie des bâtiments en béton armé C2, qui représente les bâtiments en béton armé les plus courants en France, les niveaux de dommages sont définis de la façon suivante :

- ❖ **Niveau de dommage « léger »** : apparition de fines fissures près des liaisons ou au sein des liaisons.
- ❖ **Niveau de dommage « modéré »** : la plupart des murs présentent des fissures diagonales ; certains murs présentent également des fissures plus grandes avec effritement du béton aux extrémités, indiquant que la limite élastique a été atteinte.
- ❖ **Niveau de dommage « important »** : pour la plupart des murs, la limite d'élasticité a été atteinte ; certains murs ont dépassé leur capacité ultime, présentant de larges

fissures traversant et un effritement important le long des fissures. Un effondrement partiel peut se produire en raison de la défaillance des colonnes non ductiles qui ne sont pas conçues pour résister à des charges latérales.

- ❖ **Niveau de dommage « ruine »** : la structure s'est effondrée, ou est sur le point de s'effondrer à cause de la défaillance de la plupart des murs et de la défaillance de certaines poutres ou colonnes critiques. Environ 13% (low-rise), 10% (mid-rise) ou 5% (high-rise) de la superficie totale des bâtiments C2 est prévue de s'effondrer.

**Tableau 1.1** : Typologies de bâtiments définies dans la méthodologie HAZUS.

No.	Label	Description	Height			
			Range		Typical	
			Name	Stories	Stories	Meters
1	W1	Wood, Light Frame ( $\leq 5000$ sq. ft.)		1-2	1	4.27
2	W2	Wood, Commercial and Industrial ( $> 5000$ sq. ft.)		All	2	7.32
3	S1L	Steel Moment Frame	Low-Rise	1-3	2	7.32
4	S1M		Mid-Rise	4-7	5	18.29
5	S1H		High-Rise	8+	13	47.55
6	S2L	Steel Braced Frame	Low-Rise	1-3	2	7.32
7	S2M		Mid-Rise	4-7	5	18.29
8	S2H		High-Rise	8+	13	47.55
9	S3	Steel Light Frame		All	1	4.57
10	S4L	Steel Frame with Cast-in-Place Concrete Shear Walls	Low-Rise	1-3	2	7.32
11	S4M		Mid-Rise	4-7	5	18.29
12	S4H		High-Rise	8+	13	47.55
13	S5L	Steel Frame with Unreinforced Masonry Infill Walls	Low-Rise	1-3	2	7.32
14	S5M		Mid-Rise	4-7	5	18.29
15	S5H		High-Rise	8+	13	47.55
16	C1L	Concrete Moment Frame	Low-Rise	1-3	2	6.10
17	C1M		Mid-Rise	4-7	5	15.24
18	C1H		High-Rise	8+	12	36.58
19	C2L	Concrete Shear Walls	Low-Rise	1-3	2	6.10
20	C2M		Mid-Rise	4-7	5	15.24
21	C2H		High-Rise	8+	12	36.58
22	C2L	Concrete Frame with Unreinforced Masonry Infill Walls	Low-Rise	1-3	2	6.10
23	C2M		Mid-Rise	4-7	5	15.24
24	C2H		High-Rise	8+	12	36.58
25	PC1	Precast Concrete Tilt-Up Walls		All	1	4.57
26	PC2L	Precast Concrete Frames with Concrete Shear Walls	Low-Rise	1-3	2	6.10
27	PC2M		Mid-Rise	4-7	5	15.24
28	PC2H		High-Rise	8+	12	36.58
29	RM1L	Reinforced Masonry Bearing Walls with Wood or Metal Deck Diaphragms	Low-Rise	1-3	2	6.10
30	RM1M		Mid-Rise	4+	5	15.24
31	RM2L	Reinforced Masonry Bearing Walls with Precast Concrete Diaphragms	Low-Rise	1-3	2	6.10
32	RM2M		Mid-Rise	4-7	5	15.24
33	RM2H		High-Rise	8+	12	36.58
34	URML	Unreinforced Masonry Bearing Walls	Low-Rise	1-2	1	4.57
35	URMM		Mid-Rise	3+	3	10.67
36	MH	Mobile Homes		All	1	3.05

Les dommages sont définis en terme de déformation inter-étage. La déformation inter-étage représente la différence de déplacement horizontal entre deux planchers successifs. La déformation inter-étage  $ISD_i$  est définie par la relation suivante :

$$\forall i \in [0, N] \quad ISD_i(t) = \frac{U_{i+1}(t) - U_i(t)}{x_{i+1} - x_i} \quad (1.7)$$

Avec  $U_i$  et  $x_i$  respectivement le déplacement horizontal et la position de l'étage  $i$ .

Des valeurs de déformations inter-étages limites sont donc définies pour les 36 typologies de bâtiments, les quatre niveaux de dimensionnement parasismique et les quatre niveaux de dommages. Ces valeurs de déformations limites sont basées sur des travaux de recherche antérieurs, notamment de [Whitman et al. \(1973\)](#) à la suite du séisme de San Fernando (1972), de [Hasselman et al. \(1980\)](#) et de [Ferritto \(1982, 1983\)](#).

### **1.3.3. Fonction de probabilité d'endommagement**

Dans la méthodologie HAZUS, la fonction analytique représentant la probabilité qu'une typologie soit endommagée suivant un certain niveau de dommage est donné par la fonction de répartition de la loi log-normale. Cette méthode analytique représente l'aléa sismique en introduisant le spectre en déplacement comme indicateur de nocivité en fonction du  $S_d$  :

$$P [ds|S_d] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left( \frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}} \right) \right] \quad (1.8)$$

Où  $\bar{S}_{d,ds}$  est la valeur médiane du  $S_d$  pour laquelle le bâtiment atteint le seuil du niveau de dommage  $ds$ ,  $\beta_{ds}$  est l'écart-type du logarithme naturel du  $S_d$ , pour un niveau de dommage  $ds$ , et  $\Phi$  est la fonction de répartition de la loi normale. Des courbes sont également définies en représentant le mouvement du sol par son accélération maximale.

### **1.3.4. Commentaires sur la Méthodologie HAZUS**

HAZUS représente une première approche d'estimation de dommages sismiques de cette envergure, et reste pour l'instant la seule. Elle pose les bases d'une nouvelle méthodologie sur un plan technique, en introduisant la méthode du spectre de capacité. Celle-ci est devenue entre temps une référence au niveau mondial, et elle est de plus en plus utilisée pour les estimations de dommages dus aux catastrophes naturelles. Le caractère novateur de l'approche réside essentiellement dans l'utilisation des paramètres directement liés au mouvement du sol pour l'évaluation de dommages.

L'aspect le plus important reste toutefois le caractère novateur de l'approche, caractérisé par la présentation et l'utilisation de la méthode du spectre de capacité, proposée ici pour la première fois à des fins d'estimation de dommages. C'est en raison de son exhaustivité que le

modèle HAZUS représente aujourd'hui la référence internationale dans le domaine de la modélisation du risque sismique.

## **1.4. Méthode du projet européen « RISK-UE » (2003)**

### **1.4.1. Principe**

Cette méthodologie a été développée par les institutions partenaires du projet RISK-UE (AUF, BRGM, CIMNE, CLSMEE, IZIIS, UTCB, UNIGE) dans le cadre du Work Package 4 relatif à l'évaluation de la vulnérabilité du bâti courant. Ce projet avait pour but d'analyser le risque sismique à l'échelle d'une ville, et d'aboutir à la création d'une méthodologie permettant l'évaluation des risques.

Deux méthodes ont été établies pour évaluer la vulnérabilité des bâtiments :

- ❖ une méthode macrosismique, le niveau 1, reposant sur l'affectation aux bâtiments d'un indice de vulnérabilité, définissant des courbes de vulnérabilité et de fragilité,
- ❖ une méthode mécanique, le niveau 2, basée sur des analyses analytiques de la structure basée sur des modélisations dynamiques ou des modélisations simplifiées.

La méthode macrosismique (niveau 1) repose sur l'évaluation d'un indice de vulnérabilité pour un bâtiment donné, indice qui est fonction de la typologie constructive du bâtiment ainsi que de différents facteurs susceptibles de modifier son comportement. A partir de cet indice, il est possible de définir, en fonction de l'intensité macrosismique de l'EMS-98, des courbes de vulnérabilité, qui permettent d'évaluer la répartition des probabilités de dommages sur le bâtiment.

L'indice de vulnérabilité du bâtiment ( $V_I$ ) est compris entre 0 et 1. Les valeurs proches de 1 correspondent aux bâtiments les plus vulnérables.

Il s'obtient en faisant la somme de 4 termes :

- $V_I$ \* fonction de la typologie du bâtiment,
- $\Delta V_m$  représentant l'influence des différents facteurs pouvant modifier le comportement,
- $\Delta V_r$  prenant en compte le jugement de l'expert concernant les particularités régionales de la vulnérabilité pressentie lors de l'observation,
- $\Delta V_f$  prenant en compte l'incertitude du relevé de la typologie et des facteurs de vulnérabilité.

- Le terme  $\Delta V_m$  est évalué en sommant les coefficients associés à chaque facteur de vulnérabilité observé sur le bâtiment. Les facteurs de vulnérabilité sont recensés suivant une fiche de relevé. Deux fiches de relevé existent, l'une pour les bâtiments en béton armé, acier

et bois et l'autre pour les bâtiments en maçonnerie. Ce recensement nécessite un simple examen visuel extérieur.

- Le terme  $\Delta V_r$  est laissé à l'appréciation de l'enquêteur.
- Le terme  $\Delta V_f$  peut prendre deux valeurs suivant que les facteurs de vulnérabilité ont été relevés ou non.

Cet indice de vulnérabilité peut être établi pour un bâtiment ou pour un ensemble de bâtiment. A cet indice de vulnérabilité est associée une incertitude. En effet la matrice de typologie de bâtiment propose pour chaque typologie spécifique le terme  $VI^*$  (indice de vulnérabilité le plus probable) et les termes  $[VI^- ; VI^+]$  (limites de l'intervalle plausible de  $VI$ ) et  $[VI_{min} ; VI_{max}]$  (limites inférieure et supérieure des valeurs possibles de  $VI$ ). En sommant ces valeurs limites de  $VI^*$  aux autres termes ( $\Delta V_m ; \Delta V_r ; \Delta V_f$ ), il est possible d'obtenir une marge d'erreur de l'indice global de vulnérabilité.

A partir de cet indice a lieu l'évaluation de la répartition des probabilités de dommages sur le bâtiment en établissant des courbes de vulnérabilité puis des courbes de fragilité. Les courbes de vulnérabilité exprimant le taux de dommage moyen, sont établies en fonction de l'intensité macrosismique  $I$  de l'EMS 98 et de l'indice  $V_i$ .

L'utilisation par la suite d'une loi de distribution de dommages permet de passer du taux de dommage aux degrés de dommage EMS 98 nécessaire pour établir les courbes de fragilité. Les courbes de fragilité sont définies pour un degré de dommage EMS-98  $D_k$  donné. Elles fournissent, en fonction de l'intensité macrosismique, la probabilité d'atteindre ou de dépasser ce degré  $D_k$ .

**Cette méthode a été appliquée sur la ville de Nice par le BRGM le Bureau de Recherches Géologiques et Minières.**

#### **1.4.2. Champ d'application de la méthode RISK-UE**

Cette méthode s'applique aussi bien à un bâtiment pris isolément qu'à un groupe de bâtiments. Pour un groupe de bâtiments, le terme  $VI^* = \sum_t q_t VI^*$  où  $q_t$  est le pourcentage de bâtiment appartenant à une catégorie spécifique. On obtient de la même manière les termes  $\Delta V_m, \Delta V_r$ .

Elle est utilisable pour tous les types de bâtiment : maçonnerie, béton armé, structure métallique, structure bois.

### **1.4.3. Données et compétences nécessaires**

- **Données nécessaires**

Les fiches de relevé des facteurs de vulnérabilité étant très sommaires, un simple examen visuel extérieur suffit.

- **Compétences à mobiliser**

Pour établir la fiche de relevé, peu de connaissances en bâtiment sont nécessaires. Une des difficultés est de déterminer la typologie du bâtiment et de connaître la signification de certains termes spécifiques (« poteaux courts » ; « transparence »). Certains critères restent cependant d'accès problématique comme par exemple l'efficacité de la connexion entre éléments horizontaux et verticaux pour des bâtiments en maçonnerie.

Cette partie de la méthode pourrait donc être mise en œuvre par un technicien généraliste après une formation.

Un autre problème consiste à établir le terme  $\Delta V_r$  dont la valeur sert à ajuster l'indice de vulnérabilité obtenu, en fonction de l'appréciation de l'enquêteur. Celui-ci doit donc avoir des compétences dans le domaine de la conception parasismique. Cette partie de la méthode devra finalement être mise en œuvre par un **technicien spécialisé en génie parasismique**.

L'évaluation de la répartition des probabilités de dommage sur le bâtiment est une partie rapide et facile puisque l'ensemble des courbes de vulnérabilité et de fragilité possibles peut être programmé sur un outil de type tableur. Cette étape de la méthode **est donc réalisable par un technicien généraliste**.

### **1.4.4. Commentaires relatifs à la méthode RISK-UE**

- **AVANTAGES**

#### **A- Le type de résultats obtenus**

Cette méthode fournit 2 types de résultats :

1. **un indice de vulnérabilité** permettant de hiérarchiser la vulnérabilité de bâtiments dans le cas de l'analyse d'un groupe de bâtiments (étude à l'échelle d'une ville ou d'un quartier),
2. **une répartition des probabilités de dommages** sur le bâtiment en cas de séisme. Celle-ci fonction de l'intensité sismique considérée (échelle EMS 98).

Cette méthode a donc l'avantage de donner à la fois des critères d'aide à la décision sur les priorités d'études approfondies ou de renforcement du bâti existant (par la hiérarchisation obtenue) et une idée du comportement de chaque bâtiment en cas de séisme.

Elle a également l'avantage d'associer une incertitude à l'indice de vulnérabilité obtenu. Cette marge d'erreur permet de nuancer les résultats obtenus.

### **B- Facteurs de vulnérabilité observés**

Cette méthode est très complète du point de vue des facteurs de vulnérabilité observés. Elle ne se base pas seulement sur les caractéristiques physiques du bâtiment, elle s'intéresse également au contreventement, aux fondations, à la nature du sol, à l'état d'entretien, à la transparence et à la proximité d'ouvrages non parasismiques.

Enfin cette méthode a l'avantage, contrairement à de nombreuses autres, de pouvoir être appliquée aux bâtis des centres historiques par simple ajout de la prise en compte des bâtiments accolés. Cette modification relève de l'analyse des monuments historiques et centres anciens effectuée dans le cadre du Work Package 5 du projet RISK-UE.

#### **• INCONVENIENTS**

Cette méthode prend en compte la plupart des facteurs de vulnérabilité (état de conservation, éléments de contreventement, transparence, nature du sol...) à l'exception des éléments non structuraux, des défauts d'organisation. La vulnérabilité des réseaux et les risques présentés par les équipements intérieurs ne sont pas abordés non plus. Ces éléments ont pourtant une influence forte sur la vulnérabilité aux séismes des bâtiments notamment lorsque l'on s'intéresse aux établissements recevant du public et aux bâtiments stratégiques.

L'utilisation de cette méthode et la définition de priorités d'actions au niveau local pourront nécessiter des analyses complémentaires sur les bâtiments concernés portant notamment sur :

- Le mobilier et les équipements
- Les réseaux
- L'organisation du bâtiment.

**Cependant ces critères ne pourraient que difficilement être intégrés dans la méthode d'évaluation de la courbe de fragilité.**

## **1.5. Méthode « VULNERALP » (2005)**

### **1.5.1. PRINCIPE**

Cette méthode qualitative a été élaborée par le LCPC/LGIT (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées/ Laboratoire de Géophysique Interne et Tectonophysique de l'université Joseph Fourier-Observatoire de Grenoble) dans le cadre du projet VULNERALP et par l'AFPS (Association Française du génie Parasismique) dans le cadre du groupe de travail « Vulnérabilité du bâti existant : approche d'ensemble ».

Sur la base de l'identification, via des fiches de relevés, de critères architecturaux et constructifs, cette approche permet d'attribuer un indice de vulnérabilité global à la construction étudiée. Les pondérations de facteurs de vulnérabilité employées se basent essentiellement sur les travaux développés par le GNDT (Gruppo Nazionale Difesa dai Terremoti) italien.

L'objectif de la méthode est de définir des priorités d'analyse ou d'actions parmi un ensemble de bâtiments à l'échelle d'un quartier ou d'une ville. Elle est à ce titre qualifiée par les auteurs de « premier dégrossissage statistique ». Elle ne vise pas à définir les actions de réhabilitation proprement dites.

Il s'agit d'une méthode « à étages » ou « gigogne » permettant de mettre en œuvre différents niveaux d'analyse de plus en plus précis et impliquant une mobilisation progressive des moyens.

A l'heure actuelle, 4 niveaux d'analyse, tous compatibles entre eux, ont été développés :

- **Le premier niveau**, le plus rudimentaire, **appelé 0**, se base uniquement sur la typologie des bâtiments rencontrés en référence à la typologie EMS 98. Il permet un rapide screening des niveaux probables de dommages pour une typologie présente dans la ville. Ce niveau mobilise des données issues de la bibliographie, des photos aériennes ou de base de données relatives au bâti (INSEE par exemple).
- **Le second niveau**, assez sommaire, **appelé 1.0**, est un questionnaire assorti d'un guide informatif qui peut être renseigné par les gestionnaires de parc eux-mêmes. Sur cette base est alors estimé un indice de vulnérabilité, assorti d'une grande marge d'incertitude. Les informations nécessaires sont d'ordre qualitatif et géométrique : matériau de construction, âge, terrain d'implantation, nombre d'étages, régularité géométrique, toiture.
- **Le troisième niveau, plus précis et appelé 1.1**, met en œuvre des fiches un peu plus détaillées renseignées par un technicien dûment formé après inspection visuelle extérieure. Les informations complémentaires ainsi obtenues permettent d'affiner l'estimation de l'indice de vulnérabilité : réduction de la marge d'incertitude.

- **Le quatrième niveau, appelé 2.0**, nécessite l'intervention d'un ingénieur spécialiste en bâtiment pour acquérir des informations sur la structure elle-même par inspection extérieure et intérieure et consultation des plans de construction. La fiche est plus détaillée que la précédente. Elle permet notamment d'identifier le système de contreventement structural mobilisable pour la résistance aux séismes, les contributions des éléments non structuraux extérieurs et intérieurs et surtout d'identifier d'éventuels défauts structuraux visibles.

L'indice de vulnérabilité global de l'ouvrage est obtenu pour chaque niveau d'analyse en agrégeant les indices de vulnérabilité partiels des facteurs de vulnérabilité étudiés, pondérés par leurs coefficients. A cet indice de vulnérabilité global variant entre 0 et 100 est associée une marge d'erreur appelée « intervalle ».

En fonction des indices de vulnérabilité globaux obtenus au niveau inférieur, il est décidé de la nécessité ou non d'appliquer, sur certains secteurs ou ensemble de bâtiments, le niveau supérieur d'analyse de la méthode Vulneralp.

A partir de l'indice de vulnérabilité global obtenu, un niveau de dommages attendu peut être déterminé. La correspondance a été définie par le GNDT.

Le niveau d'endommagement se calcule par croisement de la vulnérabilité du bâtiment et des intensités sismiques par la formule de Giovinazi et Lagomarsino :

$$\text{Endommagement} = [0,5 + 0,45 \cdot \arctan(0,55(I - 10,2) + 0,05 \cdot IV)] \quad (1.9)$$

Où : I est l'intensité macrosismique et IV l'indice de vulnérabilité

Le résultat obtenu (l'endommagement) s'exprime en degrés (échelle des dommages EMS 98), selon la correspondance suivante :

<b>Degré 1</b> (dégât léger)	Endommagement de 0 à 0,2.
<b>Degré 2</b> (dégât modéré)	Endommagement de 0,21 à 0,4.
<b>Degré 3</b> (dégât important)	Endommagement de 0,41 à 0,6.
<b>Degré 4</b> (dégât très important)	Endommagement de 0,61 à 0,8.
<b>Degré 5</b> (dégât destruction)	Endommagement de 0,81 à 1.

Les principes de cette méthode ont été appliqués au sein du projet Vulneralp à Grenoble, du programme européen RISK-UE et du projet GEMGEP à Nice.

### **1.5.2. Champ d'application**

Cette méthode a été établie pour être mise en œuvre soit à l'échelle d'une ville soit à l'échelle d'un groupe de bâtiments (quartier ou bâtiments de classe C d'une ville par exemple).

Son application à l'échelle d'une ville a pour but de donner des éléments de vulnérabilité d'ensemble qui pourront servir lors de l'élaboration de stratégies de réduction de vulnérabilité, de plans de sauvegarde ou de scénarii de crise sismique.

A l'échelle d'un groupe de bâtiments, elle permet de hiérarchiser les bâtiments les plus sensibles en cas de séisme. Ces classements pourront servir de base pour déterminer des priorités de diagnostics complémentaires et des études de renforcement du bâti en vue d'une réduction de vulnérabilité.

Elle s'applique à toutes les typologies de bâtiments : maçonnerie, béton armé, structure métallique, bois, terre.

### **1.5.3. Données et compétences nécessaires**

- **Données nécessaires**

**Le niveau 0** mobilise des données issues de la bibliographie, des photos aériennes ou de base de données relatives au bâti.

Aucune donnée initiale n'est vraiment nécessaire pour appliquer les **niveaux 1.0 et 1.1**. Seul un examen visuel extérieur suffit. Cependant la consultation des plans et l'examen intérieur pour **le niveau 1.1** peut permettre d'affiner les réponses et donc de gagner en fiabilité d'analyse.

En revanche pour le niveau 2.0, tous les documents relatifs aux bâtiments sont utiles.

- **Compétences techniques à mobiliser**

**Aucune compétence particulière** n'est nécessaire à l'application du **niveau 0**. Il suffit seulement de répertorier les typologies.

1. Le **niveau 1.0** est très sommaire et ne demande aucune compétence en bâtiment. Il peut donc être rempli par le gestionnaire du bâtiment lui-même.
2. Le **niveau 1.1** nécessite pour sa part quelques compétences en bâtiment pour son application. Il devra donc être mis en œuvre soit par un technicien spécialiste en bâtiment, soit par un technicien généraliste formé en conséquence.

Le degré de complexité du **niveau 2.0** nécessite l'intervention d'un ingénieur spécialiste en bâtiment.

#### **1.5.4. Commentaires relatifs à la méthode VULNERALP**

- **AVANTAGES**

- Concernant les niveaux 1.0 et 1.1, la méthode Vulneralp présente l'avantage d'être simple et rapide. Elle ne requiert pas un niveau de compétence très élevé : un technicien spécialisé en bâtiment suffit. De plus les données nécessaires sont peu exigeantes : un simple examen extérieur est nécessaire pour le niveau 1.1.
- La fiche de relevé est très claire et facile d'utilisation. Des schémas explicatifs des facteurs de vulnérabilité sont donnés pour aider à leur identification. Un guide informatif annexe est associé au niveau 1.0. Ce guide est très utile puisqu'il permet d'apporter aux techniciens une première approche de l'influence de chaque facteur sur le comportement des constructions en cas de séisme.
- Elle constitue un premier pas vers une sensibilisation directe au risque sismique et une responsabilisation des acteurs locaux face à la gestion de ce risque.
- Cette méthode en proposant 4 niveaux d'analyse de précision progressive permet d'affiner l'évaluation au fur et à mesure en fonction des résultats obtenus (zones ou types de bâtiments prioritaires identifiés par exemple) et des moyens pouvant être mobilisés progressivement.
- Le coût raisonnable des niveaux 1.0 et 1.1 permet d'initier facilement une première estimation de la vulnérabilité sur un territoire exposé.

- **INCONVENIENTS**

- La marge d'erreur relative à l'indice global de vulnérabilité est souvent importante. Par exemple un bâtiment avec un indice moyen de 48 suite à l'application de la méthode de niveau 1.1, a une marge d'erreur comprise entre 31 et 64 soit un degré 1 de dommage pour un séisme d'intensité VI dans le premier cas (dégâts légers) et un degré 3 dans le second (dégâts importants).
- En utilisant cette méthode il est important de toujours garder à l'esprit son caractère très approximatif pour pouvoir nuancer l'interprétation des résultats obtenus.

## **1.6. Conclusion**

A ce jour, il n'existe pas de méthode de référence nationale ou de norme concernant les approches qualitatives de la vulnérabilité au séisme des constructions. Pourtant, plusieurs méthodes ont été développées au niveau international. Si la majorité de ces approches appartiennent au domaine de la recherche et peuvent être qualifiées d'expérimentales, l'usage de certaines d'entre elles pour la conduite d'étude opérationnelle est en expansion. Cette situation résulte d'un besoin local fort d'outils permettant de hiérarchiser des ensembles de constructions en vue de la définition d'orientations opérationnelles et de priorités d'actions. Pour ces utilisateurs d'approches sommaires de vulnérabilité, il ne s'agit pas de qualifier précisément la vulnérabilité physique des bâtiments mais de hiérarchiser les priorités sur la base de l'estimation d'un niveau présumé de vulnérabilité.

D'une façon générale et quelle que soit la méthode sélectionnée, il est fondamental de garder à l'esprit que les résultats de ces approches sommaires sont à utiliser avec précaution. En ce sens, si les relevés ne nécessitent souvent pas un niveau d'expertise poussé, l'interprétation des résultats doit être confiée à des personnes expérimentées.

L'analyse de ces méthodes disponibles au niveau et international montre qu'il n'existe pas de méthode idéale. Ces approches ont toutes un principe général commun, à savoir l'identification de la typologie constructive et de facteurs de vulnérabilité permettant d'estimer un niveau global de vulnérabilité présumée. Cependant, leurs fondements scientifiques, leur niveau de validation opérationnelle, leur complexité, leur coût etc. sont variables de l'une à l'autre. Le choix d'une méthode plutôt qu'une autre est donc dépendant des objectifs de la démarche que l'on souhaite engager et des moyens à disposition.

---

- Chapitre 2 -

Méthode Pushover pour l'analyse de la  
vulnérabilité sismique à l'échelle du bâtiment

---

## **2.1 Introduction**

La vulnérabilité sismique des bâtiments peut être évaluée pour un ensemble de structures par des méthodes d'évaluation à l'échelle urbaine décrites dans le deuxième chapitre. Ces méthodes qualitatives basées sur une simple expertise visuelle des bâtiments peuvent entraîner des incertitudes sur l'évaluation, par contre, le recours à des méthodes quantitatives est une solution parfaite lors d'une évaluation de la vulnérabilité sismique d'un seul bâtiment.

A l'exception de l'analyse dynamique non linéaire qui est évidemment la plus complète mais couteuse en temps de calcul, La méthode d'analyse Push-over recommandée par le règlement américain ATC40 est la méthode favorite pour l'évaluation de la performance sismique des structures par les réglementations et les importants codes des travaux de réhabilitation, parce qu'elle est conceptuellement et informatiquement simple.

Cette méthode non linéaire s'appuie sur une modélisation du comportement non linéaire des structures et sur un calcul statique équivalent de la réponse de la structure qui est représenté par une courbe reliant l'effort tranchant résultant à la base et le déplacement en tête connue sous le nom de "Courbe Push-Over". L'intersection entre la courbe Push-Over et le spectre de demande inélastique permet de déterminer le déplacement maximum de la structure. Ce point est appelé point de performance dans l'analyse des bâtiments existants.

Ce point de performance permet d'évaluer le comportement de la structure ainsi d'estimer les degrés de dommages en adoptant un modèle d'estimation des dommages, l'utilisation du point de performance déterminé par la méthode d'analyse Push-Over et à l'aide des courbes de fragilité issues de la méthodologie HAZUS permet enfin d'estimer la probabilité d'endommagement du bâtiment étudié.

On peut aussi adopter le modèle d'estimation des dommages décrit dans la méthode européenne RISK-UE dont le principe est d'utiliser les deux points représentatifs de la courbe Push-Over « Le déplacement à la limite élastique » et « Le déplacement ultime » pour la détermination des degrés des dommages de la structure étudiée.

## **2.2. Analyse statique non linéaire « Pushover »**

La méthode Push-over est une méthode d'analyse de structures qui permet d'établir la courbe de capacité d'une structure soumise à un chargement statique croissant. L'allure du chargement appliqué lors de l'analyse a pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique appelée force statique équivalente. A partir de cette charge appliquée par étape, le comportement non linéaire de la structure peut être défini. Le comportement non linéaire des éléments de la structure est en effet introduit au moyen des paramètres des rotules plastiques.

Le but essentiel de l'analyse Push-Over est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure à savoir:

- L'estimation des déformations inélastiques dans les éléments destinés à dissiper l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles tels que la zone nodale.

### **2.2.1 Hypothèses de la méthode Pushover**

Comme toute théorie et méthode de calcul, l'analyse statique non linéaire Push-Over est basée sur l'hypothèse que la réponse d'une structure à plusieurs degrés de liberté MDOF peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent (SDOF), ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant le séisme.

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

### **2.2.2. Objectif de l'analyse Pushover**

L'analyse Push-Over a pour objectif de décrire le comportement réel du bâtiment étudié et de déterminer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure.

Sachant que plusieurs caractéristiques de la réponse ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, le recours à l'analyse Push-Over est évident pour évaluer ces caractéristiques :

- ❖ Prendre en compte les effets de la dégradation de la résistance des éléments sur la performance globale de la structure ce qui permet de déterminer les zones rigides et les zones fragiles de notre structure.
- ❖ L'estimation des déformations inélastiques qui peuvent être engendrées dans certains éléments de la structure pour dissiper de l'énergie transmise à la structure par le mouvement du sol.
- ❖ La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- ❖ L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations et les efforts sont supposés être élevés.
- ❖ L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- ❖ L'estimation des déplacements inter-étages qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance et qui peuvent être dans le contrôle de l'endommagement.

### **2.2.3. Avantages, inconvénients et limites de la méthode**

En ce qui concerne le renforcement de bâtiments existants, les données précises concernant les propriétés mécaniques réelles sont parfois difficiles à obtenir et il faudra par conséquent faire des hypothèses concernant leurs valeurs, sur la base des règles en vigueur lors de la construction de l'ouvrage par exemple. Ces hypothèses seront appuyées également par des sondages et des prélèvements locaux. En plus des propriétés intrinsèques des matériaux, il faut connaître l'évolution de celles-ci au cours du temps (dégradation du béton, corrosion de l'acier, etc....).

Les lois de comportement des matériaux doivent être aussi complètes que possibles, incluant entre autres les dégradations de raideur en phase plastique et les résistances résiduelles. Cette étape est souvent délicate, d'autant que l'analyse Push-Over est sensible à ces données.

L'établissement de la courbe de capacité et l'analyse modale requièrent des moyens numériques performants. Une autre difficulté de cette méthode est qu'elle n'est pas déterministe. Elle intervient dans une étape de vérification. Son utilisation en dimensionnement se fait donc de manière itérative.

Par contre, elle permet de s'affranchir du coefficient de comportement. En comparant les courbes de capacité avant et après renforcement, on peut visualiser l'influence des mesures adoptées. De plus, elle permet de prendre en considération les phénomènes non linéaires comme la formation de rotules plastiques ou la fissuration du béton. Néanmoins, pour cela il faut être en mesure de déterminer les zones où ces phénomènes vont se produire ainsi que leur chronologie.

Ensuite, il faut ôter du modèle, au fur et à mesure, les éléments ayant subi une rupture et qui ne conservent pas de rigidité résiduelle. Il faut alors s'assurer que cette opération ne remet pas en cause le comportement dynamique du modèle. Des algorithmes ont été développés pour déterminer la courbe de capacité et son modèle bilinéaire dans le cas de portiques en béton par exemple.

La méthode Push-Over est facilement réalisée en utilisant certains logiciels de calcul de structure (par exemple : Robot millenium, SAP, ETABS). Comme le met en évidence le règlement américain, il s'agit d'une méthode statique.

Il faut donc s'assurer de la bonne représentativité des efforts statiques équivalents par rapport aux efforts dynamiques. De plus comme les autres méthodes statiques, La méthode Push-Over ne permet pas de tenir compte directement des effets du second ordre liés au caractère dynamique de la sollicitation sismique, ni des dissipations d'énergie par hystérésis ou de la fatigue. La méthode Push-Over donne des résultats satisfaisants lorsque le comportement de l'ouvrage est essentiellement régi par le mode fondamental. Par contre, là où la contribution des modes supérieurs est non négligeable, il convient de faire une analyse dynamique linéaire pour vérifier leurs contributions.

## 2.2.4. Etapes de l'analyse Pushover

Les résultats de l'analyse Push-Over est une courbe de « Capacité » et le « point de performance » de la structure. La courbe de Capacité qui donne une relation graphique entre l'effort tranchant à la base (V) et le déplacement de contrôle (d), qui, en général, pour un bâtiment, est choisi comme étant le déplacement du toit du bâtiment.

Pour réaliser une analyse Push-Over, les trois étapes suivantes sont à suivre.

### 2.2.4.1. Construction de la courbe de capacité

La construction de la courbe de capacité démarre avec l'obtention de la courbe Pushover. La courbe Push-Over est obtenue avec un chargement latéral incrémental de la structure jusqu'à ce qu'on atteigne la rupture ou un certain déplacement cible (figure 2.1). La courbe consiste en la représentation de la force latérale totale en fonction du déplacement dans un certain point de contrôle (généralement au niveau supérieur du bâtiment).

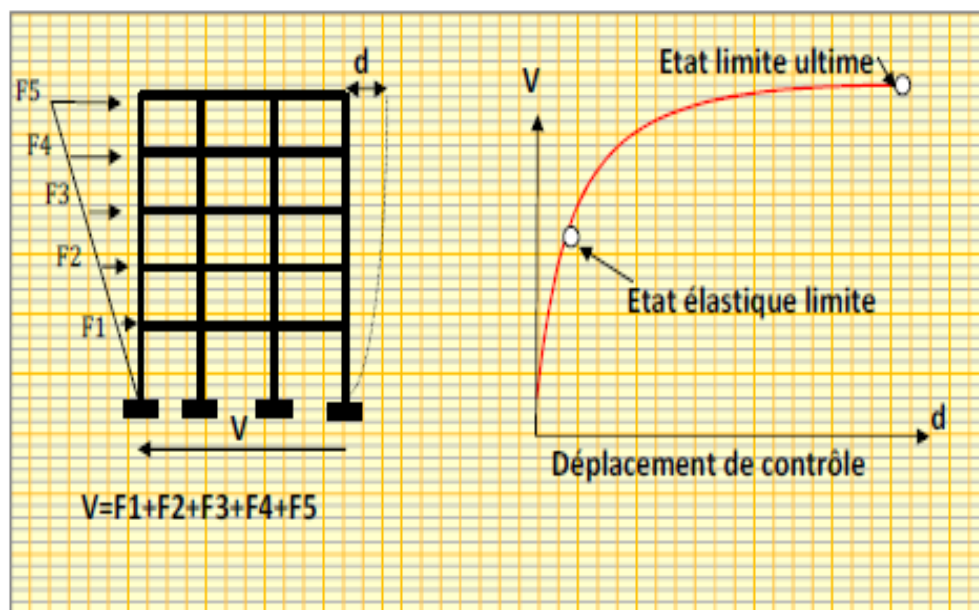


Figure 2.1 : Principe de l'analyse Pushover.

### 2.2.4.1.1. Transformation du système à plusieurs degrés de liberté à un système équivalent à un seul degré de liberté

La structure à plusieurs degrés de liberté est modélisée par un oscillateur équivalent à un seul degré de liberté.

Si on prend seulement le mode fondamental, l'expression des déplacements de la structure en fonction des déplacements modaux est donnée par l'équation :

$$\mathbf{d}_t = \Gamma_1 \boldsymbol{\phi}_1 \mathbf{D}_1(t) \quad (2.1)$$

Avec :

$\mathbf{D}_1(t)$  : déplacement au sommet à un instant  $t$ .

$\Gamma_1$  : Facteur de participation modale correspond au premier mode.

$\boldsymbol{\phi}_1$  : Amplitude du premier mode de vibration au sommet.

Pour un instant donné, la relation entre déplacement au sommet  $\mathbf{d}_t$  et le déplacement correspondant au premier mode du système équivalent  $\mathbf{d}^*$  est :

$$\mathbf{d}^* = \frac{\mathbf{d}_t}{\Gamma} \quad (2.2)$$

Ce qui permet de relier les déplacements du point de contrôle de la courbe Push-Over ( $\mathbf{d}_t$ ) aux déplacements correspondant à un seul degré de liberté ( $\mathbf{d}^*$ ).

La relation entre l'effort tranchant à la base de la structure et l'accélération correspondante du système équivalent à un seul degré de liberté est exprimée par :

$$\mathbf{F}^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (2.3)$$

Tel que :  $V = p \{\boldsymbol{\phi}\}^T \mathbf{M}\{\mathbf{I}\} = p \sum_{i=1}^N m_i \phi_i$  ; l'effort tranchant à la base du système à plusieurs degrés de liberté,  $\mathbf{F}^*$  : la force équivalente du système à un seul degré de liberté.

La constante  $\Gamma$  est le 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 :

$$\Gamma = \frac{\boldsymbol{\phi}^T \mathbf{M}_t}{\boldsymbol{\phi}^T \mathbf{M}_\phi} = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (2.4)$$

La courbe traduisant le comportement du système équivalent à un seul degré de liberté est tracée en portant en abscisse le déplacement au sommet  $d^*$ , et en ordonnée la force  $F^*$  du système équivalent. (Figure 2.2).

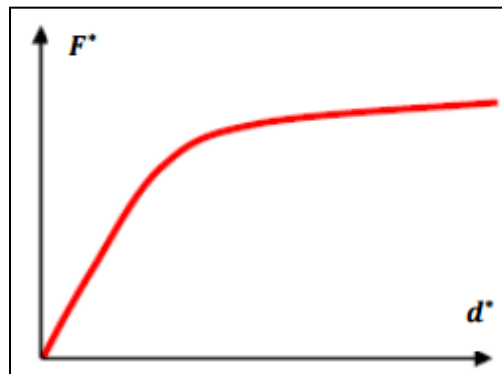


Figure 2.2 : Courbe de capacité du système équivalent à 1 seul ddl.

### 2.2.4.1.2. Idéalisisation bilinéaire de la courbe de capacité

L'effort  $F_y^*$ , qui représente également la résistance ultime du système idéalisé, est égal à l'effort tranchant à la base à la formation du mécanisme plastique.

La rigidité initiale du système idéalisé est déterminée de telle sorte que les zones situées sous les courbes force-déformation réelle et idéalisée soient égales. (Figure 2.3)

Sur la base de cette hypothèse, le déplacement à la limite d'élasticité du système équivalent à un seul degré de liberté  $d_y^*$ , est donnée par :

$$d_y^* = 2 \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (2.5)$$

Où :  $E_m^*$  est l'énergie de déformation réelle jusqu'à la formation du mécanisme plastique.

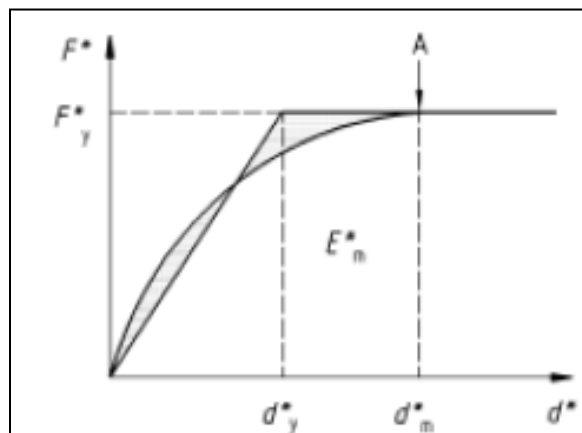


Figure 2.3. Idéalisisation bilinéaire de la courbe de capacité

### 2.2.4.1.3. Détermination de la période du système équivalent

La période  $T^*$  du système équivalent à un seul degré de liberté idéalisé est donnée par :

$$T^* = 2\pi \sqrt{\left(\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}\right)} \quad (2.6)$$

### 2.2.4.1.4. Détermination du point de performance

A partir de courbe de capacité, il devient alors intéressant de comparer celle-ci avec la sollicitation d'un séisme, pour considérer la demande de ce dernier, on intercepte les deux spectres « spectre de capacité » et le « spectre de demande » qui devraient avoir les mêmes unités.

Pour ce faire, on est obligé de convertir les unités de la capacité comme suit:

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

Afin de déterminer le point de performance de la structure, deux approches principales sont proposées, l'une basée sur l'amortissement, décrite dans le règlement américain ATC40, et la deuxième basée sur la ductilité, présentée dans l'Eurocode 8.

Nous présentons dans ce chapitre l'approche décrite dans l'Eurocode 8. Une approche qui permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux. Définie par Fajfar en 1998.

La première étape de cette procédure est de réduire le spectre de réponse élastique en un spectre inélastique après avoir transformé ce dernier au format accélération-déplacement.

### 2.2.4.1.4.1. Transformation du spectre élastique au format accélération-déplacement

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

$$S_{de} = \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (2.7)$$

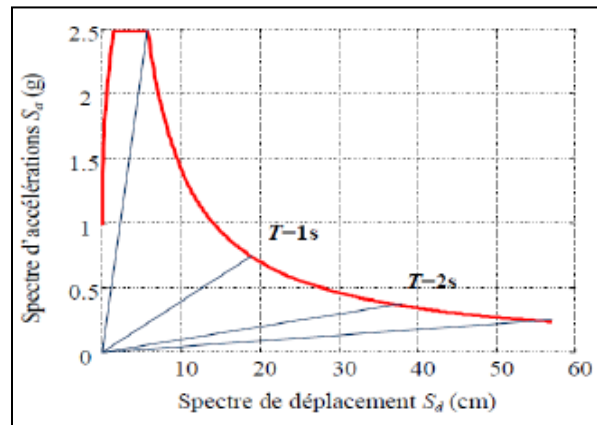


Figure 2.4. Spectre de réponse élastique en format accélération déplacement.

### 2.2.4.1.4.2. Détermination du spectre de réponse inélastique

Le spectre de réponse inélastique ( $S_a - S_d$ ) est obtenu à partir du spectre de réponse élastique en utilisant les équations suivantes

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (2.8)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (2.9)$$

Avec:

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

$R_\mu$  : Facteur de réduction dû à la ductilité de la structure.

Plusieurs propositions ont été faites pour la détermination du facteur de réduction  $R_\mu$  (Newmark et Hall ; 1982, Riddel, Hidalgo, et Cruz ; 1989), cependant la plus utilisée est celle de Vidic et Al, 1994.

- Pour les oscillateurs souples ( $T \geq T_c$ ), les systèmes élastiques et inélastiques ont approximativement le même déplacement maximal ( $S_d = S_{de}$ ) conformément au critère d'égalité des déplacements maximaux (Newmark et Hall, 1982), dans ce cas le facteur de réduction  $R$  est égal au facteur de ductilité  $\mu$ .
- Pour les oscillateurs rigides ( $T < T_c$ ), le facteur de réduction est pris égal à :

$$R = T/T_c (\mu - 1) + 1 \quad (2.10)$$

### 2.2.4.1.4.3. Détermination du déplacement du système équivalent

Le 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 du site ( $T_c$ ).

1. Si la période élastique est supérieure à la période caractéristique ( $T^* > T_c$ ), le déplacement non linéaire  $S_d$  est égal au déplacement élastique  $S_{de}$ , conformément aux critères d'égalité des déplacements dans la gamme des moyennes et longues périodes.

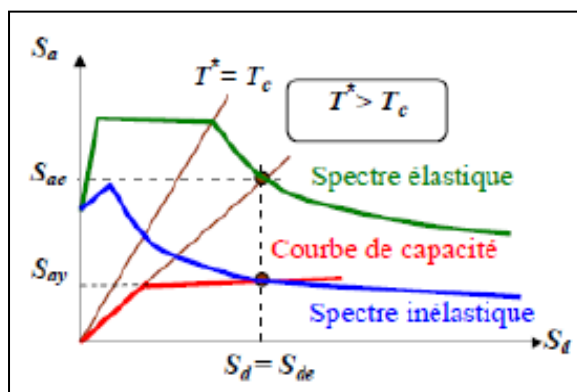


Figure 2.5 : Déplacement du système équivalent dans le cas de longues et moyennes périodes.

2. Si la période élastique est inférieure à la période caractéristique ( $T^* < T_c$ ), le déplacement non linéaire  $S_d$  est déterminé en fonction de la ductilité par la relation suivante.

$$S_d = \mu d_y^* = \left[ 1 + \frac{T_c}{T} (R - 1) \right] \frac{S_{de}}{R} \quad (2.11)$$

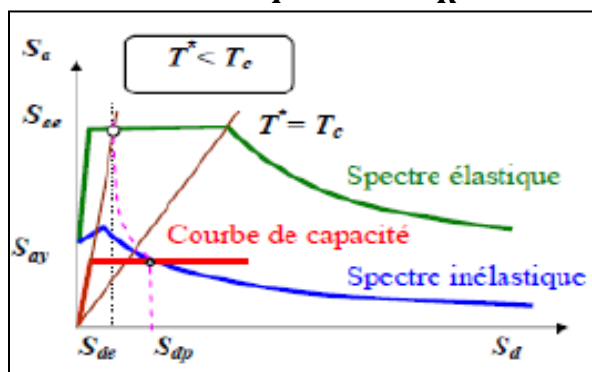


Figure 2.6 : Déplacement du système équivalent dans le cas des périodes courtes.

#### 2.2.4.1.4.4. Détermination du déplacement global de la structure

Une fois le déplacement du système équivalent obtenu, il sera transformé en déplacement maximum du système à plusieurs degrés de liberté par la relation suivante :

$$\mathbf{u}_t = \mathbf{S}_d \Gamma \quad (2.12)$$

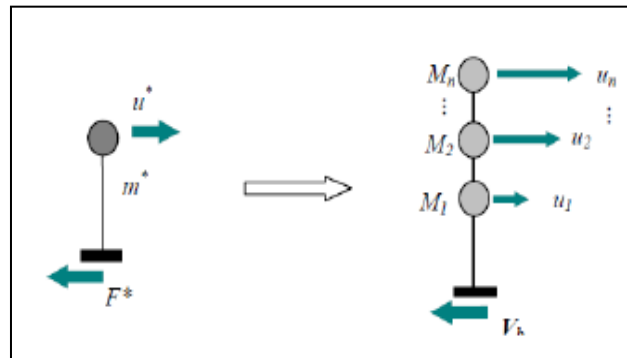


Figure 2.7 : Déplacement au sommet de la structure.

### 2.3. Présentation des modèles d'estimation des degrés de dommages

Plusieurs modèles d'estimation de dommages ont été développés dans le monde. Certains d'entre eux, à cause de leur caractère privé, ne sont pas communiqués au public, comme ceux développés par les grandes compagnies de réassurance MunichRE et SwissRE. Mais il existe d'autres modèles qui sont publics tels que HAZUS, RADIUS et RISK-UE, ainsi que d'autres modèles développés au niveau local.

Nous présentons ici deux méthodes différentes pour estimer les dommages dont la première est la méthodologie « HAZUS », la deuxième est une méthode européenne dite « RISK-UE ».

#### 2.3.1. Estimation des degrés de dommages selon la méthodologie HAZUS

Puisque la méthodologie HAZUS est déjà décrite dans le chapitre précédant, cette rubrique est consacrée seulement à la présentation de la méthode d'estimation des dommages selon le modèle de HAZUS à partir des résultats de l'analyse statique non linéaire Push-Over.

Afin de calculer la probabilité d'endommagement associée à différents niveaux de dégâts, des courbes de fragilité (ou d'endommagement) sont utilisées. Ces courbes sont des relations issues de HAZUS, développées essentiellement sur la base d'extrapolations des données liées aux dommages observés, sur dires d'experts ainsi que sur des tests de laboratoire. A partir des coordonnées du point de demande, nous allons obtenir la probabilité d'endommagement d'un type de bâtiments donné, en fonction de plusieurs niveaux de dommages.

La probabilité du dommage qui correspond à un déplacement ( $S_d$ ) par rapport à un niveau de dommage ( $N_d$ ) est calculée par la formule suivante :

$$P[N_d / S_d] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{N_d}} \ln \left( \frac{S_d}{\overline{S_{d,N_d}}} \right) \right] \quad (2.13)$$

$\overline{S_{d,N_d}}$ , est la valeur moyenne du déplacement pour le niveau d'endommagement ( $N_d$ ).

$\beta_{N_d}$  est l'écart type du déplacement pour le niveau d'endommagement  $N_d$ .

$\Phi$  est la loi de distribution normale standard.

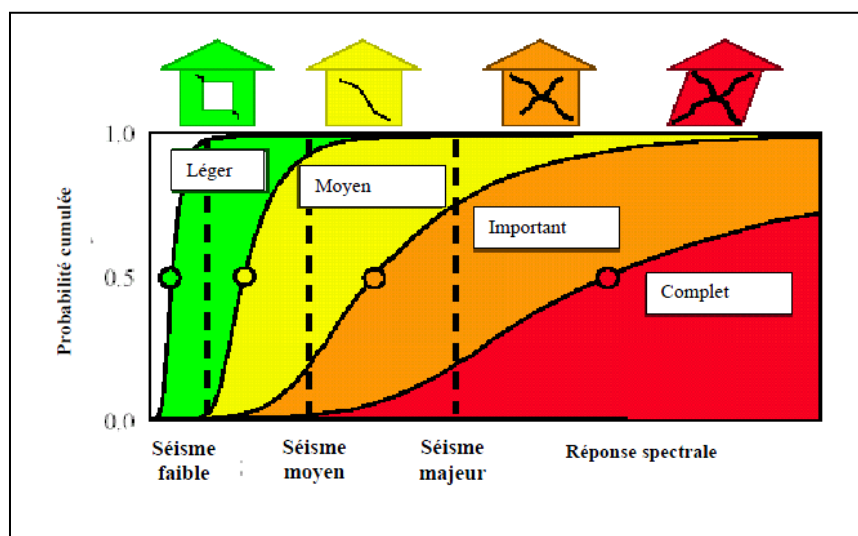


Figure 2.8 : Description d'une courbe de fragilité.

Ces courbes accompagnées d'inventaires de bâti, permettent une quantification des dommages subis pour un événement sismique, ce qui facilite la prise de décision selon les intérêts de chaque partie prenante. HAZUS, permet l'évaluation des dommages indirects tels que les incendies ou les inondations par rupture de barrages etc., ou l'évaluation des dommages sociaux directs ainsi que les pertes directes et indirectes.

Les paramètres de la courbe de fragilité présentés dans le tableau ci-dessous correspondent aux bâtiments en béton armé,

Tableau 2.1 : Paramètres de calcul pour les courbes de fragilité (HAZUS).

Spectral Displacement							
Slight		Moderate		Extensive		Complete	
$S_{d,ds}$ [cm]	$\beta$ [-]	$S_{d,ds}$ [cm]	$\beta$ [-]	$S_{d,ds}$ [cm]	$\beta$ [-]	$S_{d,ds}$ [cm]	$\beta$ [-]
3.8	0.68	7.6	0.67	22.9	0.68	61	0.81

Enfin, en utilisant les paramètres du tableau 1, et l'équation (2.13) qui détermine les probabilités des courbes de fragilité. Les probabilités associées aux quatre états d'endommagement sont déterminées pour les points de performance déterminés par la méthode Pushover. (Voir figure 2.9).

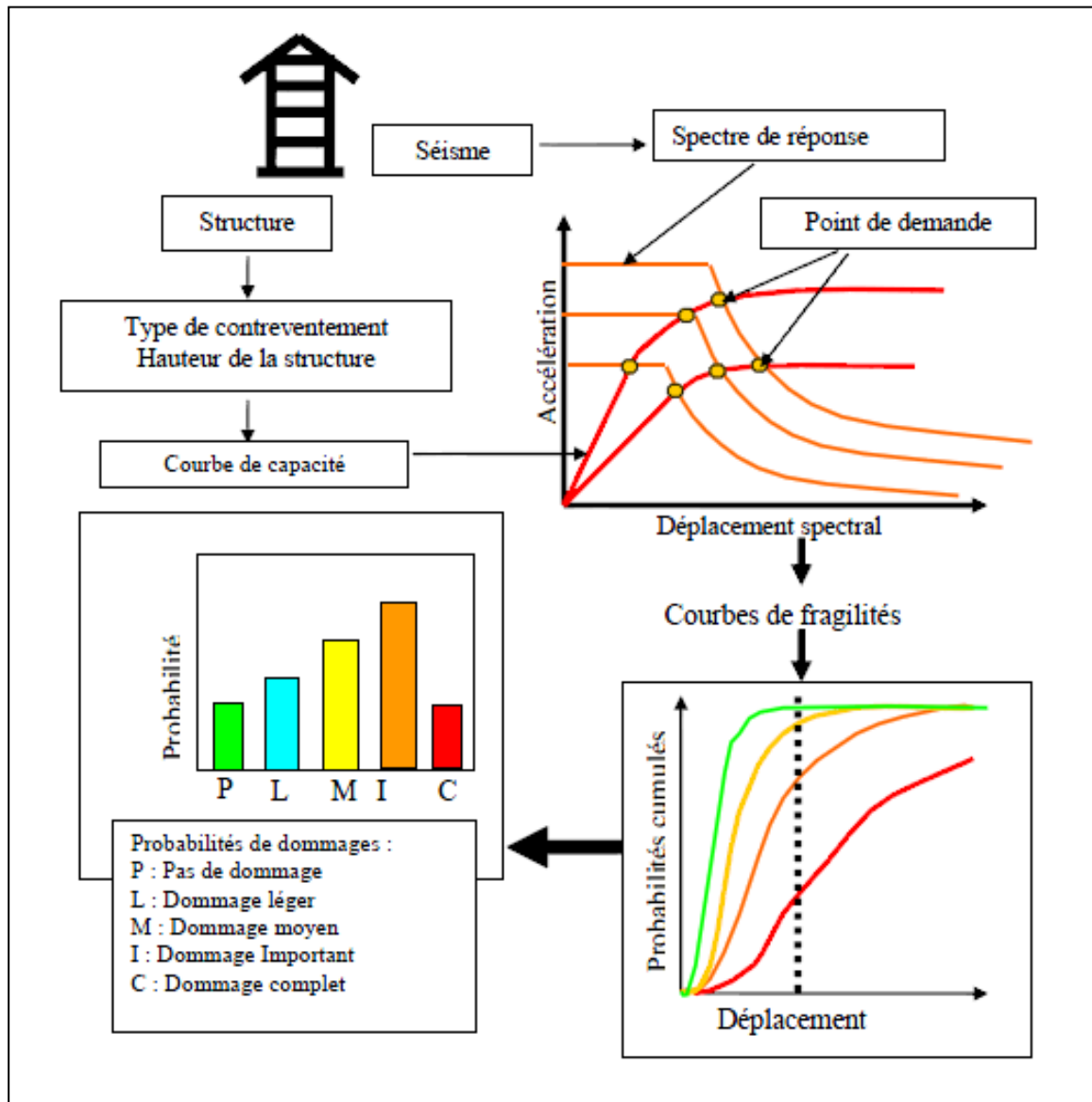


Figure 2.9 : Schéma analytique des procédures du model d'estimation des dommages selon HAZUS.

### 2.3.2. Estimation des degrés de dommages suivant la méthodologie Risk-UE

L'un des paramètres représentatif de l'évolution des degrés de dégâts dans une structure est le degré de dommages. Cet indice étant normalisé et discrétisé en une série partant de DG1 à DG5, Le DG1, correspond au niveau élastique du bâtiment. Il nous renseigne sur le niveau de conception et de dimensionnement initial du bâtiment. En fait, il caractérise, à la limite, un endommagement superficiel et non structurel. Le DG2, représente un niveau de dégât contrôlé. La stabilité du bâtiment est assurée, mais des dommages structuraux mineurs se sont développés. Le DG3 et DG4, représentent des niveaux d'endommagements avancés pour lequel la stabilité est assurée dans une certaine mesure et la sécurité d'une partie de l'édifice limitée. Le DG5, représente la limite au delà de laquelle le bâtiment perd sa capacité portante et sa stabilité, autrement dit l'effondrement du bâtiment.

**Tableau 2.2** ; Critère d'endommagement en fonction du déplacement maximal au sommet selon Risk-UE

Degré de dégâts DG	Définition	Indice d'endommagement en déplacements limites au sommet
0	Aucun dégât	$\Delta < 0.7\Delta_y$
1	Faible endommagement	$0.7\Delta_y < \Delta < 0.7\Delta_y + 0.05(0.90\Delta_u - 0.70\Delta_y)$
2	Endommagement modéré	$0.7\Delta_y + 0.05(0.90\Delta_u - 0.70\Delta_y) < \Delta < 0.7\Delta_y + 0.20(0.90\Delta_u - 0.70\Delta_y)$
3	Dégâts importants	$0.7\Delta_y + 0.20(0.90\Delta_u - 0.70\Delta_y) < \Delta < 0.7\Delta_y + 0.50(0.90\Delta_u - 0.70\Delta_y)$
4	Effondrement	$0.7\Delta_y + 0.50(0.90\Delta_u - 0.70\Delta_y) < \Delta < 0.7\Delta_y + 1.0(0.90\Delta_u - 0.70\Delta_y)$

A partir des résultats de l'analyse statique non linéaire et en utilisant le tableau ci-dessus, on peut estimer les degrés des dommages que peut subir une structure en cas d'une secousse sismique.

---

- Chapitre 3 -

Les bâtiments historiques en maçonnerie :  
Analyse de la performance sismique

---

### **3.1. Introduction**

La maçonnerie, en architecture et en construction, est la technique pour construire un mur en pierres naturelles ou artificielles. Elle s'est développé systématiquement avec l'avènement des grandes civilisations urbaines et marque la transition des techniques de construction liées au bois. Paille, les peaux pour passer à une période plus mature de bâtiments plus durables et solides. Dans la plupart des cas, la maçonnerie est présentée comme un matériau composite, composé de pierres et de mortier, dans lequel chaque composant donne à l'ensemble sa spécificité.

Le centre historique (fig. 3-1) fournit un examen approfondi typologique classé sur la base de:

- composition (assortiment d'éléments de pierre et de mortier);
- tissage (disposition et organisation de pierres);
- techniques de construction, typiques de diverses époques;
- zone géographique.



**Figure 3.1 :** *exemple d'un centre historique construit en maçonnerie (Italie)*

La variable historique et géographique prend une grande importance, au point que le relief détaillé des structures peut fournir des informations sur la procédure de construction de la maçonnerie dans certaines zones et sa période d'utilisation. Chaque construction est différente des autres, précisément parce que c'est le résultat d'un travail artisanal d'une importance culturelle considérable.

Les anciennes structures monumentales en maçonnerie sont des structures complexes qui ne sont pas fondées sur une conception technique, qui ont subi de nombreuses transformations au cours de leur vie et qui présentent souvent un manque de connexions entre les éléments structurels. Les tremblements de terre sont la principale cause de dommages pour les anciennes structures de maçonnerie, afin de réduire leur vulnérabilité avec des interventions compatibles et légères, il est nécessaire d'avoir des modèles précis pour l'analyse sismique, capable de simuler le comportement non linéaire de la maçonnerie, et une procédure d'évaluation bien définie basée sur la performance.

Par rapport aux structures métalliques ou au béton, les prérogatives des constructions en maçonnerie peuvent être résumées comme suit:

- bonne isolation thermo-acoustique;
- excellente résistance au feu et aux agents chimiques;
- valeur esthétique;
- des coûts d'entretien très faibles;
- simplicité de construction;
- haute durabilité;
- faible coût des matériaux

### **3.2. Les bâtiments existants en maçonnerie selon la norme Italienne NTC08**

Selon la norme italienne NTC08 « Norme Technique de Construction », l'évaluation de la sécurité et la conception des interventions des bâtiments existants en maçonnerie doivent prendre en compte les aspects suivants:

- ❖ le bâtiment reflète l'état des connaissances au moment de leur construction;
- ❖ il peut y avoir des défauts inhérents à la planification et à la mise en œuvre;
- ❖ la construction peut avoir fait l'objet d'actions, même exceptionnelles, dont les effets ne sont pas complètement manifestes;
- ❖ les structures peuvent subir une dégradation et / ou des changements significatifs par rapport à la situation d'origine.

En définissant les modèles structurels, il faut prendre en compte que:

- la géométrie et les détails constructifs sont définis et leur connaissance ne dépend que de la documentation disponible et du niveau d'approfondissement des investigations cognitives ;
- la connaissance des propriétés mécaniques des matériaux n'est pas affectée par les incertitudes liées à la production et à l'installation mais seulement par l'homogénéité des matériaux eux-mêmes dans la construction, le niveau d'approfondissement des investigations et la fiabilité de celles-ci;
- les charges permanentes sont définies et leur connaissance dépend du niveau d'approfondissement sondages.

Pour l'analyse et la vérification, la norme requiert l'utilisation de facteurs de confiance FC, qui modifient les paramètres de capacité en fonction du niveau de connaissance lié à la géométrie, aux détails de construction et aux matériaux. Trois niveaux de connaissance sont définis:

- **LC1** : Niveau de connaissance limitée;
- **LC2** : Niveau de connaissance adéquate;
- **LC3** : Niveau de connaissance précise.

Le choix du niveau de connaissance est confié au concepteur sur la base de ce qu'il veut investir dans le processus cognitif de la structure. Ceci a évidemment des répercussions sur le type d'analyse qui peut être effectué (donc sur le caractère conservateur des résultats obtenus) et sur la valeur du facteur de confiance à utiliser pour réduire la résistance des matériaux (Tableau 3.1).

Le principe de base requis par la norme, quel que soit le type de structure, repose sur le fait que si le concepteur investit davantage dans la connaissance de la structure, il est possible de réduire le caractère conservateur des résultats et donc de réduire les coûts des interventions.

**Tableau 3.1 :** Niveaux de connaissance en fonction de l'information disponible et valeurs correspondantes des facteurs de confiance pour les bâtiments en maçonnerie.

Niveau de connaissance	Géométrie	Détails constructives	Propriétés des matériaux	Méthodes d'analyses	FC
LC1	Levé géométrique de la maçonnerie, plancher, voutes, escalier, identification des charges sur chaque élément de paroi, identification du type de fondation, identification des fissures et déformation.	Diagnostic in-situ limité	Diagnostic limité : - <b>Résistance</b> : valeur minimale du tableau 2. - <b>Module d'élasticité</b> : valeur moyenne de l'intervalle du tableau 2.	Toutes les méthodes	1,35
LC2			Diagnostic adéquat : - <b>Résistance</b> : valeur moyenne du tableau 2. - <b>Module d'élasticité</b> : valeur moyenne des essais ou de l'intervalle du tableau 2.		1,20
LC3		Diagnostic in-situ approfondi	Diagnostic approfondi : - <b>1<sup>er</sup> Cas</b> : disponibilité d'au moins 3 valeurs expérimentales de la résistance : - <b>Résistance</b> : valeur expérimentale moyenne. - <b>Module d'élasticité</b> : valeur moyenne des essais ou de l'intervalle du tableau 2. - <b>2<sup>ème</sup> Cas</b> : disponibilité de 2 valeurs expérimentales de la résistance : - <b>Résistance</b> : si la valeur expérimentale moyenne est comprise dans l'intervalle du tableau 2, prendre la valeur moyenne du tableau ; si la valeur expérimentale moyenne est supérieur ou inférieur à l'intervalle du tableau 2, prendre la valeur expérimentale, - <b>Module d'élasticité</b> : même valeur que LC3 1 <sup>er</sup> Cas. - <b>3<sup>ème</sup> Cas</b> : disponibilité d'une seule valeur expérimentale de la résistance : - <b>Résistance</b> : si la valeur expérimentale moyenne est comprise dans l'intervalle du tableau 2 ou supérieure, prendre valeur moyenne du tableau ; si la valeur expérimentale moyenne est inférieure à l'intervalle du tableau 2, on prend la valeur minimale du tableau, - <b>Module d'élasticité</b> : même valeur que LC3 1 <sup>er</sup> Cas.		1,00

La connaissance de la géométrie structurelle des bâtiments de maçonnerie existants provient généralement d'opérations pertinentes. Ces opérations comprennent un levé étage par étage de tous les éléments de la structure, y compris les niches, les cavités, les cheminées, géométrie des voûtes (épaisseur et profil), les planchers et le toit (type et dimension), l'identification des charges sur chaque élément et le type de fondations. La représentation des résultats de l'enquête technique est réalisée à travers des plans, façades et sections. Il est également détecté et représenté toute forme de fissure, classant éventuellement chaque lésion selon le type de mécanisme associé (décollement, rotation, glissement, déplacements hors plan, etc.), et déformations (flambement, dépressions dans les voûtes, etc.). Le but est de permettre, dans la phase de diagnostic ultérieure, l'identification de l'origine et des évolutions possibles des problèmes structurels du bâtiment.

Les détails de construction à examiner sont liés aux éléments suivants:

- a) la qualité des connexions entre les parois verticales;
- b) la qualité des connexions entre les éléments horizontaux et les murs et la présence éventuelle de bordures ou d'autres dispositifs de raccordement;
- c) existence des poutres en arc structurellement efficaces au-dessus des ouvertures;
- d) présence d'éléments, même non structurels, avec une grande vulnérabilité;
- e) type de maçonnerie (avec une face, deux ou plusieurs paramètres, avec ou sans remplissage de sac, avec ou sans connexions transversales, etc.), et ses caractéristiques de construction (exécutées en brique ou en pierre, régulières, irrégulières, etc.).

On distingue :

- **Diagnostic limitées** : Il repose sur des enquêtes visuelles réalisées par le recours, généralement, à des prélèvements des échantillons de la maçonnerie et du mortier, qui permettent d'examiner les caractéristiques surfaciques et internes et de vérifier les assemblages entre les parois orthogonales et parois-planchers.
- **Diagnostic approfondi** : les enquêtes visées au point précédent sont menées de manière extensive et systématique, avec des essais superficiels et internes pour chaque type de maçonnerie présente. Essais avec double vérin plat et les essais de caractérisation de mortier (type de liant, le type d'agrégat, le rapport liant / agrégat, etc.), et éventuellement pierres et / ou briques (caractéristiques physiques et mécaniques) permettent d'identifier le type de maçonnerie. Un test pour chaque type de maçonnerie est approprié. Des méthodes d'essais non destructifs (tests

soniques, tests sclérométriques, pénétromètres pour mortier, etc.) peuvent compléter les tests requis.

- **Diagnostic complet** : ils sont utilisés pour obtenir des informations quantitatives sur la résistance du matériau. En plus de la vérification visuelle, les tests internes et les tests visés aux points précédents, une série supplémentaire d'essais expérimentaux est réalisée, en nombre et en qualité, de manière à permettre l'évaluation des caractéristiques mécaniques de la maçonnerie. Les essais peuvent généralement comprendre des essais de compression diagonale sur des panneaux ou des essais combinés de compression et de cisaillement.

La Norme Italienne NTC08 fournit également un tableau présentant les propriétés mécaniques des matériaux les plus fréquemment rapportés dans le tableau 3.2.

**Tableau 3.2** : Valeurs de référence des paramètres mécaniques (minimum et maximum) et poids spécifique moyen pour différents types de maçonnerie.

Type de maçonnerie	$f_m$ ( $N/cm^2$ ) max-min	$\tau_0$ ( $N/cm^2$ ) max-min	E ( $N/cm^2$ ) max-min	G ( $N/cm^2$ ) max-min	W ( $KN/m^3$ )
maçonnerie en pierre désordonnée (roche, pierres erratiques et irrégulière)	100- 180	2 - 3.2	690 - 1050	230 - 350	19
Maçonnerie en pierre de taille	200- 300	3.5 – 5.1	1020 - 1440	340 - 480	20
maçonnerie avec des blocs de pierre carrés	600- 800	9 - 12	2400 – 3200	780 - 940	22
maçonnerie en briques pleines et mortier de chaux	240- 400	6 – 9.2	1200 - 1800	400 - 600	18
maçonnerie en briques semi-pleines avec mortier de ciment	500- 800	24 - 32	3500 - 5600	875-1400	15
maçonnerie en blocs de béton ou en argile expansée	150- 200	9.5–12.5	1200 - 1600	300 - 400	12
maçonnerie en blocs de béton semi pleins	300- 440	18 - 24	3400 - 3520	600 - 880	14

Avec :  $f_m$  = résistance à la compression moyenne de la maçonnerie,  $\tau_0$  = résistance moyenne au cisaillement de la maçonnerie, E = valeur moyenne du module d'élasticité G = valeur moyenne du module de cisaillement, w = poids spécifique moyen de la maçonnerie.

La vulnérabilité sismique des bâtiments existants selon NTC08 est évaluée aux états limites ultimes (SLU), qui peuvent être effectués par rapport à la condition de sauvegarde de vie (SLV) ou, alternativement, à la condition d'effondrement (SLC), et l'état limite des dommages des biens artistique (SLA). Trois niveaux d'évaluation sont identifiés correspondant aux différentes conditions dans lesquelles l'analyse de vulnérabilité sismique est effectuée :

- Evaluation de la vulnérabilité du patrimoine culturel à l'échelle territoriale par des méthodes simplifiées (LV1);
- Evaluation visant la conception d'interventions locales ou de réparation (LV2);
- évaluation visant la conception d'interventions d'amélioration sismique impliquant le comportement de l'ensemble du bâtiment (LV3).

**a) LV1 : Analyse qualitative et évaluation avec des modèles mécaniques simplifiés**

L'évaluation du risque sismique peut être réalisée en référence à des méthodes simplifiées qui permettent néanmoins d'estimer l'indice de sécurité sismique, donné par le rapport entre la période de retour  $T_{SL}$  de l'action sismique conduisant à l'état limite (SL = SLV, SLD, SLA) et la période de retour de référence correspondante  $T_{R,SL}$ . L'indice de sécurité sismique référé à SLV est particulièrement significatif:

$$I_{S,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}} \quad (3.1)$$

Une valeur  $IS > 1$  indique que le bâtiment est apte à supporter l'action sismique de référence sur le site, au contraire, si  $IS < 1$ , le bâtiment n'est pas sécurisé vis-à-vis l'action sismique.

La norme définit aussi le facteur d'accélération suivant :

$$f_{a,SLV} = \frac{a_{SLV}}{a_{g,SLV}} \quad (3.2)$$

Basé sur le rapport des accélérations de pique au sol, correspondant à la capacité et à la demande attendue sur le site, c'est un paramètre strictement mécanique, qui peut être utile pour une perception physique de la déficience en termes de résistance et, plus généralement, de capacité structurelle.

**b) LV2: évaluation sur macroéléments (mécanismes locaux d'effondrement)**

Ce niveau d'évaluation est appliqué dans les cas où des travaux de restauration sont planifiés impliquant des parties individuelles du bâtiment. L'analyse cinématique, linéaire ou non linéaire, représente l'outil généralement le plus efficace et le plus facile pour cette évaluation. Pour chaque macro-élément analysé, la comparaison entre les accélérations à l'état limite ultime avant et après l'intervention permet d'exprimer un jugement sur le degré d'amélioration atteint, soulignant l'inutilité de certaines interventions.

**c) LV3: évaluation globale de la réponse sismique du bâtiment**

Ce niveau d'évaluation considère la sécurité sismique du bâtiment dans son ensemble, c'est l'accélération du sol qui conduit à l'état limite ultime de la construction dans son ensemble ou de ses parties significatives individuelles (macroéléments). Le niveau LV3 doit être adopté dans le cas de la planification des interventions qui modifient le fonctionnement de la construction, et lorsque la restauration concerne un bâtiment stratégique afin connaître de manière fiable la sécurité de ces structures.

### **3.3. Adaptation et application de la norme Italienne NTC08**

Les normes internationales les plus connues (Eurocode8-Part 3CEN2005, ASCE / SEI 41-13 2014) adoptent l'évaluation basée sur les performances (PBA), qui considère différents niveaux de performance (PL) qui doivent être atteints en l'occurrence des niveaux de risque sismique correspondant (défini par la période de retour). La nécessité de vérifier l'atteinte de PL proches de l'effondrement structurel recommande fortement l'utilisation de modèles statiques non linéaires et de procédures basées sur le déplacement, car il n'est pas possible de s'appuyer sur des analyses linéaires utilisant l'approche du facteur de comportement.

Il convient de noter qu'une évaluation préliminaire est généralement suffisante pour le diagnostic dans de nombreuses situations critiques, telles que la détérioration matérielle ou le tassement du sol. Au contraire, l'évaluation de la vulnérabilité sismique sans l'appui des calculs est trop ambitieuse, car l'approche qualitative ne peut que suggérer le comportement sismique attendu et l'analyse historique n'est pas suffisante pour prouver la sécurité du bâtiment. Les lignes directrices italiennes pour l'évaluation sismique du patrimoine culturel (Recommandations de P.C.M. 2011) indiquent clairement qu'il est impossible d'éviter un calcul quantitatif de la sécurité structurelle, en utilisant des modèles qui sont basés sur une connaissance précise; éventuellement, les résultats peuvent être légèrement ajustés en tenant compte des évaluations qualitatives.

Le travail présenté dans ce chapitre est composé de quatre parties, nous allons appliquer sur une structure conçue entièrement en maçonnerie les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures en maçonnerie, fournies par la réglementation Italienne NTC08, une étude de premier niveau (LV1) est effectuée dans un premier lieu en adoptant un modèle mécanique simplifié, dans un second lieu, une analyse plus approfondie du deuxième niveau (LV2) est réalisée, en modélisant la structure par des portiques équivalents par l'utilisation du logiciel de calcul non linéaire 3Muri. Nous proposons aussi par la suite une méthode d'évaluation basée sur les résultats d'analyse non linéaire en adoptant deux modèles différents pour la même structure, et en fin pour tenir compte des réponses locales, l'analyse des différents mécanismes locaux est exécutée.

### 3.3.1. Description du cas d'étude

La structure objet de cette étude, est un bâtiment historique conçu entièrement en maçonnerie, en tant que caserne militaire du deuxième régiment tirailleurs algériens, est un régiment d'infanterie appartenant à l'Armée d'Afrique, qui dépendait de l'armée de terre française, en activité entre 1842 et 1962. La construction du bâtiment a été achevée en 1884 par l'armée coloniale française. En 1969, la fonction du bâtiment a changé lorsque l'enseignement supérieur a été établi dans la ville de Mostaganem, l'édifice est devenu le siège du premier Institut de technologie agricole « ITA » en Afrique qui a formé des ingénieurs africains en agronomie appliquée. Actuellement le bâtiment fait partie de la structure de la Faculté des sciences naturelles et de la vie de l'Université de Mostaganem, contenant des classes et des amphithéâtres.



**Figure 3.2 :** *Vue d'extérieur du bâtiment, à gauche photo prise en 1921, à droite une photo récente.*

La structure du bâtiment est caractérisée par une forme rectangulaire en plan (64m x 22m), et trois niveaux au-dessus du sol (3 x 4,70 m). Le plancher est réalisé par des voûtes en briques creuses placées sur des poutres en acier séparées par une distance d'un mètre. L'épaisseur des murs porteurs extérieurs est de 60cm et 40cm pour les murs internes, la structure est entièrement originale et elle n'a jamais été réhabilitée. Des caractéristiques particulières ont été observées telles que la paroi frontale dont l'architecture particulière avec de grandes ouvertures en forme d'arcs, cette caractéristique critique rend la paroi plus flexible que les autres ce qui a un impact négatif sur le comportement sismique de la structure. La distribution non symétrique des ouvertures dans différentes parois internes génère une importante excentricité géométrique qui rend la structure plus vulnérable aux actions sismiques. Pour déterminer les propriétés

mécaniques des parois en maçonnerie, des essais de vérins simples et doubles ont été réalisés pour estimer la valeur médiane du module d'élasticité, qui correspond à 1130 MPa. La résistance à la compression des briques en terre cuite a été estimée à 3,2 MPa selon le code italien NTC08 et selon l'hypothèse du niveau de connaissance de 2, un facteur de confiance égal à 1,2 a été supposé pour réduire la résistance à la compression théorique.

### **3.3.2. Evaluation de la vulnérabilité sismique par le model mécanique simplifié (LV1)**

Le principe de cette méthode est d'adopter le model mécanique de la méthode simplifiée décrite par la réglementation italienne NTC08, l'approche consistera dans un premier temps d'évaluer la résistance au cisaillement du bâtiment à l'état limite ultime  $F_{ELU}$ , et de calculer par la suite l'accélération minimale au sol  $a_{ELU}$  qui conduira à atteindre cette valeur de résistance, à partir de cette dernière on peut déduire l'indice de risque sismique  $I_S$  considéré comme le rapport entre l'accélération conduisant la structure à l'effondrement et celle de référence fournit par le règlement parasismique algérien (RPA99 / version 2003).

Les étapes à suivre (détaillées dans les paragraphes suivants) pour le calcul des paramètres susmentionnés sont résumées brièvement:

- Evaluation du niveau de connaissance et calcul du facteur de confiance FC;
- Définition de l'action sismique et calcul des paramètres du spectre de réponse;
- Calcul des paramètres mécaniques et géométriques des murs;
- L'analyse des charges sur les planchers et calcul de la masse sismique;
- Calcul de la période de vibration.
- Calcul de la résistance au cisaillement du bâtiment;
- Calcul de l'accélération du sol à l'effondrement;
- Détermination de l'indices de risque  $I_S$ .

#### **3.3.2.1. Evaluation du niveau de connaissance et détermination du facteur de confiance**

Sur la base de la norme Italienne NTC08, le facteur de confiance de notre cas d'étude a été obtenu par l'attribution des coefficients partiels ( $F_{ck}$ , avec  $k = 1, 2, 3, 4$ ), associés aux quatre catégories d'investigation et au niveau d'approfondissement atteint comme indiqué dans le tableau 3.3.

**Tableau 3.3:** Valeur des facteurs de confiance partiels.

Levé géométrique	Identification des caractéristiques historiques et constructives de la structure	propriétés mécaniques des matériaux	Nature du sol et les fondations
Levé géométrique complet : Fc1= 0.05	Restitution hypothétique des phases de construction basée sur un levé limité des éléments de construction (enquête documentaire et thématique) : Fc2= 0.06	enquêtes limitées sur les paramètres mécaniques des matériaux : Fc3= 0.06	Disponibilité des données géotechniques, enquête limitée sur le sol et les fondations : Fc4= 0.03

A partir du tableau 3.3 on obtient :

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{ck} = 1 + 0.05 + 0.06 + 0.06 + 0.03 = \mathbf{1.20} \quad (3.3)$$

### 3.3.2.2. Définition de l'action sismique

L'action sismique est représentée par le spectre de réponse défini dans le règlement parasismique Algérien « RPA99/version 2003 », c'est une courbe de réponse maximale d'accélération ( $S_a/g$ ) d'un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres  $T$ .

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (3.4)$$

**Avec :**

**A :** Coefficient d'accélération de zone.

**$\eta$  :** Facteur de correction d'amortissement.

**$\xi$  :** Pourcentage d'amortissement critique.

**R :** Coefficient de comportement de la structure.

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

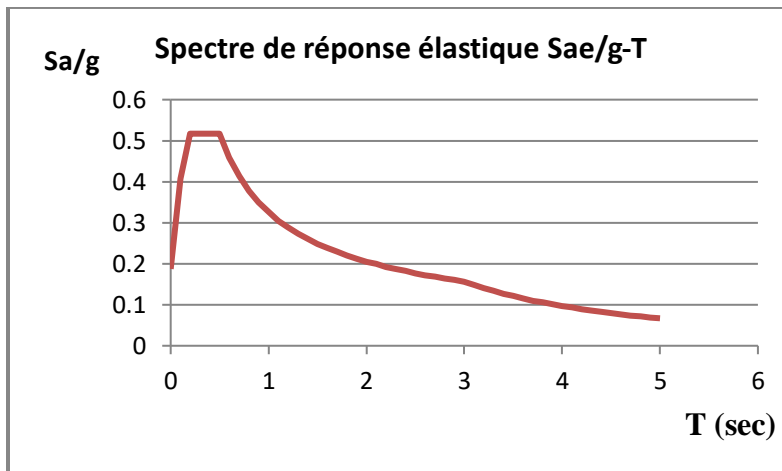
**Q:** Facteur de qualité.

Pour notre cas d'étude les valeurs caractérisant le spectre de réponse sont présentées sur le tableau suivant :

**Tableau 3.4** : Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique.

A	$\eta$	$\xi$	R	T1	T2	Q
0.20	0.881	7%	1	0.15	0.50	1.2

Le tracé du spectre de réponse élastique est illustré dans la figure 3.3.



**Figure 3.3** : Spectre de réponse élastique en format Sa-T

### 3.3.2.3. Masse sismique totale

La masse M à considérer pour l'évaluation de l'action sismique à l'état limite ultime est celle associée aux charges gravitaires :

$$M = \sum_{i=1}^N \frac{W_{Gi} + \beta W_{Qi}}{g} \quad (3.5)$$

Avec :

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure.

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. Pour notre cas on prend  $\beta = 0,40$ .

N : le nombre des étages.

Les charges permanentes et d'exploitation des planchers sont rapportées sur le tableau suivant :

**Tableau 3.5 :** Valeurs des charges permanentes et charges d'exploitation des planchers.

Niveau	Type	A	G	Q	P
-	Plancher métallique avec voutains en brique pleine	m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN
1 <sup>er</sup> étage		1321	2.62	3.50	5310.42
2 <sup>ème</sup> étage		1321	2.62	3.50	5310.42
Toiture		1352	3.20	1.00	4867.20

Le poids des parois en maçonnerie est calculé à partir du levé géométrique et la densité du matériau.

**Tableau 3.6 :** Calcul du poids propre des parois.

Paroi	L	s	h	A <sub>ouverture</sub>	A <sub>nette</sub>	γ	P
-	m	m	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN
<b>Px1</b>	64.00	0.70	14.10	452.70	449.70	22	6925.38
<b>Px2</b>	64.00	0.50	14.10	195.00	707.40	22	7781.40
<b>Px3</b>	28.20	0.50	14.10	0.00	397.62	22	4373.82
<b>Px4</b>	64.00	0.70	14.10	129.60	772.80	22	11901.12
<b>Py1</b>	22.15	0.70	14.10	41.40	270.91	22	2980.01
<b>Py2</b>	18.60	0.50	14.10	12.60	249.66	22	2746.26
<b>Py3</b>	18.60	0.50	14.10	12.60	249.66	22	2746.26
<b>Py4</b>	18.60	0.50	14.10	25.20	237.06	22	2607.66
<b>Py5</b>	18.60	0.50	14.10	12.60	249.66	22	2746.26
<b>Py6</b>	18.60	0.50	14.10	0.00	786.78	22	8654.58
<b>Py7</b>	18.60	0.50	14.10	12.60	249.66	22	2746.26
<b>Py8</b>	18.60	0.50	14.10	25.20	237.06	22	2607.66
<b>Py9</b>	18.60	0.50	14.10	12.60	249.66	22	2746.26
<b>Py10</b>	18.60	0.50	14.10	12.60	249.66	22	2746.26
<b>Py11</b>	22.15	0.70	14.10	41.40	270.91	22	2980.01

En additionnant les charges permanentes et celles d'exploitation (G+0.4Q), on obtient :

$$M = \frac{P_{total}}{g} = 8438.05 \text{ ton}$$

Avec :  $g = 9.81\text{m/s}^2$

### 3.3.2.4. Fraction de masse participante

On considère l'hypothèse de deux modes de défaillance dont le premier est uniforme et le deuxième mode est celui de l'étage souple (1<sup>er</sup> étage) :

- Mode de défaillance uniforme :

$$e^* = 0.75 + 0.25 N^{-0.75} = 0.75 + 0.25 3^{-0.75} = 0.86 \quad (3.6)$$

- Mode de défaillance par étage souple :

$$e^* = \frac{N + 1 - k}{N} = \begin{cases} 1.00 \text{ (RDC)} \\ 0.67 \text{ (étage 1)} \\ 0.33 \text{ (étage 2)} \end{cases} \quad (3.7)$$

Avec :

- N : nombre total des étages.
- K : numéro de l'étage en examen.

### 3.3.2.5. Période de vibration

La période de vibration du bâtiment est calculée à partir de la formule approximative suivante :

$$T = C . H^{3/4} = 0.05 . 14,10^{3/4} = \mathbf{0,36s} \quad (3.8)$$

Avec :

- H : hauteur totale de la structure (m) = 14,10
- C : coefficient fonction du type de construction : bâtiment en maçonnerie = 0.05

### 3.3.2.6. Résistance au cisaillement du bâtiment

En se basant sur les prescriptions de la norme NTC08, la résistance au cisaillement du bâtiment est la plus petite valeur parmi celles évaluées selon deux directions perpendiculaires, généralement choisi en fonction des axes dominants des murs porteurs, en tenant compte de la possibilité d'effondrement aux différents étages de la construction. Le modèle consiste à considérer, pour chaque direction, les murs porteurs verticaux et suppose que l'effondrement se produit lorsque la contrainte tangentielle moyenne atteint une certaine portion de la résistance au cisaillement du matériau de maçonnerie.

Considérant, à titre d'exemple, la direction générique  $k$  et un étage générique  $i$  du bâtiment:

$$F_{SLV,ki} = \frac{\mu_{ki} \cdot \xi_{ki} \cdot \zeta_k \cdot A_{ki} \cdot \tau_{di}}{\beta_{ki} \cdot \kappa_{ki}} \quad (3.9)$$

$\mu_{ki}$ : c'est un coefficient qui considère l'homogénéité de rigidité et de résistance des montants en maçonnerie, ce paramètre est évalué par la formule suivante :

$$\mu_{ki} = 1 - 0.2 \sqrt{\frac{N_{mki} \sum_j A_{ki,j}^2}{A_{ki}^2}} - 1 \geq 0,8 \quad (3.10)$$

Avec :

- $N_{mki}$  : le nombre des murs porteurs dans la direction  $k$  appartenant à l'étage  $i$ .
- $A_{ki,j}$  : l'aire du montant  $j$  dans la direction  $k$  à l'étage  $i$

Pour notre cas d'étude, dans les deux directions  $x$  et  $y$ :

**Tableau 3.7:** Calcul du coefficient  $\mu_{ki}$ .

Etage	$N_{mki}$	$\mu_{ki}$ , calculé	$\mu_{ki}$ , adopté
<b>Direction x</b>			
<b>RDC</b>	64	0,73	0,80
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	64	0,73	0,80
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	64	0,73	0,80
<b>Direction y</b>			
<b>RDC</b>	29	0,82	0,82
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	29	0,82	0,82
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	29	0,82	0,82

$\xi_{ki}$ : c'est un coefficient lié au type de rupture prévu principalement dans les montants (élément vertical) du  $i$ -ème étage suivant la direction  $k$ , il prend la valeur de 1 dans le cas d'un effondrement par cisaillement, alors qu'il peut être supposé égal à 0,8 en cas d'effondrement par contrainte combinée de compression et de flexion (montants élancés et légèrement chargé verticalement).

Dans notre cas d'étude, ce paramètre est égal à 1 dans les deux directions  $x$  et  $y$ .

$$\xi_{xi} = \xi_{yi} = 1 \quad (3.11)$$

$\zeta_k$  : c'est coefficient lié à la résistance des traverses (élément au dessus des ouvertures) suivant la direction  $k$ , ceci prend la valeur de 1 dans le cas des traverses rigides (rupture des montants verticaux), alors qu'il peut être supposé égal à 0.8 dans le cas ou les traverses sont incapable de bloquer la rotation aux extrémités des montants (traverses flexibles).

Ce paramètre est supposé égal à 1 pour notre cas d'étude.

$$\zeta_x = \zeta_y = 1 \quad (3.12)$$

$A_{ki}$  : c'est la surface résistante au cisaillement des parois du  $i$ -ème étage, dans la direction  $k$ . Les panneaux avec une inclinaison de  $\pm 45^\circ$  devraient également être considérés, en prenant une surface effective réduite par le coefficient  $\cos \alpha$ .

Le calcul des surfaces  $A_{ki}$  de notre bâtiment est reporté sur le tableau suivant :

**Tableau 3.8** : Surface résistante suivant les deux directions  $x$  et  $y$ .

Etage	$A_{xi}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{yi}$ (m <sup>2</sup> )
<b>RDC</b>	148.50	114.78
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	148.50	114.78
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	148.50	114.78

$\tau_{di}$ : c'est la valeur de calcul de la résistance au cisaillement de la maçonnerie dans les montants du  $i$ -ème étage :

$$\tau_{di} = \tau_{0d} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0i}}{1.5 \cdot \tau_{0d}}} \quad (3.13)$$

Avec :

- $\tau_{0d}$  est la valeur de calcul de la résistance au cisaillement de la maçonnerie (évaluée en tenant compte du facteur de confiance  $F_c$ ).
- $\sigma_{0i}$  est la contrainte verticale moyenne sur la surface résistante des parois à l'étage  $i$ , évalué simplement comme le rapport de la charge verticale de l'étage  $i$  sur la surface résistante au cisaillement du même étage.

Pour le cas de notre étude (une seule typologie des montants et de matériau) la valeur de la résistance au cisaillement est égale dans les deux directions  $x$  et  $y$ , on considère une valeur du

facteur de confiance  $F_c = 1.20$ , et un coefficient de sécurité pour la maçonnerie  $\gamma_M = 2$  (selon la norme NTC08).

**Tableau 3.9 :** Paramètres adoptés pour la maçonnerie.

$f_m$	$\tau_0$	$E$	$G$	$w$
$N/mm^2$	$N/mm^2$	$N/mm^2$	$N/mm^2$	$N/mm^3$
6.00	0.09	2400	780	22

**Tableau 3.10 :** Calcul de la résistance au cisaillement de la maçonnerie dans les montants.

	RDC	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> étage
$\tau_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	90.00	90.00	90.00
$\tau_{0d} = \frac{\tau_0}{\gamma_M F_c}$ (kN/m <sup>2</sup> )	37.5	37.5	37.5
$\sigma_{00}$ (kN/m <sup>2</sup> )	314.40	-	-
$\sigma_{01}$ (kN/m <sup>2</sup> )	-	209.60	-
$\sigma_{02}$ (kN/m <sup>2</sup> )	-	-	104.80
$\tau_{di}$ (kN/m <sup>2</sup> )	96.26	81.52	63.45

$\beta_{ki}$ : c'est un coefficient d'irrégularité en plan à l'étage  $i$ , associé à l'excentricité du centre de masse par rapport au centre de rigidité, et de la distance entre le centre de rigidité et la paroi plus éloignée. Pour les deux directions  $x$  et  $y$  on a :

$$\beta_{xi} = 1 + 2 \frac{e_{yi}}{d_{yi}} \leq 1,25 \quad (3.14)$$

$$\beta_{yi} = 1 + 2 \frac{e_{xi}}{d_{xi}} \leq 1,25 \quad (3.15)$$

Dans le tableau sont rapportées les valeurs de  $\beta_{xi}$  et  $\beta_{yi}$ , calculées en utilisant les données des paramètres géométriques et de rigidité des parois qui permettent de calculer le centre des masses et des rigidités.

**Tableau 3.11** : calcul des coefficients  $\beta_{xi}$  et  $\beta_{yi}$ .

	RDC	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> étage
$e_{yi}$ (m)	1.33	1.33	1.33
$d_{yi}$ (m)	64.00	64.00	64.00
$\beta_{xi}$	1.04	1.04	1.04
$e_{xi}$ (m)	0.00	0.00	0.00
$d_{xi}$ (m)	22.15	22.15	22.15
$\beta_{yi}$	1.00	1.00	1.00

$k_i$  : est le rapport entre la résultante des force sismique à l'étage  $i$  et la force sismique totale :

$$k_i = \frac{\sum_{j=i}^N j}{\sum_{j=1}^N j} \quad (3.16)$$

D'où N est le nombre des étages et i est l'étage en examen. On aura pour les deux directions :

**Tableau 3.12** : Valeurs de  $k_i$  dans les deux directions x et y.

Etage	$k_i$
RDC	1,00
1 <sup>er</sup> étage	0,83
2 <sup>ème</sup> étage	0,50

Tous les paramètres calculés pour les directions x et y dans les paragraphes précédents sont résumés dans les tableaux 3.13 et 3.14.

Tableau 3.13 : Récapitulatif de calcul de la résistance au cisaillement selon la direction x.

$\mu_{xi}$	Coefficient d'homogénéité de rigidité et de résistance des montants.	RDC	0.80
		1 <sup>er</sup> étage	0.80
		2 <sup>ème</sup> étage	0.80
$\xi_{xi}$	Coefficient de rupture des montants – rupture par cisaillement.	-	1,00
$\zeta_x$	Coefficient de résistance des traverses.	-	1,00
$A_{xi}$	Surface des murs résistante au cisaillement (m <sup>2</sup> ).	RDC	148.50
		1 <sup>er</sup> étage	148.50
		2 <sup>ème</sup> étage	148.50
$\tau_{di}$	Résistance au cisaillement de la maçonnerie dans les montants.	RDC	96.26
		1 <sup>er</sup> étage	81.52
		2 <sup>ème</sup> étage	63.45
$\beta_{xi}$	Coefficient d'irregularité en plan	RDC	1.04
		1 <sup>er</sup> étage	1.04
		2 <sup>ème</sup> étage	1.04
$k_i$	Rapport entre la résultante des force sismique de l'étage <i>i</i> et la force totale.	RDC	1,00
		1 <sup>er</sup> étage	0,83
		2 <sup>ème</sup> étage	0,50
$F_{ELU}$ (kN)	Resistance au cisaillement du bâtiment dans la direction x.	RDC	10995.85
		1 <sup>er</sup> étage	11219.39
		2 <sup>ème</sup> étage	14495.88

**Tableau 3.14** : Récapitulatif de calcul de la résistance au cisaillement selon la direction y.

$\mu_{yi}$	Coefficient d'homogénéité de rigidité et de résistance des montants.	RDC	0.82
		1 <sup>er</sup> étage	0.82
		2 <sup>ème</sup> étage	0.82
$\xi_{yi}$	Coefficient de rupture des montants – rupture par cisaillement.		1,00
$\zeta_y$	Coefficient de résistance des traverses.		1,00
$A_{yi}$	Surface des murs résistante au cisaillement (m <sup>2</sup> ).	RDC	114.78
		1 <sup>er</sup> étage	114.78
		2 <sup>ème</sup> étage	114.78
$\tau_{di}$	Résistance au cisaillement de la maçonnerie dans les montants.	RDC	96.26
		1 <sup>er</sup> étage	81.52
		2 <sup>ème</sup> étage	63.45
$\beta_{yi}$	Coefficient d'irregularité en plan	RDC	1.00
		1 <sup>er</sup> étage	1.00
		2 <sup>ème</sup> étage	1.00
$k_i$	Rapport entre la résultante des force sismique de l'étage <i>i</i> et la force totale.	RDC	1,00
		1 <sup>er</sup> étage	0,83
		2 <sup>ème</sup> étage	0,50
<b><math>F_{ELU}</math> (kN)</b>	Resistance au cisaillement du bâtiment dans la direction y.	RDC	9059.95
		1 <sup>er</sup> étage	9244.13
		2 <sup>ème</sup> étage	11943.77

**3.3.2.7. Accélération du sol à l’effondrement**

Après avoir calculé tous les paramètres ; la masse sismique et la résistance au cisaillement de chaque étage, et en référence à la condition qui conduit à l'atteinte de l'état limite ultime, il est possible d'obtenir la valeur de l'ordonnée du spectre de réponse élastique en utilisant la relation suivante :

$$S_{e,ELU} = \frac{R \cdot F_{ELU}}{e^* M} \tag{3.17}$$

D’où :

- $F_{SLV}$  : est la résistance au cisaillement du bâtiment,
- $R$  : Coefficient de comportement de la structure,
- $e^*$  : Fraction de masse participante du premier mode de vibration.
- $M$ : la masse sismique totale (G+0,4Q).

On déduit par la suite l’accélération du sol conduisant la structure à atteindre l’état limite ultime dans les deux directions x et y, en utilisant la relation suivante :

$$a_{SLV} = \frac{S_{e,ELU}(T)}{1,25 \cdot 2,5 \cdot Q}, \quad T_1 < T < T_2 \tag{3.18}$$

Pour notre cas d’étude on a :  $T_1 \leq T < T_2$

**Tableau 3.15** : Accélérations du sol à l’effondrement calculées dans la direction x.

	RDC	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> étage
<b>F<sub>ELU</sub> (kN)</b>	10995.85	11219.39	14495.88
<b>e*</b>	1,00	0,67	0,33
<b>S<sub>e,ELU</sub> (m/s<sup>2</sup>)</b>	2.93	4.46	11.71
<b>a<sub>ELU</sub> (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b><u>0.78</u></b>	1.19	3.12

On déduit l’accélération minimale du sol selon la direction x qui conduit à l’effondrement de la structure :  $a_{SLV} = 0.78 \text{ (m/s}^2\text{)}$ .

**Tableau 3.16** : Accélérations du sol à l’effondrement calculées dans la direction y.

	RDC	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> étage
<b>F<sub>ELU</sub> (kN)</b>	9059.95	9244.13	11943.77
<b>e*</b>	1,00	0,67	0,33
<b>S<sub>e, ELU</sub> (m/s<sup>2</sup>)</b>	2.41	3.68	9.65
<b>a<sub>ELU</sub> (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b>0.64</b>	0.98	2.57

L'accélération minimale du sol selon la direction y qui conduit à l'effondrement de la structure :  
 $a_{SLV} = 0.64 \text{ (m/s}^2\text{)}$ .

### 3.3.2.8. Calcul de l'indice de risque

L'indice de risque sismique dit « facteur d'accélération », défini par le rapport entre l'accélération au sol pour atteindre l'état limite ultime  $a_{ELU}$  et l'accélération de référence fournit par le règlement parasismique Algérien « RPA99/ version 2003 » :

$$I_S = \frac{a_{ELU}}{a_{g,réf}} \quad (3.19)$$

Pour notre cas d'étude, et sur la base des résultats précédents on obtient :

$$I_{S,x} = \frac{0.78}{1.96} = \mathbf{0.39}$$

$$I_{S,y} = \frac{0.64}{1.96} = \mathbf{0.33}$$

A partir du calcul des indices de risque sismique de notre structure, on déduit que cet indice est bien inférieur à 1 pour les deux directions, ce qui signifie que l'accélération au sol permettant d'atteindre l'état limite ultime est inférieur à l'accélération donnée par la réglementation Algérienne (RPA) pour la conception de ce type d'ouvrage, indiquant donc des situations qui méritent une attention. En particulier, il est nécessaire d'effectuer une évaluation plus précise et éventuellement d'intervenir dans un délai plus court.

### **3.3.3. Évaluation globale de la réponse sismique du bâtiment LV2**

L'évaluation de la vulnérabilité sismique détaillée a été réalisée afin d'acquérir une connaissance approfondie du niveau de sécurité sismique du bâtiment en question. Pour la modélisation et le calcul de la structure on a utilisé la version 11.0.1 du logiciel 3Muri, qui permet le calcul sismique et statique des structures en maçonnerie, accordé sous licence de l'Université de Pise en Italie par la société S.T.A. DATA.

#### **3.3.3.1. Modélisation de la structure**

La méthode 3MURI propose des formulations simplifiées du comportement non-linéaire du modèle « macro-éléments », optimisé avec précision pour effectuer des analyses statiques non linéaires sur des structures en maçonnerie. La méthode implémentée dans le code de calcul schématise la structure à travers des portiques équivalents constitués de macro-éléments FME (FME Frame by Macro Elements) qui permettent de mieux représenter la réponse sismique des structures en maçonnerie. Cette méthode remplace les panneaux muraux par des éléments unidimensionnels équivalents (montants verticaux et traverses horizontales), dans lesquelles se concentrent les caractéristiques de non linéarité, reliés par des zones rigides exemptes de dommages.

La distinction entre les deux différents panneaux (montants verticaux et traverses horizontales) est déterminée par la présence d'ouvertures sur le mur. Les montants sont soumis à des charges permanentes verticales et horizontales, les traverses ont pour fonction de répartir les forces horizontales sur les éléments verticaux. Les éléments précités transmettent les charges suivant les trois degrés de liberté considérés par les nœuds rigides, éléments bidimensionnels de dimensions finies.

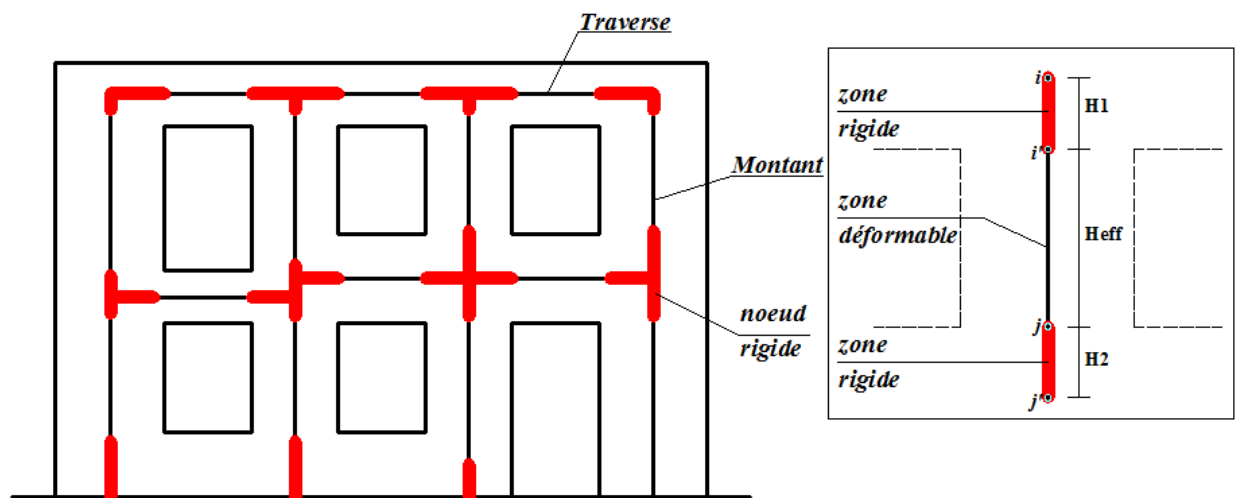


Figure 3.4 : Schématisation d'un portique équivalent avec identification des éléments déformables et rigides

Les montants et les traverses sont modélisés comme macroéléments finis bidimensionnels, à deux nœuds, identifié par une paire de coordonnées  $(x, y)$  dans le plan de la paroi. L'hypothèse de considérer les montants et les traverses comme les seuls éléments déformables provient des observations post – séisme ; à partir de ceux-ci, il a été remarqué que des motifs de fissuration, dus à des déformations non linéaires, se produisent dans la plupart des cas dans ces zones. En revanche, les nœuds rigides restent dans le domaine élastique, il en résulte donc que leur réponse est négligeable par rapport au comportement global du mur. Le modèle macro-élément adopté par le code de calcul 3MURI est celui proposé par deux chercheurs de l'Université de Gênes en 1996, (Gambarotta et Lagomarsino) qui ont créé un type particulier d'éléments finis avec un comportement non linéaire.

#### a) Macro-éléments

Le modèle formulé par Gambarotta et Lagomarsino permet d'étudier le comportement non-linéaire des panneaux en maçonnerie. En supposant une rigidité réduite et une résistance dégradable permet en fait de prendre en compte les défaillances et les fissures, il en résulte une méthode très efficace pour réaliser une analyse statique non linéaire et une analyse des charges cycliques. La construction d'un macro-élément, représentatif d'un panneau mural entier, doit permettre la formulation d'équations d'équilibre qui impliquent nombre d'inconnues réduit, tout en représentant un modèle cinématique qui décrit les mécanismes de déformation, d'endommagement et de dissipation de l'élément lui-même.

L'élément macro proposé par Gambarotta et Lagomarsino considère un panneau de largeur  $b$  et d'épaisseur  $s$  constitué de trois parties distinctes, une partie centrale et deux extrémités, caractérisé par une déformabilité différente. En particulier, en référence à la figure 3.4, les éléments d'extrémité, d'épaisseur infinitésimale  $\Delta$ , sont considérés comme infiniment rigides aux actions de cisaillement et déformables axialement; tandis que l'élément central, de hauteur  $h$ , peut être déformé tangentiellement et infiniment rigide axialement et en flexion.

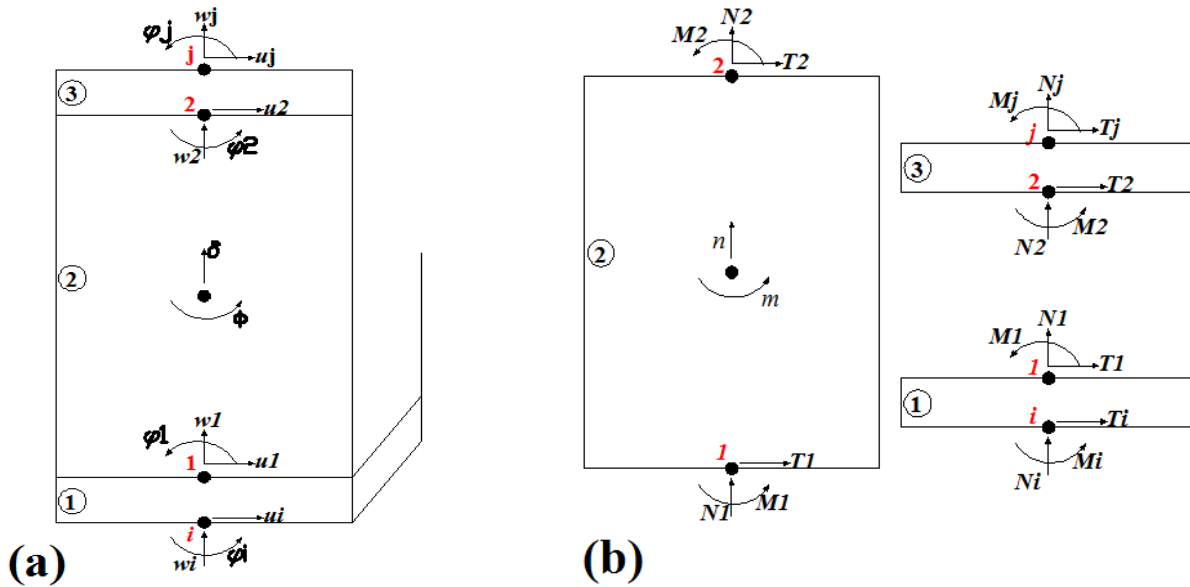


Figure 3.5 : Macro-élément. a) le modèle cinématique; b) Forces agissant sur les éléments individuels

Pour décrire le modèle cinématique complet du macroélément, il faut donc considérer les trois degrés de liberté des nœuds extrêmes  $i$  et  $j$  et ceux des nœuds d'interface 1 et 2. Grâce à l'hypothèse de rigidité introduite, il est possible de simplifier la cinématique du modèle en utilisant des équations de congruence appropriées ; en particulier, sur les éléments d'extrémité dus à la raideur de cisaillement infinie et à l'épaisseur négligeable  $\Delta$ , on peut affirmer que  $u_1 = u_i$  et  $u_2 = u_j$ , tout en raison de la rigidité axiale et de flexion infinie du corps central résulte  $w_1 = w_2 = \delta$  et  $\varphi_1 = \varphi_2 = \phi$ . Ayant indiqué avec  $u$  et  $w$  déplacements axiaux et transversaux et  $\varphi$  c'est la rotation ;  $\delta$  et  $\phi$  représentent plutôt la translation et la rotation du corps central. Le model cinématique du macroélément est donc décrit par huit composantes de déplacement: les six composantes de déplacements des nœuds d'extrémité ( $i$  et  $j$ ) et les deux variables internes  $\delta$  et  $\phi$ .

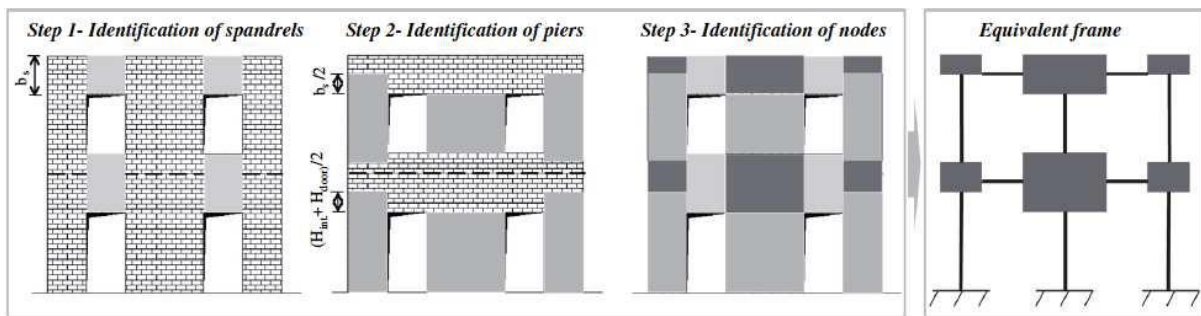
**b) Construction du portique équivalent**

Comme expliqué précédemment, les murs en maçonnerie peuvent être divisés en trois éléments élémentaires: les montants verticaux, les traverses horizontales et les nœuds rigides; chacun d'entre eux est caractérisé par sa propre géométrie et sa propre réponse en cas de sollicitation sismique.

La recherche théorique et expérimentale a montré la procédure d'assimiler les éléments (montants et traverses) à comportement d'un système d'éléments équivalents. En reliant ces éléments, nous obtenons le schéma d'un équivalent, qui représente bien le comportement des structures en maçonnerie.

La première étape pour l'idéalisation des murs de maçonnerie en portiques équivalents consiste à identifier les composants structuraux des murs, c'est-à-dire les montants et les traverses. Pour l'identification de ceux-ci, il est fait référence à une série de règles empiriques basées sur la l'observation des fissures après les événements sismiques. Ce procédé est facile à appliquer pour les murs avec une distribution régulière des ouvertures, alors que c'est plus compliqué dans le cas d'une distribution irrégulière.

Dans la figure suivante sont montrées les étapes de base pour l'idéalisation du portique équivalent d'un mur en maçonnerie caractérisé par une distribution d'ouvertures régulières: de l'identification des montants et traverses à celle des zones rigides.

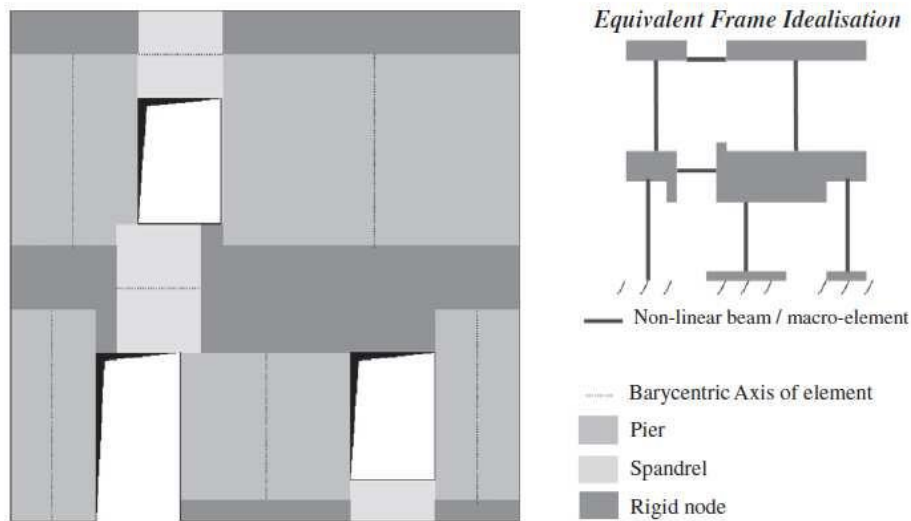


**Figure 3.6 :** Exemple d'idéalisation d'une paroi en portique équivalent dans le cas d'ouvertures régulières

La première phase consiste à identifier les traverses comme des zones de maçonnerie entre les ouvertures superposées et alignées verticalement ; la longueur et la hauteur sont supposées égales, respectivement, à la longueur et à la distance entre les ouvertures adjacentes. Dans la

deuxième phase, nous passons à l'identification des montants, comme les parties de maçonnerie définies sur les côtés des ouvertures. Dans le cas d'un montant entre deux ouvertures parfaitement régulières, la hauteur de celui-ci peut être supposée comme celle de l'ouverture adjacente. Dans le cas des montants périmétriques, la hauteur peut être supposée égale à la moyenne entre la hauteur inter-étages et la hauteur de l'ouverture adjacente, cette augmentation est due aux observations faites sur les fissures des parois en maçonnerie après un événement sismique. En particulier, il a été constaté que, à partir des angles des ouvertures adjacentes, une série de fissures inclinées apparaissent sur les montants des parois précitées. La géométrie des nœuds rigides est automatiquement définie par l'identification des éléments qui viennent d'être décrits.

Dans le cas de murs avec des ouvertures qui ne sont pas parfaitement alignées, pour définir la largeur des traverses, il est possible de choisir une valeur moyenne en fonction de la partie de maçonnerie interposé dans la zone de chevauchement des ouvertures considérées; ou en cas d'absence de chevauchement des ouvertures, il est recommandé d'omettre entièrement la présence des traverses Figure 3.7.



**Figure 3.7 :** *Idéalisation du portique équivalent d'un mur irrégulier*

**c) Loi de comportement des éléments de maçonnerie**

Afin d'obtenir une connaissance correcte du comportement des panneaux de maçonnerie, exprimé sous la forme de la loi force - déplacement, il est nécessaire de considérer les différents

modes de défaillance des panneaux eux-mêmes. A partir des observations des dommages constatés sur les murs de maçonnerie soumis à des événements sismiques, ainsi que les résultats obtenus à partir d'essais expérimentaux, il a été déduit qu'on peut associer deux comportements différents:

- comportement à la flexion : caractérisé par une rotation presque rigide du panneau à la base de la structure et par un motif de fissure formé par des fissures sous - verticales (défaillance dû au flambement);
- comportement au cisaillement : caractérisé par la défaillance à cause des fissures s'étendant depuis le centre de l'élément avec une inclinaison de 45° vers les coins, ou une défaillance par glissement en cas de fissures horizontales à la base.

Ces comportements ont été observés principalement sur les éléments verticaux « les montants », c'est pour cette raison que la recherche s'est davantage concentrée sur l'analyse du comportement de ces éléments.

Les éléments horizontaux « les traverses » sont caractérisés par un comportement différent dû aux conditions d'appuis et aux différents états de sollicitations. En particulier, en raison des faibles charges axiales auxquelles ils sont soumis, la défaillance par flexion est extrêmement rare.

Les mécanismes de défaillances mentionnés ci-dessus sont interprétés en termes de l'effort tranchant maximal induit, sur la base des hypothèses proposées par les codes réglementaires. En particulier, en évaluant l'effort normal moyen produit par les forces appliquées sur le panneau, une comparaison est faite avec le domaine de résistance (effort tranchant- effort normal) dérivé des caractéristiques mécaniques et géométriques de l'élément analysé.

La valeur de la charge axiale a donc une importance significative pour l'identification du mécanisme de défaillance. Au cours de l'analyse, en raison de l'augmentation des charges horizontales et de la plastification de la section analysée, la charge axiale prend différentes valeurs; par conséquent, lors d'une analyse non linéaire, la valeur de l'effort tranchant limite de varie pour chaque panneau. Pour cette raison, en référence aux codes réglementaires actuels, l'apparition des mécanismes de rupture est liée à l'occurrence d'un déplacement maximal  $\delta_u$ , déplacement au-delà duquel l'élément considéré perd sa résistance.

Les panneaux sont modélisés en éléments bidimensionnels décrites par les variables cinématiques et statiques suivantes:

- variables cinématiques :  $(u_i, v_i, \phi_i, u_j, v_j, \phi_j)$ .
- Variables statiques :  $(N_i, V_i, M_i, N_j, V_j, M_j)$ .

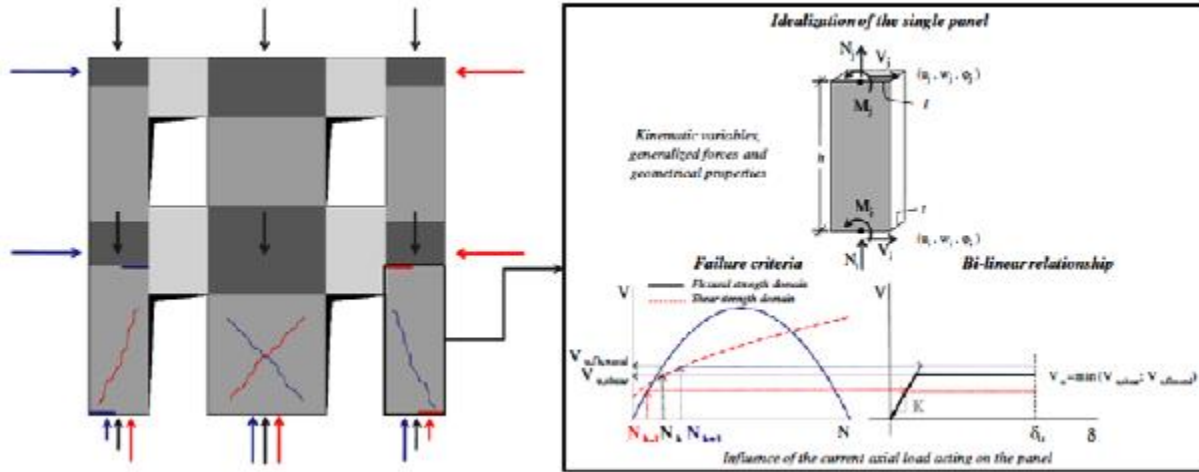


Figure 3.8 : Schéma d'idéalisation d'un panneau mural et critère de rupture

Il est important de souligner que les charges sont appliquées uniquement sur les nœuds, donc aucune charge n'agit le long de l'élément. Du point de vue de la mise en œuvre dans le programme de calcul, les caractéristiques mécaniques de l'élément sont décrites à travers la matrice de rigidité, en particulier, le comportement élastique est régi par:

$$\begin{Bmatrix} V_i \\ N_i \\ M_i \\ V_j \\ N_j \\ M_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{12EJ\eta}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & -\frac{12EJ\eta}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} \\ 0 & \frac{EA}{h} & 0 & 0 & -\frac{EA}{h} & 0 \\ -\frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ\eta(4+\psi)}{h(1+\psi)} & \frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ\eta(2-\psi)}{h(1+\psi)} \\ \frac{12EJ\eta}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & \frac{12EJ\eta}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} \\ 0 & -\frac{EA}{h} & 0 & 0 & \frac{EA}{h} & 0 \\ -\frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ\eta(2-\psi)}{h(1+\psi)} & -\frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ\eta(4+\psi)}{h(1+\psi)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ w_i \\ \phi_i \\ u_j \\ w_j \\ \phi_j \end{Bmatrix} \quad (3.20)$$

D'où  $\psi$  égal à  $1,2 \frac{E b^2}{G h^2}$  et le terme  $\eta$  est un coefficient lié à la dégradation de la rigidité afin de considérer les conditions de rupture du panneau, le comportement non linéaire est activé lorsqu'une valeur de force nodale atteint sa valeur maximale, défini comme le minimum des critères de résistance suivants: flambement, cisaillement-glisement, cisaillement-fissuration diagonale.

Les critères de résistance auxquels se réfère le programme de calcul sont ceux suggérés par la réglementation dans le cas des panneaux de maçonnerie ordinaires. Le logiciel met à jour après chaque incrément de charge la valeur de l'effort tranchant ultime en fonction de la variation des sollicitations normales dans les éléments. En ce qui concerne la résistance à la charge axiale, la capacité maximale d'un élément à résister à la compression est:

$N_u = 0,85 l t f_u$  : avec  $f_u$  est la résistance maximale à la compression,  $l$  et  $t$  sont les dimensions de la section transversale.

Voici les critères de résistance implémentés dans le logiciel:

- **Critère de résistance à la flexion composée :**

Montant : 
$$M_u = \frac{N.l}{2} \left( 1 - \frac{N}{0,85 f_u . l . t} \right) \quad (3.21)$$

Traverse : 
$$M_u = \frac{d H_{p'}}{2} \left( 1 - \frac{H_{p'}}{0,85 f_{hu} d . t} \right) \quad (3.22)$$

D'où :

- $f_u$  est la résistance maximale à la compression ;
- $l$  et  $t$  longueur et l'épaisseur du panneau ;
- $H_{p'}$  est la valeur maximale de l'effort axial entre l'effort normal agissant sur la traverse et le minimum entre la résistance effective à la traction de l'élément et  $0,4 f_{hu} . d . t$  ;
- $f_{hu}$  est la valeur limite de compression le long de la direction horizontale.

La valeur limite de la réponse par flexion composée est obtenue en supposant une loi de comportement elasto-plastique parfaite avec une ductilité limitée que ce soit à la compression ou à la traction.

- **Critère de résistance au cisaillement :**

• **Cisaillement-glisement :**

Montant : 
$$Vu = l'.t.c + \mu N \leq Vu, blocks \quad (3.23)$$

Traverse : 
$$Vu = h.t.c \quad (3.24)$$

Le critère utilisé est celui de Mohr - Coulomb, d'où :

- $l'$  : la longueur de la partie comprimée de la section transversale ;
- $\mu$  : c'est le coefficient de frottement ;
- $c$  : c'est un facteur lié à la cohésion des joints ;
- $Vu, blocks$  : la valeur limite de l'effort tranchant des blocs ;
- $h$  : la hauteur de la section transversale de la traverse.

• **Cisaillement- traction diagonale :**

Montant : 
$$Vu = l.t. \frac{1,5 \tau_0}{b} \sqrt{1 + \frac{N}{1,5 \tau_0 l t}} \quad (3.25)$$

Traverse : 
$$Vu = \frac{1}{h} (l.t.c + \mu.N) \leq Vu, blocks \quad (3.26)$$

Les montants suivent le critère de « Turnšek – Cacovic » dans lequel:

- $\tau_0$  : est la résistance au cisaillement de la maçonnerie ;
- $b$  est un coefficient lié à la distribution de l'effort tangentiel, qui prend des valeurs comprises entre 1 et 1,5 en fonction de l'élanement de l'élément.

Pour les traverses, il est fait référence au critère de Coulomb d'où  $\mu$  et  $c$  sont des coefficients de frottement et de cohésion.

La réponse à la sollicitation des éléments est lue en termes de déplacement, en particulier, la rupture de l'élément parvient lorsqu'il atteint son déplacement ultime d'où l'inégalité suivante ne sera plus valide :

$$\delta = \frac{(u_j - u_i)}{h} + \frac{(\varphi_j - \varphi_i)}{2} \leq \delta_u \quad (3.27)$$

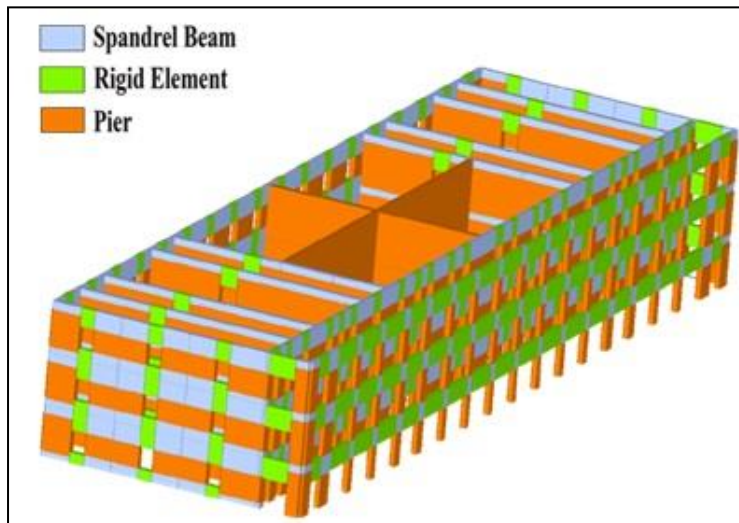
La valeur du déplacement ultime varie en fonction du mécanisme de défaillance dominant pour l'élément considéré, la réglementation italienne suggère d'utiliser les valeurs suivantes:

$$\delta_u = \begin{cases} 0,6\% H_{eff} & \text{en flexion} \\ 0,4\% H_{eff} & \text{en cisaillement} \end{cases}$$

D'où :  $H_{eff}$  est la hauteur déformable de l'élément, Si ces valeurs sont dépassées, le panneau n'est plus considéré comme capable de supporter des actions horizontales et donc sa capacité de résistance est réduite ou annulée. L'élément est remplacé par une bielle qui peut encore transmettre des forces normales jusqu'à ce que la résistance axiale maximale  $N_u$  soit dépassée.

Le logiciel permet d'effectuer l'analyse en termes de réponse globale de la structure, La phase d'analyse est divisée en deux étapes différentes: une première dans laquelle la définition automatique des portiques équivalente est effectuée et une seconde consistant en l'analyse statique et sismique.

La figure 3.9 représente la vue 3d du bâtiment après la discrétisation et l'idéalisation des éléments équivalents.



**Figure 3.9 :** Model 3d réalisé par 3Muri.

Les portiques équivalents des murs de notre structure sont illustrés dans la figure 3.10.

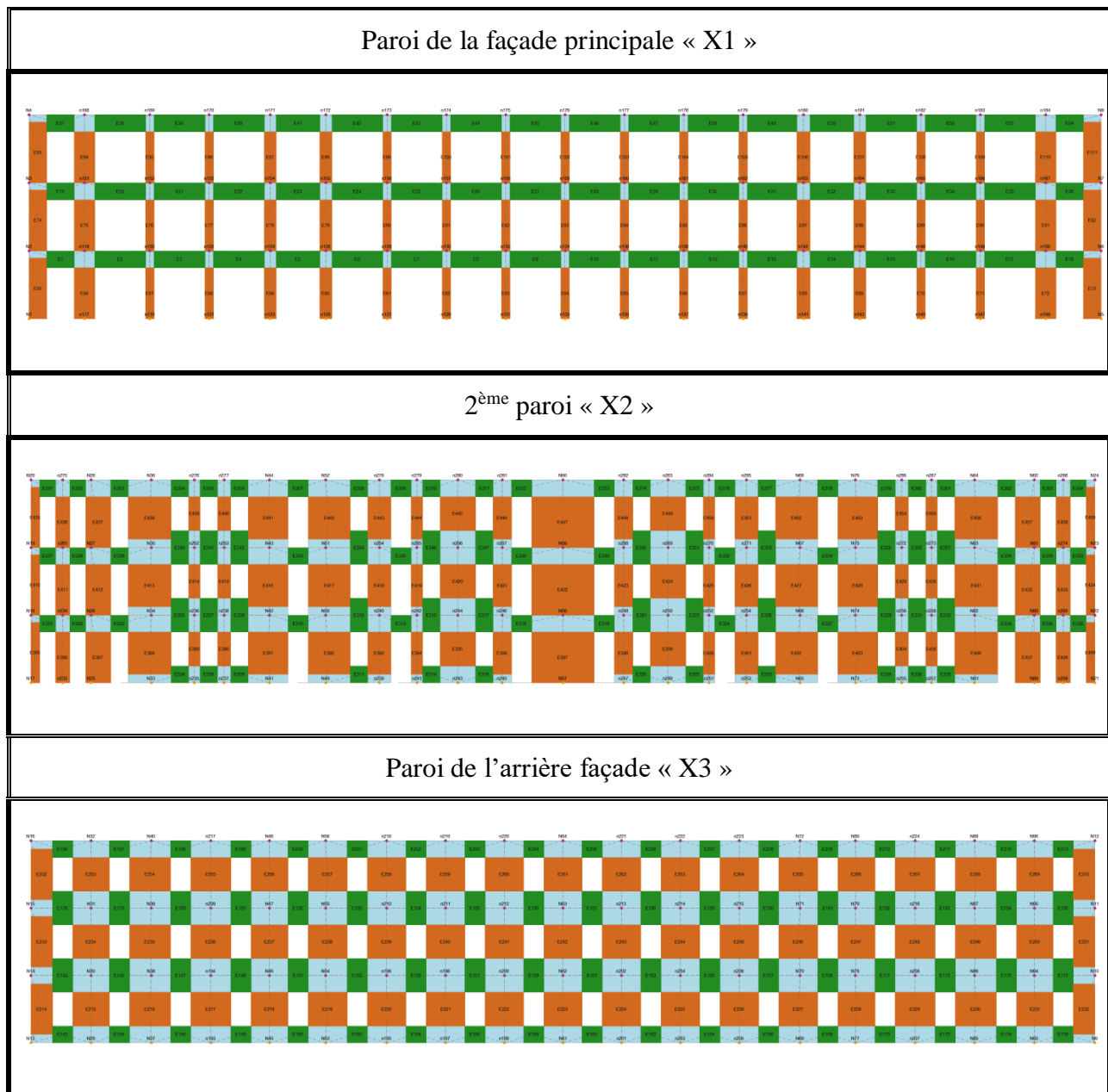


Figure 3.10 : Illustration des portiques équivalents suivant la direction x.

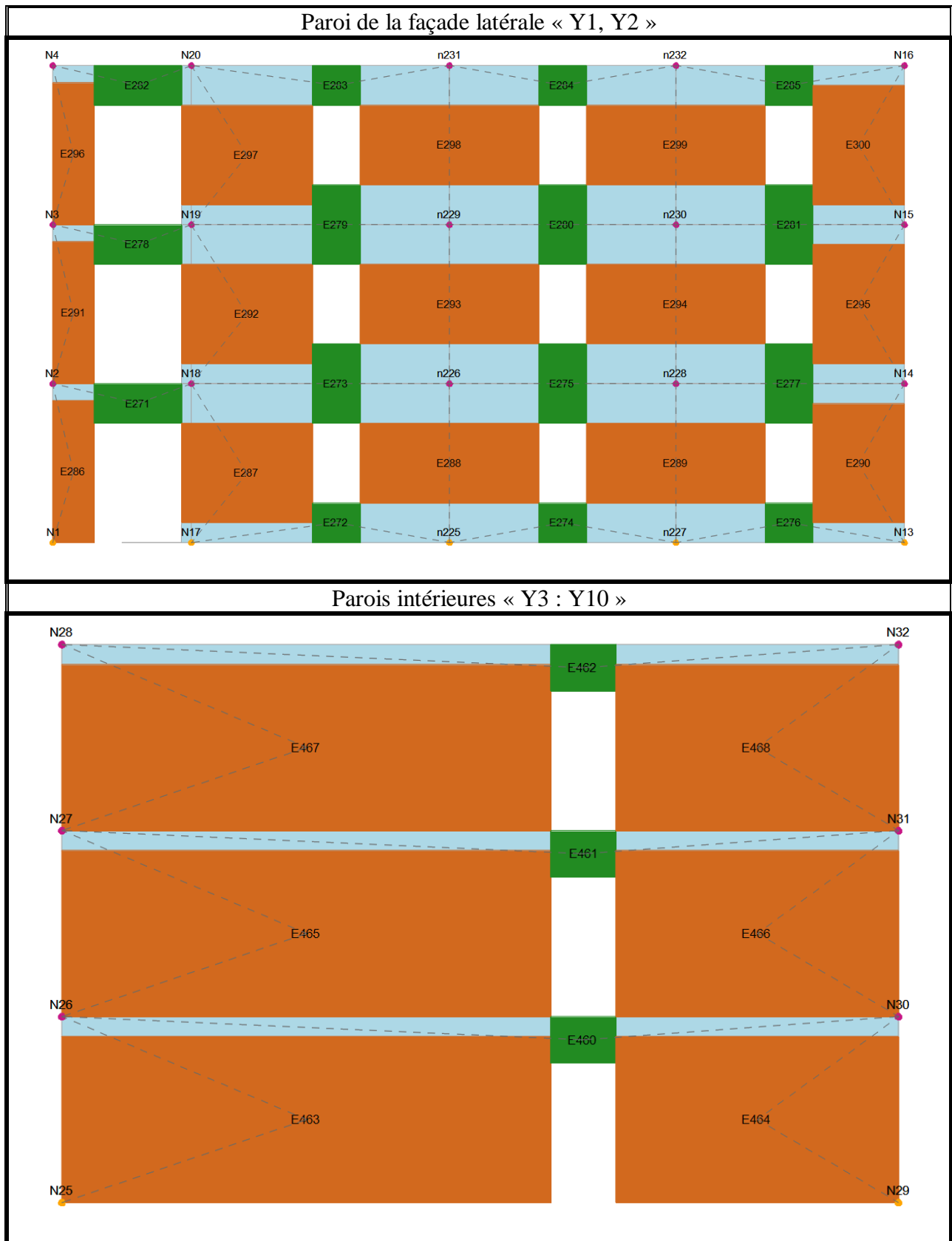


Figure 3.11 : Illustration des portiques équivalents suivant la direction y

### 3.3.3.2. Analyse statique non linéaire « Pushover »

Une fois la structure est modélisée, on passe à l'analyse Pushover, Pour la modélisation de l'action sismique, nous insérons les données du spectre de réponse de notre cas, Après avoir entré les données, nous procédons à l'analyse structurelle, la NTC08 prévoit 24 types d'analyse qui diffèrent entre les directions x et y selon le mode de chargement et la prise en compte de l'excentricité.

#### 3.3.3.2.1. Courbes Pushover

Les courbes de capacité obtenues par l'analyse Pushover suivant la direction x sont regroupées sur la figure 3.12 :

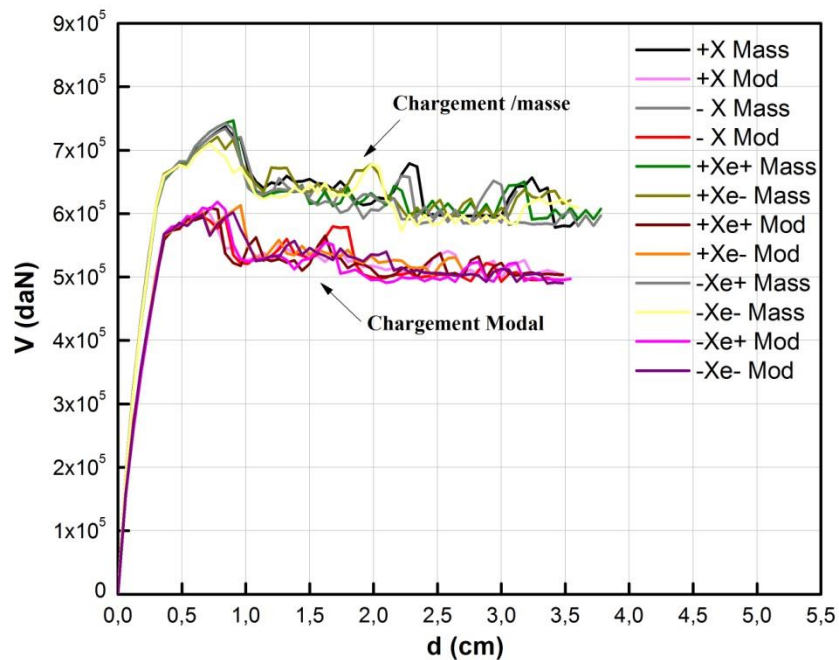


Figure 3.12 : Courbes de capacité suivant la direction X

Le cas le plus défavorable dans la direction x est celui avec une excentricité accidentelle de 5% ,

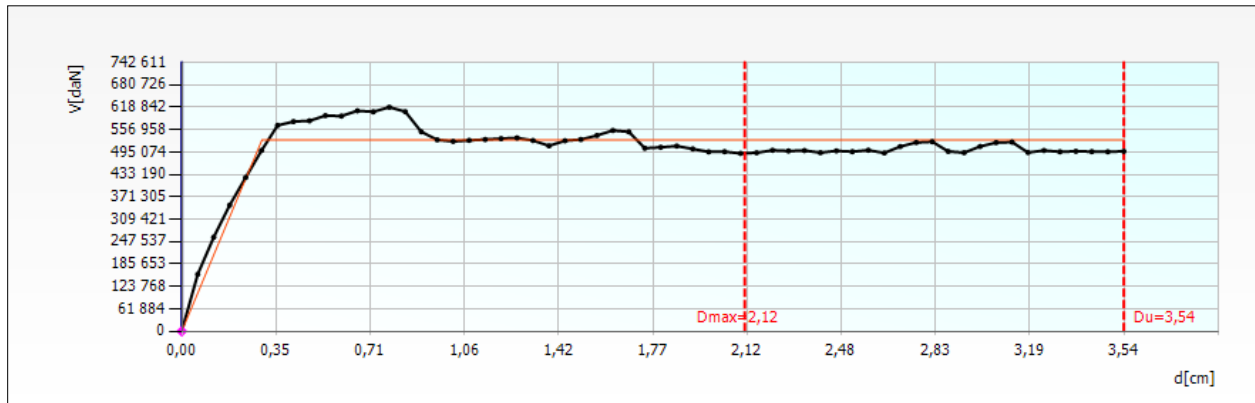


Figure 3.13 : Courbe de capacité du cas le plus défavorable suivant la direction x.

Pour obtenir la courbe bilinéaire dans le système SDOF on divise à la fois l'effort tranchant et le déplacement par le facteur de participation modale ( $\Gamma = 0.83$ ), les valeurs dont on a besoin pour dériver la courbe de capacité bilinéaire sont:

- $F_y^* = 634271.00$  daN.
- $d_y^* = 0,36$  cm.
- $d_u^* = 4,25$  cm.

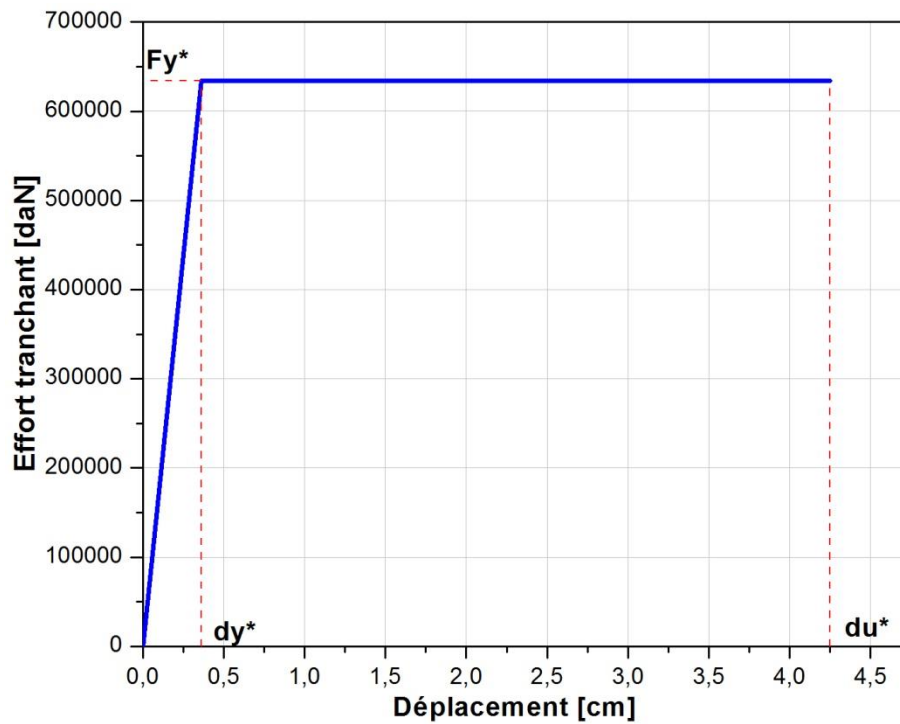


Figure 3.14 : Courbe de capacité bilinéaire suivant la direction x.

Les courbes de capacité obtenues par l'analyse Pushover suivant la direction y sont regroupées sur la figure 3.15:

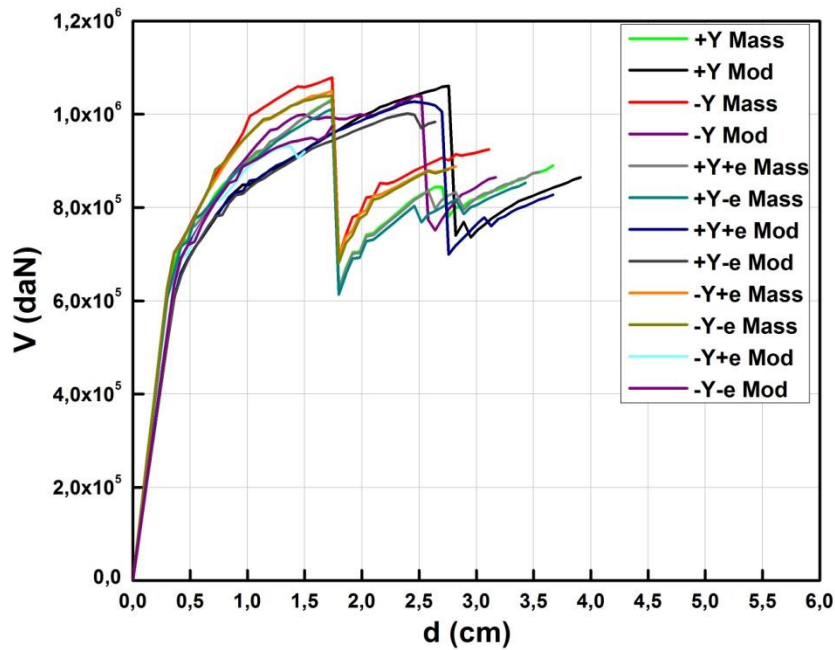


Figure 3.15 : Courbes de capacité suivant la direction Y

Le cas le plus défavorable dans la direction y est celui avec une excentricité accidentelle de -5%,

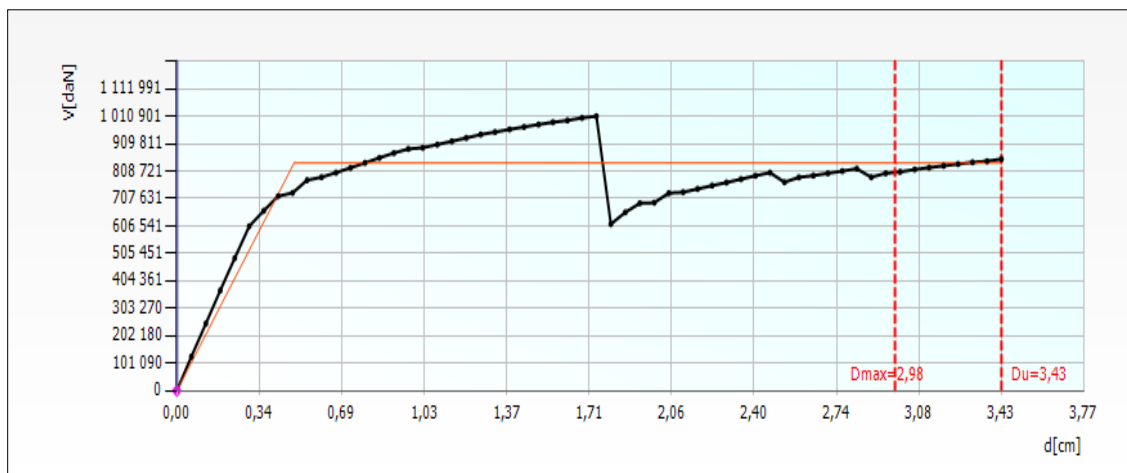
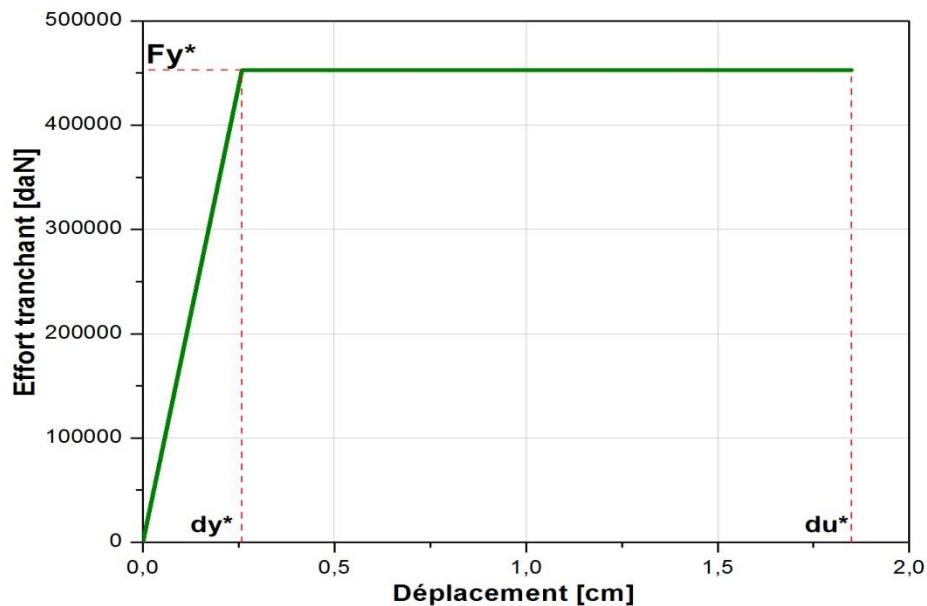


Figure 3.16 : Courbe de capacité du cas le plus défavorable suivant la direction x.

Pour obtenir la courbe bilinéaire dans le système SDOF on divise à la fois l'effort tranchant et le déplacement par le facteur de participation modale ( $\Gamma = 1.85$ ), les valeurs dont on a besoin pour dériver la courbe de capacité bilinéaire sont:

- $F_y^* = 453061 \text{ daN}$ .
- $d_y^* = 0,26 \text{ cm}$ .
- $d_u^* = 1,85 \text{ cm}$ .



**Figure 3.17 :** Courbe de capacité bilinéaire suivant la direction y.

### 3.3.3.3. Courbes de vulnérabilité (ag- $\mu$ d)

Pour représenter ensuite l'impact du séisme sur une population, il est efficace de se référer aux états limites d'endommagement, associées aux conséquences directement imputables à l'occurrence d'un événement sismique spécifique. Ces états limites d'endommagement peuvent être définis directement sur la courbe de capacité; à chaque point de la courbe, en effet, un état de dommage spécifique de l'ensemble du système peut être associé, il est donc possible de correspondre à certains niveaux de déplacement au degré de fonctionnement attendu et donc à la vulnérabilité correspondante. Conformément à ce qui a été proposé par Calvi (1999) et couramment adopté.

le niveau d'exploitation attendu pour les quatre états limites pris en compte est:

- ❖ **ELD1:** aucun dommage structurel, la réponse est essentiellement élastique linéaire;
- ❖ **ELD2:** légers dommages structuraux; le bâtiment est immédiatement utilisable après le tremblement de terre, essentiellement sans devoir réparer les dégâts;
- ❖ **ELD3:** dommages structurels importants; la structure n'est pas immédiatement utilisable après l'événement sismique, mais les dommages peuvent être réparés;
- ❖ **ELD4:** situation proche de l'effondrement; la structure ne peut pas être réparée économiquement et doit donc être démolie après l'événement sismique.

Les déplacements correspondants à chaque état limite sont obtenus par rapport au déplacement à la limite élastique de la structure  $D_y$  et au déplacement ultime  $D_u$ .

D'où :

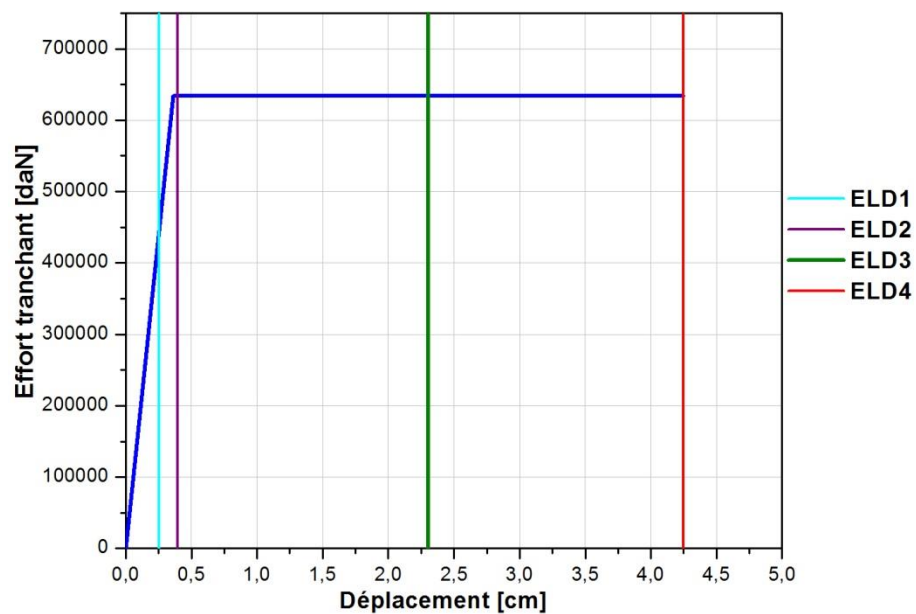
- ❖  $S_{d1} = 0,7 D_y$
- ❖  $S_{d2} = 1,1 D_y$
- ❖  $S_{d3} = 0,5 (D_y + D_u)$
- ❖  $S_{d4} = D_u$

Le déplacement correspondant à  $D_y$  identifie définitivement un point important de la courbe de capacité; d'un autre côté, sous la forme bilinéaire, elle représente une schématisation des courbes qui pourraient être obtenues, par exemple, au moyen de l'analyse Pushover détaillées. Cette schématisation est généralement effectuée en imposant l'égalité de l'énergie dissipée par cycle calculée sur la courbe bilinéaire et sur celle de la capacité réelle: il s'ensuit que pour les deux courbes ce point ne coïncide pas dans la plupart des cas. Sur la base de cette considération, en particulier, la définition du second état limite dans  $1.1D_y$  peut être justifiée. Les deux figures suivantes montrent les deux courbes de capacité les plus défavorable dans les directions x et y avec les états d'endommagement respectifs.

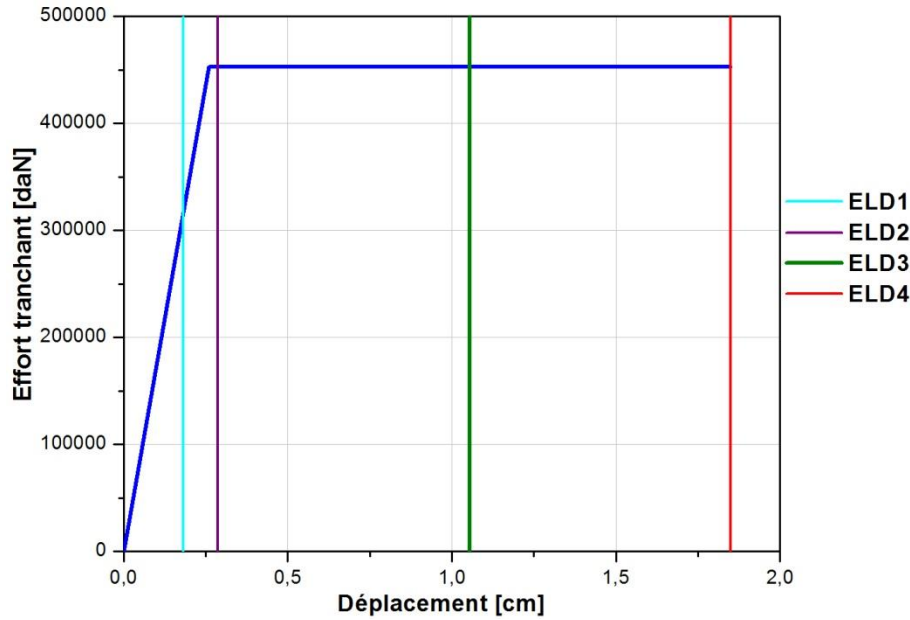
Pour les courbes dans les directions x et y on a:

**Tableau 3.17** : Valeurs des déplacements aux états limite des dommages.

$S_{di}$	Direction X	Direction Y
$S_{d1} = 0,7 D_y$	0,252 cm	0,182 cm
$S_{d2} = 1,1 D_y$	0,396 cm	0,286 cm
$S_{d3} = 0,5 (D_y + D_u)$	2,305 cm	1,055 cm
$S_{d4} = D_u$	4,25 cm	1,85 cm



**Figure 3.18** : Identification des états limite d'endommagement sur la courbe bilinéaire suivant x.



**Figure 3.19 :** Identification des états limite d'endommagement sur la courbe bilinéaire suivant y

De telles courbes de vulnérabilité se développent sur un diagramme qui présente sur les ordonnées la valeur  $\mu_d$  définie comme dommage moyen, c'est-à-dire la probabilité d'atteindre un certain état limite de dommage, et sur l'abscisse l'accélération au sol  $a_g$ .

Le dommage moyen est défini comme suit:

$$\mu_d = \frac{D}{C} \cdot 5 \quad (3.28)$$

En faisant varier l'accélération de 0 jusqu'à celle relative à la PGA de la ville de Mostaganem, nous avons obtenu les différentes valeurs de la demande (D) et comparées à la valeur de la capacité (C) correspondant à cette état limite. Les courbes de dommages peuvent être conçues et sont donc quatre, une courbe pour chaque état limite de dommage, la valeur de  $\mu_d$  varie de zéro à un maximum de cinq, la lecture de ces courbes est immédiate et fournit une valeur de dommage immédiate en fonction du déplacement requis de la structure par rapport à la variation de l'accélération au sol.

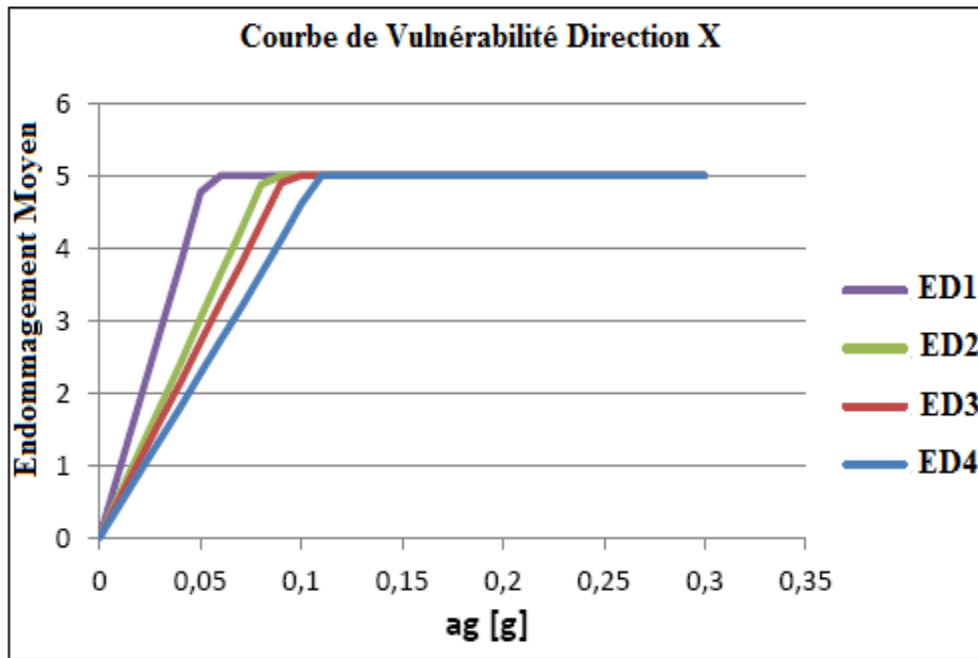


Figure 3.20 : Courbe de vulnérabilité de la structure dans la direction x.

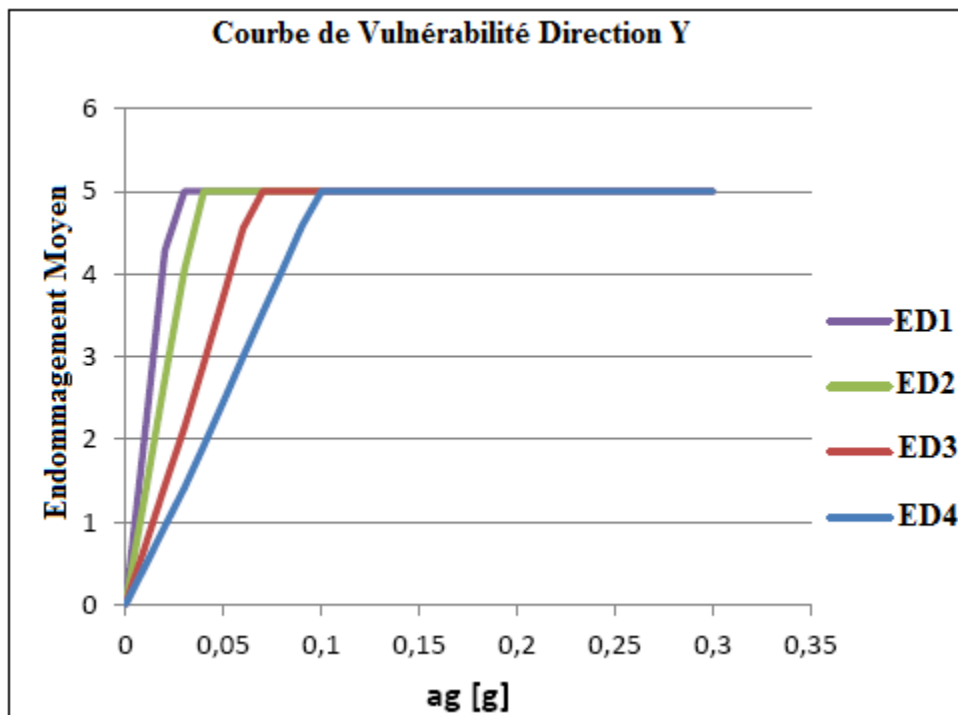


Figure 3.21 : Courbe de vulnérabilité de la structure dans la direction y.

### 3.3.3.4. Courbe de fragilité de la structure

Ce sont des relations qui fournissent la valeur moyenne des dommages dans une construction en fonction d'un paramètre d'intensité sismique (accélération de pique, intensité spectrale, intensité macrosismique) ou la probabilité de surmonter un certain niveau de dommage. Comme pour les courbes précédentes aussi pour cela il était nécessaire de définir quatre états limites des dommages énumérés ci-dessous:

- ❖  $S_{d1} = 0,7 D_y$
- ❖  $S_{d2} = 1,1 D_y$
- ❖  $S_{d3} = 0,5 (D_y + D_u)$
- ❖  $S_{d4} = D_u$

L'évaluation du niveau de performance attendu pour le système est ainsi réalisé de manière déterministe; cependant, compte tenu de la nature réelle des variables introduites, à partir de la définition des états limites d'endommagement, il est plus approprié de raisonner en termes probabilistes. En fixant la valeur déterministe pour les états limite, telles que la moyenne et l'écart-type, les courbes de fragilité peuvent être définis.

La probabilité d'occurrence ou de dépassement de l'état limite considéré est donc définie par une distribution log-normal cumulée, fournie par:

$$P \left[ \frac{d_s}{S_d} \right] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta} \cdot \ln \left( \frac{S_d}{S_{d,ds}} \right) \right] \quad (3.29)$$

Où  $\Phi$  est la fonction de distribution cumulative normale standard,  $S_{d,ds}$  est la valeur de déplacement moyenne compatible avec la définition donnée pour chaque état limite de dommage,  $\beta$  est l'écart type et  $c'$  une valeur unique pour les quatre états limites, obtenus à partir de la relation suivante:

$$\beta = \ln(\mu) \quad (3.30)$$

D'où  $\mu$  est la ductilité est donnée par :  $\mu = \frac{d_u}{d_y}$

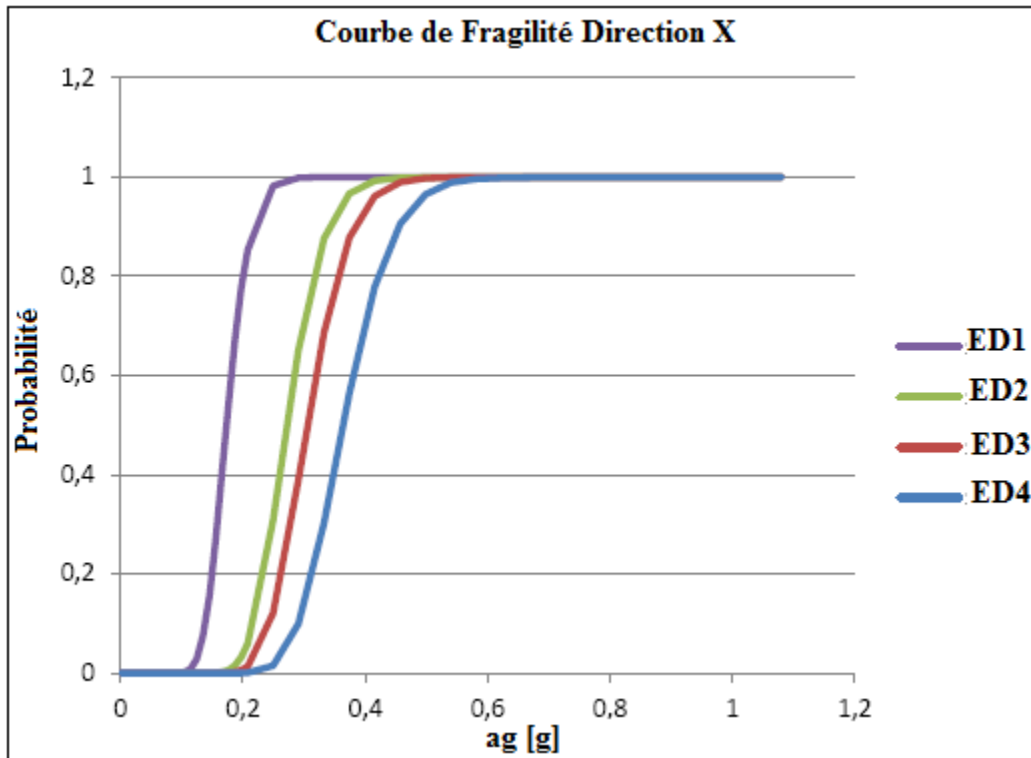


Figure 3.22 : Courbe de fragilité dans la direction x.

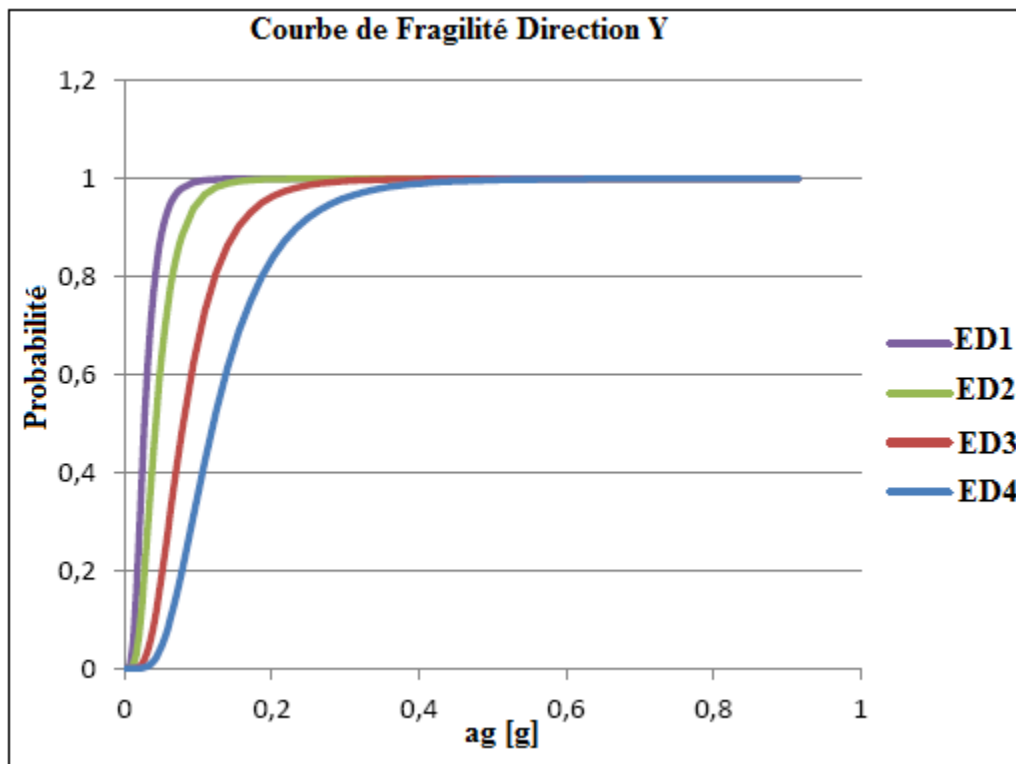


Figure 3.23 : Courbe de fragilité dans la direction y.

### **3.3.4. Méthodologie proposée pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments historique en maçonnerie**

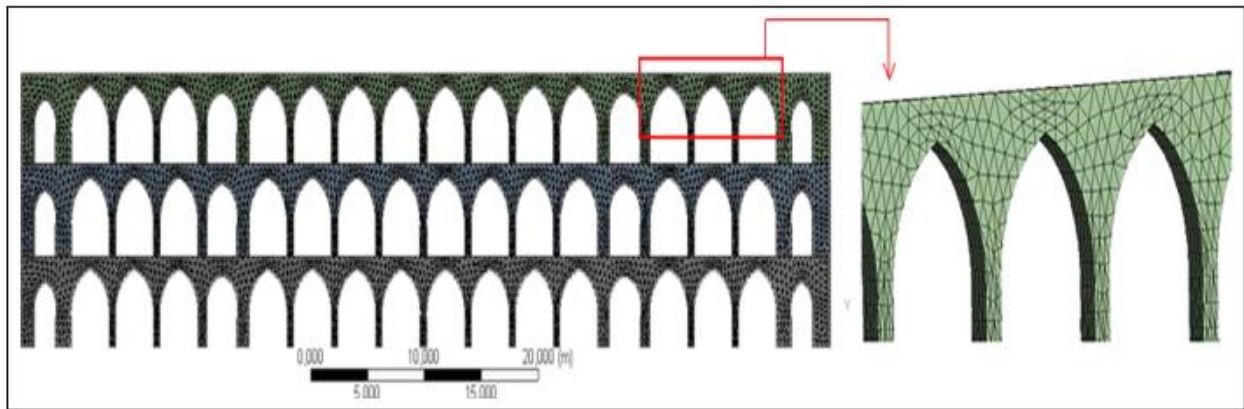
La méthodologie proposée repose sur les principes du projet européen « PERPETUATE », le processus consiste dans un premier lieu à identifier les niveaux de performance de la structure  $k_n$  qui sont fonction de l'usage et de l'importance du bâtiment,  $k$  varie de 1 à 4 et correspond au niveau de performance,  $n = U, B$ , représente la classe de préservation avec : (U) « Use and human life », (B) « Building conservation », dans le cas de notre étude, on a défini les quatre niveau de performance suivants : (1/2U) pour assurer l'occupation immédiate, ce qui signifie que le bâtiment conserve ses fonctionnalités ; (3U/3B) pour que le bâtiment doit maintenir sa fiabilité structurelle après un événement sismique. Étant donné que le bâtiment est une bâtisse historique et en tenant compte de sa valeur architecturale importante dans la ville, un quatrième niveau est requis pour être atteint (4B), à ce niveau, le bâtiment conserve sa capacité structurelle et peut être réhabilité. Après avoir paramétré tous les niveaux de performance (PLs) à vérifier, il est nécessaire d'affecter à chacun sa période de retour de référence ( $\check{T}_{KN}$ ), ces derniers ont été tirés à partir du travail élaboré par Lagomarsino ...[]. Pour chaque  $\check{T}_{KN}$  donné, une mesure d'intensité ( $IM_{KN}$ ) est affectée en fonction de la probabilité du risque sismique de la région d'étude []. Dans cette étude, l'accélération de pique du sol (PGA) a été adoptée en tant que mesure d'intensité. Les valeurs de  $\check{T}_{KN}$  et PGA pour chaque PLs sont indiquées dans le tableau 2.5.

**Tableau 3.18** : Valeurs de  $\check{T}_{KN}$  et  $IM_{KN}$  associées aux niveaux de performance.

PL ( $K_N$ )	Use and human life		Building conservation
	2U	3U	3B
$\check{T}_{KN}$ (years)	100	475	475
$IM_{KN}$ (m/s <sup>2</sup> )	1,55	2,85	2,85

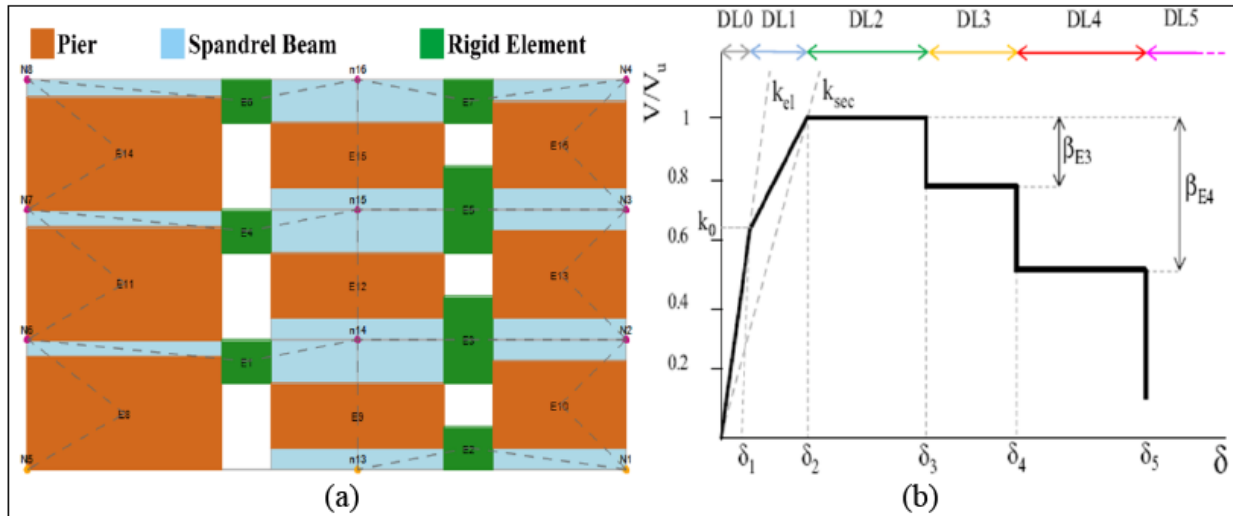
### 3.3.4.1. Modélisation de la structure

Vue la géométrie de la façade principale, et pour avoir des résultats optimal concernant le comportement sismique du bâtiment, on a modélisé la structure par un ensemble de macroéléments, chaque parois a été modélisée et analysée en lui appliquant l'analyse statique non linéaire « Pushover », le model adopté pour la façade principale est « Continuum constitutive law model » (CCLM), c'est un model en éléments finis réalisé par le code de calcul ANSYS. Ce modèle est utilisé pour évaluer la réponse sismique des murs en arcs en raison de leur flexibilité et pour considérer l'effet du mécanisme en plan et hors plan sur la réponse globale. La méthode des éléments finis est utilisée pour générer le modèle CCLM en supposant des propriétés matérielles homogènes. La réponse non linéaire des parois est décrite en adoptant une loi de plasticité de Drucker-Prager.



**Figure 3.24 :** *Façade principale modélisée par ANSYS.*

Le model adopté pour les autres parois est « Structural element model » (SEM), c'est le model décrit précédemment, généré à l'aide du logiciel Tremuri, Ce modèle est basé sur une approche par portiques équivalents considérant seulement la réponse dans le plan des murs, chaque mur est constitué d'un ensemble de panneaux de maçonnerie (montants et traverses), dans lequel la réponse non-linéaire est considérée en adoptant une loi de comportement multi-linéaire.



**Figure 3.25 :** [a] Model à portique équivalent de la paroi latérale [b] loi de comportement multilinéaire des panneaux.

La loi de comportement multilinéaire est définie par les niveaux de dommages  $DL_i$  avec  $i = 1 \dots 5$ :  $DL_1$ : léger,  $DL_2$ : modéré,  $DL_3$ : étendu,  $DL_4$ : proche de l'effondrement et  $DL_5$ : effondrement complet. Chaque DL est défini en termes de déplacement inter-étages limites ( $\delta_E$ ) et de dégradation de la résistance de l'élément.

### 3.3.4.2. Analyse Pushover et identification des niveaux de performance

Après avoir effectué diverses analyses statiques non linéaires en considérant la distribution de masse horizontale et 5% d'excentricité de masse selon l'Eurocode 8, partie 1 [9]. Les courbes de capacité de chaque mur ont été établies. Dans le cas de murs analysés en adoptant le modèle d'élément structural SEM, le taux de dommages cumulé dans les éléments verticaux « montants » ( $D_p$ ) correspondant à chaque niveau de dommage (DLK) a été déterminé. Enfin, les niveaux de performance PLs sont identifiés dans la courbe de capacité et qui correspond à un pourcentage de 3% de dommage des montants (voir figure 3.26).

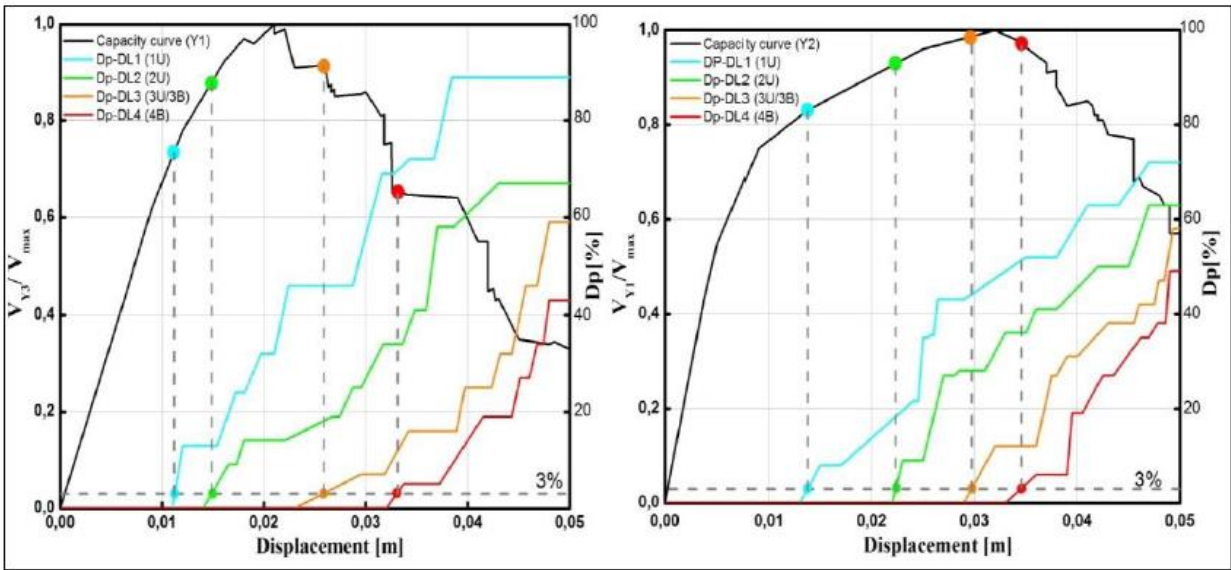


Figure 3.26 : Parois latérales Y1 et Y2, identification des niveaux de performance sur les courbes de capacité par le taux d'endommagement de 3% des montants.

Comme le montre la figure 4, les niveaux de performance PLs sont définis dans chaque courbe de capacité au moyen du taux d'endommagement des montants à l'échelle structurelle afin de prendre en compte l'apparition des dommages à l'échelle local et qui ne peut être observé à l'échelle des macroéléments.

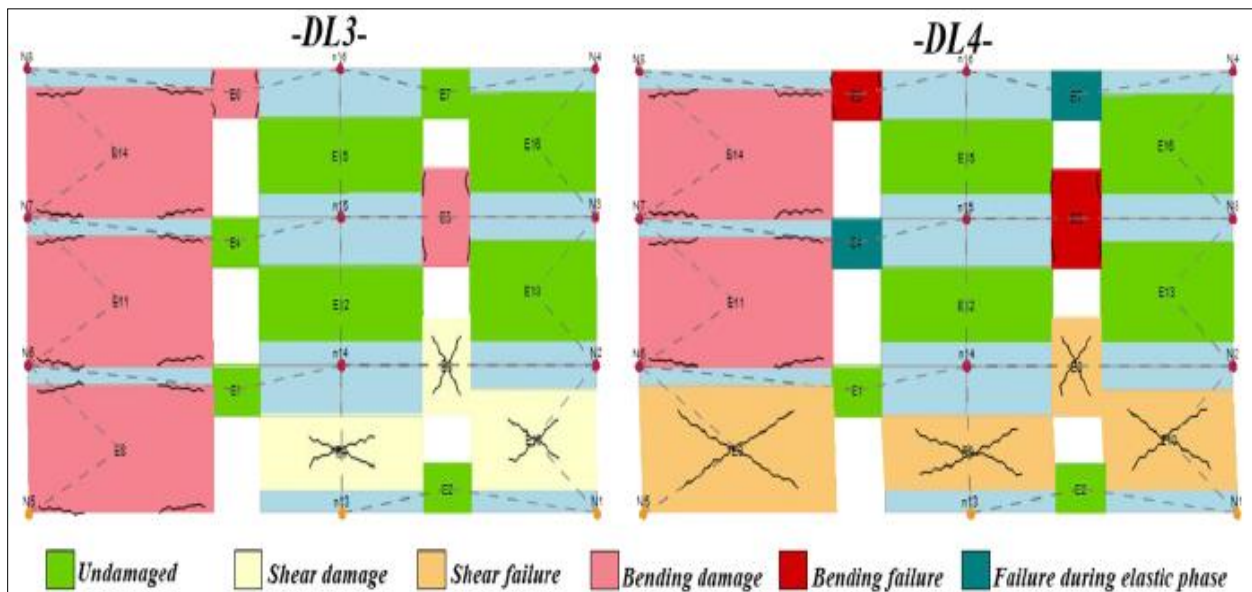


Figure 3.27: Endommagement de la paroi latérale au niveau DL1 et DL4.

En ce qui concerne la réponse sismique des parois de la façade principale et arrière, la figure 3.28 montre les courbes de capacité obtenues au moyen du modèle CCLM. Les niveaux de performances sont repérés dans ces courbes en fonction des états limites définis dans la méthodologie RISK-UE [18], et ils sont supposés coïncider avec les niveaux de dommages correspondants.

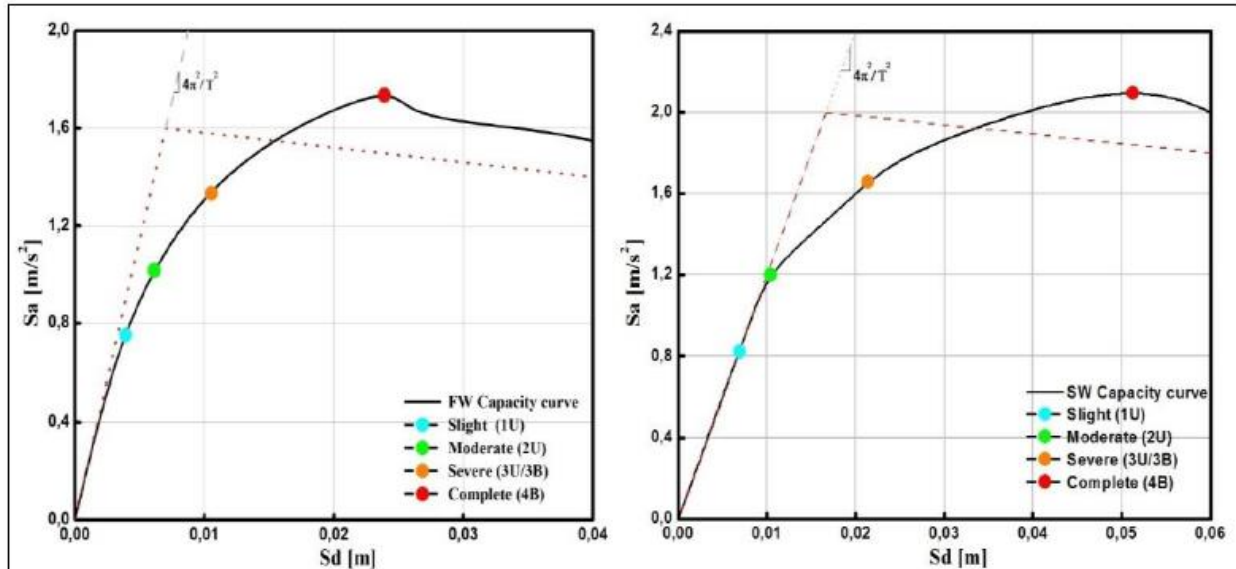


Figure 3.28 : Courbes de capacité avec définition des niveaux de performance (Façade principale et arrière).

Une fois que les niveaux de performance sont définis sur la courbe de capacité de chaque macroélément, les valeurs correspondantes des mesures d'intensité  $IM_{kn,m}$  (accélérations), sont calculées. Le tableau 3 récapitule les valeurs calculées pour chaque macroélément analysé dans les deux directions principales (X et Y),

Tableau 3.19 : Valeurs des mesures d'intensité (accélérations)  $IM_{kn,m}$ .

M.E	n	$\rho m$	Direction. X				ME	n	$\rho m$	Direction. Y			
			$IM_{1U}$ (m/s <sup>2</sup> )	$IM_{2U}$ (m/s <sup>2</sup> )	$IM_{3U/3B}$ (m/s <sup>2</sup> )	$IM_{4B}$ (m/s <sup>2</sup> )				$IM_{1U}$ (m/s <sup>2</sup> )	$IM_{2U}$ (m/s <sup>2</sup> )	$IM_{3U/3B}$ (m/s <sup>2</sup> )	$IM_{4B}$ (m/s <sup>2</sup> )
FW	1	0,25	0,75	1,02	1,34	1,73	LW	2	0,1	1,19	2,59	3,24	4,17
X1	1	0,25	1,24	2,31	4,65	5,48	Y1	2	0,1	1,52	2,23	3,73	4,60
X2	1	0,25	1,07	1,97	3,29	4,60	Y2	2	0,1	1,38	2,96	4,06	5,16
SW	1	0,25	0,82	1,19	1,66	2,09	Y3	4	0,1	1,12	3,01	4,51	5,78

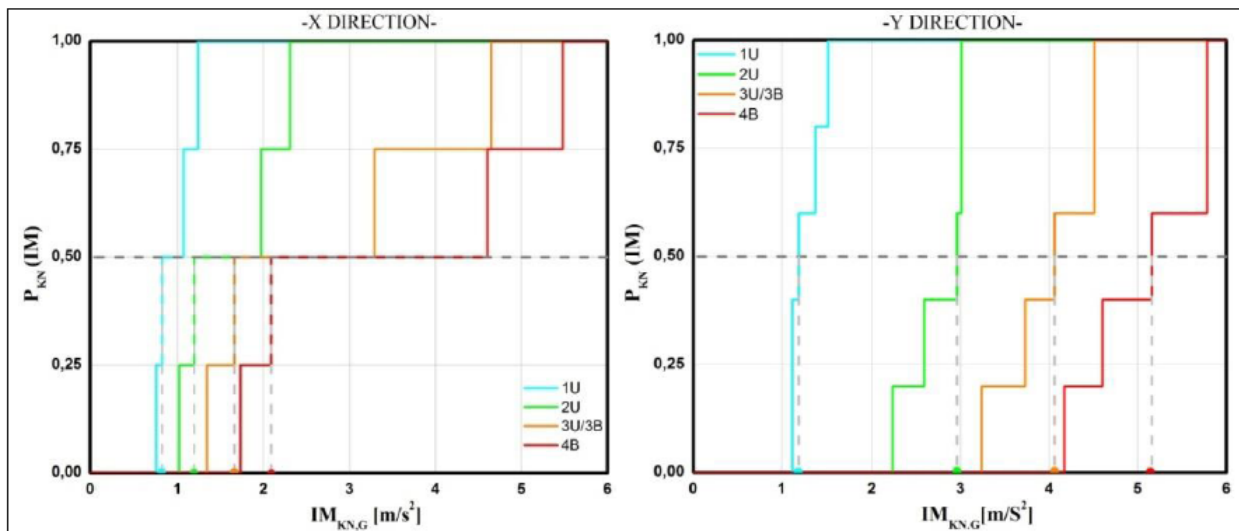
D'où: n est le nombre des parois.

Enfin, les résultats ont été combinés afin de passer de l'analyse de la performance de l'échelle macroélément unique à celle du bâtiment. Selon les critères basés sur le calcul et l'utilisation des

courbes de fragilité représentatives de la performance sismique de l'ensemble du bâtiment; En particulier, ces dernier est défini comme suit:

$$P_{Kn}(IM) = p(D) \geq DLK(IM) = \sum_{m=1}^{Nm} \rho_m H(IM - IM_{kn,m}) \quad (3.31)$$

Où D représente l'état d'endommagement et H est la fonction Heaviside (0 si  $IM < IM_{PL,m}$ ; 1 autrement). Le poids  $\rho_m$  ( $\sum \rho_m = 1$ ) a été supposé égal pour tous les macroéléments. Ensuite, la valeur de  $IM_{kn,G}$  est obtenue comme le minimum des deux conditions suivantes: (i) la valeur minimale de IM pour laquelle la courbe de fragilité a  $P_{kn}(IM) = 0,5$ ; (ii) la valeur de IM pour laquelle la courbe de fragilité du niveau de performance (k +1) est supérieure à 0.



**Figure 3.29 :** Courbe de fragilité du bâtiment avec identification des niveaux de performance.

Enfin, les valeurs de  $IM_{KN,G}$  ont été extraites de ces courbes de fragilité qui représentent la réponse sismique de l'ensemble du bâtiment, puis les périodes de retour correspondantes sont déterminées à partir de la courbe de risque sismique de la région, conduisant à vérifier l'atteinte de chaque niveau de performance en calculant les indices de sécurité ( $IS_{kn} = 50T_{R,kn}/T_{-R,kn}$ ), où les valeurs de  $IS_{kn}$  supérieures à 1 indiquent que le niveau de performance est satisfait. Les résultats montrent que le bâtiment ne remplit pas le niveau de performance correspondant à l'utilisation et à la vie humaine (1,2U), ce qui signifie que sa fonctionnalité en tant que bâtiment appartenant à l'université n'est pas adéquate, en raison des charges élevées supportées par l'édifice et de la mauvaise répartition des charges horizontales sur les murs porteurs en raison de la présence d'un diaphragme flexible.

**Tableau 3.20:** Valeurs de  $IM_{kn}$  et  $T_{R,kn}$  et les valeurs de  $IS_{kn}$  de chaque niveau de performance

	X. Direction				Y. Direction			
	1U	2U	3U/3B	4B	1U	2U	3U/3B	4B
$IM_{kn}$	0,82	1,19	1,66	2,09	1,2	2,96	4,06	5,16
$T_{R,kn}$	41	53	298	342	59	381	674	720
$IS_{kn}$	0,34	0,39	1,32	1,51	0,39	1,72	1,84	1,98

### 3.3.5. Analyse et vérification des mécanismes locaux

Le module «Mécanismes locaux» mis en œuvre dans le logiciel 3MURI est conçu pour l'évaluation de la performance sismique en relation avec les cinématiques locales possibles; Pour l'analyse de tels mécanismes, la norme NTC08 suggère de recourir aux méthodes d'analyse de l'équilibre limite, selon l'approche cinématique, des structures en maçonnerie (Cirulaire N° 617 §C8A.4.1);

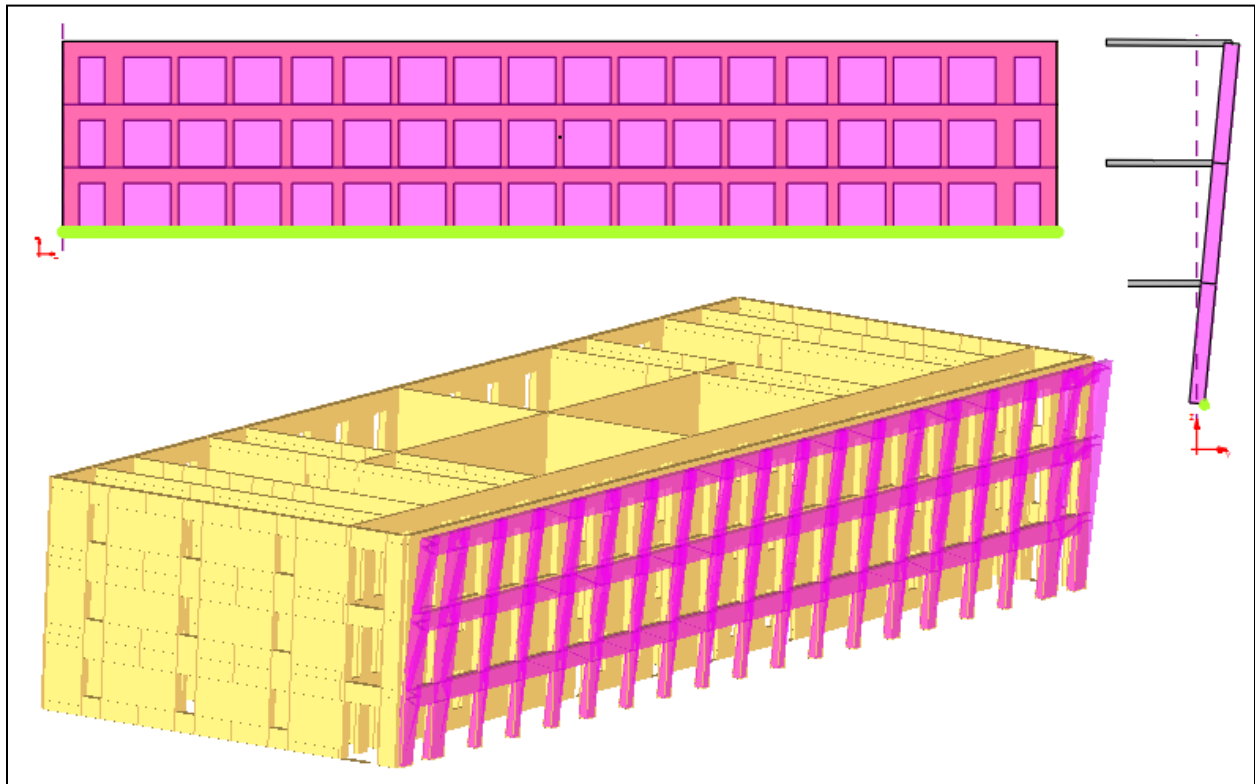
Pour chaque mécanisme possible considéré significatif pour le bâtiment, le procédé comprend les étapes suivantes:

- la transformation d'une partie de la structure en un système instable (chaîne cinématique), par l'identification des corps rigides pouvant tourner ou glisser entre eux;
- évaluation, à travers le principe des travaux virtuels, du multiplicateur horizontal des charges  $\alpha_0$  qui implique l'activation du mécanisme;
- identification de l'accélération sismique spectrale d'activation  $\alpha_0^*$  à partir du multiplicateur des charges.

Grâce à l'utilisation du module « mécanismes locaux » du logiciel, il a été possible de définir et vérifier, sur les murs de périmètre de la structure, les mécanismes locaux suivants:

- renversement simple de la façade;
- renversement simple de la façade au niveau de l'étage;
- renversement composé ;
- renversement le long des ouvertures ;
- reversement du coin diagonal ;
- flexion verticale.

Chacun des mécanismes susmentionnés a été analysé sur tous les murs périmétriques et les résultats obtenus sont rapportés dans le Tableau 5. A titre d'exemple et pour une meilleure compréhension de la modélisation effectuée, on a montré ci-dessous pour chaque type de mécanisme analysé la fenêtre de définition du mécanisme sur les vues 2D et 3D de la structure.



**Figure 3.30** : *Renversement simple de la façade principale*

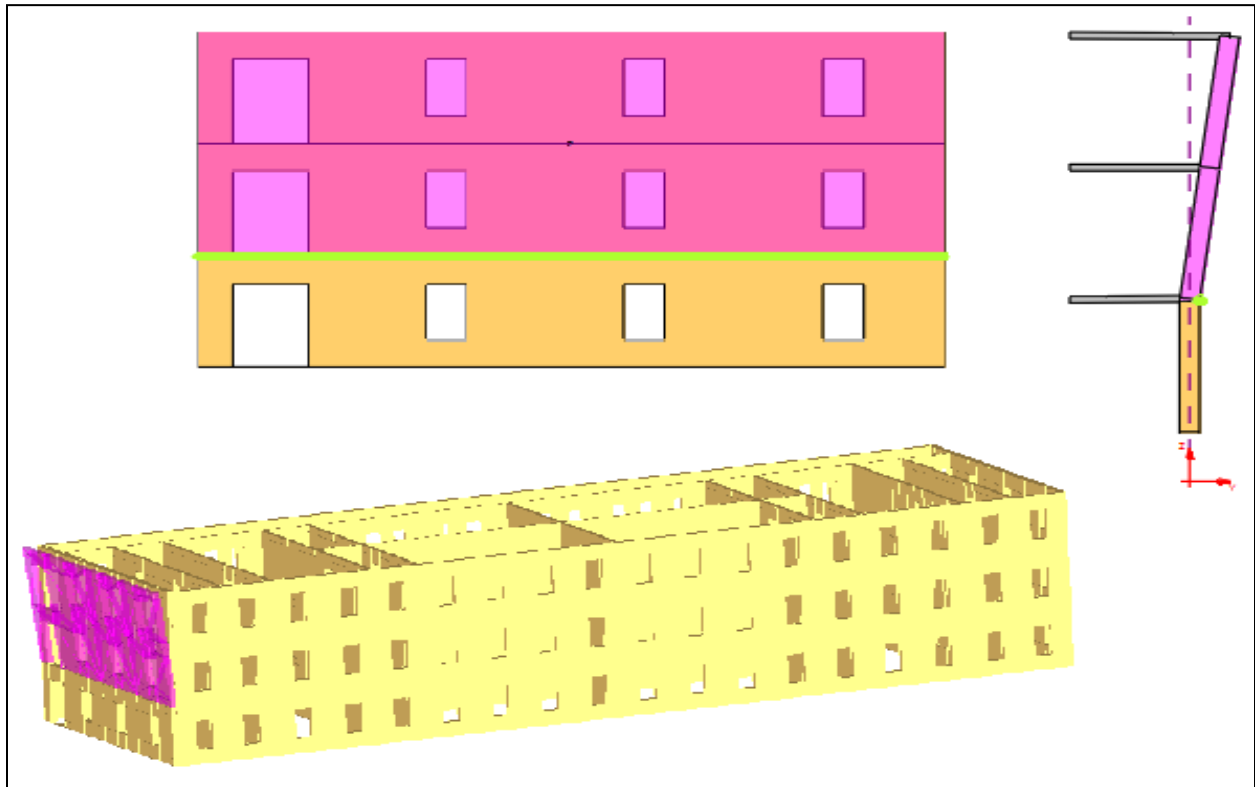


Figure 3.31 : Renversement simple de la façade au niveau de l'étage

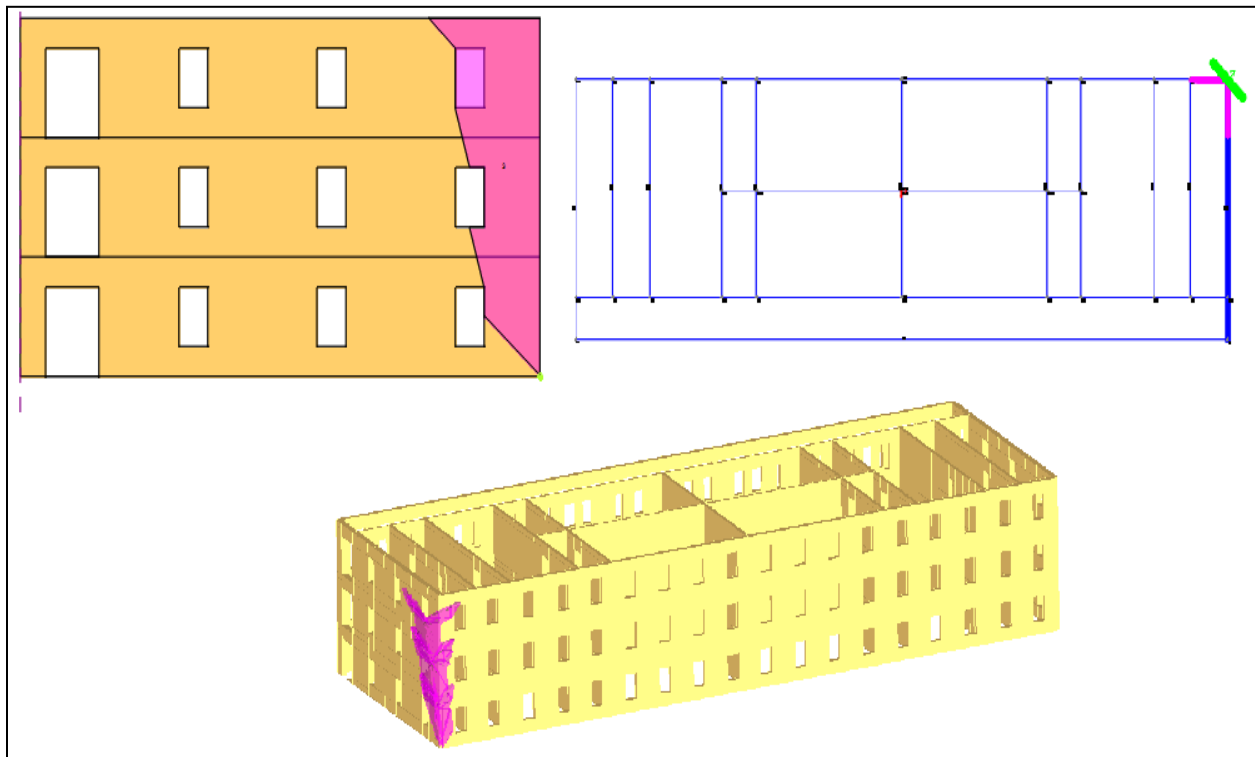


Figure 3.32 : Renversement composé.

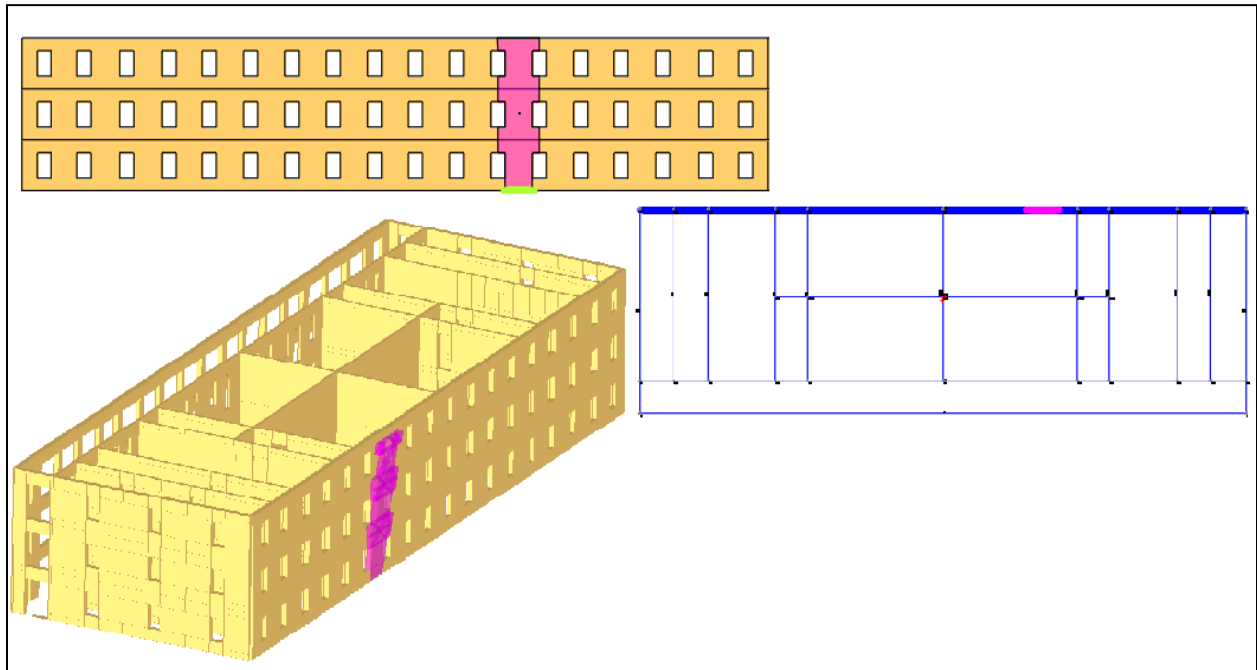


Figure 3.33 : Renversement le long des ouvertures.

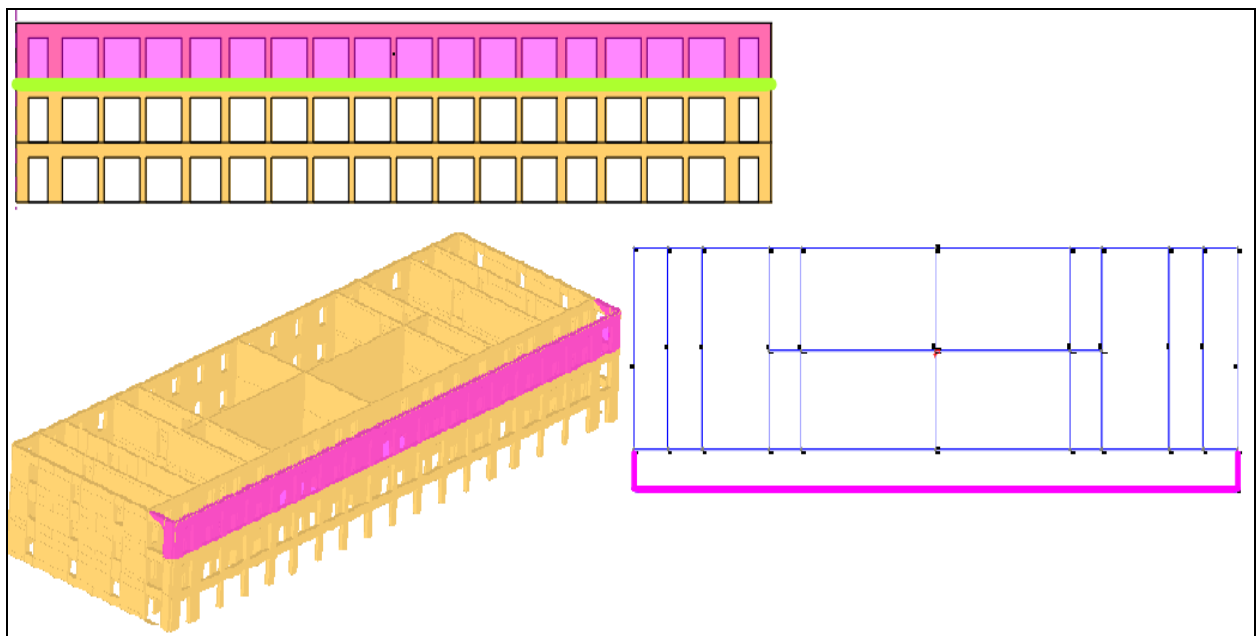


Figure 3.34 : Renversement du coin diagonal

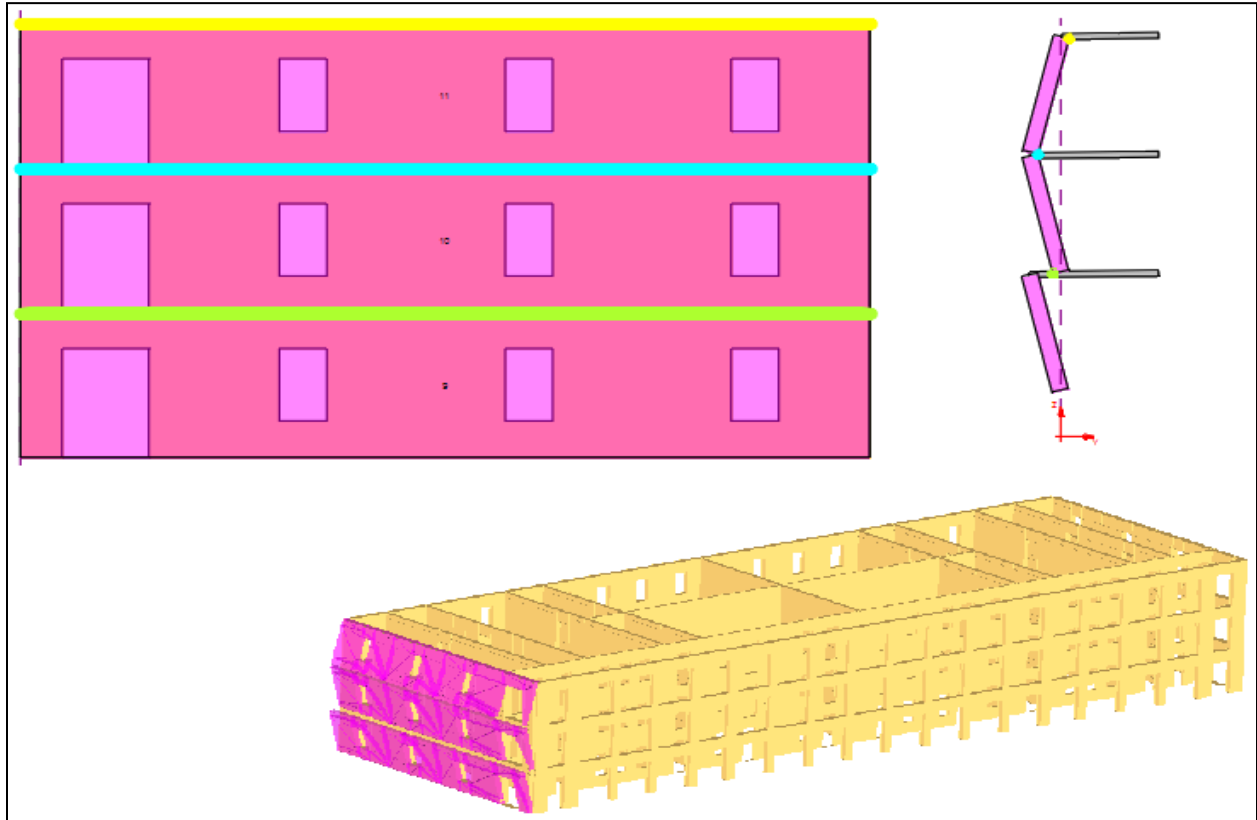


Figure 3.35 : Mécanisme de flexion verticale.

Le logiciel, en référence à la norme italienne NTC08 (circulaire N° 617 du 2 février 2009), effectue les vérifications vis-à-vis les mécanismes locaux de défaillance à l'état limite des dommages, la norme se réfère à deux conditions d'appuis différentes, au sol ou en altitude, pour chacune desquelles la réglementation fournit une formule qui permet de dériver l'accélération de la demande sismique en fonction de la forme du spectre de simulation.

- **Etat limite des dommages (SLD) :**

La vérification de l'état limite de dommage est satisfaite si l'accélération de l'activation du mécanisme est supérieure à l'accélération de la demande sismique. Dans le cas où la vérification concerne un élément isolé ou une partie de la construction reposant essentiellement sur le sol, la vérification est satisfaite si l'inégalité suivante est garantie:

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot S}{q} \quad (3.32)$$

Avec :

- $\alpha_0^*$  : Accélération spectrale de l'activation du mécanisme.
- $\alpha_g$  : Accélération maximale du sol (fonction de la zone).
- $S$  : Coefficient fonction du type de sol.
- $q$  : Coefficient de comportement de la structure.

Si le mécanisme local affecte une partie de la maçonnerie placée à une certaine hauteur, il faut tenir compte du fait que l'accélération absolue à la hauteur de la partie du bâtiment affectée par la cinématique est amplifiée par rapport à celle sur le sol; la vérification supplémentaire suivante doit donc être effectuée:

$$\alpha_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(z) \cdot \gamma}{q} \quad (3.33)$$

D'où  $S_e(T_1)$  est l'accélération spectrale élastique correspondante à la période fondamentale de la structure,  $T_1$  est la première période de vibration de la structure dans la direction considérée,  $\psi(z)$  est la forme modale du premier mode dans la direction considérée,  $\gamma$  est le coefficient de participation modal.

L'accélération spectrale de l'activation du mécanisme est donnée par :

$$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC} \quad (3.34)$$

D'où :

- $g$  : l'accélération de la gravité.
- $FC$  : facteur de confiance fonction du niveau de connaissance.
- $\alpha_0$  : multiplicateur des charges d'activation du mécanisme.
- $e^*$  : fraction de masse participante.

La réglementation italienne NTC08 propose une méthode de calcul de  $\alpha_0$  en utilisant le principe des travaux virtuels traduit par la relation suivante:

$$\alpha_0 \sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{x,i} + \sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{y,i} + \sum_{i=1}^m F_{x,i} \cdot \delta_{x,i} + \sum_{i=1}^p F_{y,i} \cdot \delta_{y,i} = 0 \quad (3.35)$$

Avec  $\delta_{x,i}$  indique le déplacement virtuel de la i-ème force dans la direction x et avec  $\delta_{y,i}$  celui de la i-ème force dans la direction y.  $P_i$  est la force verticale soumise à l'inertie,  $F_{x,i}$  et  $F_{y,i}$  indique la i-ème force horizontale et verticale dépourvu de l'inertie.

Faisant l'équilibre à la rotation entre les forces stabilisantes et déstabilisantes autour d'une rotule cinématique, nous auront la valeur du multiplicateur des charges  $\alpha_0$ .

Le dépassement de l'état limite de dommage, lors de l'analyse des mécanismes locaux, correspond à l'apparition de fissures qui n'affectent pas la totalité de la structure mais seulement une partie, pour cette raison et aussi en considération des exigences de conservation, cette vérification n'est pas obligatoire pour les bâtiments existants.

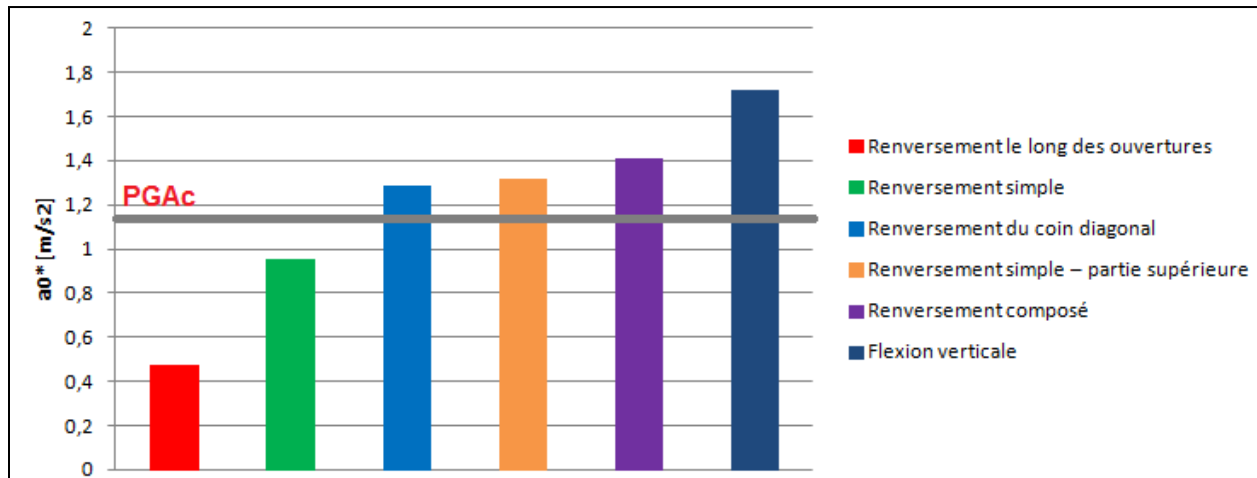
Le tableau ci-dessous montre les mécanismes locaux analysés et les résultats obtenus à partir de la vérification effectuée (SLD), la valeur du multiplicateur horizontal des charges est également rapportée.

Tableau 3.21 : Valeurs des accélérations d'activation des mécanismes locaux.

<b>RENVERSEMENT SIMPLE</b>				
Paroi	Type d'appuis	$a_0^*$ [m/s <sup>2</sup> ]	$a_{0,min}^*$ [m/s <sup>2</sup> ]	Vérification (SLD)
Façade principale X1	Au sol	1,20	1,47	NON
Arrière façade X3		1,05	1,47	NON
Façade latérale Y1		0,95	1,47	NON
Façade latérale Y2		1,78	1,47	OUI
<b>RENVERSEMENT SIMPLE – PARTIE SUPÉRIEURE</b>				
Façade principale X1	Au sol	1,43	1,47	NON
	A l'étage	1,98	2,07	NON
Arrière façade X3	Au sol	1,32	1,47	NON
	A l'étage	1,73	2,10	NON
Façade latérale Y1	Au sol	1,73	1,47	OUI
	A l'étage	2,55	2,44	OUI
Façade latérale Y2	Au sol	1,63	1,47	OUI
	A l'étage	2,77	2,52	OUI
<b>RENVERSEMENT COMPOSÉ</b>				
X1 – Y1	Au sol	2,37	1,47	OUI
X1 - Y2	Au sol	3,53	1,47	OUI
X2 – Y1	Au sol	2,44	1,47	OUI
X2 – Y2	Au sol	1,41	1,47	NON
<b>RENVERSEMENT LE LONG DES OUVERTURES</b>				
Paroi	Type d'appuis	$a_0^*$ [m/s <sup>2</sup> ]	$a_{0,min}^*$ [m/s <sup>2</sup> ]	Vérification (ELD)
Façade principale X1	Au sol	0,47	1,47	NON
Arrière façade X3		1,97	1,47	OUI
Façade latérale Y1		2,06	1,47	OUI
Façade latérale Y2		2,21	1,47	OUI
<b>RENVERSEMENT DU COIN DIAGONAL</b>				
X1 – Y1	Au sol	1,29	1,47	NON
	A l'étage	2,12	2,41	NON
X1 - Y2	Au sol	1,78	1,47	OUI
	A l'étage	2,99	2,41	OUI
X2 – Y1	Au sol	1,93	1,47	OUI
	A l'étage	2,50	2,04	OUI
X2 – Y2	Au sol	1,55	1,47	OUI
	A l'étage	1,79	2,04	NON
<b>FLEXION VERTICALE</b>				
Façade principale X1	Au sol	1,95	1,47	OUI
Arrière façade X3		2,03	1,47	OUI
Façade latérale Y1		1,86	1,47	OUI
Façade latérale Y2		1,72	1,47	OUI

Après avoir effectué les analyses concernant les mécanismes globaux et locaux comme indiqué dans les paragraphes précédents, on passera à comparer les résultats obtenus afin de déterminer le mécanisme de défaillance caractérisé par la plus faible valeur d'activation en termes d'accélération. En ce qui concerne l'analyse des mécanismes globaux, on a déjà déterminé dans les paragraphes précédents les accélérations correspondantes à chaque état limite, ces accélérations ont été calculées à l'échelle globale de la structure. Dans le cas de l'analyse des mécanismes locaux (échelle locale), pour chaque mécanisme analysé, les résultats sont fournis en termes d'accélération sismique spectrale ( $a_0^*$ ) correspondante à l'activation de la cinématique ; les deux grandeurs sont donc comparables.

Pour effectuer la comparaison, les résultats obtenus ont été reportés sur un graphique à barres verticales (figure 3.36), qui rapporte en ordonnée les valeurs de  $a_0^*$  pour chaque type de mécanisme analysé.



**Figure 3.36 :** *Diagramme de comparaison des accélérations d'activation des mécanismes.*

D'après le graphique représenté sur la figure 3.36, on déduit que la valeur correspondante à l'accélération de mécanismes d'activation global se révèle être plus grande que la majorité des accélérations relatives aux mécanismes locaux analysés, et par conséquent la structure en cas de sollicitation sismique aura une réponse régie par des mécanismes hors plan. En particulier, la réponse est gouvernée par la cinématique caractérisée par la plus faible valeur d'activation, dans ce cas est celui du renversement le long des ouvertures.

En observant le graphique, il est facile de classer par ordre d'activation les cinématiques analysées et le type de réponse apportée par le bâtiment. Ces observations sont résumées dans le tableau 3.22 ci-dessous:

**Tableau 3.22 :** *Classement par ordre d'activation des mécanismes locaux.*

Type de mécanisme	$a_{0,min}^*$ [m/s <sup>2</sup> ]	PGAc [m/s <sup>2</sup> ]	Type de réponse
Renversement le long des ouvertures	0,47	1,66	Locale
Renversement simple	0,95		Locale
Renversement du coin diagonal	1,29		Locale
Renversement simple – partie supérieure	1,32		Locale
Renversement composé	1,41		Locale
Flexion verticale	1,72		Globale

On déduit que le mécanisme de renversement le long des ouvertures est caractérisé par la valeur d'accélération d'activation la plus faible, Ceci représente donc le mécanisme qui est activé en premier en cas de sollicitation sismique et qui régit la réponse du bâtiment. Ça rentre dans la macro-catégorie des mécanismes de renversement simple des parois.

Les mécanismes globaux caractérisés par la plus faible valeur d'accélération sont ceux liés à l'analyse Pushover N°18, c'est le cas de force sismique appliquée le long de la direction +Y avec une excentricité de -190.40 cm. Comme indiqué précédemment, les parois caractérisés par la rupture sont celles orientés le long de la direction Y, pour chacune de ces parois, l'évolution des niveaux de dommages pour les étapes de charge significatives est illustrée à la figure 3.37.

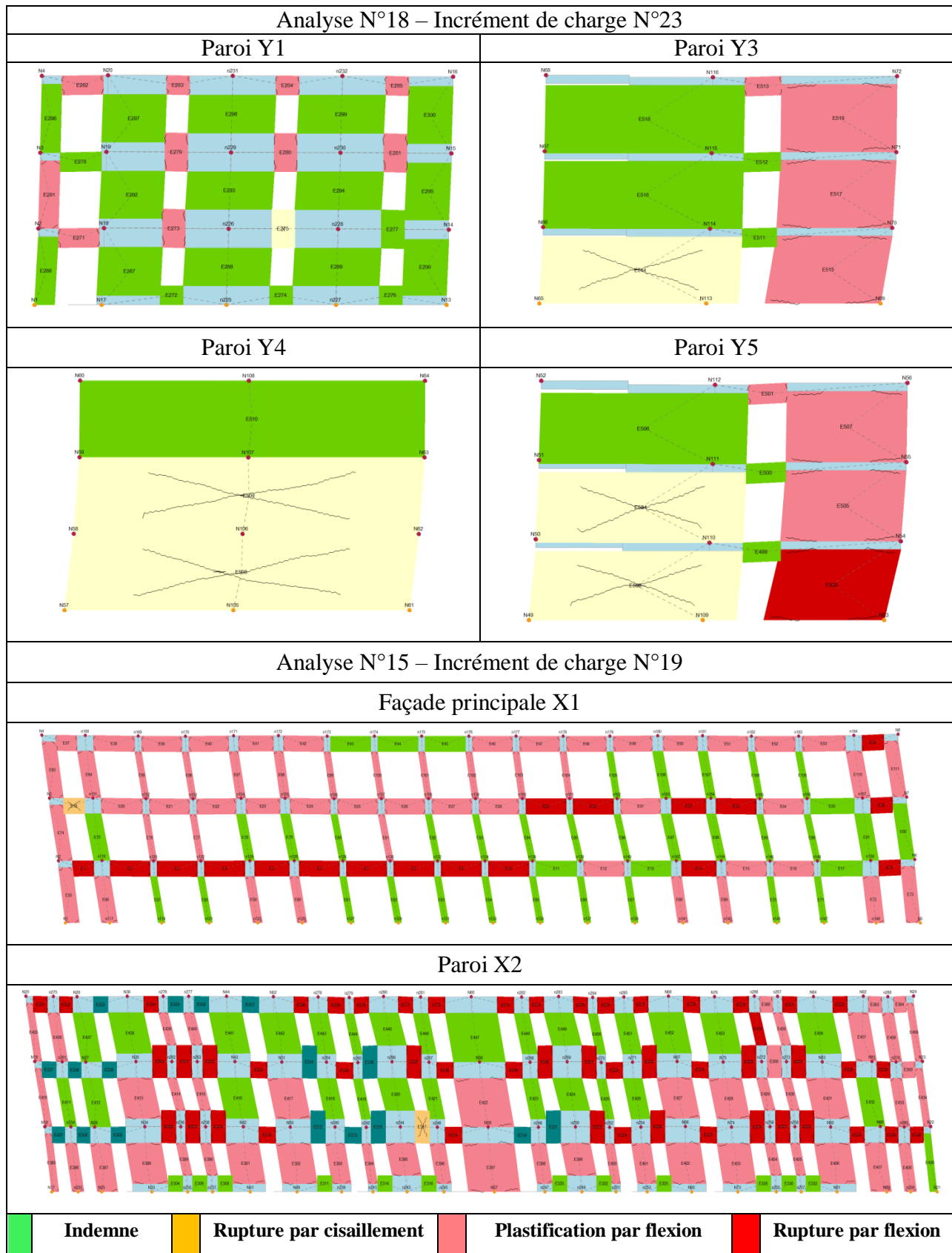


Figure 3.37 : Illustration de l'endommagement des parois (analyses 15 et 18).

### **3.4. Conclusion**

Le travail présenté dans ce chapitre est composé de quatre parties, on a appliquée sur une structure conçue entièrement en maçonnerie les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures en maçonnerie, fournies par la réglementation Italienne NTC08, une étude de premier niveau (LV1) est effectuée dans un premier lieu en adoptant un model mécanique simplifié, dans un second lieu, une analyse plus approfondie du deuxième niveau (LV2) est réalisée, en modélisant la structure par des portiques équivalents par l'utilisation du logiciel de calcul non linéaire 3Muri. Nous avons proposé aussi par la suite une méthode d'évaluation basée sur les résultats d'analyse non linéaire en adoptant deux modèles différents pour la même structure, et en fin pour tenir compte des réponses locales, l'analyse des différents mécanismes locaux est exécutée.

On déduit par ce travail que l'implémentation de l'analyse Pushover est très efficace pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments historiques en maçonnerie. La réponse sismique de ce type structures est généralement gouvernée par des mécanismes locaux, et cela à cause des mauvaises connexions entre les parois et le plancher.

- Chapitre 4 -

Conception des courbes de fragilité sismique des  
bâtiments en béton armé

## 4.1. Introduction

L'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments en béton armé peut être effectuée en développant des courbes de fragilité. Ces courbes donnent la probabilité qu'un état d'endommagement de la structure ou de l'une de ses composantes, soit atteint ou dépassé en fonction d'une mesure (MI) de l'intensité de la secousse sismique. Un état d'endommagement peut correspondre, par exemple, à l'éclatement du béton de recouvrement des poteaux ou des voiles de contreventement, ou à l'effondrement de l'ouvrage. Ces états peuvent généralement être reliés à un paramètre de la réponse sismique de la structure (PRS), tel que le déplacement relatif au sommet du bâtiment. L'accélération horizontale maximale du séisme, ou l'amplitude de l'accélération spectrale à la période fondamentale de la structure  $S_a(T_1)$  constituent des exemples de mesure de l'intensité de la secousse sismique.

Les courbes de fragilité peuvent être déterminées en examinant les dommages subis par les bâtiments lors des séismes historiques. Pour une représentativité statistique adéquate, cette approche requiert cependant la disponibilité d'une quantité considérable d'observations, ce qui n'est pas encore le cas. Dans ce contexte, les courbes de fragilité sont couramment déterminées en ayant recours à des procédures analytiques basées sur l'étude de la réponse sismique non linéaire d'un modèle numérique du bâtiment. L'endommagement progressif de la structure peut alors être suivi en effectuant des analyses statiques non linéaires dites « Pushover », ou bien des analyses dynamiques incrémentales qui consistent à soumettre le modèle numérique de la structure à un ensemble de séismes dont l'amplitude est graduellement augmentée. L'analyse des réponses obtenues permet de relier les états d'endommagement au niveau de la mesure d'intensité sismique adoptée (Vamvatsikos et Cornell 2002).

Dans cette étude nous présentons deux méthodes différentes pour la conception des courbes de fragilité des bâtiments en béton armé, dont la première est basée sur l'analyse statique non linéaire « Pushover », la deuxième méthode consiste à effectuer des analyses dynamique non linéaire incrémentale, en utilisant des accélérogrammes des séismes antérieur préalablement sélectionnés et étalonnés selon le spectre de réponse fournit par le règlement parasismique Algérien RPA99/version2003, nous avons pris comme cas d'étude un ancien bâtiment construit en 1970 et utilisé comme un centre culturel, implanté à « Bouguirat » (commune de la wilaya de Mostaganem), ce bâtiment a été affecté par un séisme d'une magnitude de 5,2 secouant la zone de Bouguirat en 2014 et provoquant des dommages sévères aux anciens bâtiments.

## 4.2. Analyse Pushover

La méthode d'analyse statique non linéaire Pushover est une méthode approximative dont laquelle la structure est assujettie à une charge latérale croissante jusqu'à atteindre un déplacement cible. L'analyse Push-Over consiste en une série d'analyses élastiques, superposées pour approximer une courbe de capacité ou courbe effort tranchant à la base – déplacement au sommet. La première étape est d'appliquer la force gravitaire et latérale qui découle d'une loi de comportement du type bilinéaire ou tri-linéaire, la charge latérale est augmentée d'une manière itérative jusqu'à atteindre une première plastification d'un élément (apparition de rotule plastique).

## 4.3. Analyse dynamique incrémentale

En 1977 « Bertero » a été le premier qui a proposé l'idée de l'analyse dynamique incrémentale (IDA) et elle a été soumise à un développement substantiel par de nombreux chercheurs à la fin du dernier siècle et au début de ce siècle. Cette méthode d'analyse a été adoptée par l'Agence Fédérale de Gestion des Urgences (FEMA 2000a) et est considérée comme la méthode la plus pertinente pour estimer les réponses structurelles sous charges sismiques. Dans cette analyse, un modèle structurel correctement défini est soumis à une suite d'enregistrements des séismes, l'intensité de ces séismes est progressivement augmentée en utilisant des facteurs d'échelle. L'intensité continue d'augmenter jusqu'à ce que la structure passe de l'élastique au non linéaire suivi d'un effondrement structurel (Vamvatsikos 2002). À la fin, des courbes représentant les réponses paramétrées par rapport aux niveaux d'intensité du séisme sont produites.

Les courbes obtenues par l'analyse dynamique incrémentale visualisent les réponses structurelles et décrit le comportement des structures soumises aux charges sismique. Deux paramètres essentiels doivent être choisis préalablement pour la conception de ces courbes ; 1) PRS : paramètre de réponse sismique, qui peut être présenté par le déplacement inter-étage maximal, l'effort tranchant à la base ou-bien la rotation maximale; 2) MI : la mesure d'intensité, ce paramètre peut être défini par l'accélération maximale au sol « PGA », ou l'accélération spectrale correspondante à la période fondamentale de la structure.

## 4.4. Application de la méthode statique et dynamique non linéaire pour la conception des courbes de fragilité

### 4.4.1. Description du bâtiment étudié

Le bâtiment de cette étude est une structure en béton armé, implanté à la commune de Bouguirat (Wilaya de Mostaganem), l'un des structures les plus affectées par le séisme du 22 Mai 2014, ce jour la, deux secousses telluriques de magnitude 4,1 et 5,2 degrés sur l'échelle de Richter ont été enregistrées, dont l'épicentre se situait respectivement à 17 et 10 kilomètres au sud est de Mostaganem. Ce tremblement de terre a provoqué des dommages sur 1.054 habitations, la remise en état de ces structures a été estimé à plus de quatre cent millions de dinars.

Pour notre étude, nous prenons le cas du centre culturel de la commune de Bouguirat, construit en 1970 d'un système de portique en béton armé contreventé par seulement deux voiles orienté sur une seule direction. D'après l'expertise effectuée par le service du contrôle technique des constructions (CTC) de Mostaganem, le bâtiment est classé parmi les structures les plus endommagées.



**Figure 4.1 :** *vue d'extérieur du bâtiment.*

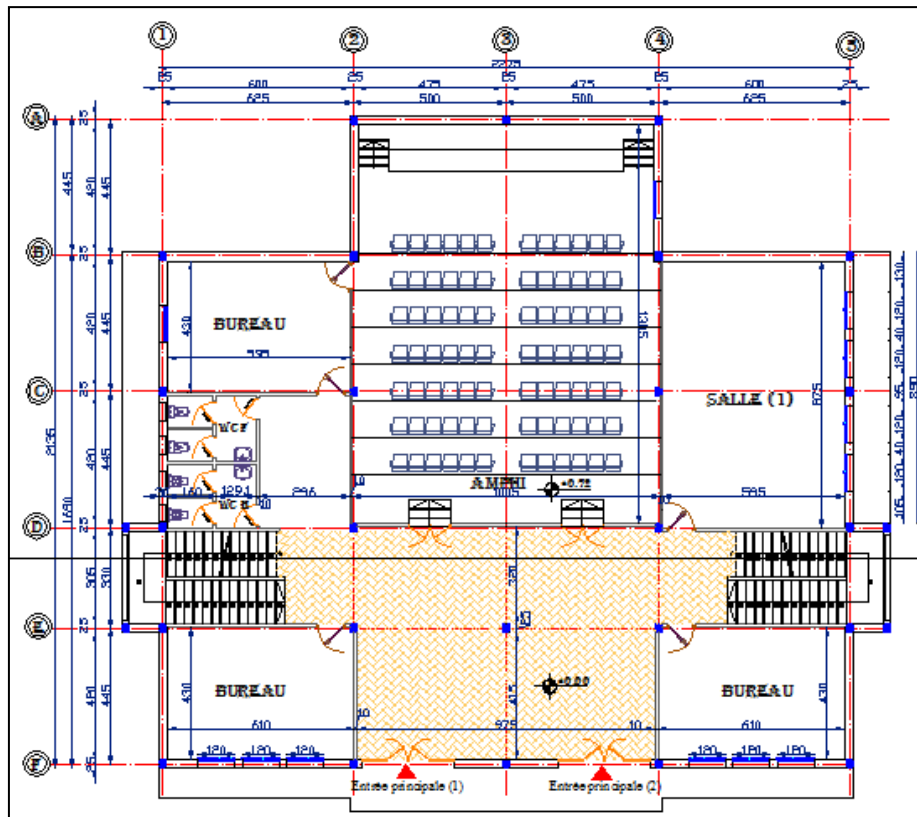


Figure 4.2 : Vue en plan du RDC.

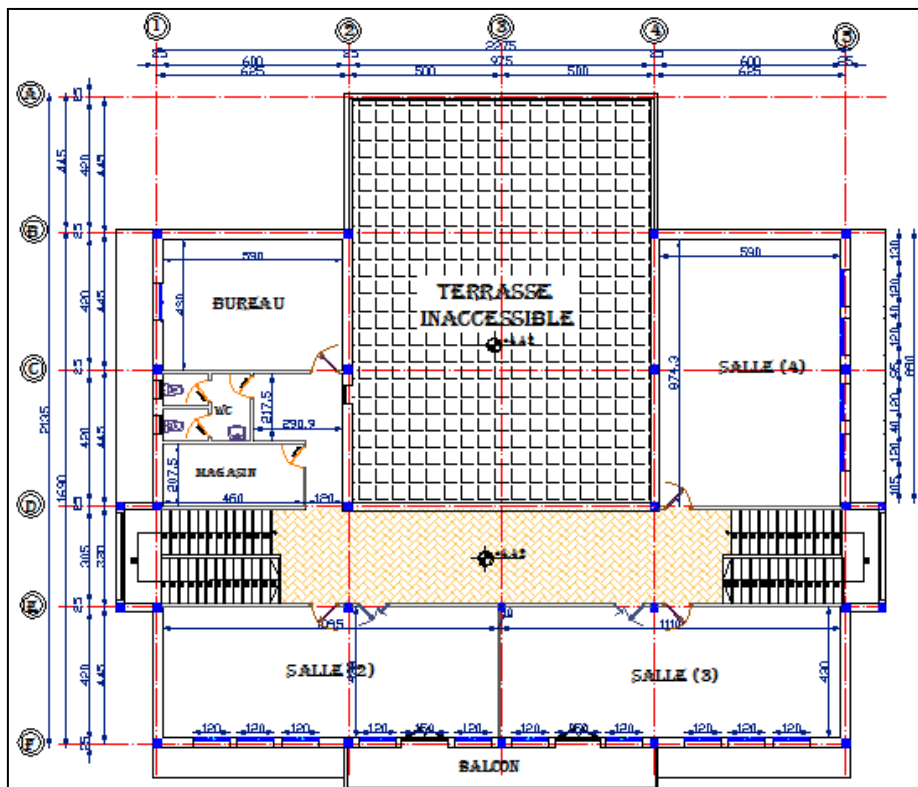


Figure 4.3 : Vue en plan du 1<sup>er</sup> étage.



Figure 4.4 : Photos des états de dommages de la structure.

#### 4.4.2. Modélisation des éléments de la structure.

- **Poteaux et poutres**

Le comportement global non linéaire d'une structure est décrit par la formation des mécanismes de rotules plastiques en un ou plusieurs de ses éléments.

Les rotules plastiques sont des zones qui, sous une sollicitation sismique, perdent leur capacité de résistance et deviennent une sorte d'articulation, permettant la rotation de l'élément (Figure IV.3).

La rotule plastique définit le comportement post-élastique de l'élément considéré, permettant la dissipation d'une quantité importante d'énergie avant la rupture de l'élément. Cette propriété est connue sous le nom de ductilité des matériaux. Ces rotules plastiques sont caractérisées par certains paramètres qui définissent la capacité de déplacement, ou de rotation de la rotule, avant sa

rupture. Les valeurs caractérisant les rotules plastiques définissent le mécanisme global de ruine de la structure, et représentent des éléments fondamentaux de la modélisation non linéaire.

L'insertion des rotules plastique dans les poteaux et les poutres se fera comme suit :

- ❖ **Poutres** : Rotule de flexion (type M3), Rotule de cisaillement (type V2).
- ❖ **Poteaux** : Rotule de flexion (type PMM) qui tient compte de la loi de variation du moment résistant en fonction de l'effort normal dans le poteau, et deux rotules de cisaillement (V2 et V3) suivant les deux directions principales des poteaux.

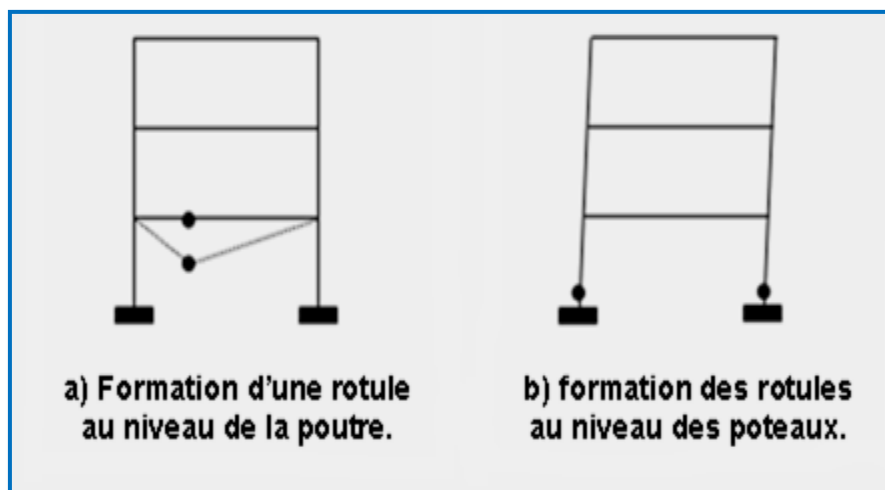


Figure 4.5 : Formation des rotules plastiques dans les poteaux et les poutres.

Pour chaque type de rotule, le comportement non linéaire est défini par un modèle idéalisé, représenté par une courbe force – déformation (Figure 4.4).

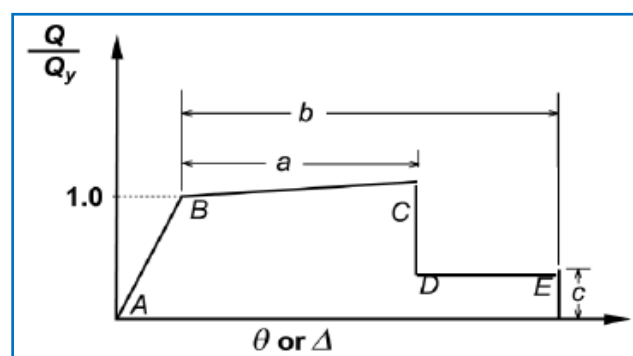


Figure 4.6 : Loi de comportement des rotules plastiques.

La courbe est composée d'une réponse linéaire (réponse élastique) entre les points **A** et **B**.

Au point **B**, l'élément atteint la limite élastique et à nouveau une réponse linéaire est observé avec une rigidité réduite entre les points **B** et **C**.

Au point **C**, une réduction soudaine de la résistance de l'élément se produit et le graphique tombe au point **D**. Au-delà du point **D**, l'élément répond avec une résistance réduite jusqu'au point **E**, où la perte définitive de la résistance de l'élément a lieu. Les paramètres **a**, **b** et **c** désignent les déformations qui se produisent après dépassement de la limite élastique de l'élément, c'est-à-dire, la déformation plastique. Ces paramètres sont déterminés par le logiciel de calcul en se référant aux tableaux donnés dans le code FEMA 273.

#### ▪ Les voiles de contreventement

On a adopté une modélisation simplifiée pour décrire le comportement non linéaire des voiles de contreventement en utilisant des modèles macroscopiques (Vulcano 1988, Orackal et Wallace 2006,...etc). Selon les approches habituelles de modélisation non linéaire, les voiles sont modélisés par un élément « poteaux-poutres » équivalent situé sur l'axe central du voile.

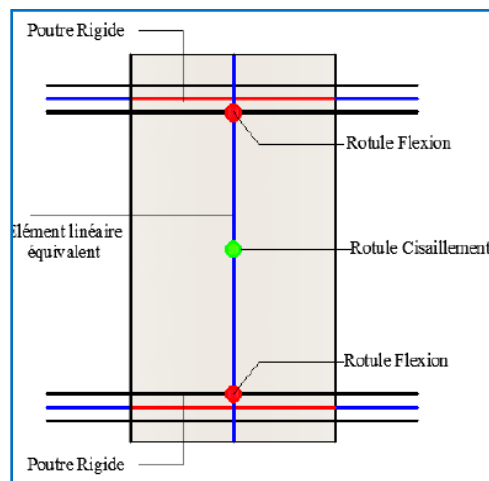


Figure 4.7 : Modélisation du voile par un élément poteau-poutre équivalent.

#### 4.4.3. Application de l'analyse Pushover

En utilisant le logiciel de calcul non linéaire SAP2000, on a exécuté une analyse statique non linéaire sur notre bâtiment, l'analyse a été effectuée suivant les deux directions principale de la structure et en appliquant les trois modes de chargements pour déterminer la courbe de capacité obtenue par le mode de chargement jugé le plus défavorable sur notre bâtiment.

#### 4.4.3.1. Définition des modes de chargement de l'analyse Pushover

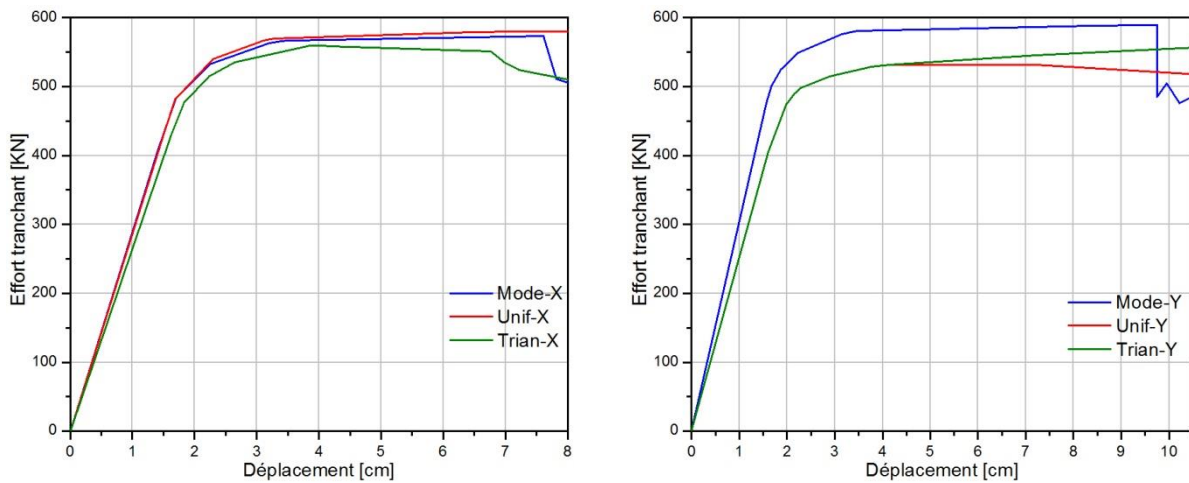
La distribution des charges horizontales est l'un des aspects les plus critique de la méthode Pushover, car elle est basée sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constante durant toute la durée de l'excitation sismique. Il est recommandé par plusieurs chercheurs (Fajfar 2000, Kunnath 2004) d'effectuer les analyses en appliquant plus qu'une seule distribution de charge latérale, à cet effet, on a utilisé trois différents types de chargement latéral qui sont comme suit :

- **Distribution uniforme** : forces latérales proportionnelles à la masse  $S_j = m_j$ .
- **Distribution triangulaire** : distribution en fonction de la hauteur du niveau :  $S_j = m_j \times h_j$
- **Distribution modale** : distribution selon la déformée du 1<sup>er</sup> mode :  $S_j = m_j \times E_{j1}$

#### 4.4.3.2. Résultat de l'analyse Pushover

##### 4.4.3.2.1. Courbes Pushover

Les courbes obtenues par l'analyse Push-Over sont représentées sur la figure suivante :



**Figure 4.8** : Courbes Pushover selon les deux directions principales.

Après une comparaison entre les différentes courbes, il a été observé que le mode de chargement qui demeure le plus défavorable sur notre structure est un chargement triangulaire, et cela en observant une réduction importante de la rigidité de la structure après la limite élastique par rapport aux courbes obtenues par les autres modes de chargement.

#### 4.4.3.2.2. Courbe de capacité

La courbe Pushover obtenu précédemment doit être transformée en une courbe de capacité décrivant la capacité d'un système à un seul degré de liberté pour pouvoir combiner cette dernière avec un spectre de demande, pour ce faire on doit calculer tout d'abord le facteur de participation modale relatif au premier mode de vibration, ce facteur nous servira à transformer un système de plusieurs degrés de liberté en un système à un seul degré de liberté.

- **Calcul du facteur de participation modal du 1<sup>er</sup> mode de vibration**

L'expression du facteur de participation modal «  $\Gamma$  » est donnée par l'expression suivante :

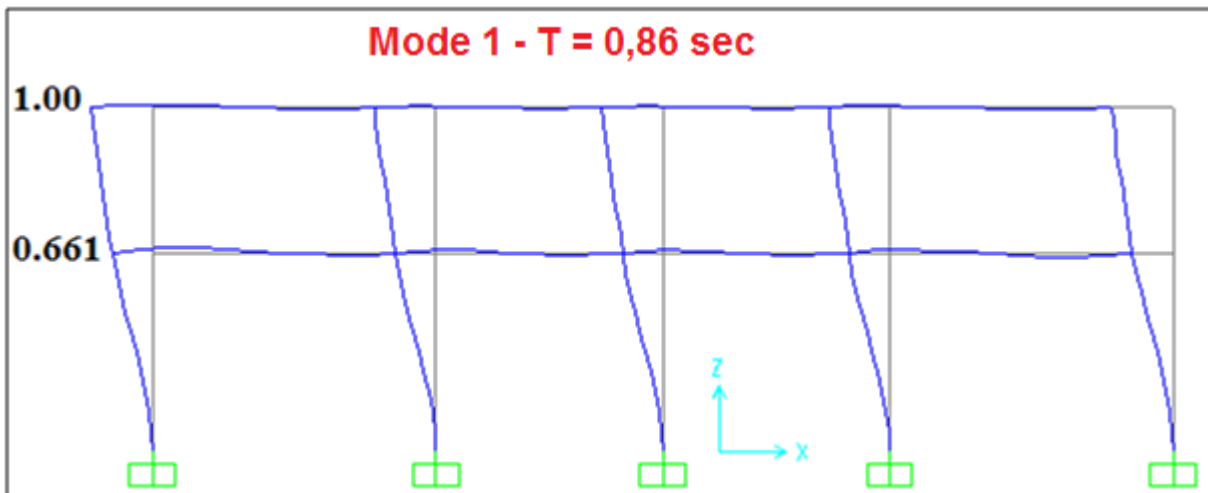
$$\Gamma = \frac{\phi^T M t}{\phi^T M \phi} = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (4.1)$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2}$$

Avec :

$m_i$  : Masse d'ième niveau.

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



**Figure 4.9 :** La déformée modale selon le 1<sup>er</sup> mode de vibration.

Les calculs effectués pour la détermination du facteur de participation modal du 1<sup>er</sup> mode sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau 4.1.** Valeurs des masses et amplitudes modales du 1<sup>er</sup> mode.

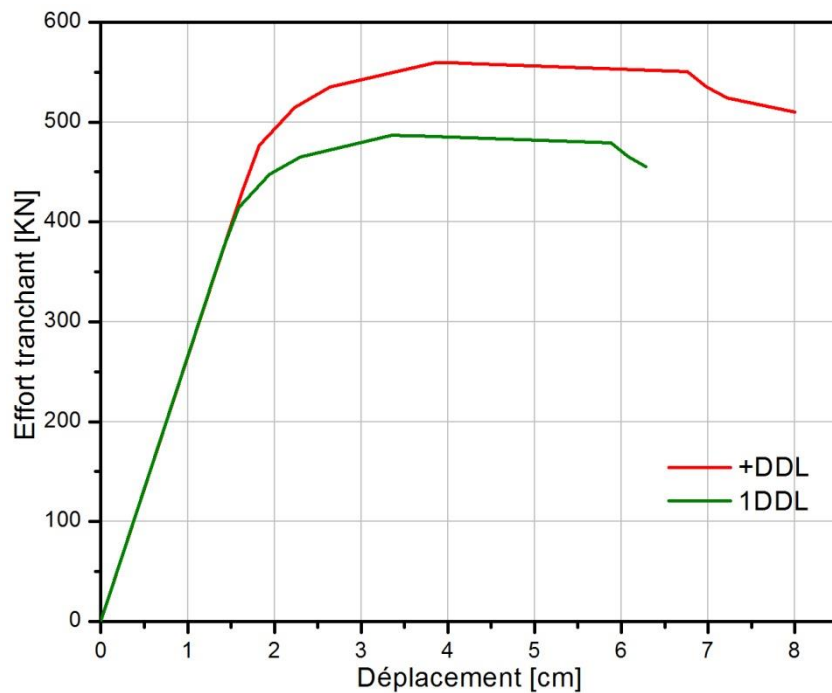
Niveau	Mi (MN)	$\phi_i$	$m^* = m_i \phi_i$	$m_i \phi_i^2$
--------	---------	----------	--------------------	----------------

2	3,922	1,00	3.922	3.922
1	3,922	0.661	2.592	1.713
		$\Sigma$	6.514	5.635

Selon l'expression 4.1. La valeur du facteur de participation modal est :  $\Gamma = 1,15$ .

La courbe traduisant le comportement du système équivalent à un seul degré de liberté est tracé en portant en abscisse le déplacement au sommet  $d^* = d/\Gamma$ , et en ordonnée la force  $F^* = V/\Gamma$ .

$$F^* = \frac{V}{\Gamma}; \quad d^* = \frac{D}{\Gamma}$$



**Figure 4.10** : Transformation de la courbe Pushover en une courbe de capacité Du système équivalent.

La courbe de capacité représentée en figure 5 est transformée ensuite en une courbe bilinéaire sur la base de l'hypothèse que la rigidité initiale du système idéalisé est déterminé de telle sorte que les zones situées sous les courbes force-déformation réelle et idéalisée soient égales.

Sur la base de cette hypothèse, le déplacement à la limite d'élasticité du système équivalent à un seul degré de liberté  $d_y^*$ , est donnée par :

$$d_y^* = 2 \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (4.2)$$

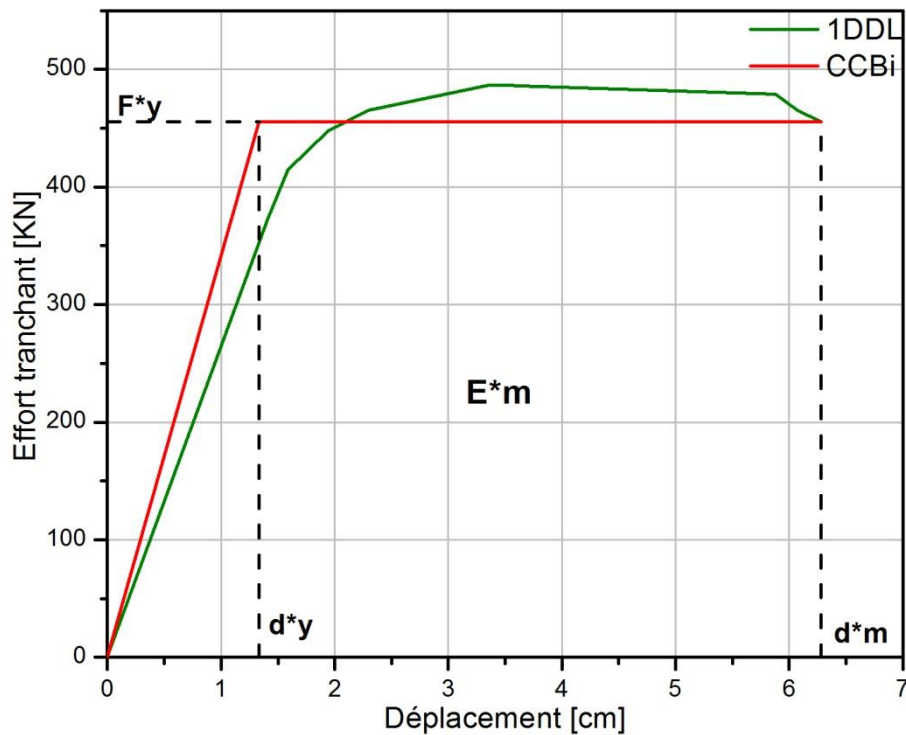


Figure 4.11 : Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité

- **Détermination de la période du système équivalent**

Après avoir calculé les points  $(F^*y, d^*y)$  caractérisant la courbe de capacité bilinéaire du système équivalent, la période  $T^*$  de ce système à un seul degré de liberté idéalisé est donnée par :

$$T^* = 2\pi \sqrt{\left(\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}\right)} \quad (4.3)$$

D'où la valeur de la période du système équivalent est :  $T^* = 0.86$  sec.

#### 4.4.3.2.3. Définition du spectre de réponse

Le spectre de réponse défini dans le règlement parasismique Algérien « RPA99/version 2003 » est une courbe de réponse maximale d'accélérations  $(Sa/g)$  d'un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres  $T$ .

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (4.4)$$

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**η** : Facteur de correction d'amortissement.

**ξ** : Pourcentage d'amortissement critique.

**R** : Coefficient de comportement de la structure.

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

**Q** : Facteur de qualité.

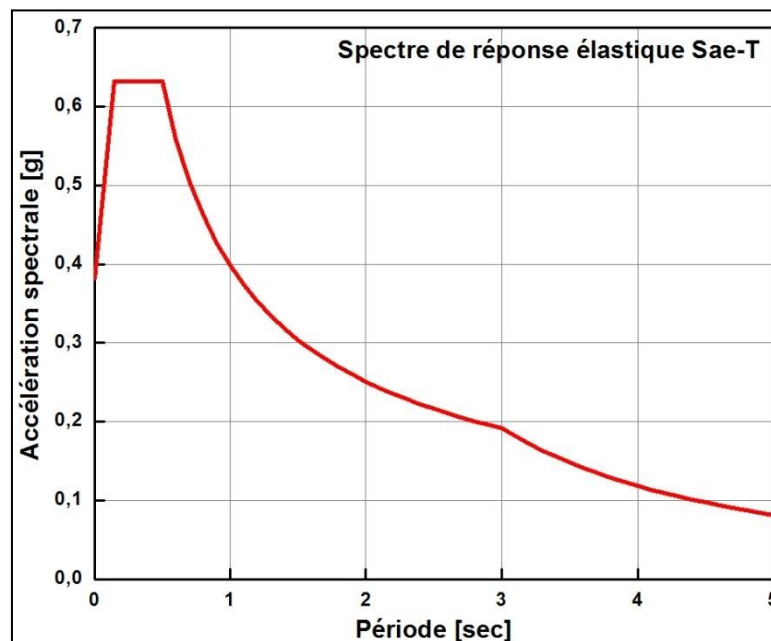
Pour notre étude les valeurs caractérisant le spectre de réponse sont présentées sur le tableau suivant

**Tableau 4.2** : Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique.

A	η	ξ	R	T1	T2	Q
0.20	0.881	7%	1	0.15	0.50	1.2

La prise en compte de la valeur unitaire du coefficient de comportement de la structure est pour avoir un spectre de réponse élastique.

Le tracé du spectre de réponse élastique est comme suit :



**Figure 4.12** : Spectre de réponse élastique en format Sa-T.

▪ **Spectre de réponse élastique en format « Sa-Sd »**

Pour pouvoir combiner le spectre de capacité avec le spectre de demande (réponse), on doit transformer ce dernier en format accélération déplacement en utilisant la relation suivante :

$$S_{de} = \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (4.5)$$

$$S_{de} = \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_{ae}$$

Après avoir calculé les déplacements spectraux par la formule V.3 on obtiendra le spectre de réponse élastique en format Sa-Sd comme suit :

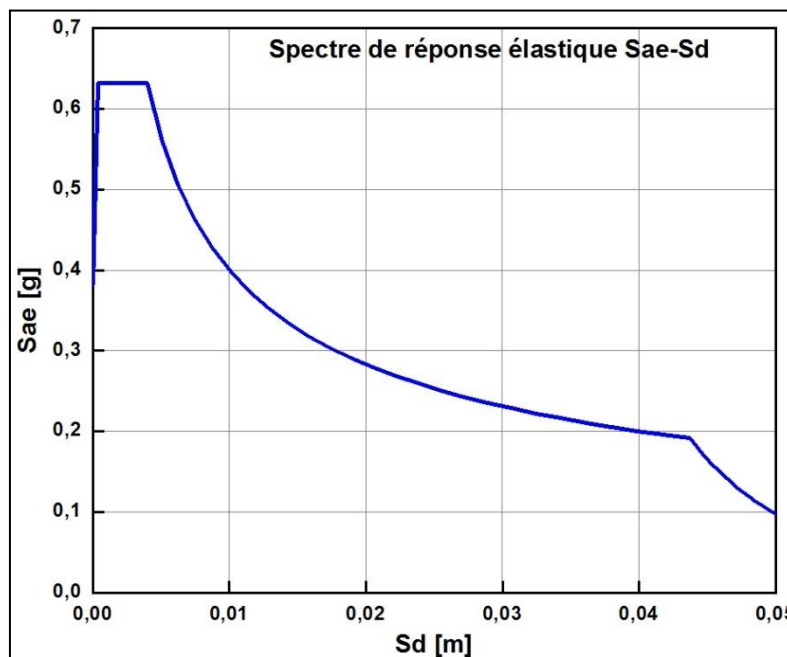


Figure 4.13 : Spectre de réponse élastique en format Sa-Sd.

▪ **Spectre de réponse inélastique en format « Sa-Sd »**

Sachant qu'on doit utiliser un spectre de réponse inélastique pour le calcul du déplacement de la structure (point de performance), le spectre de réponse élastique est ensuite transformé en un spectre de réponse inélastique en utilisant les relations suivantes :

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (4.6)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_a \quad (4.7)$$

Avec:

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

$R_\mu$  : Facteur de réduction du à la ductilité de la structure.

Sachant que la valeur de la période du système équivalent  $T^*=0.86\text{sec}$  est supérieure à la valeur de la période caractéristiques associée à la catégorie de site  $T_2= 0.50 \text{ sec}$ , la valeur du facteur de réduction  $R_\mu$  est égale à la valeur du facteur de ductilité :

$$R_\mu = \mu \Rightarrow R_\mu = 4,70.$$

$$T^* < T_2$$

En utilisant les relations 4.1 on obtient l'allure du spectre de réponse inélastique suivante :

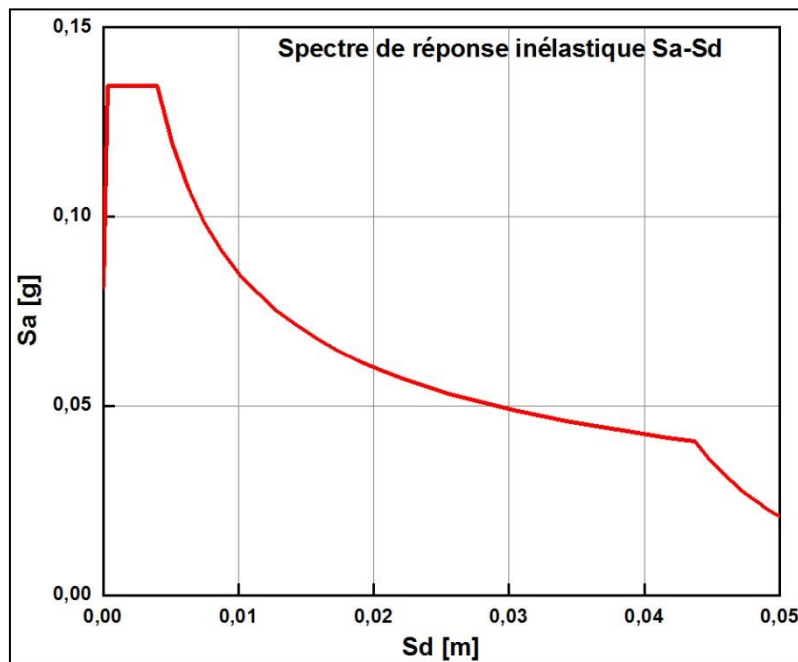


Figure 4.14 : Spectre de réponse inélastique en format Sa-Sd.

#### 4.4.3.2.4. Détermination du point de performance

Sachant que Le déplacement au point de performance 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 du site ( $T_c$ ). Faisant varier l'accélération maximale au sol ( $a_g$ ) de 0 à 0.35g afin de

couvrir les différents états d'endommagement du bâtiment étudié, nous obtiendrons une série de point de performance, les valeurs des déplacements spectraux obtenus aux points de performance nous servirons pour tracer par la suite les courbes de fragilité du bâtiment.

La détermination graphique du point de performance est représentée sur la figure suivante :

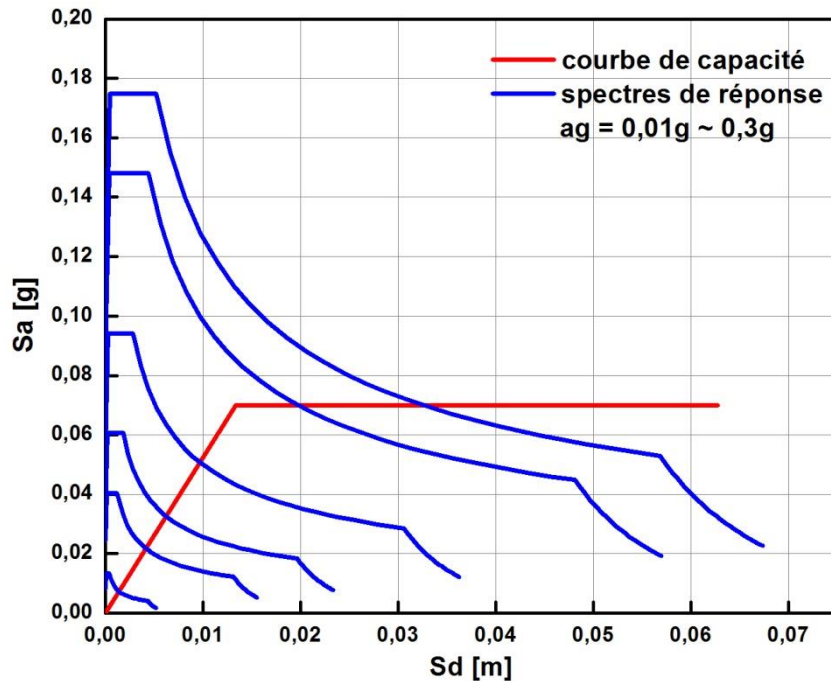


Figure 4.15 : Point de performance pour une série de spectre de réponse [0.01g ~ 0.3g].

#### 4.4.3.3. Conception des courbes de fragilité à partir de l'analyse Pushover

Les courbes de fragilité sont des relations qui fournissent la valeur moyenne des dommages dans une construction en fonction d'un paramètre d'intensité sismique (accélération de pique, intensité spectrale, intensité macrosismique) ou la probabilité de surmonter un certain niveau de dommage. A partir des résultats de l'analyse Pushover, on a défini les quatre états limites des dommages énumérés ci-dessous:

- ❖ *slight damage* :  $S_{d1} = 0,7 D_y$
- ❖ *Moderate damage* :  $S_{d2} = 1,1 D_y$
- ❖ *Extensive damage* :  $S_{d3} = 0,5 (D_y + D_u)$
- ❖ *Complete damage* :  $S_{d4} = D_u$

L'évaluation du niveau de performance attendu pour le système est ainsi réalisé de manière déterministe; cependant, compte tenu de la nature réelle des variables introduites, à partir de la définition des états limites d'endommagement, il est plus approprié de raisonner en termes

probabilistes. En fixant la valeur déterministe pour les états limite, telles que la moyenne et l'écart-type, les courbes de fragilité peuvent être définis.

La probabilité d'occurrence ou de dépassement de l'état limite considéré est donc définie par une distribution log-normal cumulée, fournie par:

$$P \left[ \frac{d_s}{S_d} \right] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta} \cdot \ln \left( \frac{S_d}{S_{d,ds}} \right) \right] \quad (4.8)$$

Où  $\Phi$  est la fonction de distribution cumulative normale standard,  $S_{d,ds}$  est la valeur de déplacement moyenne compatible avec la définition donnée pour chaque état limite de dommage,  $\beta$  est l'écart type et c'une valeur unique pour les quatre états limites, obtenus à partir de la relation suivante:

$$\beta = \ln(\mu) \quad (4.9)$$

D'où  $\mu$  est la ductilité est donnée par :  $\mu = \frac{d_u}{d_y}$

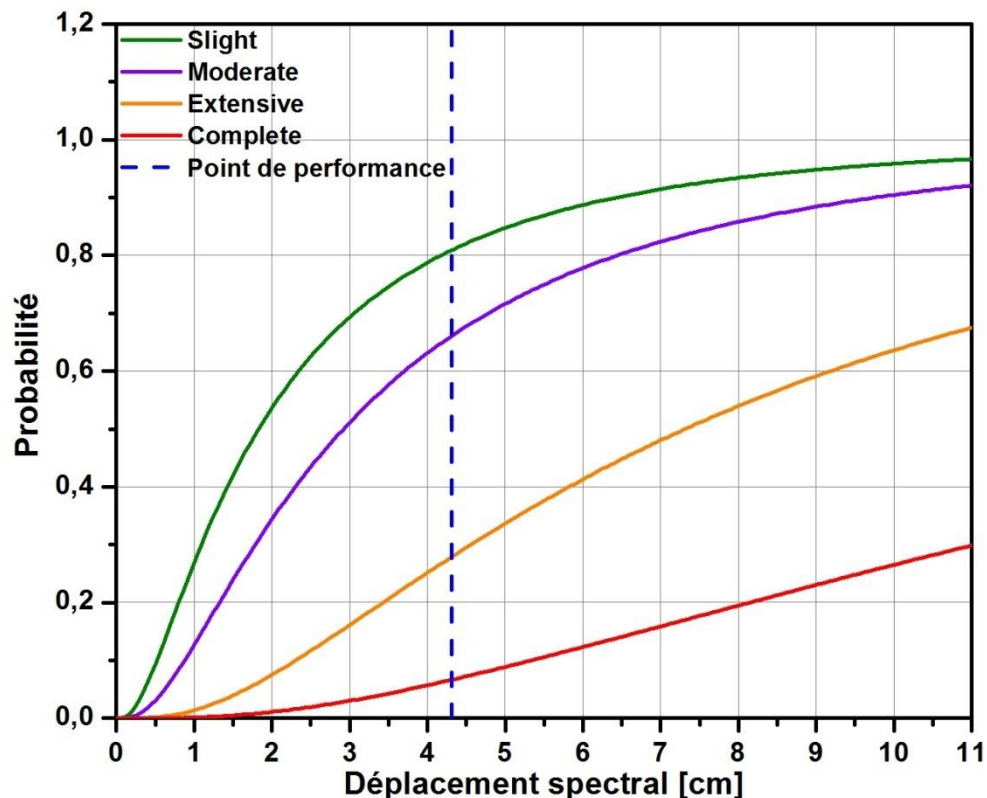


Figure 4.16 : Courbe de fragilité du bâtiment.

A partir de l'intersection du spectre de réponse de la zone ( $a_g = 0.2g$ ) avec la courbe de capacité du bâtiment on a déterminé le point de performance de la structure qui correspond à une valeur de

déplacement au sommet égale à 4.31cm, à partir de cette valeur on a calculé les probabilités d'atteindre les quatre niveaux des dommages (voir figure 4.5).

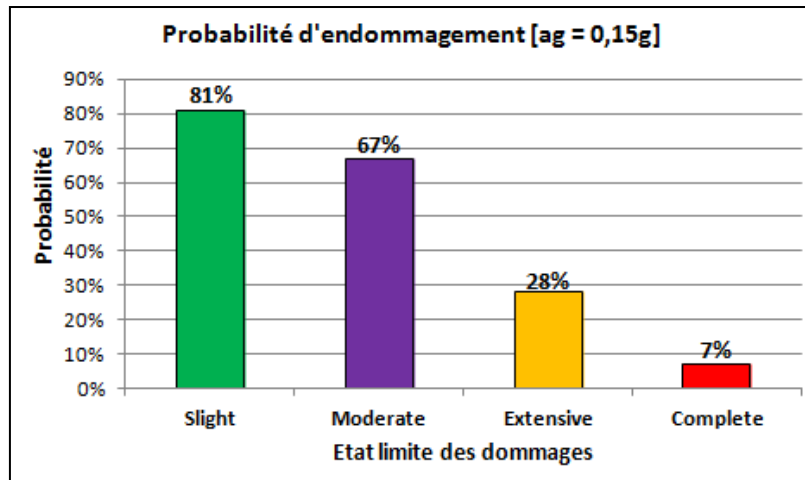


Figure 4.17 : Probabilité d'atteindre les quatre états limites des dommages.

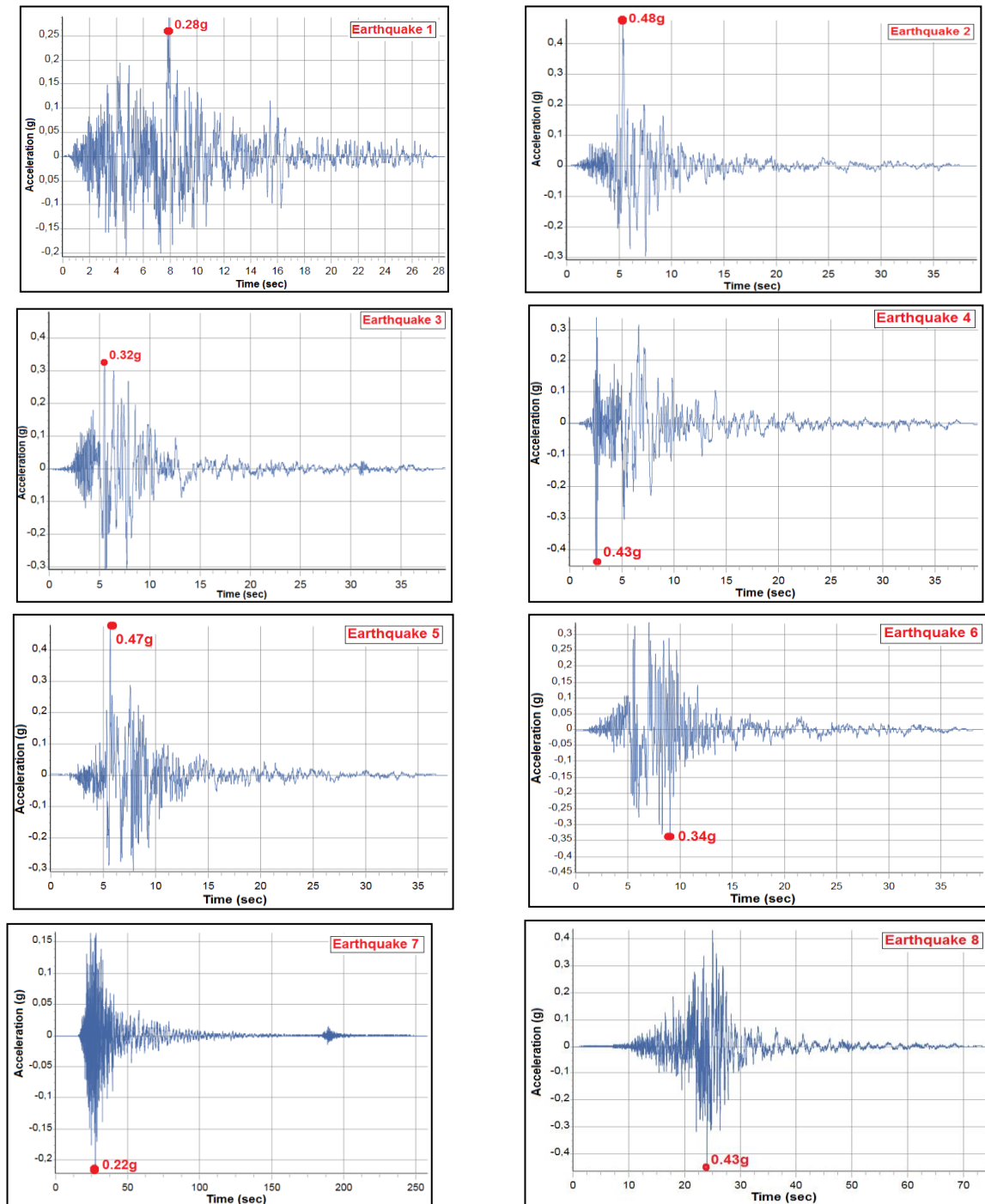
#### 4.4.4. Application de l'analyse dynamique incrémentale (IDA)

L'analyse dynamique incrémentale est une méthode d'analyse computationnelle de l'ingénierie sismique permettant d'effectuer une évaluation complète du comportement des structures soumises à des charges sismiques. Les réponses sismiques de la structure analysée obtenues à partir de l'analyse dynamique incrémentale sont représentées sous forme de courbes qui nécessitent une série d'analyses temporelles non-linéaire en utilisant un ensemble d'accélérogrammes, l'incrémentalation des intensités est effectuée en utilisant un facteur d'amplification. Par conséquent, IDA fournit le comportement sismique des bâtiments sur toute la gamme des déplacements, de l'élastique à l'effondrement.

##### 4.4.4.1. Sélection des sollicitations sismique

Ce paragraphe décrit le processus de sélection des enregistrements sismiques, i.e. accélérogrammes, utilisés dans les analyses dynamiques incrémentales. Les séismes choisis doivent correspondre à l'aléa sismique caractérisant le site de notre bâtiment, par exemple, en termes d'accélération maximale et de contenu fréquentiel. Mostaganem se trouve dans une région de sismicité moyenne. Cependant, on ne dispose pas d'enregistrements sismiques d'amplitudes suffisantes (événement de magnitude trop faible ou mouvements enregistrés à des distances trop élevées) pour affecter l'intégrité des structures. Dans ce contexte, des accélérogrammes artificiels, peuvent être utilisés comme alternative aux enregistrements historiques. Le critère principal utilisé dans ce travail pour la sélection des séismes, exige que le spectre moyen des accélérogrammes sélectionnés soit

compatible avec le spectre cible (donné par RPA 99/version.2003) sur la plage des périodes d'intérêt. La figure 4.2 illustre les dix (10) accélérographes sélectionnés à partir de la base de données PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center),



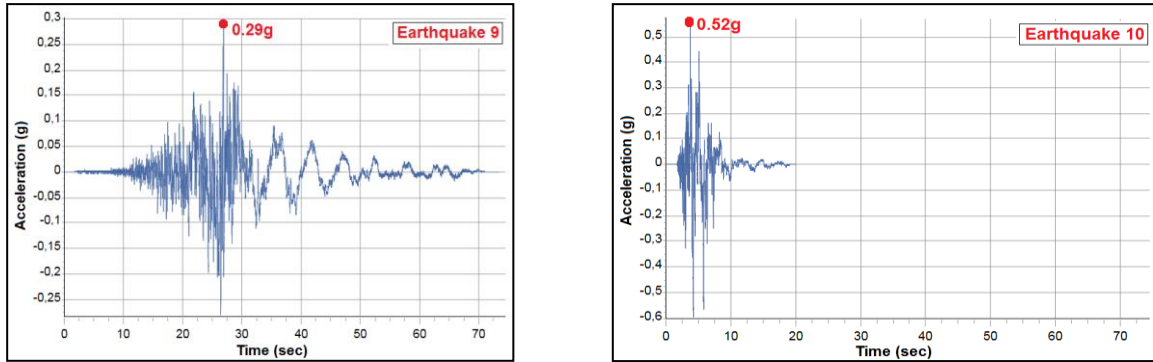


Figure 4.18 : Accélérogrammes des séismes sélectionnées.

La figure ci-dessous montre le spectre cible élastique défini par le règlement parasismique Algérien (RPA2003), et les spectres de réponse calculés à partir des accélérogrammes choisis.

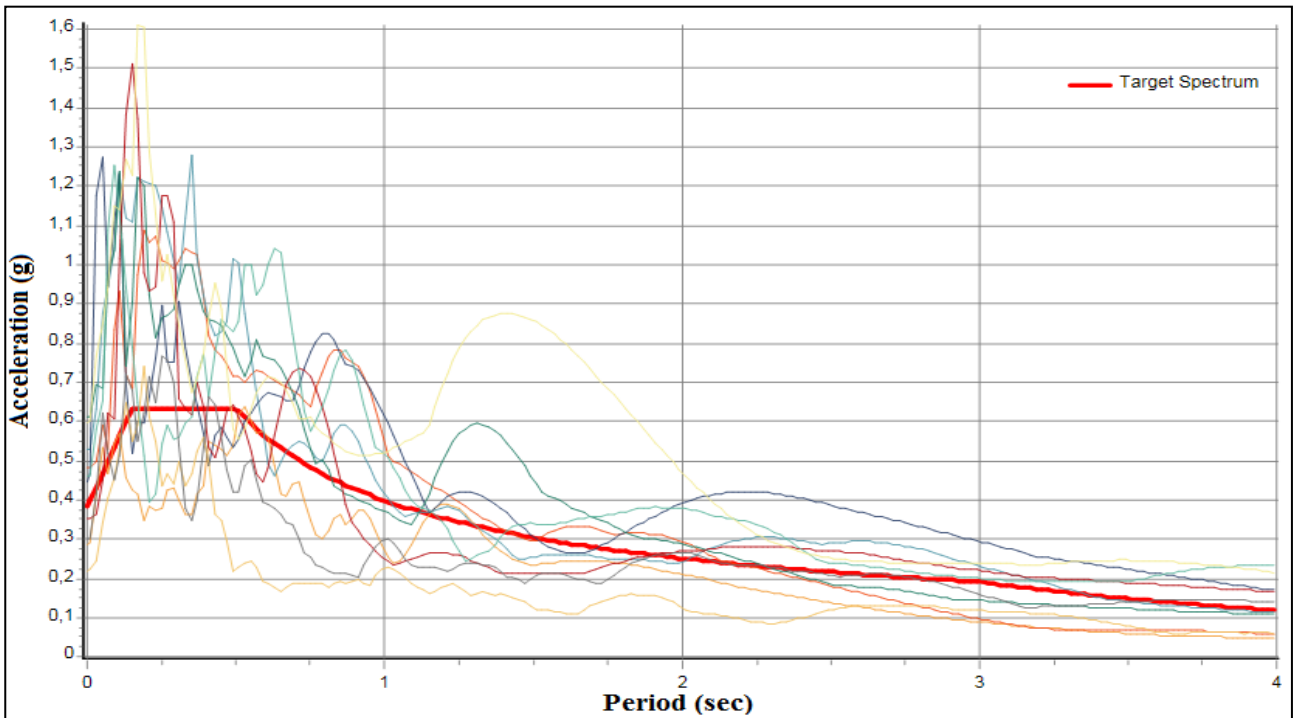


Figure 4.19 : Spectres de réponse des séismes sélectionnés et le spectre de réponse cible.

#### 4.4.4.2. Etalonnage des séismes sélectionnés

Avant d'être utilisés dans les analyses sismiques, les accélérogrammes sélectionnés doivent être étalonnés selon le niveau de l'aléa sismique, i.e. par rapport au spectre d'aléa uniforme prescrit par la norme RPA2003 pour le site de l'ouvrage. La méthode de l'erreur quadratique moyenne (MSE) a été choisie comme mode d'étalonnage des spectres choisis (PEER 2010), cette méthode consiste en la minimisation, sur une plage de période donnée, du *Mean Square Error (MSE)*, un indicateur

caractérisant l'écart entre l'accélération spectrale de l'enregistrement et celle du spectre cible, l'indicateur MSE est calculé par l'équation 4.10 :

$$MSE = \frac{\sum_{i=1}^n [S_a^{cible}(T_i) - f(S_a^{sélectionné}(T_i))]^2}{n} \quad (4.10)$$

Le paramètre  $f$  dans l'équation 4.10 est un facteur d'échelle linéaire,  $n$  est le nombre d'accélérogrammes sélectionnés. Ci-dessous l'illustration des spectres de réponses des séismes sélectionnés après l'étalonnage, et le spectre de réponse cible.

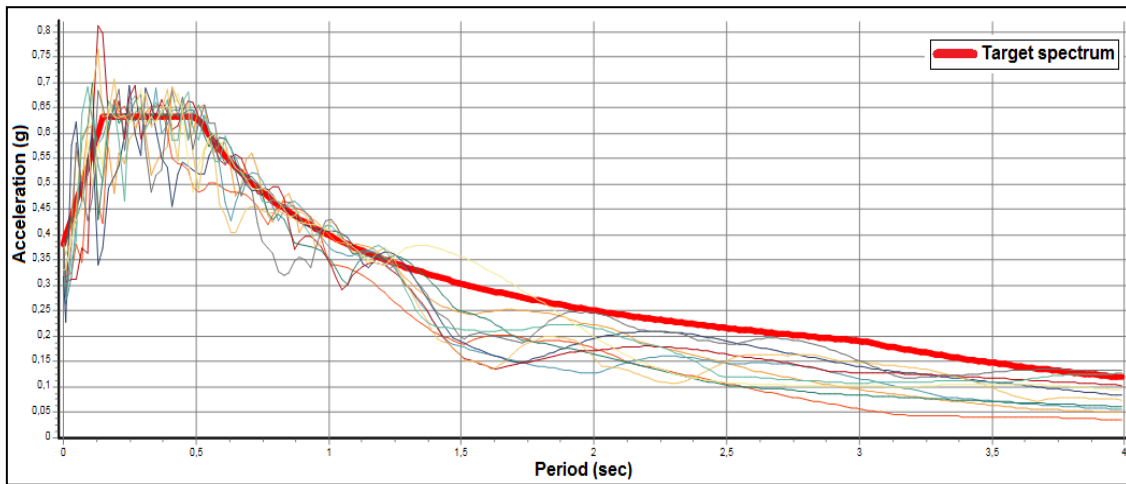


Figure 4.20 : Spectres de réponse étalonnés des séismes sélectionnés et le spectre de réponse cible.

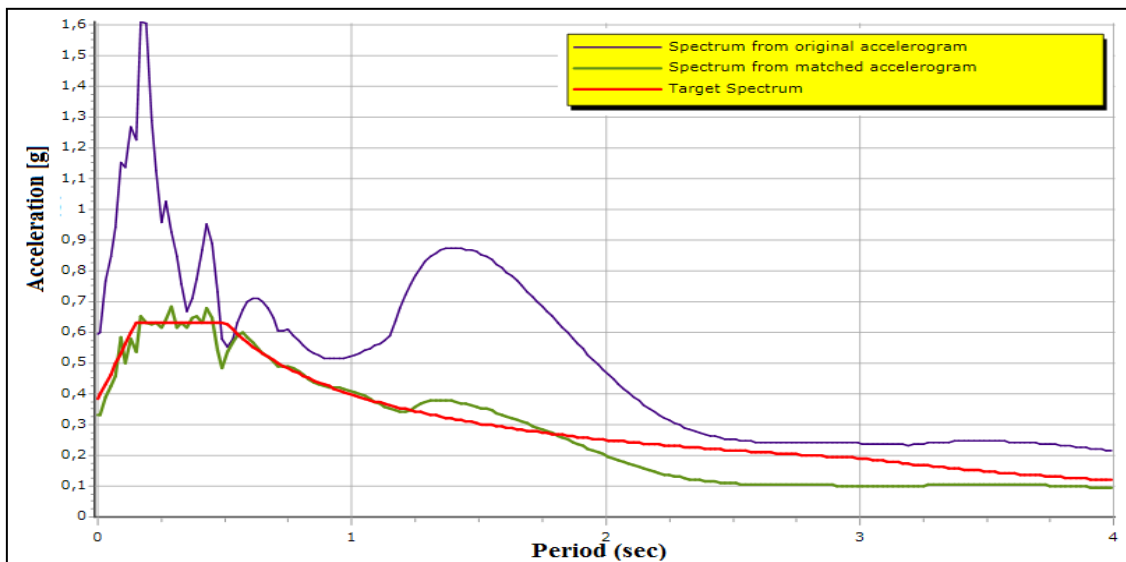


Figure 4.21 : Spectre de réponse moyen des séismes sélectionnés et étalonnés, et le spectre de réponse cible.

#### 4.4.4.3. Modélisation de la structure

Une modélisation par éléments de fibres est utilisée pour simuler la réponse sismique non linéaire du bâtiment selon les deux directions longitudinales. Le logiciel Seismostruct (Seismosoft 2014) est

utilisé à cette fin. Les documents traitant la performance de ce logiciel dans la prédiction de la réponse sismique non linéaire des structures ont été rapportés dans la liste des références bibliographique (Casarotti and Pinho 2006, Vila-Pouca et al. 2011, Alam et al. 2012).

La modélisation 3D du bâtiment est réalisée avec éléments de fibres. Le béton et l'acier des sections en béton armé sont modélisés en utilisant les lois de Mander et al. (1998) et de Menegotto et Pinto (1973), respectivement. La section de chaque poteau et poutre est discrétisée en 150 fibres. Les fondations et le sol sont supposés rigides.

#### 4.4.4.4. Résultat de l'analyse dynamique incrémentale

La performance sismique du bâtiment est évaluée en utilisant comme indice des dommages un paramètre de réponse sismique (PRS) défini par le déplacement latéral relatif à son sommet, tel que normalisé en le divisant par la hauteur de l'étage. Ce paramètre de réponse sismique sera utilisé dans les analyses sismiques de fragilité présentées ci-dessous. Les analyses dynamiques incrémentales sont effectuées en utilisant les accélérographes sélectionnés et étalonnés précédemment. L'amplitude des séismes est pondérée par un second facteur d'ajustement variant de 0,1 à 2 par incréments de 0,1, afin de couvrir les différents états d'endommagement de la structure étudiée. Dans les figures ci-dessous est illustrée l'enveloppe des courbes de capacité obtenues par l'ensemble des analyses temporelles, décrivant la variation de la mesure d'intensité (MI) défini par l'accélération spectrale correspondante à la période fondamentale de la structure en fonction du PRS défini par le déplacement latéral relatif maximum du bâtiment.

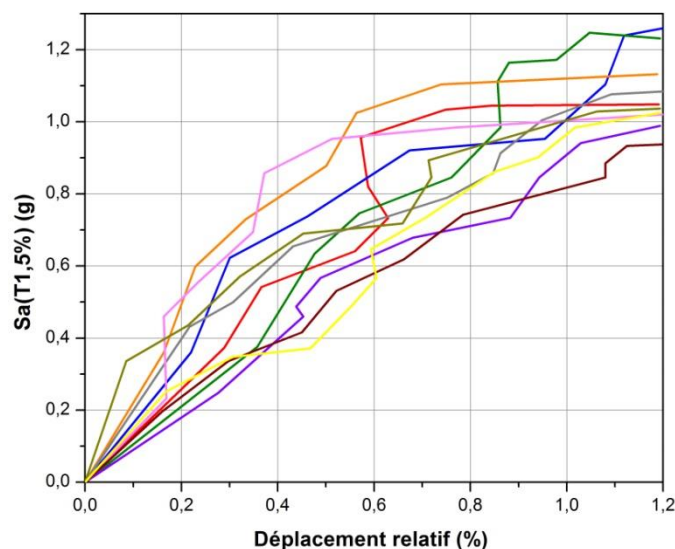
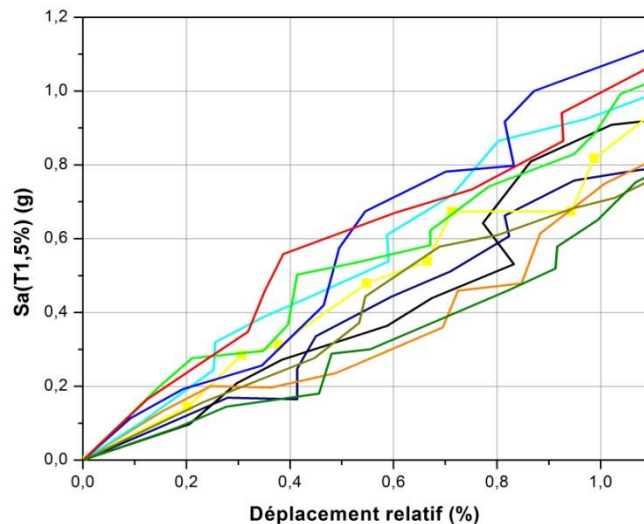


Figure 4.22 : Courbe Pushover dynamique selon la direction X.



**Figure 4.23** : Courbes Pushover dynamique selon la direction Y.

#### 4.4.4.5. Les états limites d'endommagement

Différents états limites d'endommagement (EE) ont été proposés par les chercheurs, tels que des dommages légers, des dommages modérés, des dommages extensifs et un effondrement du bâtiment, définis par la méthodologie HAZUS. Dans cette recherche, ces quatre états limites sont identifiés en termes d'un paramètre de réponse sismique (PRS) défini par le déplacement latéral relatif. Pour les bâtiments constitués de portiques en béton armé, les définitions HAZUS des quatre états limites sont les suivantes:

- *Slight Damage* (dommages légers) : des fissures de cisaillement et de flexion se produisent au niveau des joints entre les poutres et les poteaux. Cet état limite est défini par la valeur du déplacement relatif égale à 0.25.
- *Moderate Damage* (dommages modérés) : les fissures sont indiquées sur la plupart des poteaux et des poutres. Pour les bâtiments non-ductiles, de plus grandes fissures de cisaillement et quelques éclatements de béton peuvent se produire, tandis que pour les bâtiments ductiles, des fissures de flexion et des éclatements de béton peuvent être observés. L'atteinte de ce deuxième état limite est identifiée par la valeur de 0.50 du déplacement latéral relatif.
- *Extensive Damage* (dommages extensifs) : le bâtiment perd sa stabilité en raison de la rupture de ces éléments porteurs mais il peut être restauré sans être utilisé. La valeur du déplacement relatif à cet état limite égale à 0.75.
- *Complete collapse* (effondrement) : le bâtiment perd complètement sa stabilité et s'effondre à partir du déplacement relatif ayant une valeur de 1.00.

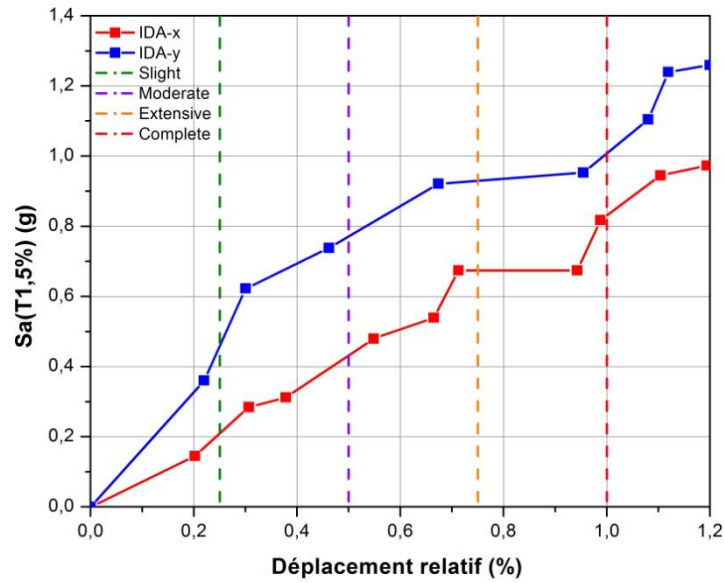


Figure 4.24 : Identification des états limites des dommages.

#### 4.4.4.6. Conception des courbes de fragilité

Une fonction de fragilité peut s'exprimer par une distribution cumulative log-normale :

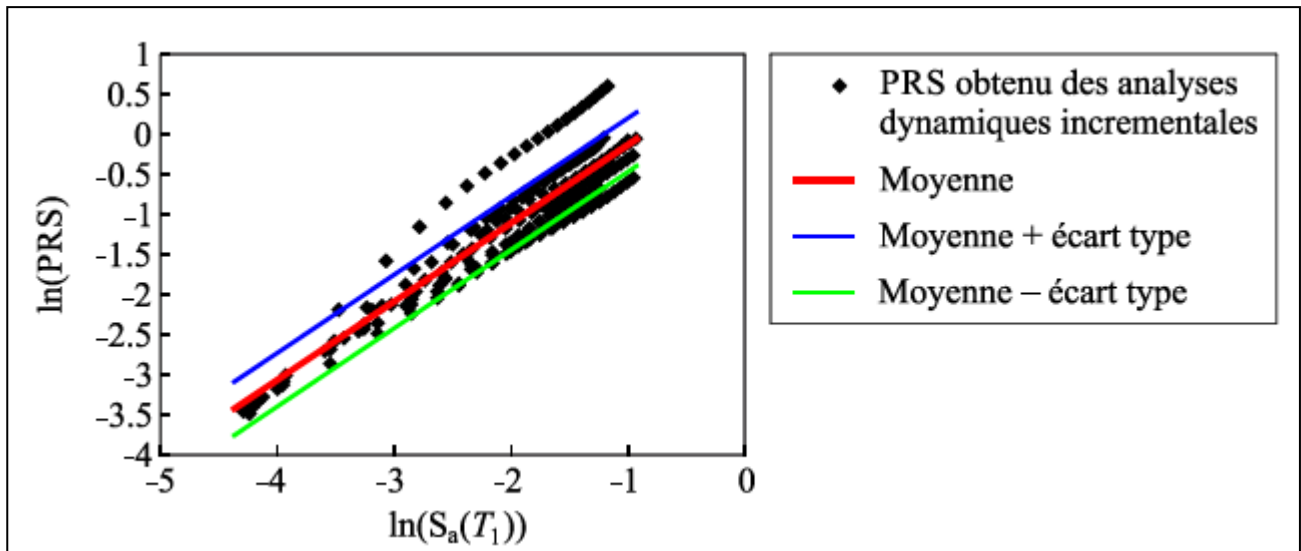
$$P(PRS < EE \mid MI) = \varphi \left[ \frac{\ln \left( \frac{MI}{\mu} \right)}{\beta} \right] \quad (4.11)$$

Où  $\varphi$  est une fonction de distribution normale,  $\mu$  la médiane des mesures MI de l'intensité sismique, et  $\beta$  la dispersion tenant compte des incertitudes dans l'estimation des sollicitations et des réponses sismiques. Les valeurs de  $\mu$  sont obtenues des résultats des analyses dynamiques incrémentales et celles de  $\beta$  des mêmes résultats incluant l'incertitude associée aux états d'endommagement sélectionnés.

Pour pouvoir utiliser l'équation (4.11), la médiane  $\mu$  et la dispersion  $\beta$  sont déterminés à partir des résultats obtenus des analyses dynamiques incrémentales. (Mackie et al. 2007) ont démontré qu'un PRS peut être relié à une MI par la relation linéaire approximative suivante :

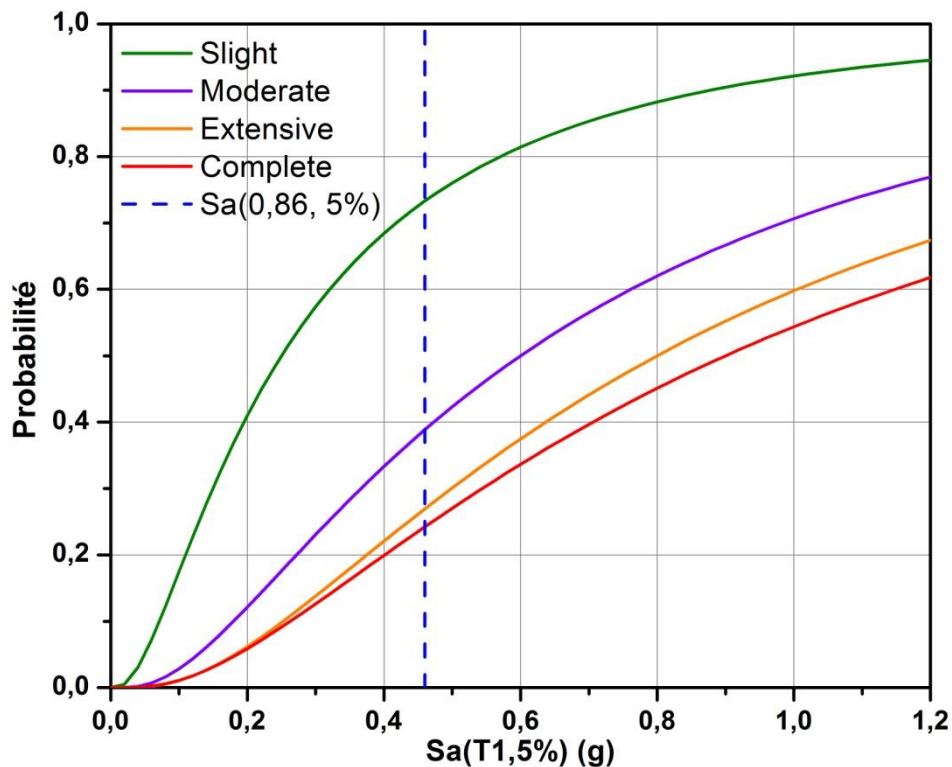
$$\ln (PRS) = A + B \ln(MI) \quad (4.12)$$

Où les constantes  $A$  et  $B$  peuvent être déterminées à partir des analyses de régression. Dans le cas du bâtiment étudié, on trouve  $A = 0,84$  et  $B = 0,98$ . L'écart-type est 0,34. La figure 4.25 illustre les droites représentant l'équation (4.12), plus ou moins les écarts-types.



**Figure 4.25 :** Variation du logarithme naturel du PRS (déplacement latéral normalisé) en fonction du logarithme naturel de la mesure d'intensité  $S_a(T_1)$ . Valeurs obtenues en utilisant les résultats des analyses dynamiques non linéaires incrémentales sous l'effet de l'ensemble des 10 séismes.

L'équation (4.11) est alimentée par les résultats de l'équation (4.12) pour obtenir les courbes de fragilité correspondant à chacun des états d'endommagement pour le bâtiment étudié. Les courbes de fragilité obtenues en utilisant les résultats des analyses dynamiques incrémentales sous l'effet des 10 séismes sont illustrées à la figure 4.26.



**Figure 4.26 :** Courbe de fragilité du bâtiment sur la direction X.

A partir de ces courbes de fragilité, on déduit les probabilités d'atteindre les quatre états d'endommagement de notre bâtiment.

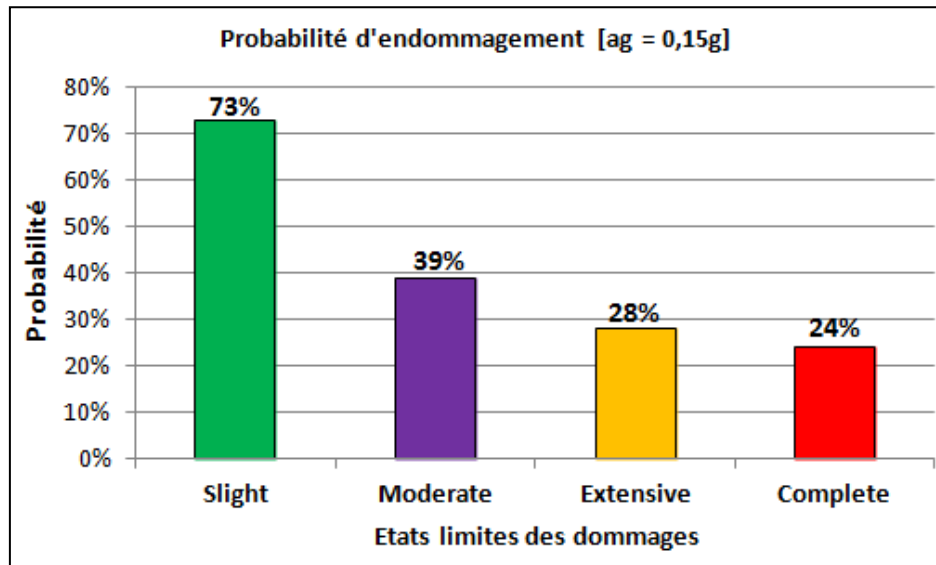


Figure 4.27 : Probabilité d'atteindre les quatre états limites des dommages.

#### 4.5. Conclusion

Ce travail avait pour but d'illustrer deux méthodes pratiques pour évaluer la performance et l'endommagement sismiques des bâtiments en béton armé. La première méthode est basée sur l'analyse statique non linéaire « Pushover », et la deuxième est basée sur l'analyse dynamique incrémentale. Les deux procédures ont été appliquées sur un bâtiment existant construit en 1970 ayant comme usage d'un centre culturel, ce bâtiment a été affecté par un séisme d'une magnitude de 5.2, provoquant des fissures dans les poteaux et la maçonnerie de remplissage, ainsi que l'éclatement du béton de certains éléments. Dans la première méthode le bâtiment a été modélisé en utilisant le logiciel de calcul SAP2000, la prise en compte du comportement non linéaire des éléments est considérée en insérant des rotules plastiques de cisaillement et de flexion dans les éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles), les courbes de capacité de la structure ont été obtenues, à partir de ces dernières, et en augmentant l'intensité sismique, on a obtenu une série de point de performance permettant de tracer les courbes de fragilité du bâtiment, les probabilité d'endommagement associées à chaque état limite ont été déduits.

Dans la deuxième méthode, le bâtiment étudié a été modélisé en utilisant des éléments de fibre programmés dans le logiciel SeismoStruct (Seismosoft 2014). Le processus de sélection des séismes et leur étalonnage sur les spectres sismiques de conception correspondant au site du bâtiment ont été illustrés. Une série d'analyses dynamiques temporelles non linéaires du bâtiment a été effectuée.

Les déplacements obtenus des analyses sismiques ont été reliés à l'intensité des secousses sismiques et à l'endommagement de la structure. L'exploitation de ces relations pour produire des courbes de fragilité caractérisant la probabilité d'atteindre un niveau de dommage en fonction de l'accélération spectrale correspondante à la période fondamentale de la structure. Les courbes de fragilité obtenues démontrent que la probabilité associée à l'apparition des fissures sur les poteaux du bâtiment est très élevée,

---

- Chapitre 5 -

La vulnérabilité sismique de l'échelle de la  
structure à celle de la ville

---

## **5.1. Introduction**

Plusieurs modèles d'estimation de dommage à grande échelle ont été développés dans le monde. Certains d'entre eux, à cause de leur caractère privé, ne sont pas communiqués au public, comme ceux développés par les grandes compagnies de réassurance MunichRE et SwissRE. Mais il existe d'autres modèles qui sont publics tel que HAZUS, RADIUS et GEMITIS, ainsi que d'autres modèles développés au niveau local.

La méthodologie HAZUS est basée sur un projet pluriannuel mené par l'Institut National américaine des Sciences de la Construction (NIBS). Il est développé par une équipe d'experts composée de scientifiques de la terre, d'ingénieurs, d'architectes, d'économistes, de planificateurs d'urgence, de chercheurs en sciences sociales et de développeurs de logiciels. L'aspect le plus important reste toutefois le caractère novateur de l'approche, caractérisé par la présentation et l'utilisation de la méthode du spectre de capacité dans le but de l'estimation de dommages. Le modèle HAZUS représente aujourd'hui la référence internationale dans le domaine de la modélisation du risque sismique. C'est en raison de son exhaustivité qu'on a choisi cette méthodologie pour notre étude.

L'objectif de cette étude s'oriente dans un premier vers la configuration et l'adaptation du logiciel HAZUS au concept Algérien, vu que ce code de calcul est conçu pour étudier seulement les zones situées aux Etats Unis d'Amérique. Afin de diminuer les incertitudes liées aux types des bâtiments, on a modifié dans une deuxième étape les paramètres des courbes de capacités et des courbes de fragilités spécifiques à chaque typologie de bâtiments algériens en développant ces derniers par les méthodes proposées et détaillées dans les chapitres précédents. La dernière étape de cette recherche est d'utiliser le modèle décrit ci-dessus pour l'analyse de la vulnérabilité sismique des bâtiments constituant la ville de Mostaganem, sachant que cette ville n'a jamais fait l'objet d'une pareille analyse, alors qu'elle possède un patrimoine bâti culturel et architectural précieux, appartenant à une zone de moyenne à forte sismicité.

## 5.2. Description de la zone d'étude

Mostaganem est une ville côtière du nord ouest Algérien située à 360 Km à l'ouest d'Alger et à 80 Km à l'est d'Oran, délimité à l'est par la wilaya de Chlef, au sud-est la wilaya de Relizane, à l'ouest la wilaya d'Oran, au sud-ouest la wilaya de Mascara et au nord par la mer méditerranéenne. La Wilaya de Mostaganem est composée de dix (10) daïras et de trente deux (32) communes qui s'étendent sur une superficie de 2.269 km<sup>2</sup>, avec une population estimée en 2008 à 746.000 habitants.

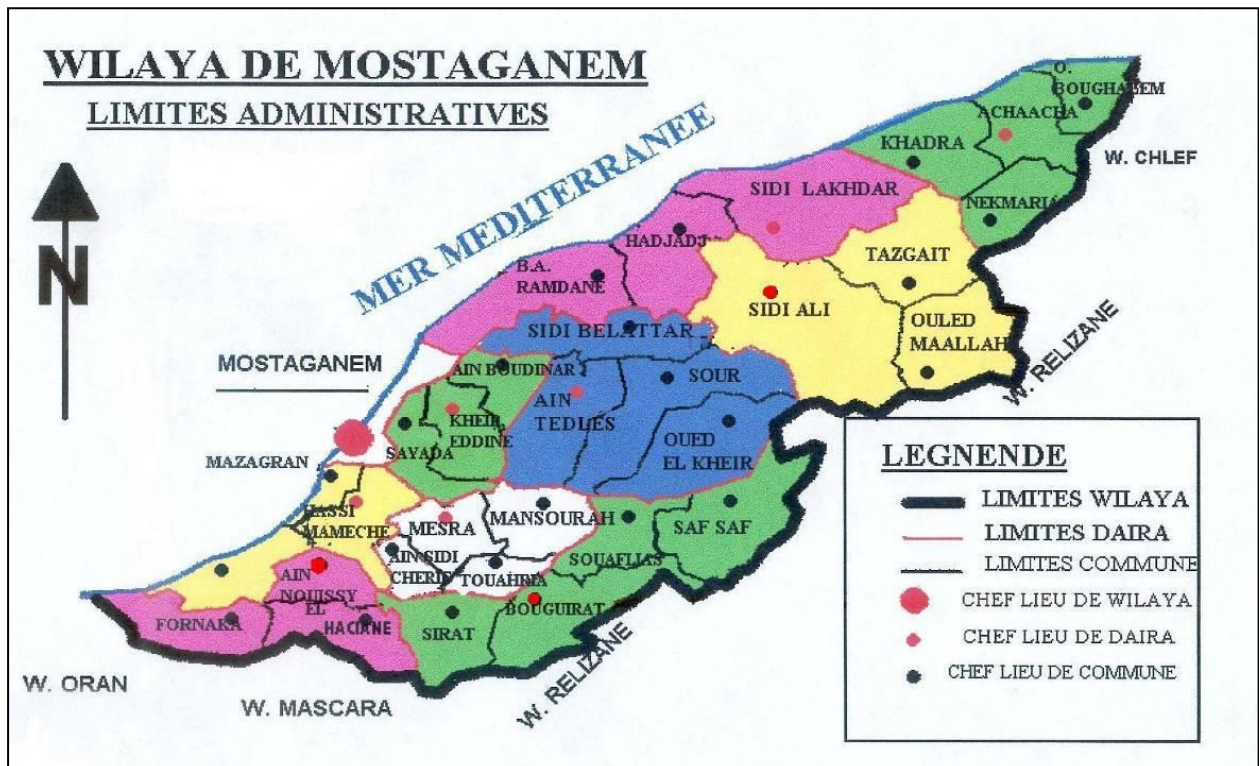
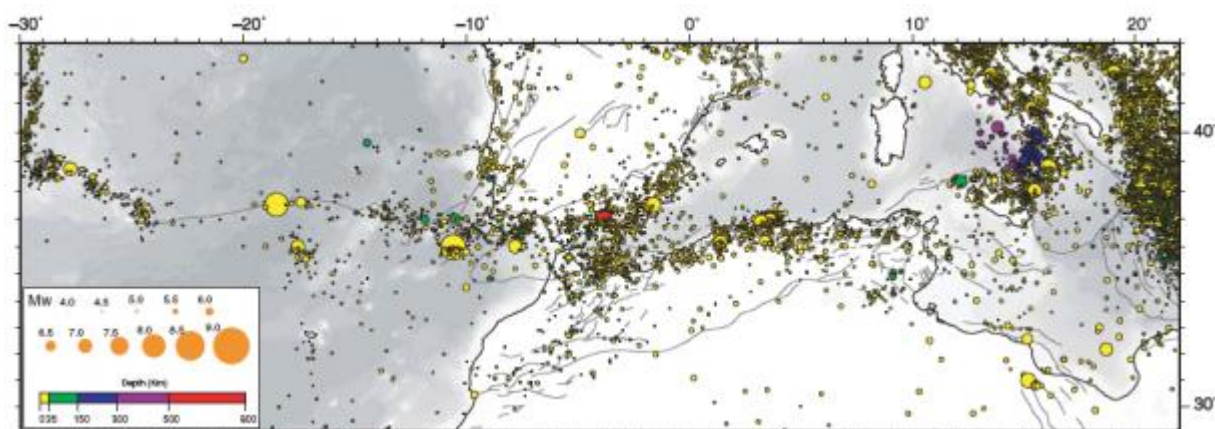


Figure 5.1 : Situation de la ville de Mostaganem.

### 5.2.1. Sismicité Régionale

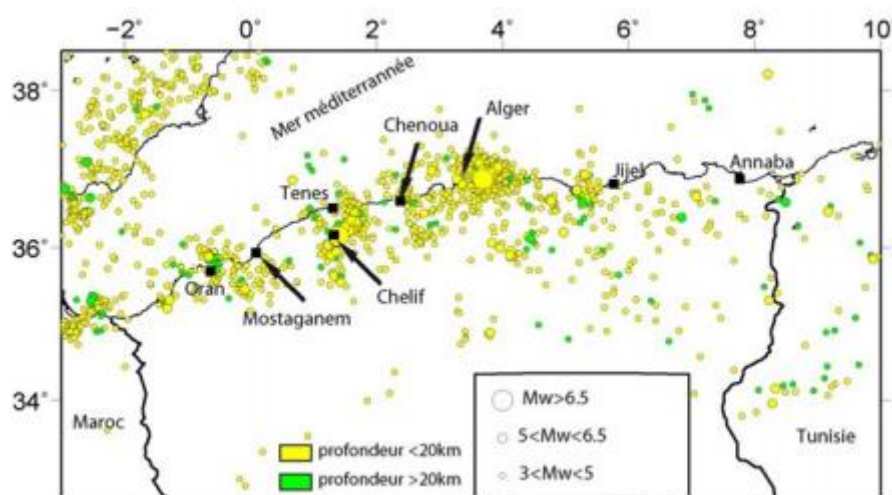
La marge algérienne située à la frontière entre les plaques Europe et Afrique est connue depuis longtemps comme étant sismiquement active. Son histoire récente est marquée par plusieurs grands séismes meurtriers : le séisme d'El Asnam en 1980 ( $M_s$  7.2) a fait plus de 3000 morts, celui de Boumerdes en 2003 ( $M_w$  6.7) plus de 2000 morts et des dégâts considérables. Les études de sismicité historique ont permis d'élaborer des cartes de sismicité et d'intensité maximale (Rothé, 1950 ; Bezzeghoud et al. 1996), des cartes sismo-tectonique (Meghraoui, 1988) et d'aléa sismique (Hamdache et al. 1998). Ces travaux montrent que les séismes sont principalement localisés dans le nord de l'Algérie, dans une bande de 70 à 100 km de la côte ou en mer, sous la marge (Fig. 5.1). Les plus importants, et souvent les plus meurtriers car ils touchent des zones très peuplées, sont ceux qui se sont produits dans la région littorale : au voisinage d'Alger en 1716 et 1755, de Blida en 1825, de Jijel en 1856, de Gouraya (Tipaza) en 1891, d'El Asnam en 1954 et 1980, et de Boumerdès en 2003. Parmi les séismes importants, plusieurs se sont produits en mer (Alger 1716, Jijel 1856 ou Boumerdès 2003).



**Figure 5.2 :** Carte de distribution des séismes de magnitude supérieure à 4 en Méditerranée occidentale et en Atlantique, superposée sur la carte de failles extraites de la carte géodynamique. Les couleurs des cercles correspondent aux profondeurs des hypocentres (D'après Serpelloni et al. 2007).

À terre, la sismicité s'exprime surtout le long des bordures des bassins néogènes qui longent la côte : bassin de la Mitidja ou du Chélif (Yielding et al. 1981 ; Meghraoui et al. 1988 ; 1996 ; Yelles-Chaouche et al. 2006). Seuls quelques séismes sont enregistrés le long du front Sud-Atlasique avec des magnitudes faibles, inférieures à 4. (Fig. 5.2). La sismicité de la marge nord-africaine, comme celle de la marge sud-espagnole (Fig. 5.3) est caractérisée par la faible profondeur de ces séismes et sa localisation sous la marge ou proche des côtes (Domzig, 2006 ; Fig. 5.3). Par ailleurs, la présence d'une zone de subduction que semble confirmer la

tomographie locale du manteau (Gutscher et al. 2002) serait à l'origine des séismes profonds enregistrés dans la région d'Alboran jusqu'à une profondeur de 650 km (Buform et al. 1995). L'analyse des mécanismes focaux suggère un raccourcissement NW-SE, compatible avec le raccourcissement lié à la convergence entre les plaques européenne et africaine dont la vitesse est estimée à 5-6 mm/an (Réhault et al. 1984 ; Demets et al. 1990 ; Nocquet et Calais, 2004). La géodésie montre que la marge algérienne concentre l'essentiel de cette convergence en Méditerranée occidentale (Meghraoui et Doumaz, 1996 ; Calais et al., 2003 ; Nocquet et Calais, 2004 ; Serpelloni et al., 2007). La géodésie montre un taux de 2,7 mm/an dans la région de Mostaganem (Serpelloni et al. 2007). Toutefois la déformation en mer est très faible, et l'essentiel du raccourcissement affecte le Tell et l'Atlas comme en témoigne, en particulier la sismicité (Fig. 5.3).



**Figure 5.3 :** Carte des séismes de magnitude supérieure à 3 de la marge algérienne depuis 1973 (catalogue NEIC.) Les sources à l'origine des séismes au nord de l'Algérie apparaissent superficielles, les profondeurs des épicentres ne dépassant pas les 20 km et la majorité des profondeurs comprise entre 5 et 10 km.

La ville de Mostaganem a toujours été exposée à des séismes de faible à moyenne intensité, la zone est caractérisée par une activité sismique régulière et continue ; le dernier tremblement de terre été en 2014, une secousse a été fortement ressentie par les habitants, elle été d'une magnitude de 4.1, Elle a été suivie d'une seconde de forte magnitude 5,2. Celle-ci a provoquée des dégâts matériels et l'endommagement et la fissuration des murs de vieilles bâtisses.

Tableau 5.1 : Les trois derniers tremblements de terre secouant la ville de Mostaganem.

Date	Latitude	Longitude	Z (Km)	Magnitude
2015	36.043° N	0.424° E	13.00	MW 4.2
2014	35.720° N	0.152° E	15.00	MW 4.1
2014	35.785° N	0.241° E	10.00	MW 5.2

### 5.3. Méthodologie proposée et application

Dans cette étude nous proposons d'établir des courbes de capacité et de fragilité de chaque un des types de batiments que contient la zone d'étude, les courbes de fragilité ont été conçues suivant les méthodes décrites dans les chapitres précédents. Les paramètres obtenus associés à chaque courbe ont été introduite dans le logiciel Américain HAZUS, l'un des outils les plus performants développé aux Etats Unis, pour évaluer les dommages structurels des bâtiments induit par un tremblement de terre. La méthode divise les états de dommages en quatre classes ; à savoir léger (slight), modérer (moderate), extensif (extensive), complet (complete). HAZUS défini les différentes courbes de fragilité pour les quatre états de dommage et pour chaque type de batiment, ces dernières seront remplacées par de nouvelles courbes conçue à travers des analyses numériques pour avoir une meilleure représentation de la réponse sismique.

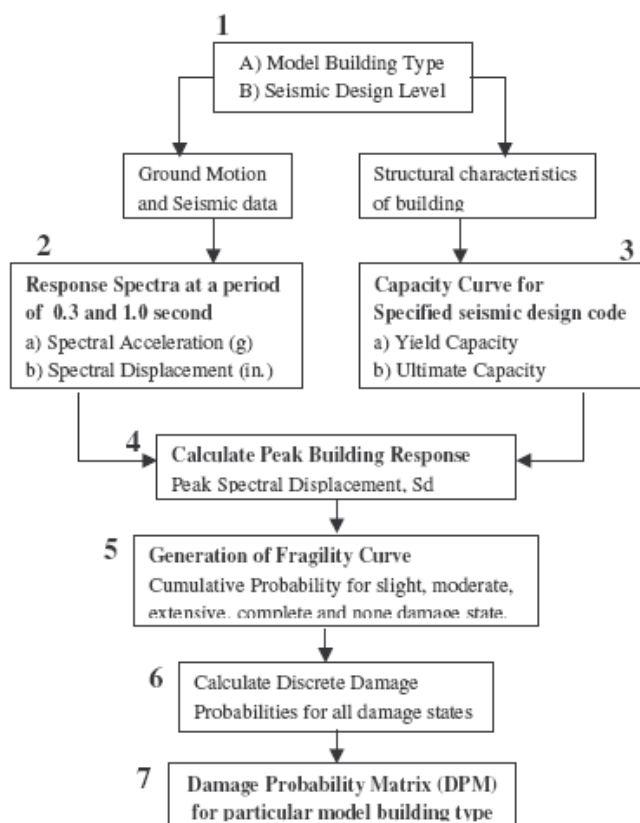


Figure 5.4 : Organigramme de la méthodologie

### 5.3.1. Inventaire

Lors de l'élaboration d'un inventaire régional, il est pratiquement impossible, du point de vue des coûts, d'identifier et d'inventorier séparément chaque construction. Certaines structures essentielles telles que les hôpitaux, les écoles, les centres d'opérations d'urgence et les casernes de pompiers peuvent être identifiées individuellement, mais la majorité des bâtiments d'une région sont regroupés et identifiés par leur nombre total et leurs superficies. Pour permettre la modélisation de la distinction spatiale dans les types et les occupations des bâtiments, chaque région est divisée en sous-régions, puis l'inventaire est collecté pour chaque sous-région. La ville de Mostaganem est divisée en 26 secteurs de recensement (figure 2) qui sont utilisés comme unité de sous-région de base. Pour chaque typologie de bâtiment.

Les caractéristiques suivantes sont évaluées pour les introduire dans HAZUS:

- Type de bâtiment (maison, immeuble etc.)
- L'utilisation du bâtiment (habitation, éducation ...)
- Année de construction du bâtiment.
- Nombre d'étages et la surface bâtie pour chaque type de bâtiment.
- Système structurel.
- Etat de la structure.

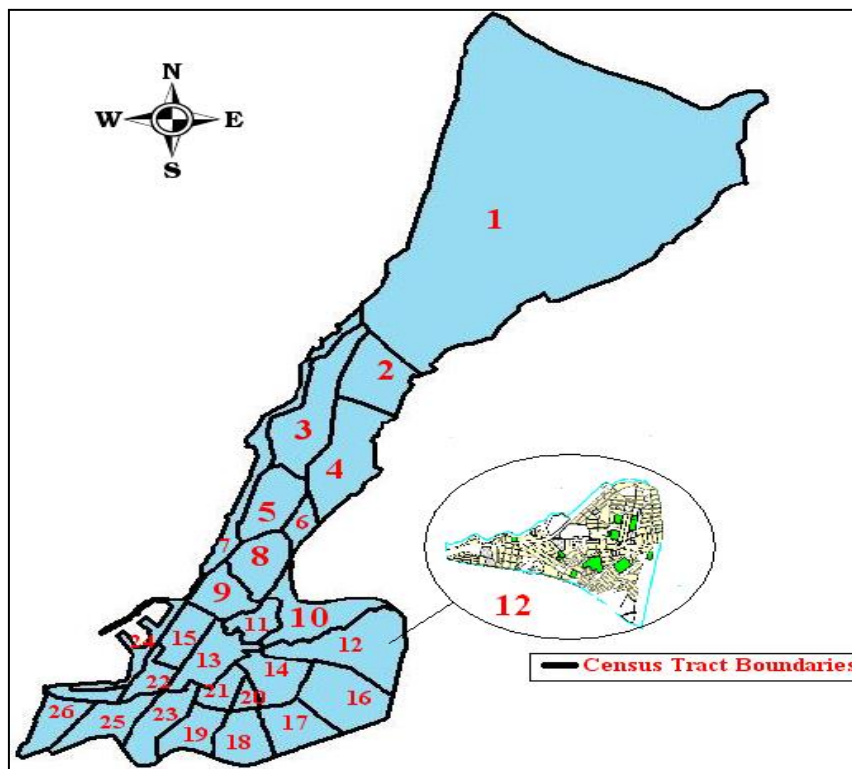


Figure 5.5 : Division de la zone d'étude en 27 secteurs.

### 5.3.1.1. Inventaire des bâtiments

Après avoir effectué un inventaire détaillé des bâtiments de la ville, en utilisant un traitement statistique des données, les bâtiments de chaque secteur de recensement ont été regroupés et catégorisés comme suit: 1) Selon les classes d'occupation et les types structurels, sachant que la méthodologie HAZUS regroupe 36 types de bâtiments et 33 classes d'occupation et 2) selon la période de construction: (a) avant 1980, (b) entre 1980 et 1999 et (c) après 1999. La classification selon le type de bâtiment donne les pourcentages suivants: 15% sont des bâtiments résidentiels et 65% sont des logements unifamiliaux. Les données montrent que 70% des bâtiments dans la zone d'étude ont 1 à 3 étages. Les bâtiments construits avant 1980 représentent 60% du total, qui se caractérise par un nombre important de bâtiments en maçonnerie et un faible pourcentage de bâtiments en béton armé construits sans code sismique. 25% des bâtiments ont été construits entre 1980 et 1999, et la majorité de ces bâtiments sont des bâtiments en béton armé qui ont été conçus selon le premier code parasismique algérien,

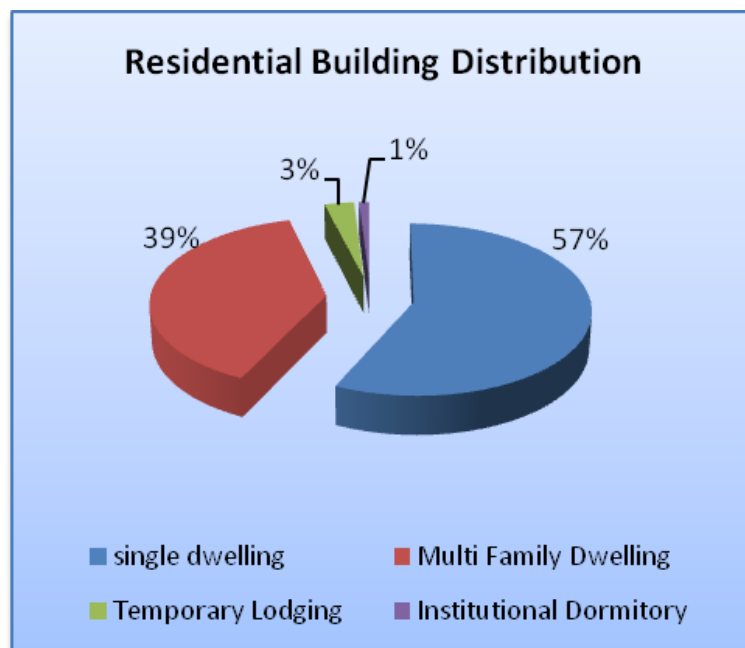


Figure 5.6 : Distribution des bâtiments résidentiels.

### **5.3.1.2. Démographie**

Le recensement général de la population et de l'habitat de 2008 (RGPH 2008) a permis de recenser une population de 737.116 habitants au niveau de la Wilaya. Les estimations au 31/12/2015, font ressortir une population 834 600 habitants.

Sa répartition par zone d'habitat est comme suit :

- Population agglomérations chefs-lieux : 380 937 soit **45.64 %**.
- Population agglomérations secondaires : 114 574 soit **13.73 %**.
- Population éparses : 339 089 soit **40.63 %**.

La densité de la population à l'échelle de la Wilaya, qui est en moyenne de 362 habitants/KM<sup>2</sup>, est relativement élevée. L'examen de la répartition de la population par commune révèle une distribution très inégale. Ainsi, sur les 32 communes que compte la Wilaya, huit (08) communes (Mostaganem, Ain Tadeles, Sidi Ali, Achaacha, Sidi Lakhdar, Bouguirat, Hassi Mameche et Sayada), totalisent 28.4% de la superficie de la Wilaya et accueillent un peu plus de la moitié de la population de la Wilaya (51.7% environ).

La commune chef lieu de Wilaya abrite à elle seule, près du 1/5ème (19.8 %) de la population de la Wilaya. Cette inégale répartition de la population à travers le territoire de la Wilaya donne lieu à des densités très disparates à travers les communes. Ainsi, la densité minimale se retrouve au niveau de la commune de Sidi Bellatar (78 hab/km<sup>2</sup>), alors que la maximale reste au niveau de la commune chef-lieu de Wilaya (3134 hab/km<sup>2</sup>).

Cette situation ajoutée à la très forte concentration de la population au niveau de certaines communes, engendre des problèmes dans la prise en charge des besoins de la population notamment en matière de logements et d'éducation.

La population de la wilaya de Mostaganem estimée au 31/12/2015 à 834 600 Habitants, soit un volume additif de 13 551 habitants par rapport à l'année précédente

La densité de population laisse apparaître de très fortes concentrations au niveau des communes de Mostaganem et de Mazagran avec des densités respectives de 3 169 Hab/km<sup>2</sup> et 1 476 Hab/km<sup>2</sup>. Cette situation engendre des problèmes de prise en charge des populations. L'analyse de la structure de la population par tranche d'âge laisse apparaitre une base élargie supposant une population relativement jeune.

Tableau 5.2 : Répartition et densité de la population estimées au 31/12/2015.

Commune	Superficie (km <sup>2</sup> )	Population au 31/12/2015				Densité (Hab/km <sup>2</sup> )
		TOTAL	ACL	AS	ZE	
Mostaganem	50	158 446	165 750	0	1 696	3 169
Hassi Mameche	63	35 850	13 798	7 804	14 248	569
Mazagran	20	29 528	20 870	7 449	1 209	1 476
Stidia	55	13 111	7 545	1 449	4 117	238
Ain Tedeles	86	45 530	25 076	2 976	17 475	529
Sour	72	24 467	4 594	2 679	17 194	340
Oued Elkheir	70	19 753	4 007	0	15 746	282
Sidi Belattar	88	6 898	2 676	0	4 222	78
Bouguirat	97	35 546	10 630	3 264	21 652	366
Sirat	71	25 044	6 021	0	19 023	353
Souaflias	78	19 895	1 547	1 720	16 628	255
Saf Saf	90	15 319	1 376	2 186	11 757	170
Sidi Ali	217	42 051	24 539	2 834	14 678	194
Tazgait	93	9 926	1 191	819	7 916	107
Ouled Maalah	78	10 102	3 064	1 240	5 798	130
Achaacha	62	37 835	3 381	1 094	33 360	610
Nekmaria	47	11 621	1 227	0	10 394	247
Khadra	80	15 625	3 538	1 133	10 954	195
O. Boughalem	44	15 426	3 163	0	12 263	351
Ain Nouissy	53	17 560	11 777	0	5 783	331
Elhaciane	47	10 366	4 355	3 554	2 457	221
Fornaka	70	18 404	4 618	11 486	2 300	263
Mesra	45	30 221	13 567	3 725	12 929	672
Mansourah	48	20 576	2 776	0	17 800	429
Touahria	58	8 384	3 315	1 089	3 980	150
Ain Sidi Cherif	56	11 604	4 395	965	6 244	215
Sidi Lakhdar	140	37 642	11 135	11 685	14 822	269
Hadjadj	92	18 560	10 665	2 651	5 244	202
B.A. Ramdane	75	14 461	5 808	3 868	4 785	193
Kheir Eddine	45	32 617	7 465	13 124	12 028	725
Ain Boudinar	38	6 792	2 132	0	4 660	179
Sayada	45	35 440	3 936	25 777	5 727	788
<b>Total</b>	<b>2 269</b>	<b>834 600</b>	<b>380 937</b>	<b>114 574</b>	<b>339 089</b>	<b>368</b>

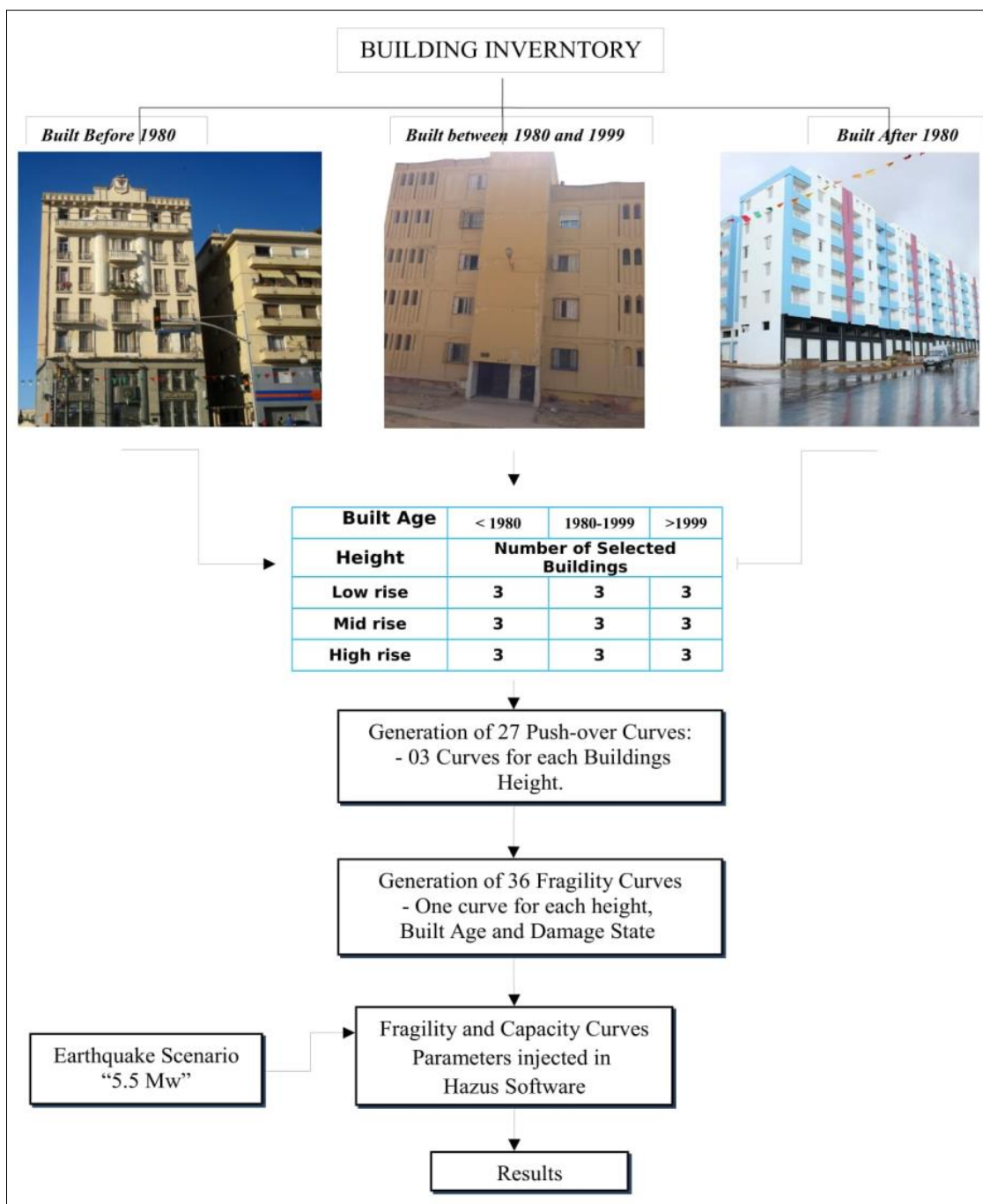
ACL : Agglomération chef lieu

AS : Agglomération secondaire

ZE : Zone épars.

### 5.3.2. Etablissement des courbes de fragilité

Les courbes de fragilité ont été conçues suivant les méthodes décrites dans les chapitres précédents. Les bâtiments de même type ont été regroupés en fonction de leurs hauteurs, type de matériaux, et année de construction. A travers des analyses statiques non linéaires effectuées sur un ensemble de bâtiments, on obtient les courbes de capacité de chaque typologie, à partir de ces derniers on calcul les paramètres des courbes de fragilité associées à chaque type de bâtiment et pour chaque état de dommage.



**Figure 5.7** : Méthodologie proposée pour la construction des courbes de fragilité.

Afin d'optimiser les calculs, les bâtiments ont été regroupés en terme de matériaux de construction, hauteur du bâtiment et année de construction :

**Tableau 5.3 :** Les typologies des bâtiments étudiés.

Indice	Matériaux de construction	Hauteur	Année de construction
<i>RC-L-1</i>	Béton armé	1 à 3 étages	Avant 1980
<i>RC-L-2</i>			1980 - 1999
<i>RC-L-3</i>			Après 1999
<i>RC-M-1</i>		3 à 5 étages	Avant 1980
<i>RC-M-2</i>			1980 - 1999
<i>RC-M-3</i>			Après 1999
<i>RC-H-1</i>		Plus que 5 étages	Avant 1980
<i>RC-H-2</i>			1980 - 1999
<i>RC-H-3</i>			Après 1999
<i>URM-L-1</i>	Maçonnerie	1 à 2 étages	Avant 1980
<i>URM-L-2</i>			1980 - 1999
<i>URM-L-3</i>			Après 1999
<i>URM-M-1</i>		2 à 4 étages	Avant 1980
<i>URM-M-2</i>			1980 - 1999
<i>URM-M-3</i>			Après 1999

### 5.3.2.1. Représentation bilinéaire de la courbe de capacité

Après une analyse statique non linéaire de chaque typologie de bâtiment, les courbes de capacité ont été transformées en courbes bilinéaires suivant l'approche décrite dans le règlement américain ATC40, les courbes de capacité sont représentées en termes d'accélération et déplacement spectraux, ces courbes sont définies par deux points caractéristiques dont le premier est la limite élastique ( $D_y$ ,  $A_y$ ) ; et le deuxième point représente la capacité ultime ( $D_u$ ,  $A_u$ ).

### 5.3.2.2. Définition des limites d'endommagement

Afin d'analyser les dommages attendus, il est nécessaire de définir leurs états limites, pour cela on a adopté une méthode simplifiée décrite dans la méthodologie européenne Risk-UE, quatre (04) états limite ont été considérés : (1) légère (*slight*), (2) modérée (*moderate*), (3) sévère (*severe*) et (4) extensif (*extensive-to-collapse*).

Tableau 5.4 : Formules des déplacements aux états limite des dommages.

Etat de dommage	Seuils d'état de dommages
<b>Slight</b>	$S_{d1} = 0.7 * D_y$
<b>Moderate</b>	$S_{d2} = D_y$
<b>Severe</b>	$S_{d3} = D_y + 0.25 (D_u - D_y)$
<b>Complete</b>	$S_{d4} = D_u$

Pour un état de dommage donné, selon la suggestion envisagée par (Milutinovic & Trendafiloski 2003), le seuil d'état de dommage est défini par la probabilité d'incidence de 50%. Ce seuil d'état de dommage peut être défini selon l'approche à partir du spectre de capacité bilinéaire:

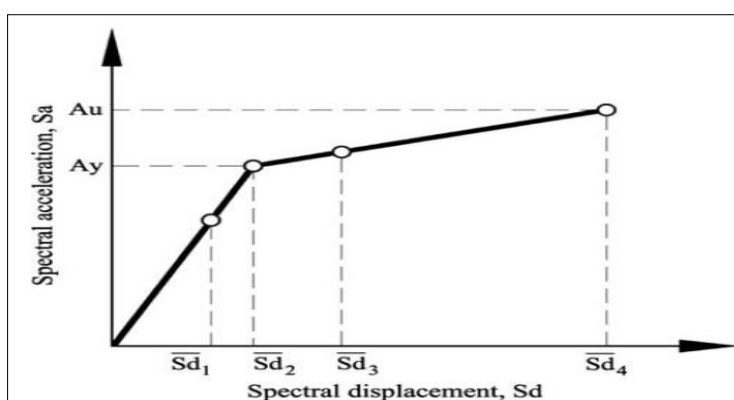


Figure 5.8: Représentation bilinéaire de la courbe de capacité et définition des états limites de dommages

Tableau 5.4 : Paramètres des courbes de capacité et valeurs des déplacements limite.

Type de Batiment	Dy (cm)	Du (cm)	S <sub>d1</sub> (cm)	S <sub>d2</sub> (cm)	S <sub>d3</sub> (cm)	S <sub>d4</sub> (cm)
<b>RC-L-1</b>	0,305	3,426	0,213	0,305	1,085	3,426
<b>RC-L-2</b>	0,457	6,167	0,320	0,457	1,885	6,167
<b>RC-L-3</b>	0,914	7,877	0,640	0,914	2,655	7,877
<b>RC-M-1</b>	0,660	4,943	0,462	0,660	1,731	4,943
<b>RC-M-2</b>	0,988	8,900	0,692	0,988	2,966	8,900
<b>RC-M-3</b>	1,979	10,008	1,385	1,979	3,986	10,008
<b>RC-H-1</b>	1,867	10,500	1,307	1,867	4,025	10,500
<b>RC-H-2</b>	2,799	18,898	1,959	2,799	6,824	18,898
<b>RC-H-3</b>	3,830	20,846	2,681	3,830	8,084	20,846
<b>URM-L-1</b>	0,610	6,088	0,427	0,610	1,979	6,088
<b>URM-L-2</b>	0,914	7,696	0,640	0,914	2,610	7,696
<b>URM-L-3</b>	1,021	10,960	0,715	1,021	3,506	10,960
<b>URM-M-1</b>	0,691	4,602	0,484	0,691	1,669	4,602
<b>URM-M-2</b>	1,036	6,261	0,725	1,036	2,343	6,261
<b>URM-M-3</b>	1,405	8,285	0,983	1,405	3,125	8,285

### 5.3.2.3. Construction des courbes de fragilité

Pour un état de dommage spécifié,  $S_{di}$ , la courbe de fragilité définit la probabilité que  $S_{di}$  soit égalé ou dépassé en fonction d'un paramètre définissant l'intensité de l'action sismique (FEMA 2002). L'équation suivante définit la courbe de fragilité en fonction de  $S_d$ :

$$P[ds/S_d] = \varphi\left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln\left(\frac{S_d}{S_{d, ds}}\right)\right] \quad (5.1)$$

Où  $\varphi$  représente la distribution log-normale cumulative,  $d$  est le dommage attendu,  $S_d$  est le déplacement spectral et  $S_{d, ds}$  et  $\beta_{ds}$  sont les valeurs médianes et les écarts-types des distributions normales correspondantes. Pour chaque courbe de capacité, nous calculons les quatre valeurs de déplacement moyennes dans lesquelles le bâtiment atteint l'état limite de dommage ( $S_{d1}$ ,  $S_{d2}$ ,  $S_{d3}$ ,  $S_{d4}$ ). Les valeurs des paramètres  $\beta_{ds}$  ont été déterminées directement à partir du logiciel HAZUS.

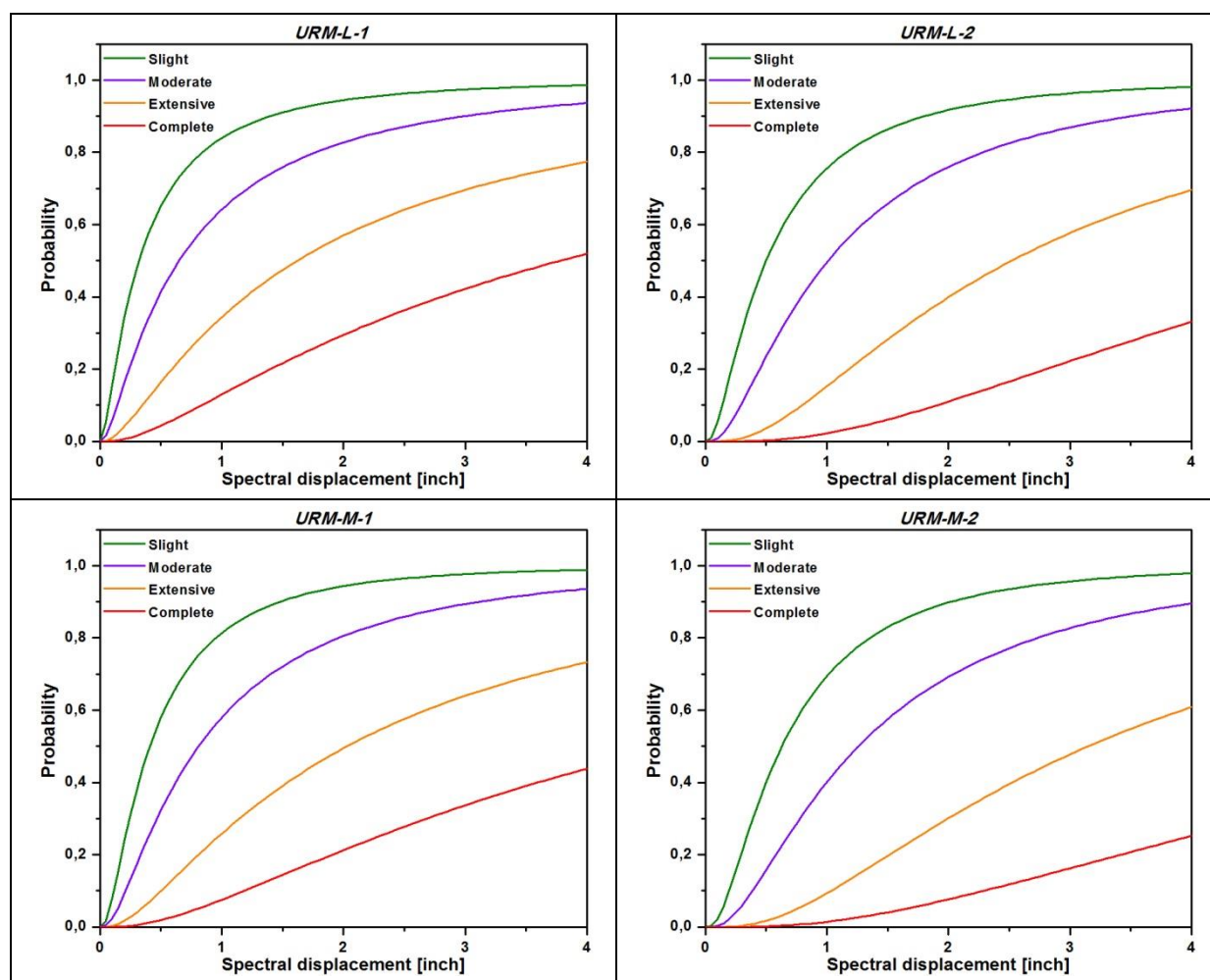


Figure 5.9 : Courbes de fragilité des bâtiments en maçonnerie.

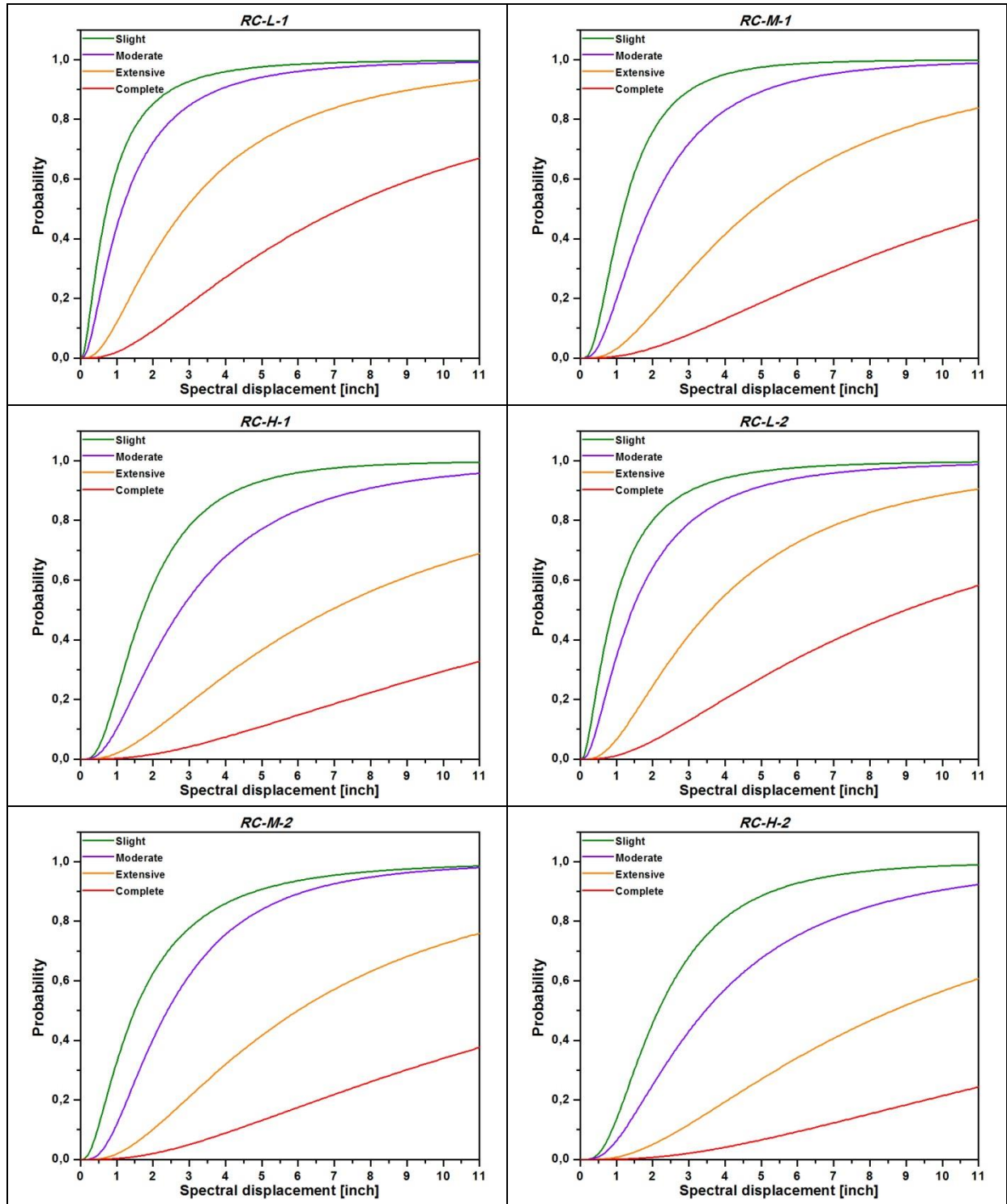


Figure 5.10 : Courbes de fragilité des bâtiments en béton armé.

### **5.3.3. Scénario sismique**

Le scénario sismique simulé dans cette étude est caractérisé par une magnitude de 5,5 MW et l'emplacement de l'épicentre est le même que celui du tremblement de terre du 8 août 2007, avec une magnitude de 4,2. Étant donné que le seul tremblement de terre qui a affecté plusieurs structures, cet événement semble être le meilleur choix pour les estimations de perte calculées par HAZUS pour la ville de Mostaganem. Vu que Mostaganem n'est pas reconnu comme une zone à sismicité élevée, la magnitude du séisme simulé a été amplifiée et limitée à 5,5.

### **5.3.4. Résultat et discussions**

#### **5.3.4.1. Distribution des dommages aux bâtiments**

Cinq catégories de dommages sont définies dans HAZUS: 1) No damage, 2) Slight, 3) Moderate damage, 4) Extensive and 4) Complete damage. Le nombre de bâtiments endommagés est estimé à partir de la probabilité de dommages pour chaque type de bâtiment. Les résultats montrent que pour un séisme d'une magnitude de 5,5, avec son épicentre situé à l'intérieur de la ville, 123 bâtiments ont été modérément endommagés (Moderate damage) et 64 ont été lourdement endommagés (Extensive damage). Le nombre de bâtiments qui sont complètement endommagés est d'environ 28.

L'excellente capacité de HAZUS à estimer les dommages prévus pour des secteurs de recensement spécifiques et pour chaque catégorie de dommages semble très prometteuse. Un examen plus attentif de la zone épicentrale montre que 24 bâtiments devraient être complètement détruits, alors que plus loin, seuls quatre bâtiments devraient s'effondrer.

L'analyse du secteur de recensement N°22, correspondant à l'ancienne kasbah de la zone «Tijdit», située à 3 km de l'épicentre, montre que le nombre de bâtiments endommagés est plus élevé que dans d'autres secteurs, et cela est dû à l'ancienneté de ces structures.

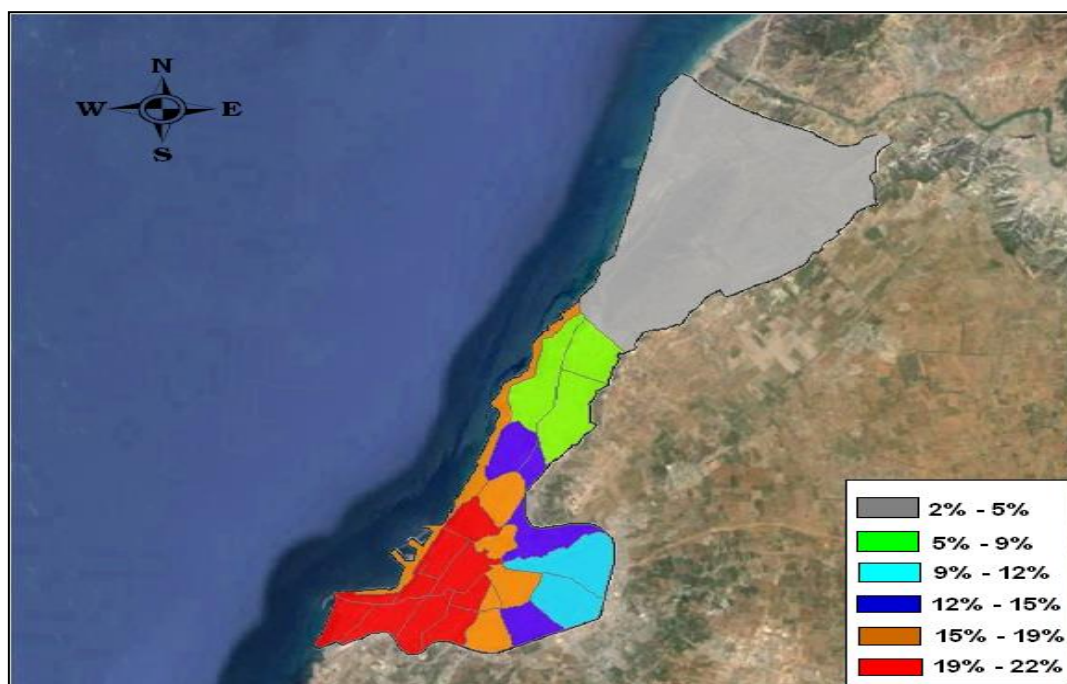


Figure 5.11 : Distribution des dommages extensifs.

### 5.3.4.2. Distribution des dommages par type de structure

En analysant les bâtiments en maçonnerie non renforcée, 3% de ce type de bâtiments ont été complètement endommagés, 10% ont été lourdement endommagés et 21% modérément endommagés. Pour en ce qui concerne bâtiments en béton armé, 6% ont subi des dommages importants et 19% ont été modérément endommagés. Les résultats montrent que les bâtiments en maçonnerie sont les plus endommagés par rapport aux bâtiments à ossature de béton; cela peut s'expliquer par le nombre considérable d'anciens bâtiments en maçonnerie que contient la ville de Mostaganem, ce type de bâtiment est généralement construit avant l'année 1980.

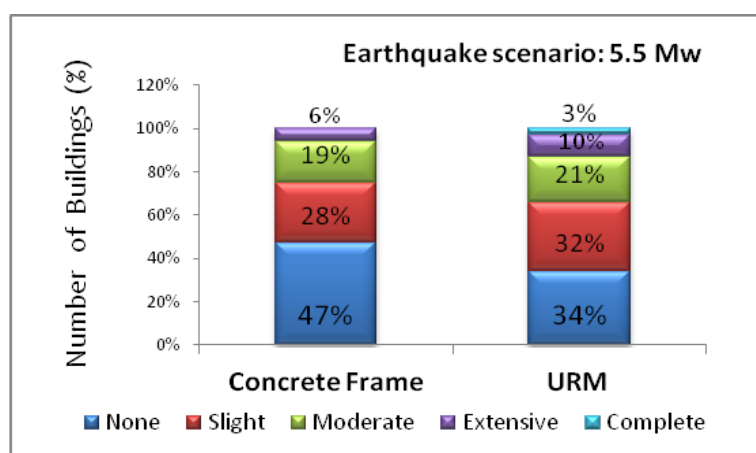


Figure 5.12 : Distribution des dommages par type de structure

### 5.3.4.3. Distribution des dommages par classe d'occupation

En termes de classe d'occupation, les bâtiments résidentiels représentent plus de 95% du total des bâtiments endommagés. Mais cela ne signifie pas que les autres bâtiments appartenant à d'autres classes d'occupation ne sont pas affectés. Les résultats montrent que deux bâtiments administratifs ont été complètement endommagés, tandis que huit bâtiments ont été lourdement endommagés parce qu'il y a beaucoup de vieux bâtiments qui ont été construits avant 1960 et qui sont encore utilisés par les autorités. En ce qui concerne les édifices religieux, trois mosquées ont été complètement endommagées et quatre ont été lourdement endommagées; cela peut également s'expliquer par l'année de construction.

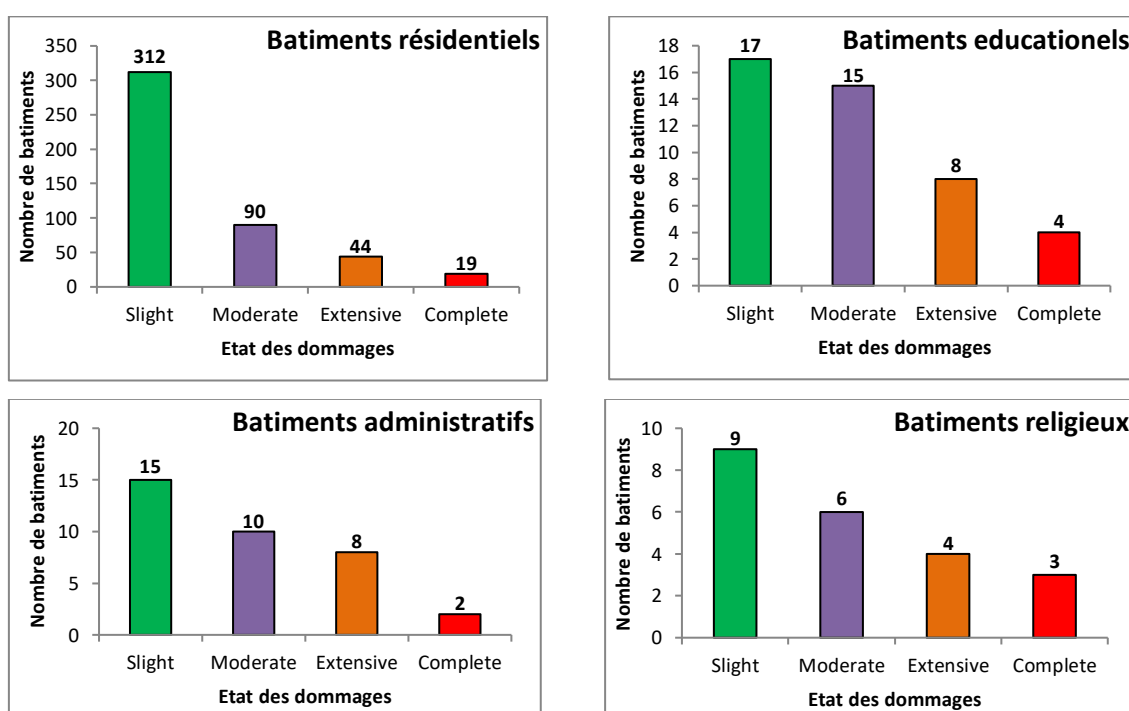


Figure 5.13 : Distribution des dommages par classe d'occupation.

En termes de bâtiments éducatifs, les écoles seraient les plus touchées par un scénario de tremblement de terre moyen, avec probablement quatre écoles complètement endommagées et huit écoles largement endommagées; cela peut causer des pertes humaines importantes si un tremblement de terre se produit pendant la journée. Parmi les installations essentielles, l'intervention d'urgence est aussi affectée puisque la ville contient un hôpital très ancien qui a été construit avant 1960. Les résultats montrent également que cet hôpital serait lourdement endommagé.

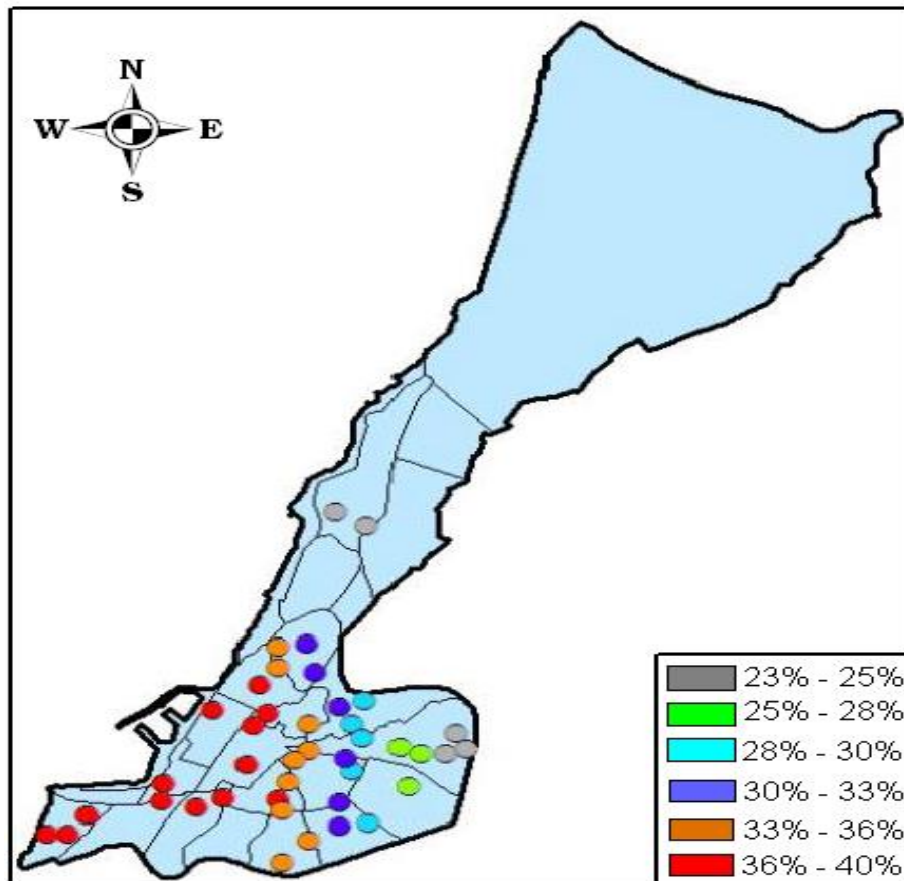


Figure 5.14 : Distribution des dommages extensifs sur les écoles.

#### 5.3.4.4. Distribution des dommages selon la période de construction

Sachant que la ville de Mostaganem contient un nombre important de bâtiments construits avant 1980, la majorité de ces structures ont été construites sans réglementation sismique, ce qui explique pourquoi on estime que 6% des bâtiments construits avant 1980 pour le béton armé et la maçonnerie s'effondrent; 13% ont été lourdement endommagés et 25% modérément endommagés, les bâtiments construits entre 1980 et 1999 sont plus résistants, avec seulement 8% de ces structures largement endommagées et 18% sont modérément endommagées.

Concernant la dernière catégorie de bâtiments construite après l'année 1999, aucun bâtiment n'a été complètement ou largement endommagé - seulement 10% de ces bâtiments ont été légèrement endommagés.

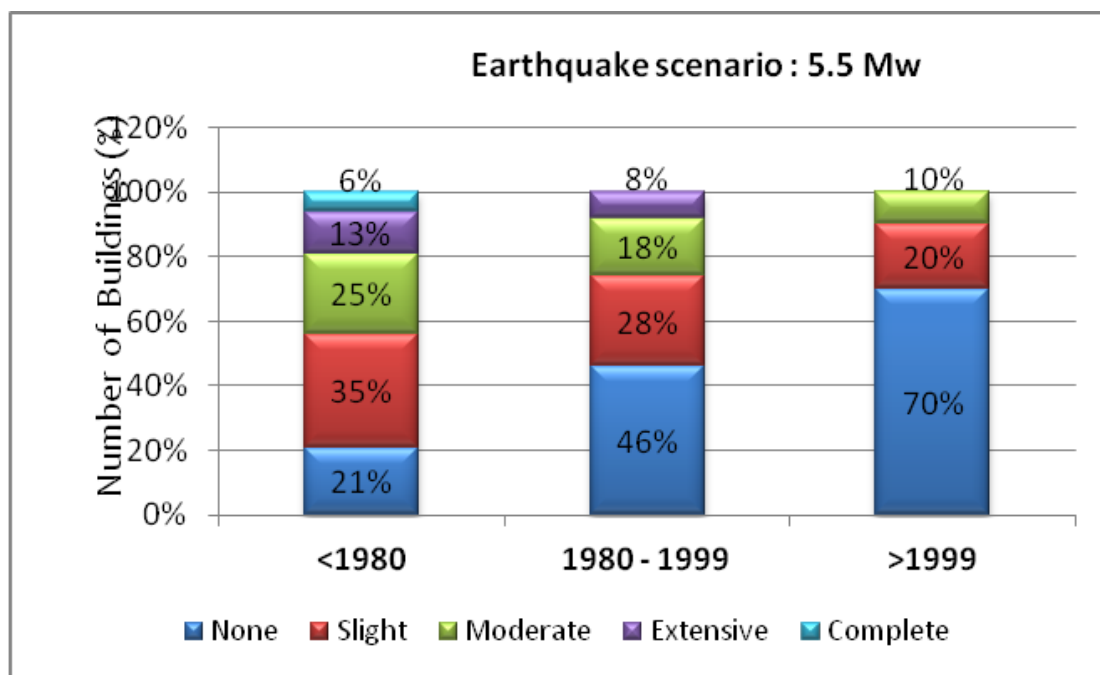


Figure 5.15 : Distribution des dommages selon la période de construction.

### 5.3.4.5. Estimation des pertes humaines

Le modèle HAZUS est basé sur l'hypothèse qu'il existe une forte corrélation entre les dommages aux structures et le nombre de victimes, ainsi que la gravité de leurs blessures. Une hypothèse supplémentaire est que pour les tremblements de terre de faible intensité, les dommages aux éléments non structuraux seront responsables de la plupart des blessures, par contre, les tremblements de terre plus forts qui se traduisent par un degré plus élevé de dommages structurels qui sera la cause principale des pertes humaines.

La victime estimée par HAZUS se décompose en quatre niveaux indiqués dans le tableau 1. Sur la base des études antérieures (Coburn & Spence, 1992; Durkin & Thiel, 1991), L'échelle de classification des blessures décrit la victime à quatre niveaux. Aucun décès devrait se produire avec le niveau un et de faibles blessures au niveau deux, Les niveaux trois et quatre correspondent aux blessures mortelles et aux décès, respectivement.

Tableau 5.5: Description des niveaux de dégâts humains par HAZUS (FEMA, 2003).

Niveau de gravité des blessures	Description des blessures
<b>Niveau 1</b>	Blessures nécessitant une aide médicale de base qui pourrait être administrée par des paraprofessionnels. Ces types de blessures nécessiteraient des bandages ou une observation. Quelques exemples sont: une entorse, une coupe sévère nécessitant des points de suture, une petite brûlure (premier degré ou deuxième degré sur une petite partie du corps), ou une bosse sur la tête sans perte de conscience. Les blessures de moindre gravité pouvant être auto-traitées ne sont pas estimées par HAZUS
<b>Niveau 2</b>	Les lésions nécessitant un plus grand degré de soins médicaux et l'utilisation de la technologie médicale telles que les radiographies ou la chirurgie, mais qui ne devraient pas progresser dans un état mortel. Certains exemples sont des brûlures de troisième degré ou des brûlures de deuxième degré sur de grandes parties du corps, une bosse sur la tête qui provoque une perte de conscience, des os fracturés, une déshydratation ou une exposition
<b>Niveau 3</b>	Blessures qui posent une condition immédiate mortelle si elles ne sont pas traitées de manière adéquate et rapide. Certains exemples sont: saignement incontrôlé, organe perforé, autres blessures internes, lésions de la colonne vertébrale ou syndrome de l'écrasement.
<b>Niveau 4</b>	Instantanément tués ou mortellement blessés

Le séisme généré à 02h00 du matin est considérée comme le pire des cas, car on suppose que tous les gens sont à leurs maisons pendant ces premières heures. L'analyse du taux de mortalité causé par les bâtiments en maçonnerie construits avant 1980 révèle que 10,5% des résidents de ses habitants sont blessés ou morts. Par contre, le taux des victimes des constructions en béton armé sont de 1,5% et 0,5% moins élevés pour ceux construits avant et après 1980, respectivement.

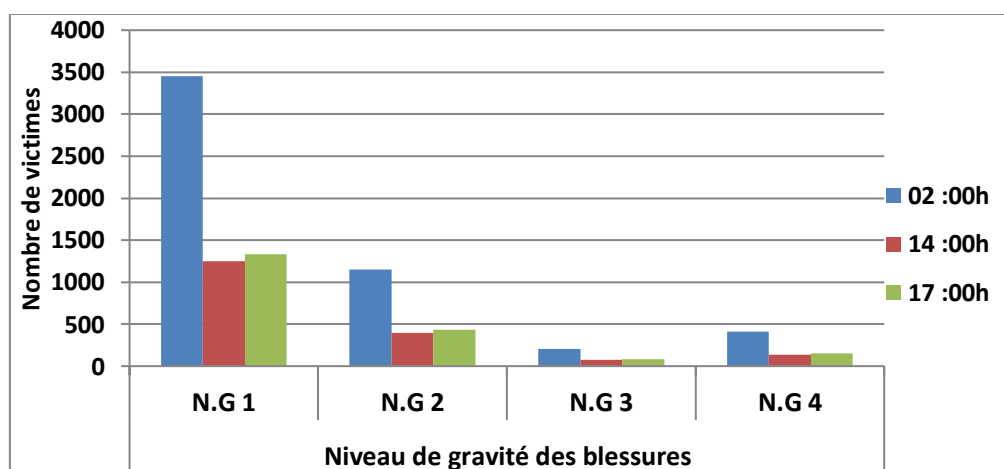


Figure 5.16 : Distribution des victimes selon le niveau de gravité et le moment d'occurrence du séisme.

### **5.3.5. Conclusion**

Ce travail vise à évaluer la vulnérabilité sismique des bâtiments de la ville de Mostaganem, cette ville n'a pas été reconnue comme une zone à sismicité élevée, mais elle contient un nombre important des structures anciennes, par conséquent, un manque de sensibilisation et de préparation aux risques sismiques peut conduire à des dégâts graves lors d'un tremblement de terre moyen, Cela a été démontré dans cette étude après une simulation d'un scénario sismique d'une magnitude de 5.5.

La méthodologie proposée consiste à établir de nouvelles courbes de capacité et de fragilité, conçues à partir des analyses statique non linéaire et attribuée à chacune des typologies des bâtiments, ces paramètres ont été injectés dans la base de donnée du logiciel HAZUS. Les résultats indiquent que le nombre de bâtiments de mauvaise qualité susceptibles d'être totalement détruits pourrait être supérieur à 28 bâtiments et que le nombre de victimes pourrait atteindre plusieurs centaines. Au contraire, pour les structures de haute qualité, aucun bâtiment ne devrait être complètement détruit.

On déduit de cette étude que le cadre bâti de la ville de Mostaganem se caractérise par une variation de ses caractéristiques architecturales et structurales, lui conférant une résistance variable aux sollicitations sismiques. Cette variabilité montre la nécessité de la prise en compte de la prévention sismique dans la gestion, la planification et la requalification urbaine.