



Université Mohamed Khider de Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie Civil ET d'Hydraulique

# MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies  
Génie Civil  
Structure

Réf. : S92/2018

---

Présenté et soutenu par :  
**Mechara Aouatef Amina**

Le : jeudi 28 juin 2018

## **Effet de mur de remplissage sur le comportement d'un bâtiment en zone sismique. « bâtiment à usage d'habitation(R+8). Forme carrée »**

---

### **Jury :**

Dr.	Ounis Abd Elhafidh	MCA	Université de Biskra	Président
M.	Mabrouki Abd Elhak	MAA	Université de Biskra	Examineur
Dr.	Chebili Rachid	MCA	Université de Biskra	Rapporteur

## Remerciement

J'exprime mes sincères remerciements à mon encadreur Mr. **Chebili Rachid. Professeur** au département de génie civil à l'Université de Biskra pour ses conseils, ses encouragements et son intérêt ainsi que pour sa disponibilité et pour tous les moyens mis à ma disposition pour l'élaboration de ce mémoire durant l'accomplissement de ce travail.

Remerciements aux membres du jury. Qui me font l'honneur d'examiner mon travail et de participer au jury de soutenance de mon mémoire.

Je ne saurais oublier l'aide de Monsieur **Messaoudi** pour l'aide de ce mémoire.

Remerciements à l'ensemble du corps enseignant de l'Institut de Génie Civil et Hydraulique, de l'université, Mohamed Khider de Biskra.

Enfin, mes remerciements à tous ceux qui ont apporté une contribution, petite soit-elle, pour l'élaboration de cette mémoire.

## **Dédicace**

Je le dédie ce travaille à l'esprit de mon père et je serai en paix.

Je le dédie aussi à ma très chère mère qui est toujours resté à mes côtés dans les moments pénibles de ma vie.

À ma famille est toutes mes amis.

À tous mes enseignants et mes Collègues de l'université de Biskra

À toute la promotion 2018.

# Sommaire

## **I. Introduction générale**

**Chapitre 01 : Recherches bibliographiques sur le comportement des bâtiments en zones sismiques**

## Liste des figures :

### Chapitre 01 :

Figure1.1 : Bâtiments ayant un plan carré ou proche du carré. Leur comportement sous charges sismiques est en général satisfaisant.

Figure1. 2 : Correction des inconvénients des plans complexes à deux axes de symétrie.

Figure 1.3 : Les Caractéristiques de Séisme

figure1.4 : Spectre de réponse établi pour un site précis.

Figure1.5 : Ondes P.

Figure 1.6 : Ondes S.

Figure.1.7 : Représentation schématique du mouvement des ondes L et R.

Figure 1.8 : Ondes de love.

Figure 1.9 : Ondes de Rayleigh.

Figure1.10 : Rupture « ductile » d'un poteau de béton armé.

Figure1.11 : Caractéristiques d'une onde sismique.

figure1.12 : Exemple d'amplification et d'atténuation des accélérations par un bâtiment fondé sur un sol donné.

### Chapitre 02 :

Figure2.1 : Spectre de Réponse.

Figure2.2 : Simulation de la force sismique.

Figure 2.3 : signification physique de la courbe de capacité.

Figure 2.4 : caractéristiques Force-déplacement de système à plusieurs degrés de liberté et de système à un seul degré de liberté équivalent.

Figure 2.5 : Courbe push-over bilinéaire idéalisée.

Figure 2.6 : Conventiionnelle répartition de la charge latérale.

Figure 2.7 : Système Equivalent d'une Structure à Plusieurs Degrés de Libertés.

Figure 2.8 : représentation graphique de la méthode de spectre de capacité.

Figure 2.9 : Spectre de réponse dans le format accélérations-déplacements (format ADRS).

Figure 2.10 : Estimation d'amortissement visqueux équivalent en utilisant la méthode du spectre de capacité (ATC-40).

Figure 2.11 : estimation de déplacement cible en utilisant la méthode du spectre de capacité.

Figure 2.12 : Système d'un seul degré de liberté équivalent.

Figure 2.13 : La méthode des coefficients.

### **Chapitre 03**

Figure 3.1 : vue en plan de la structure étudiée.

Figure3.2 : Plan en élévation.

Figure 3.3 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

Figure3.4 : spectre de réponse.

Figure 3.5 : Déformation de structure selon l'axe X.

Figure 3.6 : Déformation de structure selon l'axe y.

### **Chapitre 04**

Figure4. 1 : Cadre avec remplissage en maçonnerie sous force latérale.

Figure 4.2 : Modèle de bielle diagonale équivalente d'un panneau de remplissage.

Figure4.3 : Les différents modèles analytiques étudiés.

Figure 4.4 : Caractéristiques de la bielle comprimée équivalente.

Figure 4.5 : vue en plan du portique à étudier (structure sans remplissage).

Figure 4.6 : les différentes étapes de la formation des rotules plastiques de la structure sans remplissage.

Figure 4.7 : Courbe de capacité (effort tranchant-déplacement) de la structure sans remplissage.

Figure 4.8 : Courbe de point de performance structure sans bielles.

Figure 4.9 : vue en plan du portique à étudier (structure avec remplissage aux toutes façades).

Figure 4.10 : les différentes étapes de la formation des rotules plastiques de la structure avec remplissage aux toutes façades.

Figure 4.11 : Courbe de capacité (effort tranchant-déplacement) de la structure avec remplissage.

Figure 4.12 : Courbe de point de performance avec remplissage pour tous les niveaux.

Figure 4.13 : vue en plan du portique à étudier (modèle 1).

Figure 4.14 : les différentes étapes de la formation des rotules plastiques (modèle 1).

Figure 4.15 : Courbe de capacité (effort tranchant-déplacement) de la structure avec étage souple.

Figure 4.16 : Courbe point de performance à une structure d'étage souple.

Figure 4.17 : vue en plan du portique à étudier (modèle 2).

Figure 4.18 : les différentes étapes de la formation des rotules plastiques (modèle 2).

Figure 4.19 : Courbe de capacité (effort tranchant-déplacement) de la structure avec étage souple.

Figure 4.20 : Courbe de point de performance de structure à un étage souple (Modèle 2).

Figure 4.21 : vue en plan du portique à étudier.

Figure 4.22 : les différentes étapes de la formation des rotules plastiques (modèle 1).

Figure4.23 : Courbe de capacité (effort tranchant-déplacement)-modèle 3.

Figure 4.24 : Courbe de point de performance de structure à un étage souple –Modèle 3.

Figure 4.25 : Courbe de capacité (effort tranchant-déplacement)

### **Liste des tableaux**

Tableau 2.1. : Tableau de coefficient d'accélération des zones

Tableau 03.01 : Distribution de la résultante des forces dans chaque étage pour la structure (R+8) :

Tableau 03.02 : Les paramètres de la structure en béton armé (R+8)

Tableau 03.03 : L'accélération de la structure (R+8) selon les deux directions.

Tableau 03.04 : Les périodes est les fréquences

# Résumé

L'étude des tremblements de terre dans les constructions (bâtiments à usagers d'habitations) nous abordons beaucoup des techniques et applications qui aident dans l'atténuation et la réduction des risques est éliminer les dommages. La rigidité des structures sont quantifiés. Il s'avère que les portiques avec remplissage sont beaucoup plus rigide et résistant, surtout lorsqu'on augmente le nombre de travées et le nombre d'étage en comparaison aux portiques sans remplissage. La principale raison de leur comportement est que le résultat de l'augmentation de la force d'inertie d'un tremblement de terre semble à être relativement faible, comparativement à l'augmentation de la force de la maçonnerie de remplissage.

## Mots clés

Portiques en Béton armé, murs de remplissage, analyse statique non-linéaire, résistance, rigidité.

## ملخص

دراسة الهزات الأرضية في المنشآت السكنية تضم الكثير من التغيرات التي تساعد على التخفيف من الضرر والاضاء على الخسائر. نحدد الصلابة إذا كان الهكل مقاوم وصلب. خاصة إذا كان عدد البعاد والطوابق كبير بالمقارنة مع هكل بدون حائط. السبب الرئيسي في سلوكهم هو ان نتائج نضخم قوى العطالة في الهزات الأرضية من خفض نسبها بالمقارنة مع نتائج نضخم قوى العطالة في وجود الجدران.

## الكلمات المفتاحية:

هكل بالخرسانة المسلحة, جدار معبأ, النحل السكوني غير خطي, المقاومة, الصلابة.

## Introduction Générale

La contribution des murs de remplissages en maçonnerie pour la capacité globale de la structure constitue la résistance structurelle à 80% et la rigidité à 85%. La principale raison de leur comportement est que le résultat de l'augmentation de la force d'inertie d'un tremblement de terre semble à être relativement faible, comparativement à l'augmentation de la force de la maçonnerie de remplissage.

Bien qu'il n'y ait pas d'acceptation générale de la contribution des murs de remplissage dans la conception parasismique, de nombreuses recherches soulignent que les effets négatifs sont souvent associés à des irrégularités dans la distribution de compléments dans le plan et / ou dans l'évaluation. Le principal problème dans le processus de conception est le plus souvent que les remplissages de maçonnerie ont construit comme propriétés et il est presque impossible de prendre en compte de manière fiable.

Une approche réalisée par Mainstone (1971) et Kadir (1974) est devenue très populaire à cause de son utilisation simple, qui ont basé aussi sur la longueur de contact entre la structure et les murs de remplissage, et ils ont utilisés la diagonale équivalente pour modéliser les murs de remplissage dans les structures métallique et étudiés le comportement du composite sous charges monotones. Ils ont aussi pu déterminer des équations qui permettent de calculer la résistance ultime et la rigidité initiale.

Le problème principal d'analyser les bâtiments en BA remplis par des murs en maçonnerie est que la plupart du temps il est impossible à estimer sûrement en tant que propriétés établies du procédé de conception. L'étalonnage des unités et du mortier de maçonnerie n'est pas assez pour la caractérisation du comportement cyclique non élastique des remplissages de maçonnerie.

D'abord la présence du remplissage améliore la résistance et la rigidité de la structure, ensuite elle influence l'effort tranchant à la base de la structure et le déplacement latéral et en fin la distribution irrégulière en élévation du remplissage crée la notion de l'étage souple, aboutissant à des déplacements inacceptable.

Cependant, certains progrès ont été réalisés en ce qui concerne les ouvertures de murs de remplissage où un certain nombre de bielles peuvent être utilisées pour tenir compte de l'effet

des ouvertures. Dans la présente étude, seuls les murs extérieurs de remplissage sont modélisés comme des éléments de panneau de remplissage sans aucune ouverture.

Ce travail est concentré sur l'effet de mur de remplissage dans un bâtiment à usage d'habitation qui présente le comportement linéaire et non-linéaire sous charges sismiques. Ce mémoire est structuré en trois chapitres :

Le premier chapitre présente une recherche bibliographique sur le comportement des bâtiments en zones sismiques. Nous présentons la symétrie du plan et après la Structure en Béton Armé avec Mur de Remplissage en Zone Sismique et enfin une conclusion par les tremblements de terre dans les constructions.

Le deuxième chapitre présente des différentes méthodes d'analyses des structures en zone sismiques.

Le troisième chapitre présente la Description de la structure étudiée est consisté à traité le calcul des bâtiments par la méthode statique équivalente ainsi que la méthode dynamique modale spectrale.

Le quatrième chapitre concerne la modélisation de structure avec murs de remplissages en forme d'une bielle diagonales à l'aide de logiciel SAP2000 en considérant un calcul statique non linéaire (Push-over).

Enfin la conclusion générale rassemble les conclusions principales de ce travail.



## **Problématique.**

La distribution des murs de remplissage dans une structure en portique en béton armé est source de polémique quant à son effet sur l'amélioration de la rigidité et la résistance dans celle-ci. Nous envisageons, en utilisant la méthode d'analyse linéaire (modale-spectrale) et l'analyse statique non-linéaire (push-over), de présenter des modèles de distribution des murs de remplissage dans une structures en B.A et voir l'impact de cette distribution sur la résistance la ductilité et enfin la rigidité.

## **Objectifs**

Il est envisagé dans cette recherche de déterminer le rôle de la maçonnerie dans les structures auto stables en béton armé soumise aux séismes par la proposition d'un modèle qui incarne de façon précise le comportement de ces structures. Ceci peut être effectué par l'étude du comportement de la maçonnerie confinée dans la structure lors d'un séisme dans le domaine linéaire et non- linéaire en proposant différents modèles sous forme de diagonales de compression dans différents endroit de la structure.

## **Mots clés.**

Portiques en Béton armé, murs de remplissage, analyse statique non-linéaire, résistance, rigidité, ductilité.

## **Contenu :**

- 1- Recherche bibliographique sur le comportement des bâtiments en zones sismiques.
- 2- Présentation des méthodes d'analyse des structures en zones sismiques.
- 3- Présentation des modèles d'étude
- 4- Analyse de comportement des modèles
- 5- Conclusions.

## Chapitre 01

### (Recherches bibliographiques sur le comportement des bâtiments en zones sismiques)

#### 1.1. Introduction

Dans tous les régions du monde on trouve des différents cas de tremblement de terre qui produits une déformation et dégradation des chaque bâtiments. Le zonage sismique (et par conséquent le niveau de protection exigé) est basé sur la connaissance de la sismicité historique [06]. Selon le temps les scientifiques étudient l'effet des secousses ; [10] qui agissent sur un bâtiment provoquent des contraintes et déformations qu'il faut contrôler en comprenant bien le comportement des éléments de la construction en fonction des matériaux utilisés.

Les architectes et ingénieurs se forment pour en tenir compte dans leurs projets en zone sismique [10]. Les sismologues et les géotechniciens ont donné à l'architecte et l'ingénieur une pré-estimation des accélérations du sol dues aux secousses possibles sur chaque site. La réglementation nous donne des valeurs minimum légales pour chaque type de site et de construction.

### 1.1.2 Objectif

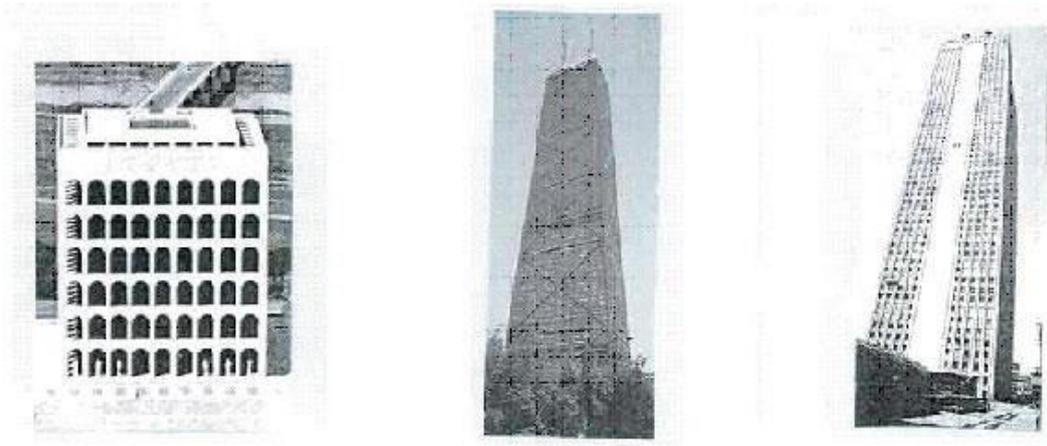
La construction parasismique ou génie parasismique regroupe l'étude des bâtiments et des structures sujets à des sollicitations de type séismes. Elle s'intéresse également à la réalisation d'infrastructures résistant aux tremblements de terre ainsi qu'au développement de nouvelles méthodes de construction [12]. Il est envisagé dans cette recherche de déterminer le rôle de la maçonnerie dans les structures auto stables en béton armé soumise aux séismes par la proposition d'un modèle qui incarne de façon précise le comportement de ces structures. Ceci peut être effectué par l'étude du comportement de la maçonnerie confinée dans la structure lors d'un séisme dans le domaine linéaire et non-linéaire en proposant différents modèles sous forme de diagonales de compression dans différents endroit de la structure.

### 1.1.3 Comportement des Bâtiments dans les Zones Sismiques

En situation de séisme, les différents éléments d'un bâtiment sont tous soumis à une force identique, la « poussée » des secousses à un moment donné [06]. Les actions sismiques sont considèrent comme accidentelles ; Les actions sismiques sont proportionnelles à ces déplacements car les amplifications se produisent par effet de ressort, Donc aussi la charge sismique agissant sur la masse est égale au produit de la rigidité du ressort par le déplacement de la masse ( $F = k.x$ ) [06]. Le comportement sous séisme de telles constructions peut être plus exactement décrit par une approche basée sur le concept d'énergie. Une structure subissant des oscillations possède de l'énergie cinétique.

Pour une bonne condition de résistance aux séismes on crée la forme d'un bâtiment symétrie selon deux axes en plan :

Les plans symétriques selon deux axes présentent un bon comportement sous charges sismiques. Les déformations d'ensemble sont prédominantes et les mouvements différentiels limités [06]. Une construction idéale présenterait la même rigidité dans toutes les Directions



(figure1.1) : Bâtiments ayant un plan carré ou proche du carré. Leur comportement sous charges sismiques est en général satisfaisant [06].

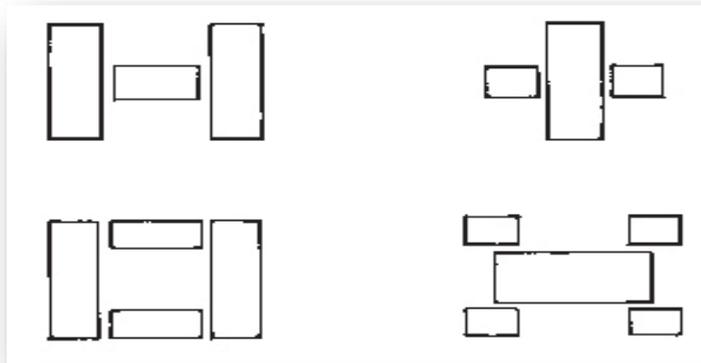
La symétrie du plan selon deux axes ou plus favorise donc le bon comportement des bâtiments exposés à un séisme. Les plans carrés ou proches du carré conviennent très bien (fig. 1) Toutefois, la possibilité de torsion ne doit pas être introduite dans l'ouvrage par la dissymétrie de la structure, plus particulièrement de ses éléments rigides

#### 1.1.4 Simplicité du Plan

Les bâtiments symétriques selon deux axes peuvent également comporter des ailes, des saillies et des retraits et par conséquent des angles rentrants.

Leurs inconvénients peuvent être corrigés de la manière décrite plus haut. La (fig1.2) en montre quelques exemples [06].

De même, la différence des rigidités transversale et longitudinale d'un plan rectangulaire peut être corrigée par un renforcement du mur. Sans correction, on devrait limiter cette différence en évitant les rectangles très allongés.



(Fig1. 2.) Correction des inconvénients des plans complexes à deux axes de symétrie [06].

## 1.2 Structure en Béton Armé avec Mur de Remplissage en Zone Sismique

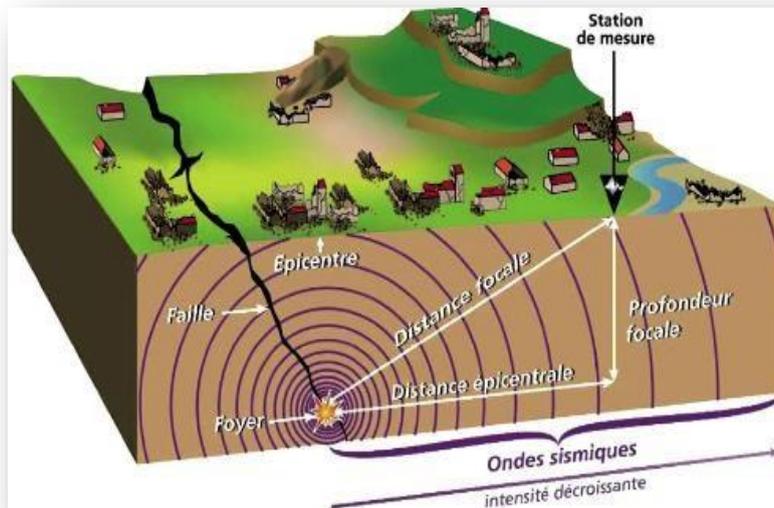
### 1.2.1 Le Séisme

Se traduit par une vibration du sol provient d'un déplacement brutal de la roche. Peut dégrader ou détruire des bâtiments, produire des décalages de la surface du sol de part et d'autre des failles. Il peut aussi provoquer des chutes de blocs [08], le tremblement de terre est une secousse du sol résultant de la libration brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. [28] Les secousses de sol sont communiquées par l'amplification par une construction des oscillations caractérisées sa réponse au séisme ; elle peut être exprimée en terme de déplacement de vitesse ou accélération.

[28] Le lieu de la rupture des roches en profondeur est l'épicentre (Foyer). Le mouvement des roches près du foyer engendre des vibrations élastiques qui se propagent sous la forme de train d'ondes sismiques.

## 1.2.2 Les Caractéristiques de Séisme

**1.2.2.1. Son épicentre :** point situé à la surface terrestre, à la verticale du foyer, là où l'intensité est la plus importante.



(Figure 1.3) : Les Caractéristiques de Séisme

**1.2.2.2. Sa Magnitude :** La magnitude d'un séisme (notée  $M$ ) est un chiffre sans dimension, représentant l'énergie libérée par le séisme lors de la rupture [11], elle est généralement mesurée par l'échelle ouverte de Richter. Mesure de la puissance d'un séisme considéré à son foyer. Elle est généralement déterminée à partir de l'amplitude des secousses du sol et augmente avec l'étendue de la rupture de la faille qui a déclenché le séisme. Dans les médias elle est en général appelée "degré sur l'échelle de Richter"[06].

### 1.2.2.3. Échelle de Richter

L'échelle de Richter est une échelle sismique de référence [12], notion introduite en 1935 par le sismologue Charles Francis Richter [11]. Elle a pour but d'évaluer la puissance d'un séisme, c'est à dire l'énergie libérée à son foyer. On associe ainsi aux séismes une valeur pouvant aller de 1 à 9, qu'on appelle la magnitude. Cette échelle est

logarithmique : à titre d'exemple, un séisme de magnitude 7 est dix fois plus puissant qu'un séisme de magnitude 6.

**1.2.2.3.1. La Magnitude de Richter** est unique pour un séisme et indépendante du lieu d'observation. Estimée par exploitation des sismogrammes, la magnitude est théoriquement illimitée.

Elle se calcule à partir des différents types d'ondes sismiques en tenant compte de paramètres comme la distance à l'épicentre, la profondeur de l'hypocentre, la fréquence du signal, le type de sismographe utilisé, etc. La magnitude n'est pas une échelle mais une fonction continue logarithmique [11].

Mathématiquement, la magnitude dite de Richter est le logarithme de l'amplitude mesurée des ondes de volume, à 100 kilomètres de l'épicentre [12]. Elle est généralement calculée à partir de l'amplitude ou de la durée du signal enregistré par un sismographe [11].

Sous la relation suivante :  $M = \log \left( \frac{A}{T} \right) + f(R) + C$

**A** : amplitude maximum du signal.

**T** : période.

**R** : distance de la source

**C** : correcteur.

**1.2.2.3.2. La Magnitude et Intensité** : deux valeurs d'évaluation d'un séisme Pour les séismes qui se sont produits avant 1900, c'est l'intensité ( $I_0$ ) qui est estimée, elle s'écrit en chiffres romains (échelle de I à XII). Depuis le séisme de Lambesc, on dispose aussi d'une évaluation de la magnitude, écrite en chiffres arabes [08].

**1.2.2.4. La Fréquence et la Durée des Vibrations** : ces deux paramètres ont une incidence fondamentale sur les effets en surface.

**1.2.2.5. La Faille Provoquée** : elle peut se propager en surface [08].

**1.2.2.6 Son Intensité (Io) :** elle mesure les effets et dommages du séisme en un lieu donné. Ce n'est pas une mesure objective, mais une appréciation de la manière dont le séisme se traduit en surface. On utilise habituellement l'échelle MSK, qui comporte douze degrés.

**1.2.3. L'intensité Macrosismique :** L'intensité macrosismique EMS 98 est estimée par observation des désordres sur les bâtiments et les infrastructures, ainsi que par la perception du séisme par la population. Elle comporte douze niveaux (de I à XII). Pour un même séisme, l'intensité macrosismique varie dans l'espace en fonction de la distance à l'épicentre et des phénomènes annexes, tels que l'amortissement ou l'amplification des ondes sismiques (effets de site). La zone d'intensité maximale est appelée épicentre macrosismique et peut être différente de l'épicentre réel [11].

#### **1.2.3.1 Relation entre intensité et magnitude**

Il n'y a pas de relation directe entre l'intensité et la magnitude. Les deux grandeurs sont difficilement comparables. Un séisme de forte magnitude avec un foyer profond et dans une région peu peuplée sera peu destructeur et donc sera qualifié de faible intensité. Au contraire d'un séisme superficiel, même de magnitude moindre pourra être très destructeur et donc caractérisé par une grande intensité [11].

#### **1.2.4. L'origine sismique**

1.2.4.1. Rupture d'une Faille : qui regroupent en :

1. Rupture Ductile : rupture précédée de déformations plastiques notables.
2. Rupture Fragile : rupture soudaine et quasi instantanée.

1.2.4.2. Intrusion et Dégazage d'un Magma.

1.2.4.3. Craquements des Calottes Glaciaires.

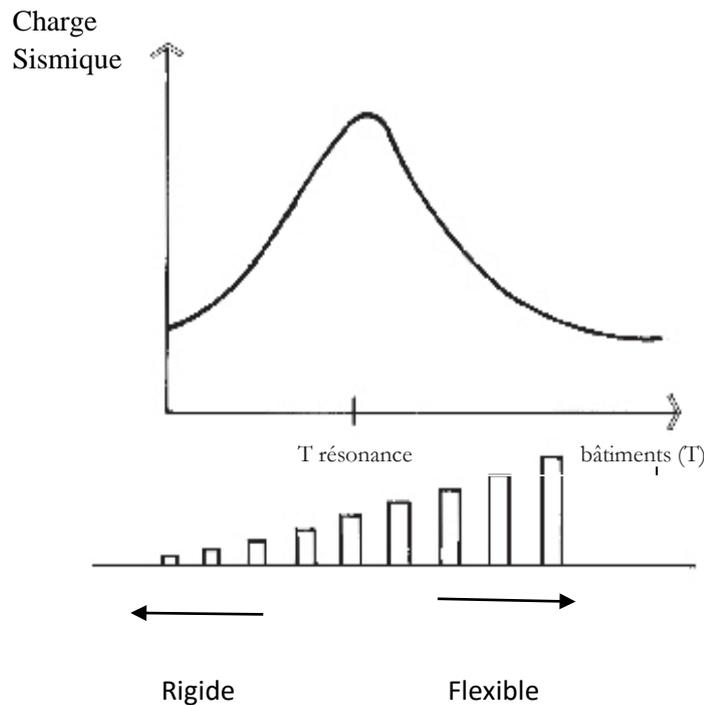
1.2.4.4. Explosion, Effondrement d'une Cavité.

#### **1.2.5 L'augmentation de la Période Propre**

La (fig1.4.) montre un spectre de réponse correspondant à un site précis.

Les bâtiments sont identifiés par leur période propre portée sur l'abscisse et leur réponse est donnée en ordonnée. L'augmentation de la période propre avec la décroissance de la rigidité a été illustrée par un schéma de bâtiments à élancement croissant.

Le pic du spectre correspond à la période de résonance. Bien entendu, c'est cette période qu'il faut éviter.



(figure1.4) : Spectre de réponse établi pour un site précis.

Le pic du spectre correspond à la période de résonance.

Les règles parasismiques utilisent des spectres de réponse afin de permettre l'évaluation des charges sismiques. Il s'agit de spectres de dimensionnement représentant l'enveloppe de spectres correspondant à divers types de séismes.

## 1.2.6 On regroupe trois catégories de séismes [12]

**1.2.6.1 Séismes Tectoniques :** Ce sont les plus fréquents et les plus dramatiques. Ils se situent souvent à l'intersection de deux plaques. Les

causes sont la subduction (il y a glissement d'une plaque par dessous l'autre), la collision, ainsi que l'apparition de rift (la croûte terrestre s'amincit, ce qui mène à une rupture lithosphérique).

**1.2.6.2 Séismes d'Origine Volcanique :** Ceux-ci résultent de l'accumulation de magma dans les volcans et il y a des ruptures dues aux roches comprimées. Ils sont donc provoqués par des fractures et par les mouvements des roches poussées par le magma qui se fraie un chemin vers la surface.

**1.2.6.3 Séismes d'Origine Artificielle :** Ces séismes induits sont dus à certaines activités humaines telles que les barrages, les pompes profonds, l'extraction minière, les explosions souterraines, ou même les bombardements. Ils sont relativement fréquents et de faible amplitude.

### 1.2.7 Les Ondes Sismiques

Propagation à travers les milieux solides et liquides d'énergie libérée par une source sismique. Elles sont responsables du mouvement vibratoire du sol perçu en surface [06].

Les séismes sont créatrices d'ondes sismiques, elles sont de nature élastique et se propagent dans toutes les directions de l'espace. On répertorie deux grands types d'ondes lors d'un tremblement de terre : les ondes de volume (traversant la Terre) et les ondes de surface (se propageant parallèlement à la surface) [12].

### 1.2.7.1 Types d'Onde Sismique

La connaissance des caractéristiques des différents types d'ondes et de leurs modes de propagation permet de comprendre leur action sur une structure donnée en fonction du site géologique et de sa distance au foyer [12].

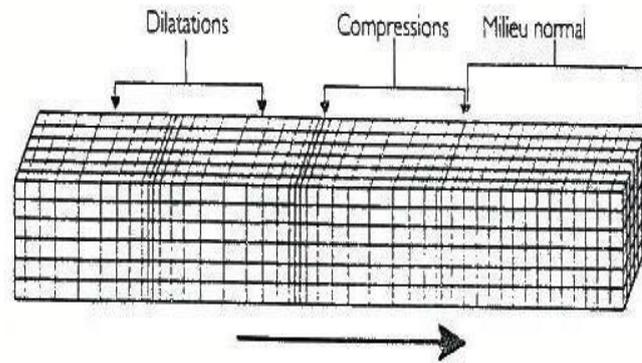
#### 1.2.7.1.1. Ondes de Volume

Ces ondes suivent les lois de l'optique géométrique, elles se réfléchissent au niveau des surfaces de discontinuité et ce sont elles qui vont donc créer des ondes de surface. Et parmi les ondes de volume on compte les ondes P et les ondes S.

Elles se propagent dans la masse terrestre depuis la source, elles sont réfléchies et/ou réfractées par les limites de couches de sol de densités différentes et par la surface. Ce sont les ondes de volume qui provoquent les déformations des constructions courantes sous l'effet des forces d'inertie.

##### 1.2.7.1.1.1. Ondes P (dites Ondes Primaires)

Ce sont des ondes de type longitudinal (ou ondes de compression), qui progressent en animant les sols traversés en compression/dilatation comme les spires d'un ressort [26], c'est -à -dire que lorsqu'elles se propagent, le milieu va subir une suite de dilatations et de compressions dans la direction de la propagation de l'onde. Ce sont les premières ondes que l'on enregistre sur un sismographe.



(Figure1.5) Ondes P. [12]

#### 1.2.7.1.1.2 Ondes S (dites secondaires)

Ce sont des ondes transversales (ou ondes de cisaillement), qui progressent en cisillant le sol perpendiculairement à leur sens de cheminement c'est à dire que lorsqu'elles se propagent, le milieu va subir un mouvement perpendiculaire au sens de propagation de l'onde. Elles se propagent partout sauf dans les milieux liquides. Elles sont plus lentes que les ondes P et donc sont enregistrées en deuxième.

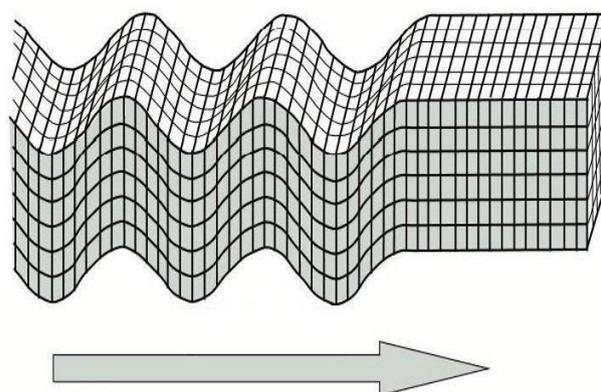
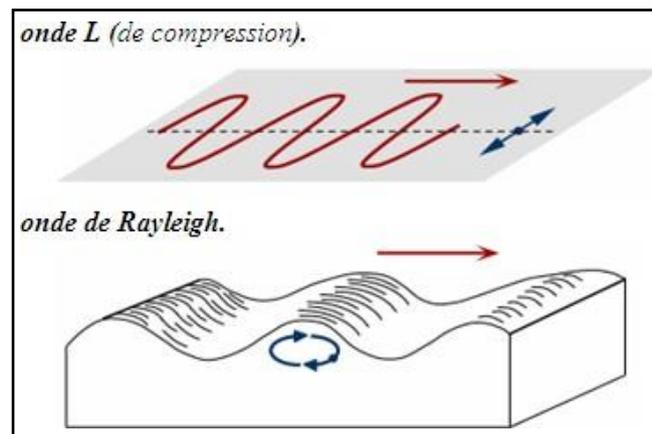


Figure (I.6) : Ondes S. [12]

### 1.2.7.1.2 Ondes de Surface

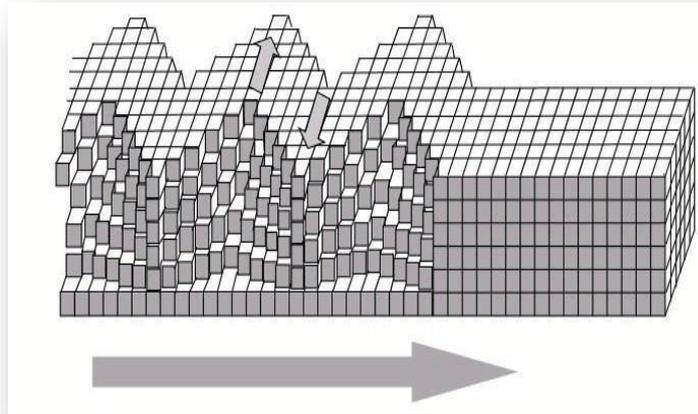
Elles sont plus lentes et générées par l'arrivée des ondes de volume se propagent à la surface du globe (de la Terre). Elles concernent les couches superficielles des sols. Plus le séisme est profond moins elles sont puissantes. Mais leur amplitude est plus forte. Elles concentrent davantage d'énergie.



(figure.1.7) : Représentation schématique du mouvement des ondes L et R [24]

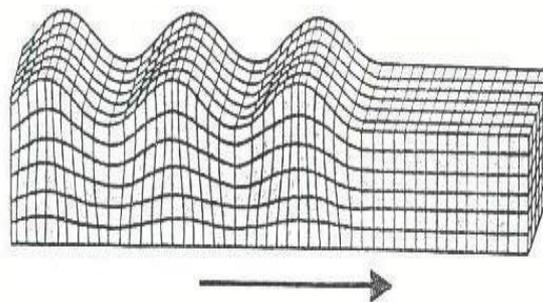
On note deux types d'ondes :

**1.2.7.1.2.1. Les ondes de Love :** Ce sont des ondes transversales polarisées. Elles ne se propagent que dans des solides non homogènes. Elles se déplacent horizontalement en provoquant des ébranlements horizontaux, ce sont des ondes qui causent d'importants dégâts par cisaillement au niveau des fondations des bâtiments. Ce sont des ondes de cisaillement comme les ondes S, mais qui oscillent dans un plan horizontal. Elles engendrent au sol un mouvement de vibration latéral



(Figure I.8) : Ondes de love. [12]

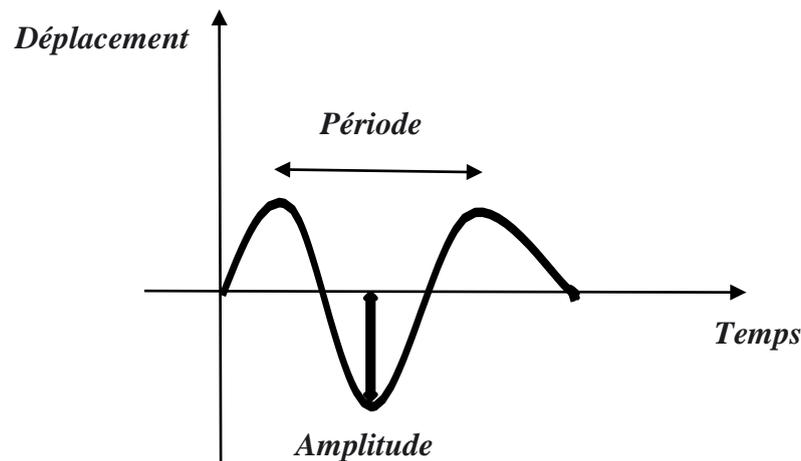
**1.2.7.2.2. Les Ondes de Rayleigh :** Ces ondes sont des résultantes des interférences entre les composantes verticales des ondes P et S. Le déplacement est donc à la fois vertical et horizontal. Ces mouvements sont ressentis de manière très forte par les structures construites sur ces sols seyant ce mouvement à la fois vertical et horizontal. Sont assimilables à une vague. Les particules du sol se déplacent selon une ellipse rétrograde créant une véritable vague qui affecte le sol lors des grands tremblements de terre.



(Figure I.9) : Ondes de Rayleigh. [12]

## 1.2.7.2 Caractéristiques d'une Onde Sismique

**1.2.7.2.1. La période et l'amplitude :** caractérisent les phénomènes ondulatoires. Pour les séismes il peut s'agir de caractériser le déplacement des particules de sol, leur vitesse de déplacement et l'accélération du sol [24].



(figure1.9

(Figure1.11) : Caractéristiques d'une onde sismique [24].

La période (**T, en s**) est l'inverse de La **fréquence (f, en Hz)**. La période est la durée d'un cycle d'oscillation, la fréquence, le nombre de cycles par seconde. La notion de périodicité d'une sollicitation dynamique d'origine sismique est fondamentale pour la compréhension du comportement dynamique des structures.

L'amplitude du mouvement ondulatoire est d'autant plus importante que celui-ci est énergétique.

**1.2.7.2.2. Un signal sismique** est complexe et aléatoire. Il peut être représenté comme la *superposition d'ondes* (des différents types) de fréquences variées dont l'amplitude est plus ou moins importante. Un certain nombre de paramètres, dépendant de la source et des sols traversés conditionnent la nature du signal sismique en un lieu. L'enjeu sera d'identifier les fréquences très énergétiques des signaux sismiques possibles sur le site à construire [24].

**1.2.7.2.3. Accélération** (exprimée en  $m/s^2$  ou en % de  $g$ ,  $g = 9,81m/s^2$ )

Les accélérations du sol sont mesurées dans les trois directions en fonction du temps. La recherche des pics d'accélération possibles sur une région donnée est le premier élément de l'évaluation du mouvement sismique pour l'application des règles de calcul réglementaire. Les accélérations, «en réponse» au séisme, de la structure conditionnent les forces d'inertie qui vont s'appliquer à la structure et auxquelles elle devra résister [24].

### 1.2.8. L'aléa Sismique

Pour évaluer la vulnérabilité d'une construction on peut obtenir des conseils pour la renforcer [08] :

1. Déterminer le mode de construction (maçonnerie en pierre, béton...).
2. Examiner la conception de la structure.
3. Réunir le maximum de données relatives au sol et au site.

### 1.2.9. Collectives et Individuelle peuvent Réduire la Vulnérabilité de ce Risque [7]

- Appliquer les principes de construction parasismique.
- Effectuer un diagnostic sommaire pour les bâtiments et infrastructures existants.

- **Après ce Diagnostic**

On peut procéder à un renforcement parasismique, notamment en consolidant les structures. S'il n'est pas possible de réhabiliter les bâtiments les plus exposés, ou si de graves négligences étaient détectées, la démolition et la reconstruction peuvent s'avérer nécessaires. Ce fut le cas de certains bâtiments de la région sur décision de justice (cette région abrite des communes classées en zone (II)).

### 1.2.10 Effet de Séisme

Rigidité, flexibilité et ductilité. Ces paramètres du comportement de la construction vont conditionner le bilan de l'énergie d'origine sismique présente à chaque instant dans la construction. On considère que si le bilan énergétique est équilibré le bâtiment résiste aux secousses. Il absorbe toute l'énergie sismique [10].

Si on les déforme trop fort vont rester déformés définitivement...mais sans casser. On appelle ce comportement « la ductilité ».



(figure1.10) : Rupture « ductile » d'un poteau de béton armé [10].

La ductilité rupture « ductile » d'un poteau de béton armé. Au-delà de la limite de résistance, le béton est resté « confiné » dans les armatures. A chaque secousse il est broyé à l'intérieur des armatures,

### 1.2.11 Ductilité

Capacité d'un matériau et par extension celle d'un élément ou d'une structure, à subir avant rupture des déformations plastiques (irréversibles), ces frottements contribuent à freiner la construction sans perte significative de résistance.

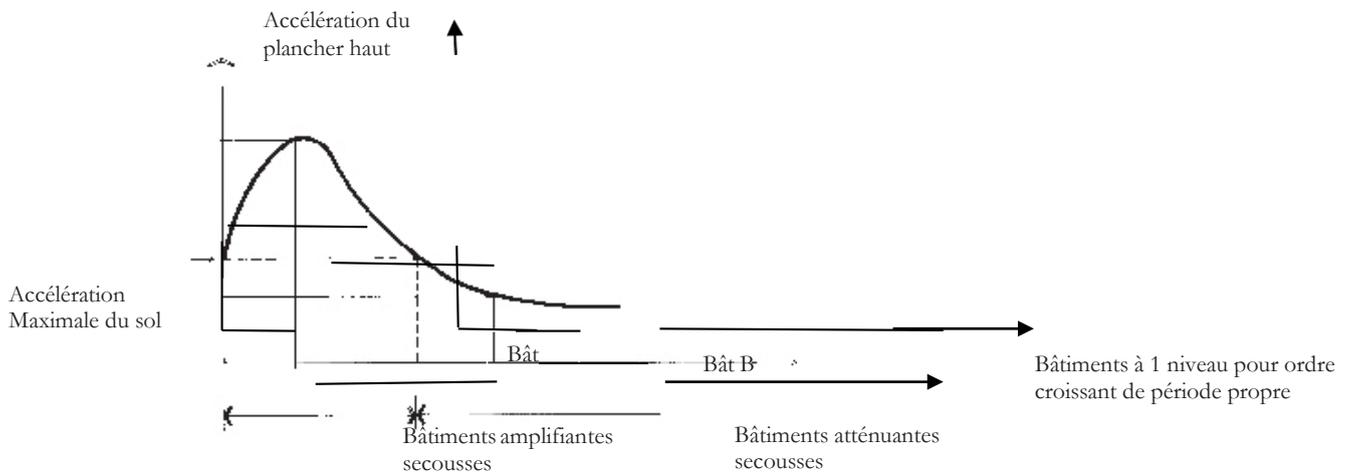
L'effondrement ne se produit pas [10]. La ductilité importante permet :

- de prévenir une rupture brutale (fragile) de la structure et sa dislocation,
- de plafonner les charges sismiques,

-d'améliorer la résistance des éléments constructifs aux charges par redistribution des contraintes sur les sections non endommagées [06].

### 1.2.12 Influence de mur de remplissage dans les structures en portique

Selon leur nature et leur forme, les éléments constructifs «Les Murs» travaillant en flexion, compression, torsion, etc. Lors des actions dynamiques, le comportement des éléments fléchis (et dans une certaine mesure celui des structures tendues ou comprimées) [06].



(figure1.12) : Exemple d'amplification et d'atténuation des accélérations par un bâtiment fondé sur un sol donné (ici, sol dur) [06].

Le bâtiment A amplifie les secousses, le bâtiment B les atténue. D'après la 2ème loi de Newton, les charges sismiques, qui sont des forces d'inertie, sont égales, à une constante près, aux accélérations :  $F = m.a$  où  $m$  est la masse accélérée [06].

#### 1.2.12.1 Traction et Flexion des murs

Flexion, c'est-à-dire des efforts de traction et de compression dans le sens longitudinal de l'élément, cisaillement, dans le sens diagonal, ou torsion, où les contraintes ne sont pas homogènes.

### 1.3 Conclusion

L'étude des tremblements de terre dans les constructions (bâtiments à usagers d'habitations) nous abordons beaucoup des techniques et applications qui aident dans l'atténuation et la réduction des risques est éliminer les dommages.

Les nouvelles techniques comprenant de nombreux détails de la recherche scientifique est plusieurs des méthodes appliquées, après discuter les tremblements de terre dans cette chapitre nous allons étudier la deuxième chapitre qui suit.

En général, le risque sismique se caractérise par sa variation dans le temps et dans l'espace, il est fonction non seulement de la zone de sismicité mais aussi de la densité de la population du niveau du développement économique et des moyens mis en œuvre pour résister à une crise post-sismique. Naturellement la catastrophe sera d'autant plus grande que le séisme soit plus ou moins proche d'un centre urbain ou bien que son intensité soit plus ou moins importante, tout comme la densité de la population et le niveau social de la ville. Cela représente donc plusieurs facteurs à considérer.

## Chapitre 2

### (Méthodes d'analyse des structures en zone sismique)

#### 2.1. Introduction

La déformation élastique est définie comme une déformation sensiblement proportionnelle à la force qui la provoque (notion de linéarité) et qui disparaît après la suppression des charges qu'ils ont provoquée (déformation réversible). L'étude de l'oscillateur simple permet de mettre en place les notions et le vocabulaire fondamental, en élasticité linéaire le comportement de l'oscillateur est simplement traduit par la relation :

$$F = K.X.$$

Lors d'un violent séisme les structures ne demeurent pas dans l'état élastique. Par conséquent les systèmes linéaires ne représentent pas bien le comportement sismique réel des structures. L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leur sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure. Pour les structures ayant leurs éléments de contreventement distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation [24].

## 2.2. Méthodes Linéaires

### 2.2.1. Statiques équivalente

C'est la méthode d'analyse la plus ancienne la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement des bâtiments. Elle est basée sur l'hypothèse que le comportement structurel est dicté par le mode de vibration fondamental. La distribution horizontale des charges statiquement appliquées est proche du premier mode ce qui représente une grande simplification. Son utilisation se limite aux bâtiments réguliers faiblement et moyennement élevés [15]. Afin de tenir compte de la capacité de dissipation d'énergie de la structure.

#### 2.2.1.2. But de l'Analyse

L'avantage principale de la méthode statique équivalente c'est qu'elle est la seule méthode « élastique linéaire » qui à gagner « l'approbation expérimentale ».

L'expérience a montré que la période empirique de la méthode statique équivalente représente une limite inférieur (et par conséquent l'effort tranchant à la base calculé avec cette méthode représente une limite supérieur) de toutes les valeurs des périodes mesurées dans le domaine élastique. L'expérience aussi prouvé que les structures « régulières » dimensionnée avec l'approche statique équivalente ont bien comporté sous chargement sismique.

## Chapitre II

### 2.2.1.3. Origine de l'Analyse

Cette méthode présente les trois inconvénients suivants :

1. Elle ne représente pas l'effet des caractéristiques dynamiques des éléments structuraux sur la répartition verticale de l'effort tranchant total.
2. Elle ne représente pas l'effet des caractéristiques dynamiques des éléments structuraux sur la répartition horizontale de l'effort tranchant de chaque étage.
3. Elle ne représente que forfaitairement les effets locaux des modes supérieurs.

Seuls les coefficients D et R (coefficient de comportement) ont été modifiés et introduction d'une nouvelle formule empirique pour l'estimation de la période d'un ouvrage. [26]

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés à ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions des axes principales du plan horizontal de la structure.

### 2.2.1.4. Le Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

### 2.2.1.5. Description de cette Méthode

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

## Chapitre II

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées.

Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

### 2.2.1.6. Utilisation des Résultats [09]

Il faut savoir que cette approche «caler les résultats de l'analyse dynamique par rapport aux résultats de l'analyse statique équivalente» n'a aucune base théorique.

Cependant, afin de choisir l'ordre de grandeur du chargement dynamique qui répondra aux exigences du règlement.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.
- La force sismique totale  $V$  appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{ADQ}{R}W$$

$A$  : Coefficient d'accélération de zone, suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Tableau 2.1. : Tableau de coefficient d'accélération des zones

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

**D : Facteur d'Amplification Dynamique Moyen**, Fonction de la Catégorie de Site, du Facteur de Correction d'Amortissement ( $\eta$ ) et de la Période Fondamentale de la Structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \\ 2,5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (T_2/3,0) (3,0/T)^{2/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

$T_2$  période caractéristique, associée à la catégorie du site

Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique pour un amortissement

## Chapitre II

$\xi = 5\%$

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

**$\eta$** : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 05%).

Donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{[(7/2) + \xi]} \geq 0.7$$

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quand  $\xi = 5\%$ , on a  $\eta = 1$

**$\xi$** : 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 sa valeur et déterminer par la formule :  $Q = 1 + \Sigma P_q$

### 2.2.1.7. Poids Totale de la Structure

$W$  : Poids de la structure est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i \quad \text{Avec} \quad W = W_{Gi} + W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : Poids dû aux charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau 4.5. du RPA,  $\beta = 0.2$  [24].

### 2.2.1.8. Distribution de la Résultante des Forces Sismiques selon la Hauteur

## Chapitre II

La résultante des forces sismiques à la base  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes [09] :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

Avec :

$F_t$  : Force concentrée au sommet de la structure.

$F_i$  : Force horizontale au niveau  $i$ .

La force concentrée  $F_t$  au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration [24].

### 2.2.1.9. Distribution de L'effort Tranchant selon la Hauteur

L'effort tranchant au niveau de l'étage  $k$  est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

Dans le cas de structures comportant des planchers rigides dans leur plan, est distribué aux éléments verticaux de contreventement proportionnellement à leurs rigidités relatives [24].

La méthode est relativement simple et fournit l'information concernant la résistance, la déformation, la ductilité et la distribution de la demande statique non-linéaire ; ce qui permet d'identifier les éléments critiques pouvant atteindre les états limites lors d'un séisme.

Malgré quelques limitations qui lui sont inhérentes telle que la négligence de la variation des allures de chargement ainsi que l'influence des modes supérieurs, cette méthode donne une estimation raisonnable de la capacité de déformation globale spécialement pour les structures où le premier mode est prépondérant.

Elle est plus appropriée pour des périodes courtes et structures faiblement élevées.

### 2.2.2. Méthode Modale Spectrale

Elle est introduite comme méthode de calcul à adopter dans tous les cas, en particulier dans les situations où la méthode statique équivalente ne s'applique pas [09].

Cette méthode largement utilisée en Algérie est basée sur les modes de vibration libre du système examiné dont l'objectif est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de dimensionnement. [09].

#### 2.2.2.1. Le Principe

Le principe de cette méthode est basée de recherché pour chaque mode de vibration le Maximum des effets engendrés dans la structures par des forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcule. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure [09].

#### 2.2.2.2. Description de la Méthode d'Analyse et Utilisation des Résultats

L'analyse modale spectrale est menée selon les étapes suivantes [09] :

- a) développer un modèle mathématique de la structure étudier ; pour représenter la distribution spatiale appropriée de la masse et la rigidité de la structure.
- b) déterminer les modes propres  $\{\phi_m\}$ , et les périodes correspondantes ( $T_m$ ) de la structure par l'analyse aux valeurs propres.
- c) pour chaque mode  $m$ , déterminer :

- Le facteur de participation sismique  $L_m = \sum_{i=1}^n \frac{w_i \phi_i^m}{g}$

- La masse modale  $M_m = \sum_{i=1}^n \frac{w_i \phi_i^2}{g} m$

- Le poids effectif  $W_m = \frac{L^2 m}{M m} g$

Chapitre II

- La masse participante  $MP = \frac{\sum L^2 m g}{M m W} = \frac{W m}{W}$

Ou :  $W = \sum_{i=1}^n w_i$

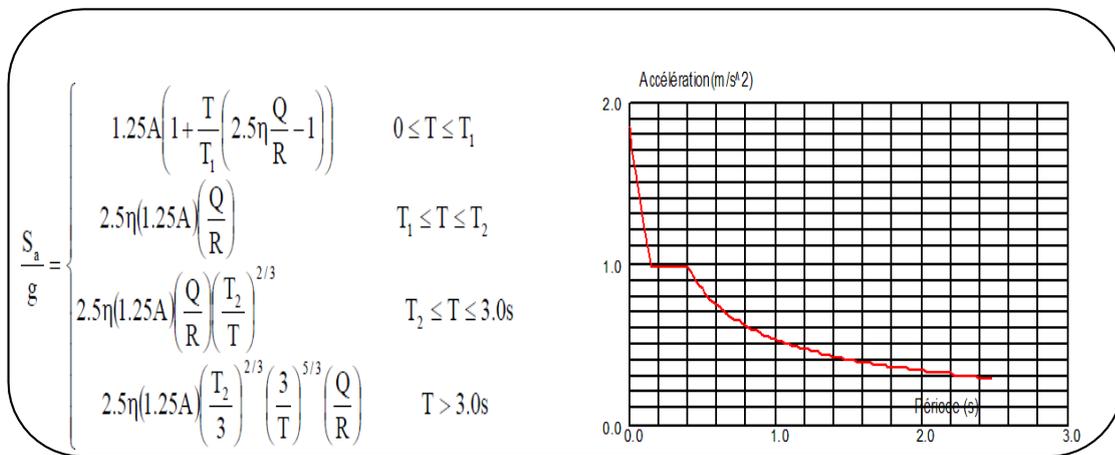
$W_i =$  le poids de l'étage  $i$

$\phi_{im} =$  le déplacement au niveau de l'étage  $i$  pour le mode  $m$ .

d) Déterminer les nombres des modes à considérer ... pour représenter au moins 90% de la masse participante de la structure.

$$\sum MP = \sum \left( \frac{W m}{W} \right) \geq 0,90$$

e) déterminer l'accélération spectrale (Figure 2.1) et le coefficient sismique pour chaque mode [26].



(Figure 2.1) : Spectre de Réponse.

f) déterminer l'effort sismique modale  $V_m$ , et l'effort sismique globale à la base

$$V_m = \frac{S_a W}{g} m$$

$$V_d = \sqrt{V_1^2 + V_2^2 + \dots + V_n^2}$$

g) déterminer l'effort sismique globale à la base par la méthode statique équivalente

$$V_s = \frac{ADQ}{R} W. \text{ et le comparer avec l'effort sismique donnée par l'analyse dynamique}$$

$$V_d \geq 0,80 V_{MSE}$$

h) Corriger les résultats d'analyse :

$$\text{Facteur de correction } R_c = \frac{V_s}{V_d}$$

$$\text{Ajuster } V_m = \left( \frac{V_s}{V_d} \right) \quad (V_m \text{ original})$$

Ajuster  $V_d$  = moyenne quadratique valeurs ajustées de  $V_m$ .

$$V_d = \sqrt{V_1^2 + V_2^2 + \dots + V_n^2}$$

i) Distribuer l'effort sismique modal sur la hauteur de la structure.

$$F_{im} = \frac{W_i \phi_{im}}{\sum W_i \phi_{im}} V_m$$

Où :  $F_{im}$  = l'effort latéral au niveau  $i$  pour le mode  $m$ .

$V_m$  = effort sismique pour le mode  $m$ .

j) Effectuer une analyse pour chaque mode... pour déterminer les efforts pour chaque mode de vibration considéré.

Pour les diaphragmes rigides... inclure une torsion accidentelle dans la distribution des efforts tranchant à l'étage [09].

**Remarque [28] :** Pour l'EC8 on fait une « confiance totale » à la méthode modale spectrale et aucun calage de l'effort tranchant à la base n'est exigé.

## Chapitre II

### 3. Méthodes non linéaires

#### 3.1. Méthode Dynamique Non-Linéaire

##### 3.1.1. Méthode d'Analyse Dynamique par Accélero-Gramme

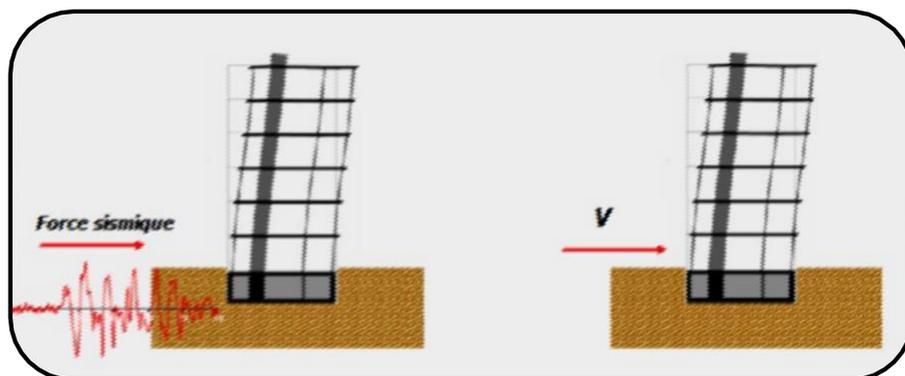
La méthode d'analyse dynamique par accélero-grammes peut être utilisée au cas par un personnel qualifié ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

##### 3.1.2. Le Principe de cette Méthode

Elle est la même que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélero-grammes réels.

##### 2.1.3. Description de la Méthode d'Analyse

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (Centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.



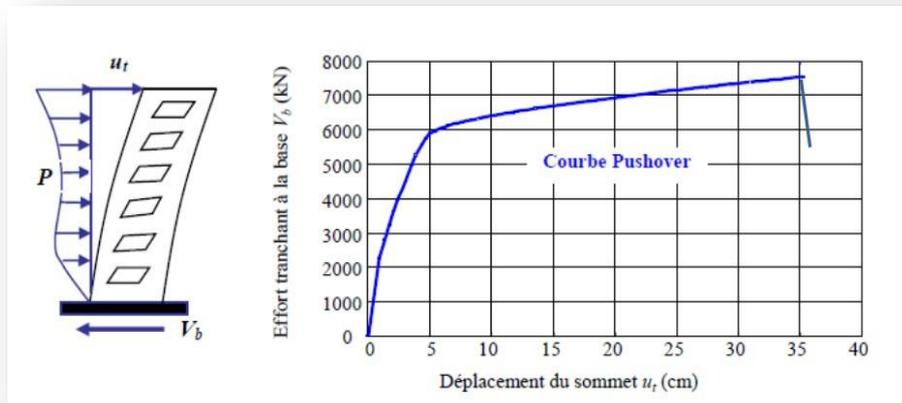
(Figure2.2) : Simulation de la force sismique

## Chapitre II

**3.2. Méthode d'Analyse statique non-linéaire (push-over)**

La méthode d'analyse Push-over est la méthode préférée pour l'évaluation de la performance sismique des structures par les réglementations et les importants codes des travaux de réhabilitation, parce qu'elle est conceptuellement et informatiquement simple. L'analyse Push-over permet de tracer la séquence d'écoulement, la ruine des éléments et le niveau de dommage structurel, ainsi que les progrès de la courbe globale de la capacité de la structure [16].

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. [16]



(Figure 2.3) : signification physique de la courbe de capacité

**3. 2.1. Présentation de la méthode (Push-over)**

L'analyse en poussée progressive "Push-over" est une analyse statique non linéaire conduite sous charge gravitaires constantes et des charges horizontales qui croissant de façon monotone.

C'est une étude qui permet d'évaluer les mécanismes plastiques attendus et la distribution des dommages dans des structures complexes.

Cette procédure de l'analyse est sélectionnée pour l'évaluation de performance des structures situées en zones sismiques, et permet de déterminer le déplacement maximum des structures avant sa rupture.

## Chapitre II

Cette étude a montré que la méthode MPA donne une bonne estimation de la variation de la demande le long de la hauteur du bâtiment. Cependant l'écart enregistré par celle-ci tend à augmenter pour des périodes longues et des hauts niveaux de ductilité.

### 3.2.2. But de l'Analyse Push-Over

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 des sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure. [19]

### 3.2.3. Origine de l'Analyse Push-Over

La méthode Push-over est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalente. Ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constant durant la durée du séisme.

Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximale) donnée par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent [19].

### 3.2.4. Principe

L'analyse Push-over est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite :

1. L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
2. 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.
3. Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.

## Chapitre II

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

### 3. 2.5. Description de la Méthode d'Analyse Push-over

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

L'analyse statique non linéaire Push-over se compose d'une série d'analyses élastiques séquentielles, superposées se rapprochant d'une courbe qui donne une force en fonction du déplacement global de la structure.

#### 3.2.5.1. Quatre Étapes de l'Analyse Push-Over [02] :

**Étape 1 :** la structure est supposée soumise aux charges gravitaires constantes.

**Étape 2 :** elle subit un autre chargement latéral triangulaire déterminé en calculant les charges latérales équivalentes qui représentent les forces d'inerties dues à la composante horizontale des sollicitations sismiques.

**Étape 3 :** On détermine un déplacement cible, déplacement est choisi arbitrairement à condition qu'il soit représentatif de la déformation de la structure.

**Étape 4 :** En augmentant les forces latérales appliquées durant l'analyse, il y a apparition graduelle des rotules plastiques, l'évolution des mécanismes plastiques et l'endommagement progressif de la structure est fonction de l'intensité du chargement latéral et des déplacements résultants.

À deux ou à trois modèles tridimensionnels incluant dans les diagrammes bilinéaires ou tri linéaires de charge-déformation de tous les éléments de la structure résistant aux forces latérales créent des charges de gravité et les appliquent ensuite. Le modèle de charge latérale

## Chapitre II

prédéfini est distribué, d'abord sur la hauteur du bâtiment et il est ensuite appliqué. Les forces latérales sont augmentées jusqu'à une certaine performance.

### 3.2.5.2. Formulation de l'analyse Push-over

La forme de la déformée du système à plusieurs degrés de liberté peut être représentée par un vecteur propre  $\{\Phi\}$  qui reste constant durant toute l'analyse indépendamment du niveau de déformation [02].

L'équation différentielle du système à plusieurs degrés de liberté peut être écrite sous la forme

$$M\{\phi\}\ddot{x} + C\{\phi\}\dot{x} + q = -M\{1\}\ddot{x}_g \quad (3.2)$$

Où  $M$  et  $C$  sont les matrices masse et amortissent du bâtiment respectivement,  $q$  le vecteur des forces dans les niveaux,  $\{1\}$  est le vecteur d'unité et  $x$  est le vecteur du déplacement relatif et  $\ddot{x}_g$  est l'action sismique

Le vecteur du déplacement relatif peut être exprimé en termes de  $\{\phi\}$  et le déplacement au sommet du bâtiment ( $x_i$ ) comme suit

$$x = \{\{\phi\}\} \cdot x_i \quad (3.3)$$

En substituant l'équation (3.2) dans l'équation (3.1) et en multipliant par  $\{\phi\}^T$  nous obtenons

$$\{\phi\}^T M \{\phi\} \ddot{x} + \{\phi\}^T C \{\phi\} \dot{x} + \{\phi\}^T q = -\{\phi\}^T M \{1\} \ddot{x}_g \quad (3.4)$$

Nous définissons le déplacement de référence du système à un seul degré de liberté  $x^*$  par

$$X^* = \frac{\{\phi\}^T M \{\phi\}}{\{\phi\}^T M \{1\}} x \tag{3.5}$$

Et alors, le remplacement (x) dans l'équation (3.3) en utilisant l'équation (3.4), on obtient l'équation différentielle suivante pour la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent :

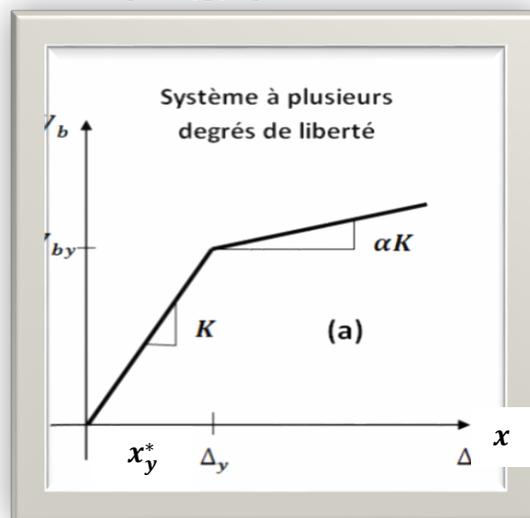
$$m^* \ddot{x}^* + C^* \dot{x}^* + q^* = - m^* \ddot{x}_g \tag{3.6}$$

$m^*$ ,  $C^*$  et  $q^*$  représentent les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent et sont données par :

$$m^* = \{\phi\}^T M \{1\} \tag{3.7}$$

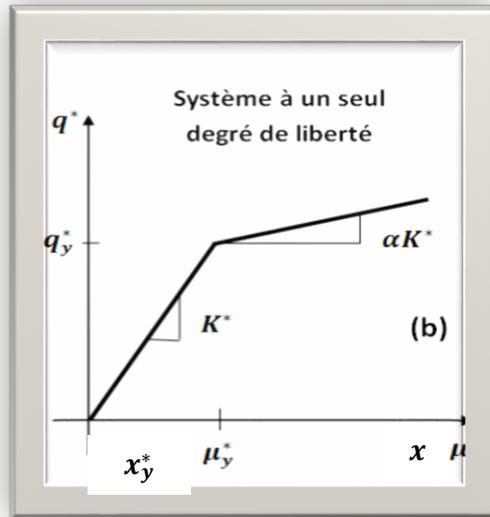
$$C^* = \{\phi\}^T C \{\phi\} \cdot \frac{\{\phi\}^T M \{1\}}{\{\phi\}^T M \{\phi\}} \tag{3.8}$$

$$q^* = \{\phi\}^T q \tag{3.9}$$



(Figure 2.4-1) : caractéristiques Force-déplacement de système





(Figure 2.4-2) : caractéristiques Force-déplacement de système à un seul degré de liberté équivalent [16]

La forme du vecteur  $\{\phi\}$  est connue et est supposée représenter la déformé du système à plusieurs degrés de liberté durant sa réponse au séisme dans le premier mode

Les caractéristiques de la relation force-déformation du système équivalent ESDOF peuvent être déterminées par les résultats de l'analyse Push-over du système MDOF, qui produit généralement une effort tranchant à la base ( $V$ ) en fonction de déplacement de sommet d'étage supérieur ( $x_t$  ou  $\delta_t$ ) montré à la (figure 2.5).

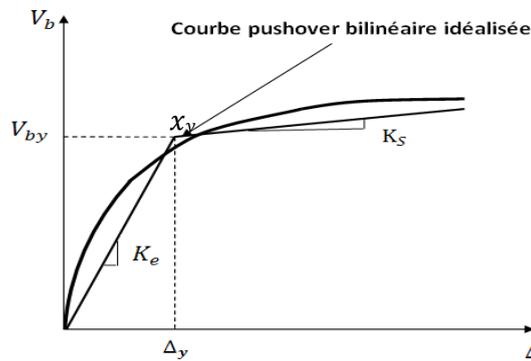


Figure 2.5 : Courbe push-over bilinéaire idéalisée [16]

## Chapitre II

Cette courbe bilinéaire simplifiée (effort tranchant à la base - déplacement au sommet), est requise pour définir les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent.

La valeur de plastification de l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet sont utilisés avec les équations (3.5) et (3.9) pour calculer la relation force-déplacement pour le système à un seul degré de liberté équivalent comme suit :

$$x_y^* = \frac{\{\phi\}^T M \{\phi\}}{\{\phi\}^T M \{1\}} x_y \quad (3.10)$$

$$q_y^* = \{\phi\}^T q_y \quad (3.11)$$

Où,  $q_y$  est le vecteur des forces de niveau à la plastification, en d'autres termes :

$$V_{by} = \{1\}^T q_y \quad (3.12)$$

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

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \mu^*}{q_y^*}} \quad (3.13)$$

Les propriétés de base d'un système à un seul degré de liberté équivalent sont maintenant connues.

L'analyse Push-over est exécutée jusqu'à ce qu'on atteigne un déplacement cible auquel la performance sismique du bâtiment est évaluée. Le déplacement cible est comme une estimation du déplacement globale prévu du bâtiment en vertu d'un tremblement de terre de conception.

### 3.2.5.3. Principes théoriques du calcul Push-over

En général dans l'analyse Push-over, la structure est chargée par une force latérale prédéterminée ou adaptative, ce chargement statique pousse progressivement la structure jusqu'au "déplacement cible". La charge latérale peut être considérée comme «force» ou «déplacement». Les rotules plastiques sont obtenues par la procédure pas à pas en engendrant l'incrément de charge [22].

### 3.2.5.4. La forme de la charge latérale

Pour une évaluation de la performance la sélection de forme de charge est susceptible d'être plus critique pour la détermination précise du déplacement cible. Classiquement, comme le montre la figure (3.4), on a deux formes de chargement: chargement de forme triangulaire et de forme uniforme. L'importance de la forme de chargement augmente lorsque la réponse n'est pas dominée par le premier mode [20,25].

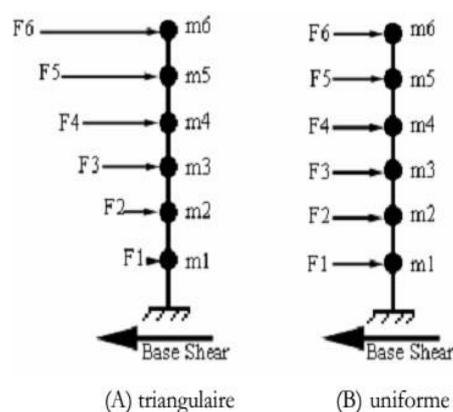


Figure 2.6 : Conventiennelle répartition de la charge latérale [20]

### 3.2.5.5. Hypothèses d'Elaboration de la Méthode (Push-over)

Comme toutes théories et méthodes de calcul. L'analyse statique non linéaire de push-over est basée sur l'hypothèse que la réponse d'une structure à multi degrés de libertés MDOF (multi-degree of freedom) peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent (SDOF) (Figure 3.5). Ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constant durant le séisme, les expériences ont montré que le premier mode de vibration qui domine le mouvement de la structure [02].

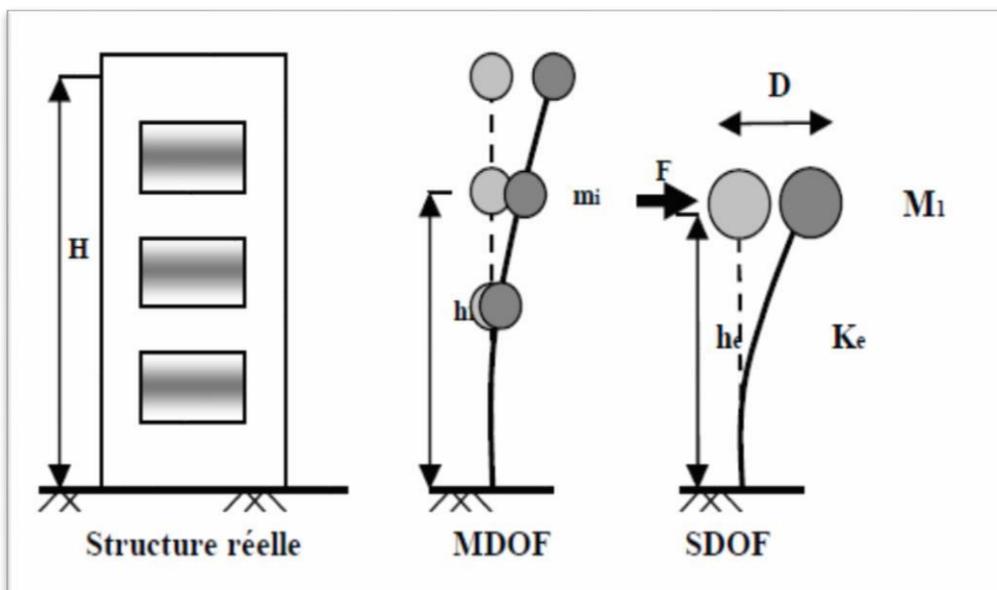


Figure 2.7 : Système Equivalent d'une Structure à Plusieurs Degrés de Libertés [02].

### 3.2.6. Utilisation des Résultats de Push-Over

#### 3.2.6.1. Les méthodes Push-over (leur application dans les règlements sismiques récents)

La communauté d'ingénierie parasismique n'a pas prêté beaucoup d'attention aux méthodes de Push-over jusqu'au milieu des années 90, quand une percée de ces méthodes s'est produite [16]. Les exemples actuels des méthodes basées sur **Push-over**, incluent la méthode du spectre de capacité et la méthode  $N_2$ .

Les différentes variantes de la méthode du spectre de capacité sont appliquées dans les directives sismiques d'ATC-40 [04].

Les différentes variantes de la méthode  $N_2$  sont appliquées dans FEMA-273 – FEMA-356 et l'eurocod-8 [05]

Toutes les méthodes combinent une analyse Push-over d'un modèle à plusieurs degrés de liberté avec l'analyse du spectre de réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent.

##### 3.2.6.1.1. Méthode de capacité spectrale (ATC 40)

L'analyse statique non linéaire adoptée dans ce code est la méthode du spectre de capacité proposé par Freeman (1994). Cette technique, à la suite d'une approche par linéarisation équivalente, estime le déplacement global maximum de la structure au moyen d'une procédure graphique itérative. L'hypothèse de base est que la déformation élastique maximale d'un système à un seul degré de liberté équivalent (ESDOF) non linéaire peut être approchée à partir de la déformation maximale d'un système à un seul degré de liberté équivalent (ESDOF) élastiques linéaires avec une période plus longue et le taux d'amortissement que les valeurs initiales de système non linéaire.

La méthode de capacité spectrale est l'une des méthodes les plus utilisées pour l'estimation de la performance sismique des structures, développée par Freeman, la

## Chapitre II

méthode a connue par la suite plusieurs modifications, les versions les plus récentes (Procédures A, B, C) sont exposées dans l'ATC40 [04].

La méthode consiste à superposer dans un graphe de type ( $S_a$ – $S_d$ ) la courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse non linéaire en poussée progressive (courbe de capacité) et celle représentative de la sollicitation apportée par le séisme (Demande) [22].

La courbe de capacité est obtenue en appliquant à la structure un chargement incrémental distribué sur la hauteur du bâtiment

Les deux courbes sont tracées sur un graphique, en utilisant les mêmes coordonnées dans le format (ADRS) (Accélération Displacement Response Spectrum) [19], comme illustré dans la figure (3.6) où  $S_a$  est la Pseudo-accelération spectral et  $S_d$  est le déplacement spectral.

L'intersection de la courbe de capacité avec la courbe de demande rapproche la performance prévue et les réponses maximales de la structure sous un séisme donné. Cette méthode graphique montre la relation entre la capacité du bâtiment et la demande sismique.

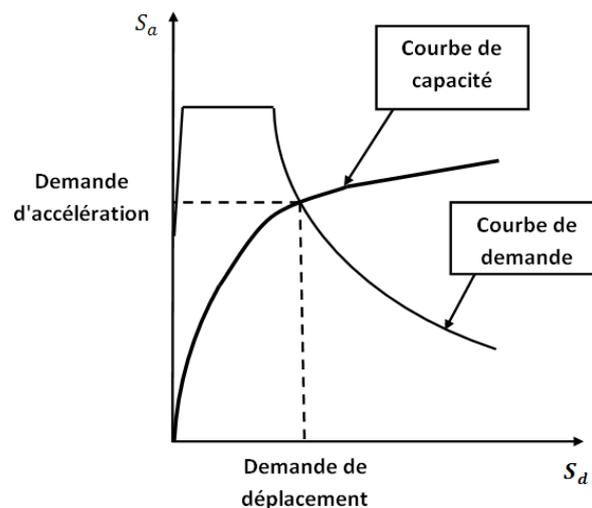


Figure 2.8 : représentation graphique de la méthode de spectre de capacité [16]

## Chapitre II

**3.2.6.1.1. Méthode de spectre de capacité**

La méthode de spectre de capacité peut être résumée comme suit [16] :

- ✓ Analyse Push-over du bâtiment.
- ✓ Tracer la courbe de capacité du bâtiment qui représenté par la relation entre l'effort tranchant à la base ( $V_b$ ) et le déplacement au sommet ( $x_i$ ).
- ✓ Transformer la relation ( $V_b-x_i$ ) d'un système à plusieurs degrés de liberté à la relation ( $S_a-S_d$ ) qui considèrent les caractéristiques dynamique d'un système à un seul degré de liberté équivalent, où  $S_a$  et  $S_d$  sont la pseudo-accélération spectral et le déplacement spectral, respectivement
- ✓ Tracer la courbe de demande de l'excitation de tremblement de terre désiré représentée par son spectre de réponse dans le format (ADRS)
- ✓ L'intersection de la capacité et la demande dans le format (ADRS) définit la demande de déplacement maximale d'un système à un seul degré de liberté qui est ensuite transformé pour évaluer la réponse prévue du bâtiment.

**3.2.6.1.1.1. Conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité**

La courbe de capacité est ensuite convertie en spectre de capacité en utilisant les équations suivantes :

$$S_a = \frac{V_b}{\alpha_m \cdot M} \quad (3.14)$$

$$S_d = \frac{\mu}{PF_1 \phi_{ij}} \quad (3.15)$$

Où,  $M$  est la masse totale du bâtiment,  $\phi_{ij}$  est l'amplitude modale au niveau de l'étage «  $i$  » pour le mode  $j$ ,  $PF_1$  le facteur de participation modal et  $\alpha_m$  le coefficient de masse modal donnés par :

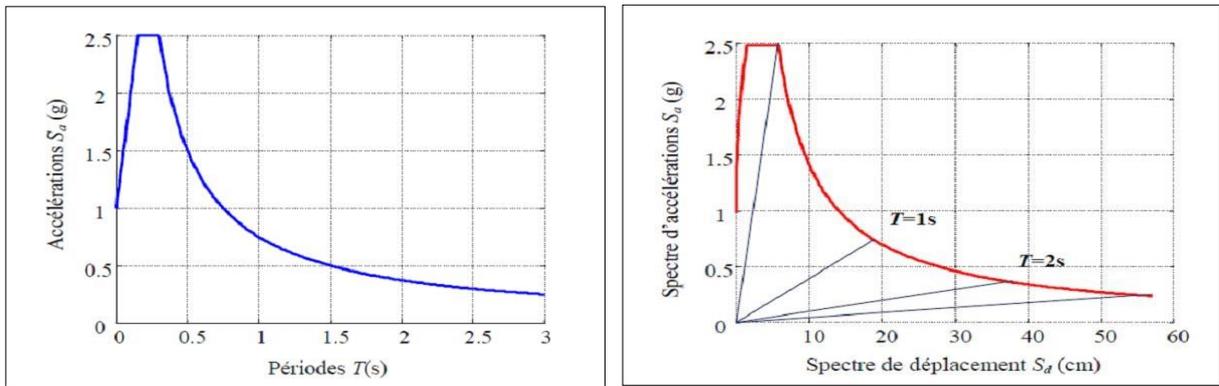
$$PF_1 = \frac{\{\phi\}^T [M] \{1\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \quad (3.16)$$

$$\alpha_m = \frac{[\sum_{i=1}^n m_i \phi_{ij}]^2}{\sum_{i=1}^n m_i \sum_{j=1}^n m_j \phi_{ij}^2} \quad (3.17)$$

**3.2.6.1.1.2. Transformation du spectre élastique au format accélérations-déplacements**

Le spectre de réponse élastique est transformé du format traditionnel accélération-périodes ( $S_a - T$ ) (Fig.3.6.a), au format accélérations-déplacements ( $S_a - S_d$ ) (Fig.3.6.b), en utilisant la relation suivante :

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (3.18)$$



a) Spectre en accélération- Périodes      b) Spectre en déplacement-accélération

Figure 2.9 : Spectre de réponse dans le format accélérations-déplacements (format ADRS)

**3.2.6.1.1.3. Détermination de l'amortissement effectif et réduction du spectre élastique**

L'amortissement hystérétique peut être représenté comme l'amortissement visqueux équivalent en utilisant les équations qui sont disponible dans la dynamique des structures.

L'amortissement visqueux équivalent ( $B_{eq}$ ), associé au déplacement maximal  $d_{pi}$  peut être estimé à partir de l'équation suivante :

$$B_{eq} = B_0 + 0.05 \quad (3.19)$$

$B_0$ : L'amortissement hystérétique représenté comme amortissement visqueux équivalent 0.05 représente 5% d'amortissement visqueux qui existe originalement à la structure (supposé être constant).

## Chapitre II

Le terme  $B_0$  peut être calculé comme suit :

$$B = \frac{E_D}{4\pi E_{S_0}} \quad (3.19)$$

$E_D$  : L'énergie dissipée par l'amortissement.

$E_{S_0}$  : L'énergie de déformation maximale.

L'importance physique des limites  $E_D$  et  $E_{S_0}$  dans l'équation (3.19) est illustrée à la figure (3.7) où  $E_D$  est l'énergie dissipée par la structure dans un seul cycle de mouvement et la surface confinée dans une seule boucle hystérétique,  $E_{S_0}$  l'énergie de déformation maximale associée au cycle de mouvement qui est la surface hachurée dans la figure [16].

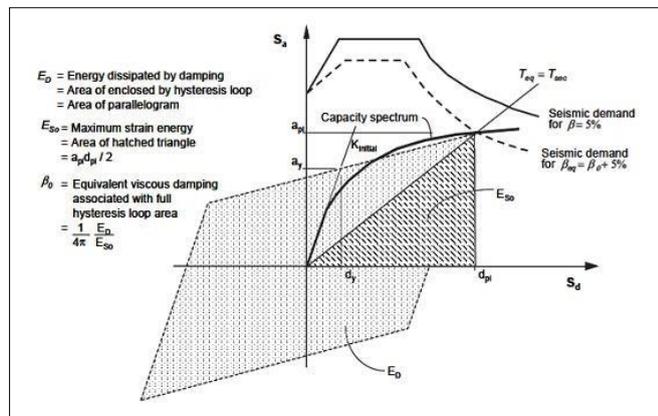


Figure 2.10 : Estimation d'amortissement visqueux équivalent en utilisant la méthode du spectre de capacité (ATC-40) [04]

### 3.2.6.1.2. Point de performance d'un système à un seul degré de liberté équivalent

Le nouveau spectre de demande doit intersecté le spectre de capacité ou à une distance suffisante pour l'estimation du point de performance, figure 3.8, si le spectre de demande intersecté le spectre de capacité dans une tolérance acceptable, l'estimation est alors acceptée, sinon le point de performance est ré-estimé et la procédure répétée à partir de l'étape de superposition du spectre de capacité sur le spectre ADRS.

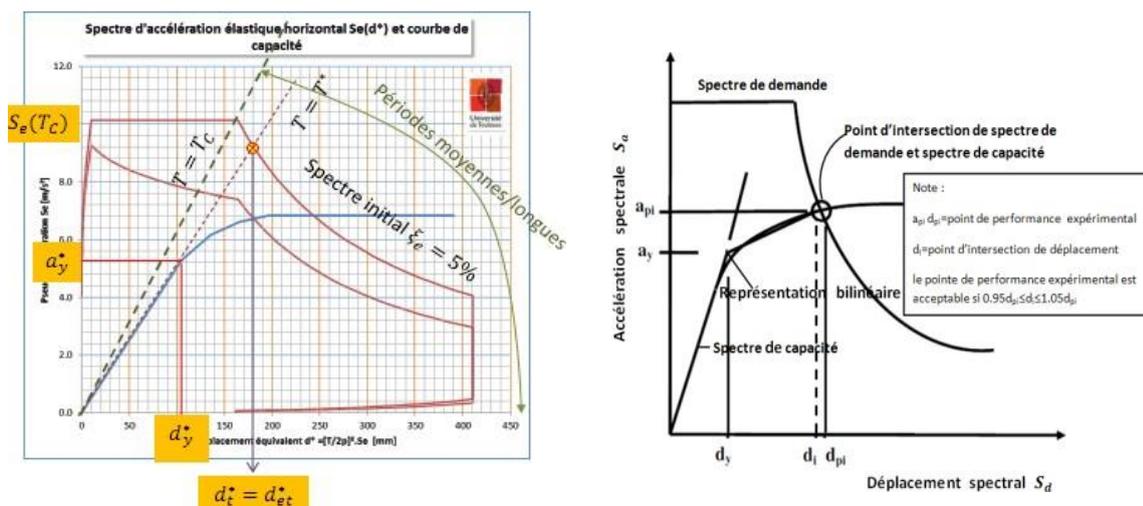


Figure 2.11 : estimation de déplacement cible en utilisant la méthode du spectre de capacité  
[16]

### 3.2.6.1.2.1. Point de performance d'un système à plusieurs degrés de liberté

Quand le point de performance est calculé, il est converti au déplacement cible d'un système à plusieurs degrés de liberté en utilisant l'équation suivante :

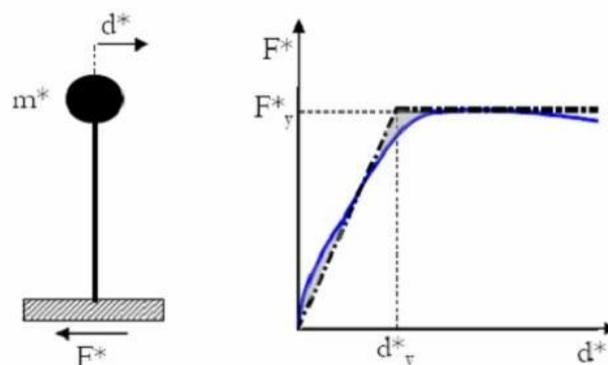
$$x_t = PF_1 \phi_{ij} S_d \quad (3.21)$$

Où  $PF_1$  est le facteur de participation défini dans l'équation (3.16)

Et  $S_d$  ont le déplacement spectral du système à un seul degré de liberté équivalent qui est défini dans l'équation (3.18).

### 3.2.6.1.3. La méthode de l'Euro code 8

L'analyse statique non linéaire adoptée dans ce code [05] de conception sismique est la méthode N2 développé par Fajfar (1999) qui consiste en la définition d'un système à un degré de liberté équivalent (ESDOF) bilinéaires (Fig. 3.9) correspondant au premier mode de vibration en supposant que l'effet des autres modes est négligeable. Le déplacement cible est défini comme étant le déplacement spectrale à la période élastique du système (ESDOF) comptant la ductilité du système, tandis que l'approche de déplacement équivalent entre la réponse du système linéaire et non-linéaire ne peuvent pas être appliquées (gamme de courte période).



(Figure 2.12) : Système d'un seul degré de liberté équivalent

**3.2.6.1.4. La Méthode des Coefficients (FEMA 356)**

L'analyse statique non linéaire adoptée dans le FEMA 356 [13] est la méthode des coefficients qui consiste en la définition d'un système à un seul degré de liberté équivalent (ESDOF) envisageant une période effective ( $T_e$ ) générée à partir de la période initiale ( $T_i$ ), ce qui représente une perte de rigidité dans le passage de la phase élastique à un comportement inélastique. Cette méthode estime le déplacement total maximum de l'oscillateur ESDOF en multipliant la réponse élastique du système (ESDOF) par un ou plusieurs coefficients empiriques (Fig. 3.10). Ces coefficients représentent :

- ❖ Convertir le déplacement spectral de système ESDOF au déplacement de l'étage supérieur de système MDOF de la structure étudiée.
- ❖ la réponse linéaire supposée (classiquement caractérisée en termes de résistance, de ductilité et de la période).
- ❖ la rigidité et la résistance à la dégradation ;
- ❖ l'amplification de la réponse dynamique due à l'effet P-Δ. Il convient de noter que le déplacement cible est défini au moyen d'une procédure itérative jusqu'à la convergence de déplacement linéaire du système à un seul degré de liberté équivalent (ESDOF) à l'ordonnée du spectre de réponse.

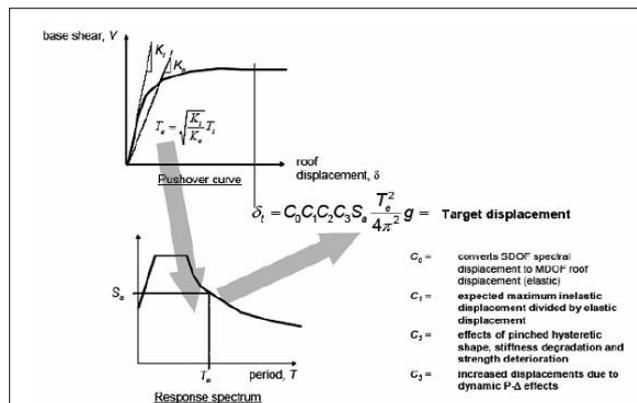


Figure 2.13 : La méthode des coefficients [13]

## 2.4. Conclusion

Pour la méthode statique équivalente on fait confiance à leur effort tranchant à la base mais pas à leur répartition verticale et horizontale de cet effort tranchant. La méthode modale spectrale représente mieux la répartition verticale et horizontale des forces sismique mais on ne peut pas faire confiance à son effort tranchant à la base. " La recherche de méthodes simples et efficaces qui prennent en compte le comportement non linéaire des structures a conduit notamment à la méthode d'analyse non-linéaire statique développée originalement par Freeman et al et connue sous le nom de " méthode Push-over".

## Chapitre 3

### Description de la structure étudiée

#### 3.1 Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre. Les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets des structures dans les zones urbanisées.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

#### 3.2 L'objectif

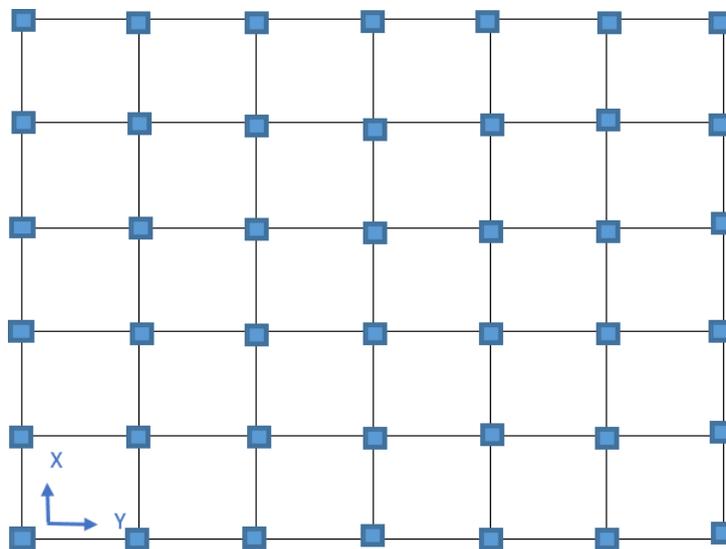
Dans ce chapitre l'étude consiste à traiter le calcul d'un bâtiment (R+8) par la méthode statique équivalente ainsi que la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte le spectre de réponse en utilisant le logiciel SAP2000.

Dans un premier temps une analyse de structure régulière par la méthode statique équivalente et puis une analyse modale spectrale.

### 3.3. Géométrie et configuration structurale

La structure considérée dans cette étude est un bâtiment composé de 8 étages avec un sous-sol à usage habitation. Ce bâtiment est implanté dans la commune de Sétif

Cette région est classée comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le règlement parasismique Algérienne [26] et le code du béton algérien CBA 93. La hauteur total H est de 27.54 m et les hauteurs d'étage courant est de 3,06 m. Les autres dimensions du bâtiment sont présentées sur la (figure 3.1)



(Figure 3.1) : vue en plan de la structure étudiée.

Les caractéristiques du bâtiment sont les suivantes :

- \* Dimensions en plan :  $L_x=23\text{m}$  ;  $L_y=23\text{m}$ .
- \* Le bâtiment est classé sous-groupe d'usage 2 ( $H<48\text{m}$ ).
- \* Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- \* Le nombre de niveaux varie de 1 à 10 et le nombre de travées est de 5 et 6 travées.
- \* La surabondance en plan est vérifiée.
- \* La symétrie en plan et la régularité en élévation est satisfaite.

### 3.4. Conception structurale

La structure est en béton armé. Le système structural est assuré par une ossature auto stable (Portique : poteaux – poutres) avec mur de remplissage.

#### 3.4.1. Le portique

Squelette de la structure en forme des éléments porteurs poteaux – poutres.

##### 3.4.1.1. Données de calcul de structure étudié

###### 3.4.1.1.1. Les caractéristiques des éléments de constrictives

Sont :

-Poutres principales (30\*45) cm<sup>2</sup>, Poutres secondaires (30\*30) cm<sup>2</sup>, poteaux (45\*45) cm<sup>2</sup>

###### 3.4.1.1.2. Les charge

Plancher terrasse :

$$G = 6.09 \text{ KN/m}^2$$

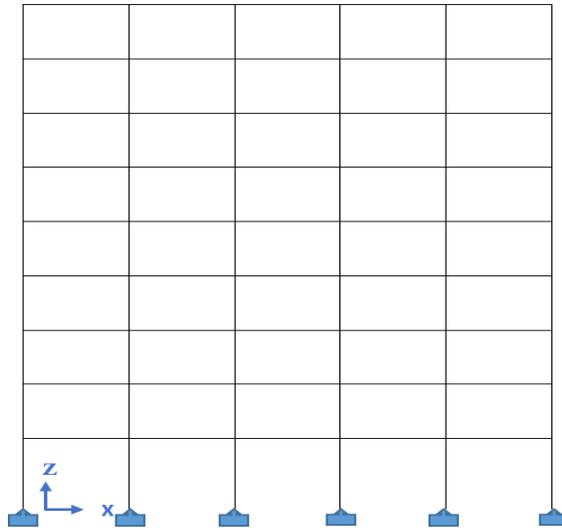
$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

Plancher étage courant :

$$G = 5.41 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

### 3.4.1.2. Modélisation des structures étudiées

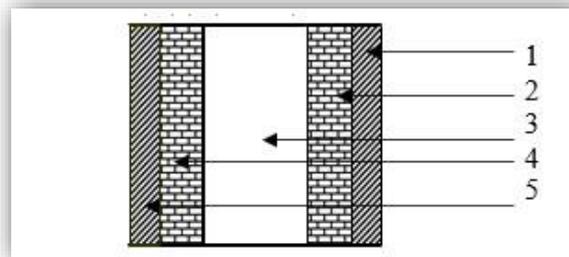


(Figure3.2) : Plan en élévation.

### 3.4.2. Les murs en maçonnerie

- Mure extérieur 30 cm :

Brique creuses 10cm + lame d'aire 5cm + brique creuses 15cm = mure extérieur



(Figure 3.3) : Coupe verticale d'un mur extérieur.

#### 3.4.2.1. Le rôle de mur en maçonnerie

Les ouvrages courants de maçonnerie traditionnelle peuvent être classés suivant leur rôle dans l'ouvrage :

- maçonneries porteuses.

- maçonneries de remplissage.
- maçonneries de façade non porteuse ou en doublage.
- maçonneries de cloison.

Les fonctions assurées par les murs en maçonnerie concernent principalement :

- la stabilité mécanique sous sollicitations normales.
- l'étanchéité à la pluie pour les parois extérieures.
- la satisfaction aux exigences thermiques et acoustique.
- la tenue au feu de la paroi.
- assemblage facile, dimensions et poids permettant un travail aisé.

De plus la qualité des produits doit garantir leur durabilité et l'absence d'entretien durant la vie de l'ouvrage.

### **3.5. Hypothèse de modélisation**

- Le bâtiment est considéré faire partie de la catégorie de risque normal,
- Le bâtiment est considéré encastré au niveau du sol,
- Les matériaux et les composantes structurales présentent un comportement élastique.
- Les dalles sont considérées rigides en plan et sont donc modélisées comme des diaphragmes rigides.

Les critères de la régularité sont satisfaits

- Forme en plan.

Régulière en plan.

- Forme en élévation.

Régulière en élévation.

### 3.6. Paramètres pour l'étude sismique

Tous les paramètres et les calculs de cette partie seront utilisés conformément aux règles de construction parasismique RPA version 2003.[13]

#### 3.6.1. Méthode statique équivalente

Calcul de la force latérale :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} w$$

- Coefficient d'accélération de zone :  $A = 0.15$

- Coefficient de comportement :  $R = 3.5$

- Facteur de qualité :  $Q$

$$Q = 1 + \sum_{1}^{5} Pq$$

$Pq = 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.10 = 0.25$  donc  $Q = 1 + 0.25 = 1.25$

- La période fondamentale : on a un cas de portique auto-stable en béton armé avec remplissage donc :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Dans ce cas  $C_T = 0.050$  ,  $h_N = 27.54$  m

$$T = 0.050 (27.54)^{3/4}$$

$$T = 0.601 \text{ s}$$

D'après le tableau d'RPA/99v2003

**Site 2** :  $T_2 = 0,4s \leq T \leq 3.0s$

$$\text{Donc } D = 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

**Pourcentage d'amortissement  $\zeta = 7 \%$  (D'après RPA art.4.3)**

**Facteur de correction  $\eta$  :**

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0.88 \geq 0.7$$

Alors

$$D = 2.5 \eta (0.4/0.601)^{2/3}$$

$$D_x = D_y = 2.2 \times 0.76 = 1.68$$

**Le poids total  $w$  :**  $w = W_g + \beta W_q$

$B=0.2$  Bâtiment d'habitation

### 3.6.1.1. La force sismique globale

Surface du plancher :

$$S = 23 \times 23 = 529 \text{ m}^2$$

Poids propres :

Poutres principales = 4063.5kn

Poutres secondaires = 2174.4kn

Poteaux = 5932.237kn

$W_{\text{mur}} = 0.3 \times 2.6 \times \gamma_{\text{brique}}$

$W_{\text{mur}} = 0.3 \times 2.6 \times 9 = 7.02 \text{ kn/m}$

$G_{\text{mur}} = 2.89 \text{ kn/ml}$

$G_{\text{mur}} \times h = 2.89 \times 3.4 = 9.826 \text{ kn/ml}$

Plancher terrasse :

$$G = 6.09 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

Plancher étage courant :

$$G = 5.41 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$V = \frac{0.15 \cdot 1.68 \cdot 1.25}{3.5} \cdot W$$

$$W = 529 \cdot (6.09 + 0.2 \cdot 1) + 8 \cdot 295 \cdot (5.41 + 0.2 \cdot 1.5) + 4063.5 + 2174.4 + 5932.23 + 2.89$$

$$W = 28976.03 \text{ KN}$$

$$V = \frac{0.15 \cdot 1.68 \cdot 1.25}{3.5} \cdot 28976.03 = \mathbf{2607.8 \text{ KN}}$$

$$V = 2607.8 \text{ KN}$$

$$F_t = 0.07 \cdot T \cdot V$$

$$F_t = 0.07 \cdot 0.6505 \cdot 2607.8$$

$$F_t = 118.65 \text{ KN}$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W_{hi}}{\sum W_{hi}}$$

$$\sum W_{hi} = 443333.4062 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

### 3.6.1.2. La distribution de la résultante selon la hauteur

**Tableau 03.01** : Distribution de la résultante des forces dans chaque étage pour la structure (R+8) :

niveau	Wi(KN)	Hi(m)	Wi.Hi(kn.m)	F (KN)	v (KN)
<b>RDC</b>	3219.56	3.06	9851.85	58.12	2607.8
<b>1<sup>ème</sup> niveau</b>	3219.56	6.12	19703.34	116.25	2549.61
<b>2<sup>ème</sup> niveau</b>	3219.56	9.18	29555.56	174.37	2433.36
<b>3<sup>ème</sup> niveau</b>	3219.56	12.24	39407.414	232.5	2258.99
<b>4<sup>ème</sup> niveau</b>	3219.56	15.3	49259.268	290.6	2026.49
<b>5<sup>ème</sup> niveau</b>	3219.56	18.36	59111.1216	348.75	1735.89
<b>6<sup>ème</sup> niveau</b>	3219.56	21.42	68962.975	406.88	1387.14
<b>7<sup>ème</sup> niveau</b>	3219.56	24.48	78814.828	465.00	980.26
<b>8<sup>ème</sup> niveau</b>	3219.56	27.54	88666.68	515.26	515.26

### 3.6.2. Méthode modale spectrale

Même bâtiment mais en utilisant la méthode analyse modale spectrale.

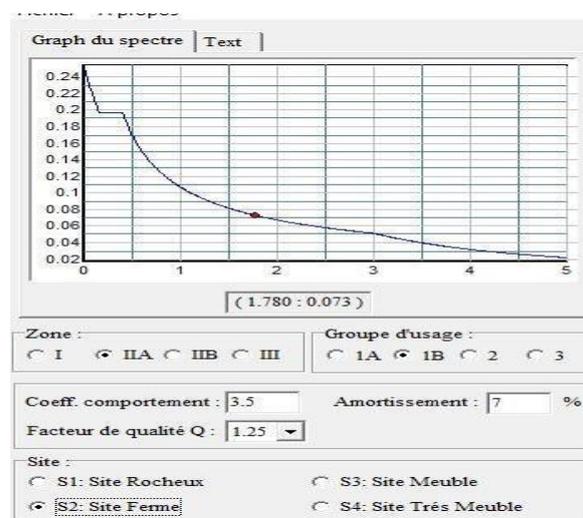
#### 3.6.2.1. Le principe

Se base sur une approche linéaire pour déterminer le spectre de réponse sismique de plusieurs configuration de structures avec ou sans murs de remplissage.

#### 3.6.2.2. Détails de la méthode

##### 3.6.2.2.1. Déclaration des données

la figure suivante explique comment paramétrer le spectre de réponse dans le programme ( SAP 2000 V 12 ) :



(Figure3. 4) : spectre de réponse

**Tableau 03.02** : Les paramètres de la structure en béton armé (R+8)

Zone	site	Groupe d'usage	Amortissement%	Facteur de qualité Q	Coefficient de comportement R
II <sub>A</sub>	S <sub>2</sub>	2	7	1.25	3.5

### 3.6.2.2.2. Modélisation de la structure

Les forces sismiques globales sont calculées sur la base d'une analyse modale spectrale à l'aide du logiciel sap2000.

#### 3.6.2.2.2.1. Définition de logiciel de modélisation SAP2000

SAP2000 est un logiciel de calcul et analyse des structures en génie civil, édité par Computers & Structures Dans SAP2000, les trois premières lettres signifient Structural Analysis Program (programme d'analyse structurelle). Ce logiciel est fréquemment utilisé par les ingénieurs civils.

Le logiciel sap2000 est utilisé pour calculer les structures en béton armé, charpente métallique ou autres matériaux de construction et sous n'importe quelle forme de chargement : ponctuel ; linéaire ; surfacique ; et logiciel traite plusieurs types de chargement statique ou dynamique De plus il dispose de plusieurs réglages pour les différentes vérifications.

La modélisation avec le logiciel sap2000 permet de considérer que les éléments structuraux, quant aux éléments non structuraux ils sont modélisés, soit par masses concentrées, soit par des charges qui s'ajoutent au poids des éléments structuraux.

### 3.6.2.3. Résultats du calcul automatiques

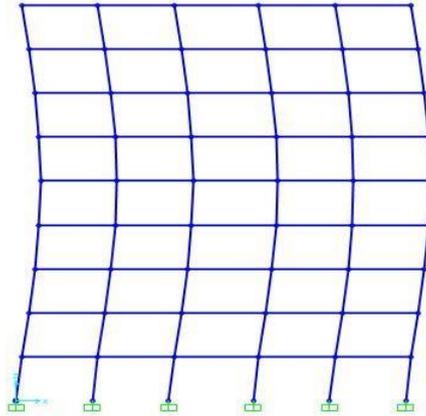
**Tableau 03.03** : L'accélération de la structure (R+8) selon les deux directions.

TABLE : Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	99.9942	99.2913
MODAL	Acceleration	UY	99.9942	99.5987
MODAL	Acceleration	UZ	55.285	41.8895

### 3.6.2.3.1. Les déformations selon les deux axes

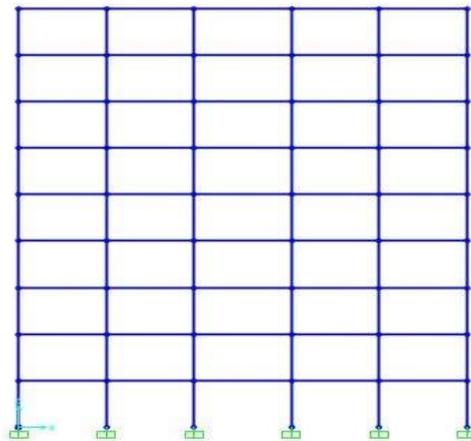
(Ex, Ey)

#### 3.6.2.3.1.1. Le sens (x, x) -Ex



(Figure 3.5) : Déformation de structure selon l'axe X

#### 3.6.2.3.1.2. Le sens (y, y) : Ey



(Figure 3.6) Déformation de structure selon l'axe y

**Tableau 03.04 : Les périodes est les fréquences**

<b>TABLE : Modal Periods And Frequencies</b>						
<b>OutputCase</b>	<b>StepType</b>	<b>StepNum</b>	<b>Period</b>	<b>Frequency</b>	<b>CircFreq</b>	<b>Eigenvalue</b>
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0.833057	1.2004	7.5423	56.887
MODAL	Mode	2	0.5572	1.7947	11.276	127.16
MODAL	Mode	3	0.527762	1.8948	11.905	141.74
MODAL	Mode	4	0.228813	4.3704	27.46	754.05
MODAL	Mode	5	0.174278	5.7379	36.053	1299.8
MODAL	Mode	6	0.159524	6.2686	39.387	1551.3
MODAL	Mode	7	0.114398	8.7414	54.924	3016.7
MODAL	Mode	8	0.0961	10.406	65.382	4274.7
MODAL	Mode	9	0.085092	11.752	73.84	5452.3
MODAL	Mode	10	0.077529	12.898	81.043	6567.9
MODAL	Mode	11	0.077437	12.914	81.14	6583.7
MODAL	Mode	12	0.07597	13.163	82.706	6840.3

### 3.7. Conclusion

La résistance et la rigidité des structures sont quantifiés. Il s'avère que les portiques avec remplissage sont beaucoup plus rigide et résistant, surtout lorsqu'on augmente le nombre de travées et le nombre d'étage en comparaison aux portiques sans remplissage.

## Chapitre 04

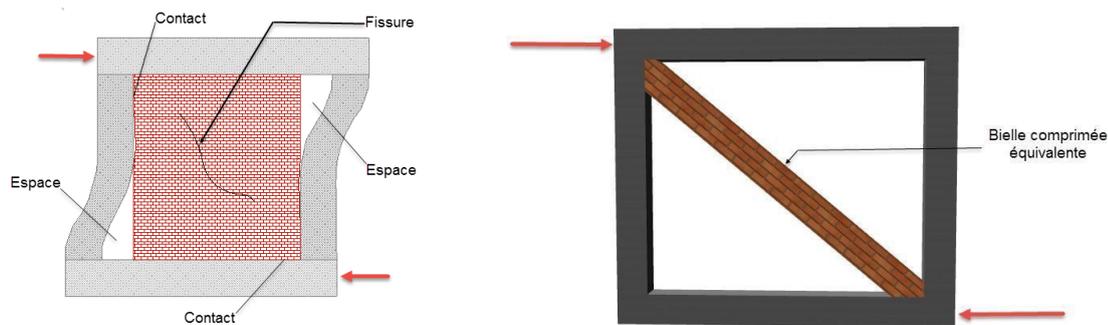
### Analyses et interprétations des résultats

#### 4.1. Introduction

Le problème principal d'analyser les bâtiments en BA remplis par des murs en maçonnerie est que la plupart du temps il est impossible à estimer sûrement en tant que propriétés établies du procédé de conception. L'étalonnage des unités et du mortier de maçonnerie n'est pas assez pour la caractérisation du comportement cyclique non élastique des remplissages de maçonnerie.

#### 4.2 Mur de remplissage en maçonnerie

Pendant Les tests expérimentaux réalisés par Mainstone, Klingner et Bertero sur les cadres remplis de maçonnerie soumis à des charges latérales, des fissures diagonales se développent au centre du panneau de remplissage, et des espacements se forment entre le cadre et le panneau le long de la diagonale non chargée, alors qu'un contact complet est observé dans les deux coins de la diagonale chargée (figure 1.4) [17].



(Figure4. 1) : Cadre avec remplissage en maçonnerie sous force latérale Figure 2 : Bielle diagonale équivalente [17]

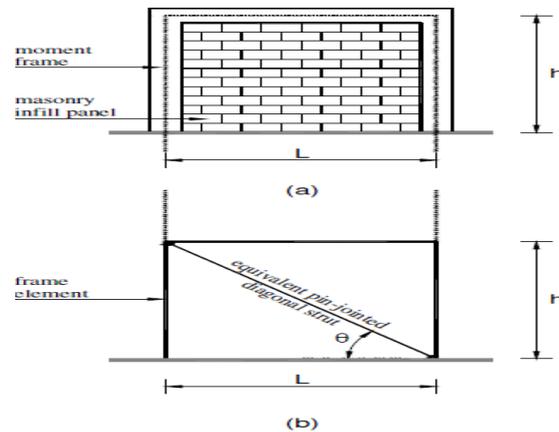
#### 4.3. Point de performance

Le point de performance si le point qui permet de faire plusieurs considérations sur le comportement de la structure face au séisme.

#### 4.4. Modélisation d'un mur de remplissage

Nollet et Smith ont trouvé que la présence de murs de remplissage en maçonnerie non structurales peut affecter le comportement sismique de la construction encadrée dans une large mesure [27].

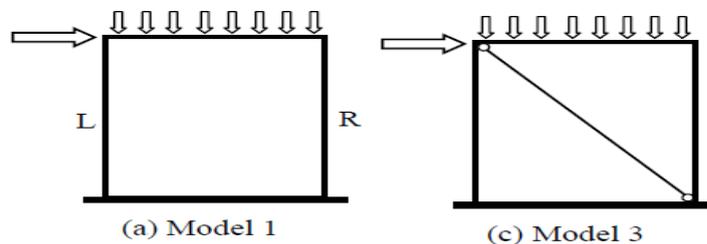
Une approche réalisée par **Mainstone** (1971) [21] et **Kadir** (1974) [18] est devenue très populaire à cause de son utilisation simple, qui ont basé aussi sur la longueur de contact entre la structure et les murs de remplissage, et ils ont utilisés la diagonale équivalente pour modéliser les murs de remplissage dans les structures métallique et étudiés le comportement du composite sous charges monotones. Ils ont aussi pu déterminer des équations qui permettent de calculer la résistance ultime et la rigidité initiale. La figure si dessous montre une modèle d'une bielle diagonale équivalente d'un panneau de remplissage (figure 4.2).



(Figure 4.2) : Modèle de bielle diagonale équivalente d'un panneau de remplissage

a) Structure à cadre rempli

b) modèle d'un cadre rempli.



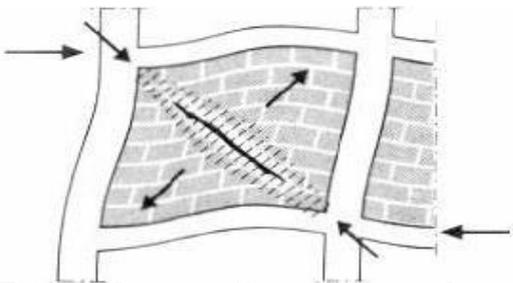
(Figure 4.3) : Les différents modèles analytiques étudiés :

(a) model 1 - trame nue vide

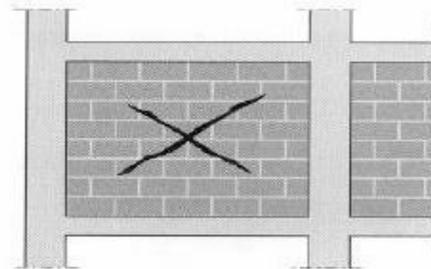
(b) model 3 - mur de remplissage modélisé en utilisant une bielle diagonale simple

#### 4.4.1 Ossature contreventée par portique auto stable avec remplissage en maçonnerie [07]

Qu'ils soient pris en compte ou non dans les justifications de résistance aux efforts sismiques, **les panneaux de remplissage en maçonnerie** développent suivant leurs diagonales dans un sens puis dans l'autre, des **bielles actives** fonctionnant en compression (figure 4.3-c) et constituant avec l'ossature un système triangulé. Les conséquences de la présence de panneaux de remplissage dans un bâtiment comportant des portiques en béton armé peuvent se résumer sous deux aspects :



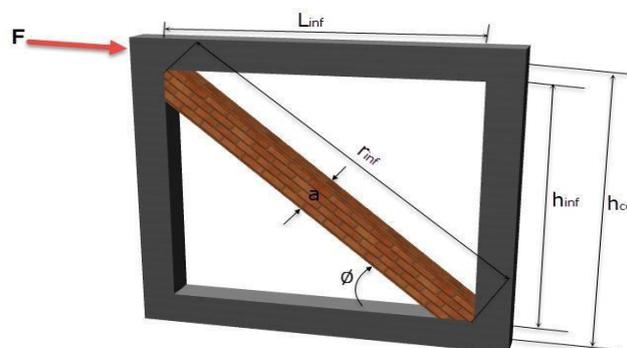
**Figure 4.3-c** : sous l'action sismique formation d'une diagonale comprimée et d'une diagonale tendue



**Figure 4.3-c** : après séisme ; si le portique « poteau et poutre a été calculé et réalisé suivant les règles parasismiques ; le panneau en maçonnerie se trouve avec une fissuration en X

#### 4.5. Caractéristiques géométriques et mécaniques de la bielle équivalente

Différentes formulations pour la détermination de la largeur de la barre diagonale (figure 4.4) et la résistance du panneau ont été développées. Certaines des recommandations ont été adoptées dans les codes nationaux, sans toutefois être une approche unitaire de la question. Dans cette recherche, les recommandations de la FEMA 356 [17] qui adoptent la formulation de Mainstone seront suivies pour modéliser les murs de remplissage en maçonnerie.



(Figure 4.4) : Caractéristiques de la bielle comprimée équivalente [17].

#### 4.5.1. Largeur de la bielle équivalente

Selon la FEMA 356, les murs de remplissage en maçonnerie avant fissuration sont modélisés avec une barre de compression diagonale équivalente de largeur  $a$  [17].

L'épaisseur et le module d'élasticité de la bielle sont identiques à ceux du panneau de remplissage représenté (voir la figure 4.4). L'expression mathématique de la largeur de la bielle équivalente, selon Mainstone [17] peut être écrite en termes de hauteur de poteau entre les axes des poutres  $h_{col}$  et la longueur de la diagonale du panneau de remplissage  $r_{inf}$  et le coefficient  $\lambda_1$  comme suit :

$$H=0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf}$$

$$R_{inf}=\sqrt{(l_{inf})^2 + (h_{inf})^2}$$

Le coefficient  $\lambda_1$  est calculé en fonction de la hauteur du panneau de remplissage  $h_{inf}$ , des modules d'élasticité des deux matériaux de portique  $E_{fe}$  et du matériau du panneau de remplissage  $E_{me}$ , du moment d'inertie des poteaux  $I_{col}$ , de la longueur  $h_{inf}$  du panneau de remplissage et de l'épaisseur du panneau de remplissage  $t_{inf}$  et l'angle  $\Phi$  formé par la bielle [25]

Selon l'équation ci-dessous :

$$\lambda_1 = \left[ \frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\phi}{4 E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{1/4}$$

$$h_{inf} = 3.06 - \frac{0.45}{2} = 2.835 \text{m}$$

$$h_{col} = 3.06 \text{m}$$

$$L_{inf} = 4.5 \text{m}$$

**4.5.2. Pré dimensionnement des bielles**

D'après Mainstone [21] la largeur de la diagonale équivalente  $W_{diag}$  est calculée par la formule suivante :

$$w_{diag} = 0,175(\lambda_h H)^{-0,4} \sqrt{(H^2 + L^2)} \quad \text{Ou} \quad \lambda_{h=H} = \sqrt[4]{\frac{E \cdot T \cdot \sin 2\theta}{4 \cdot E_c \cdot I_c \cdot H}}$$

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{4150 \times 10^3 \times 0.601 \times \sin 2(34.21)}{4 \times 32164159 \times 0.0034 \times 2.835}} = 1.16$$

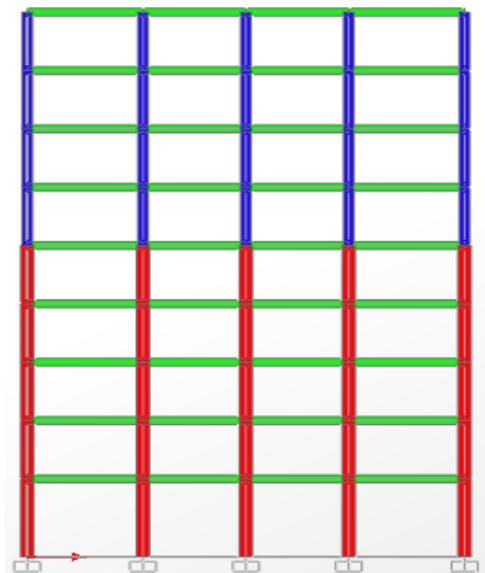
$$W_{diag} = 0.175 \times (1.16 \times 3.06)^{-0.4} \times 5.44 = 0.57m$$

	Sections (cm)
BIELLES	30x57

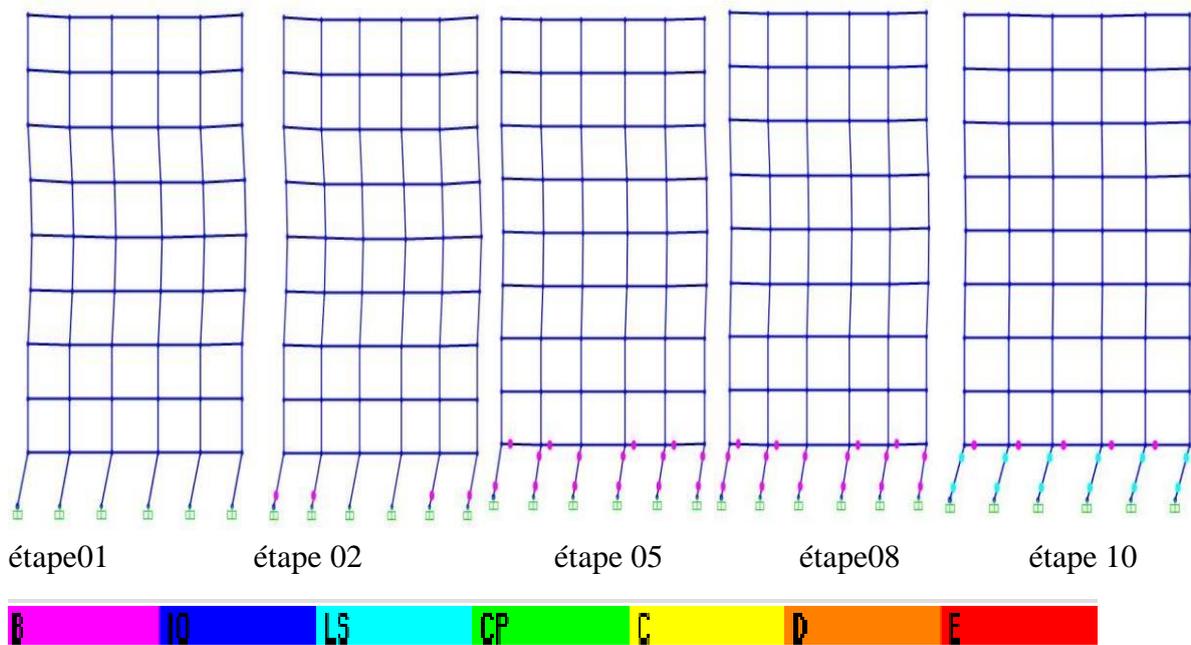
**Tableau4. 1** : sections des Bielles.

**4.6. Résultats de l'analyse non linéaire**

**4.6.1. Structure sans remplissage**



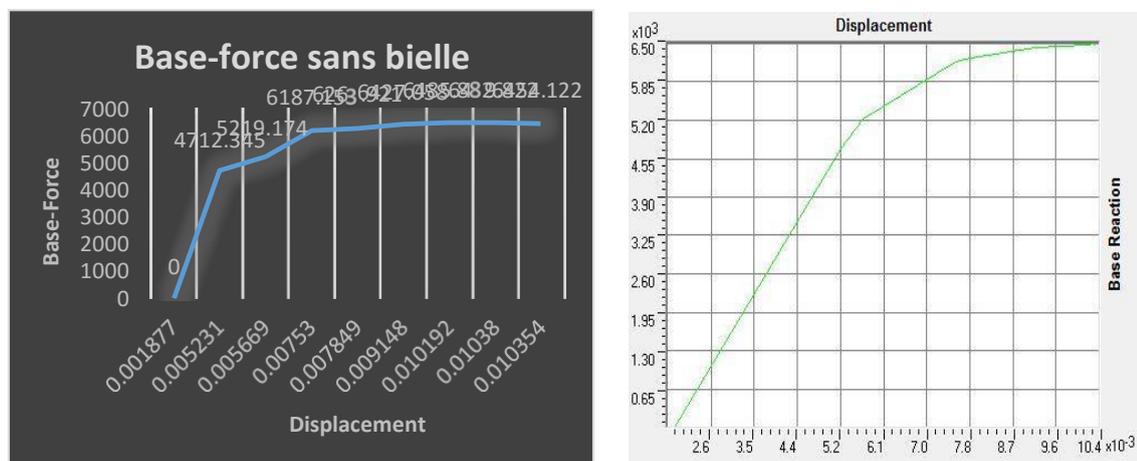
(Figure 4.5) : vue en plan du portique (numéro1) à étudier (structure sans remplissage)



(Figure 4.6) : les différentes étapes de la formation des rotules plastiques de la structure sans remplissage.

**-Commentaire :**

- Au 1ère étape apparition aucune rotule ne plastique
- Au 2<sup>ème</sup> étapes développement des rotules de type **B** en pied de poteaux du 1<sup>er</sup> niveau
- Au 5<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étapes apparition des rotules de type **B** en pied et tête des poteaux du 1<sup>er</sup> niveau et aux poutres du 1<sup>er</sup>.
- L'étapes 10 apparition des nouvelles rotules de type **LS** en pied et en tete de poteaux du 1<sup>er</sup> et 8<sup>ème</sup> aussi avec les pieds des poteaux aux 3<sup>ème</sup> niveaux. Cela signifie qu'un endommagement mineur est susceptible de se développer.



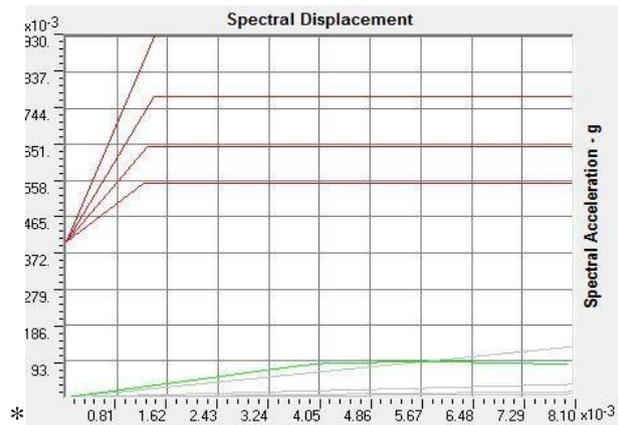
(Figure 4.7) : Courbe de capacité (effort tranchant-déplacement) de

la structure sans remplissage.



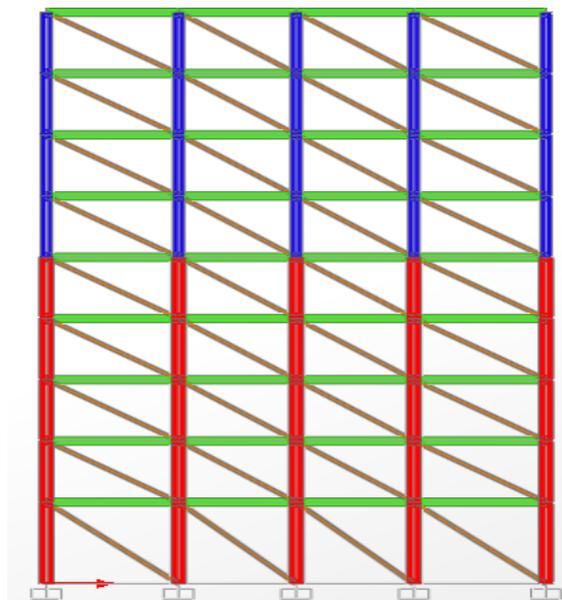
### Courbe de capacité

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci. La courbe de capacité est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance).

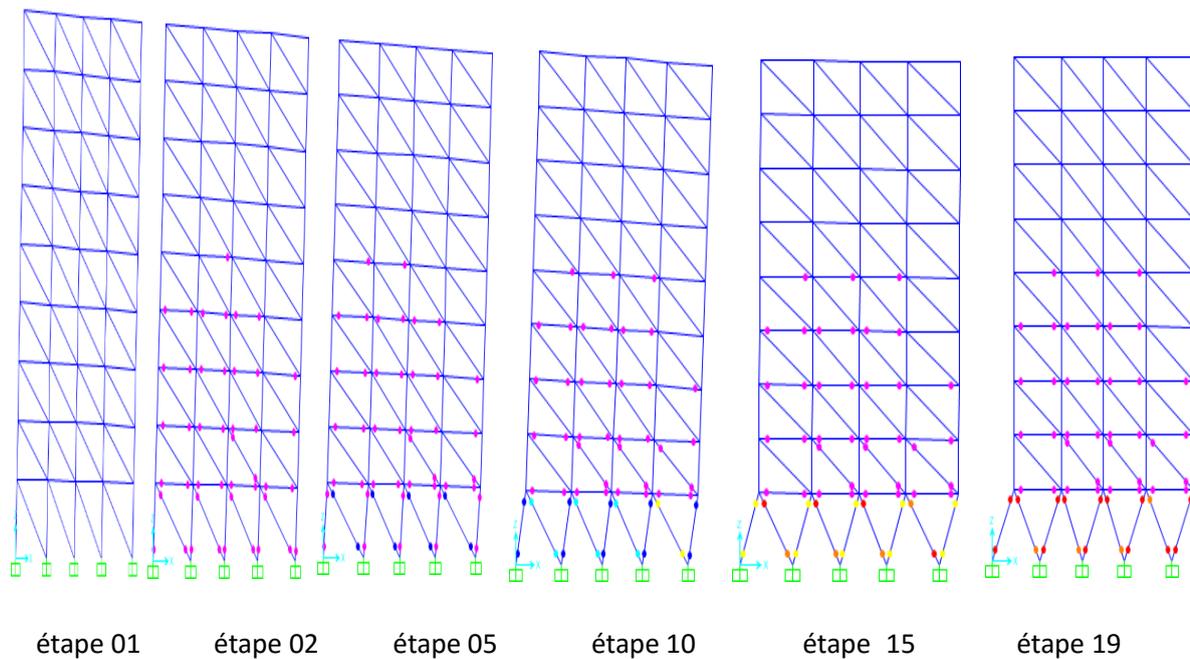


(Figure4.8) : Courbe de point de performance structure sans bielles.

#### 4.6.2. Structure avec remplissage aux toutes façades



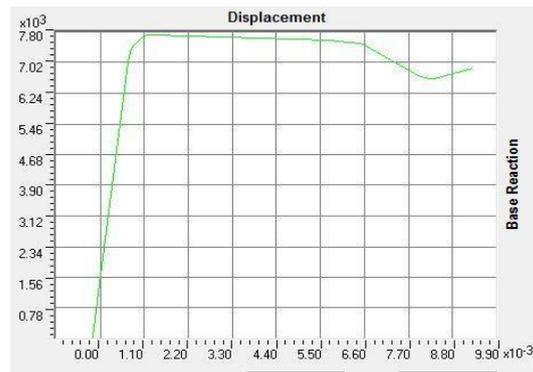
(Figure 4.9) : vue en plan du portique à étudier (structure avec remplissage aux toutes façades)



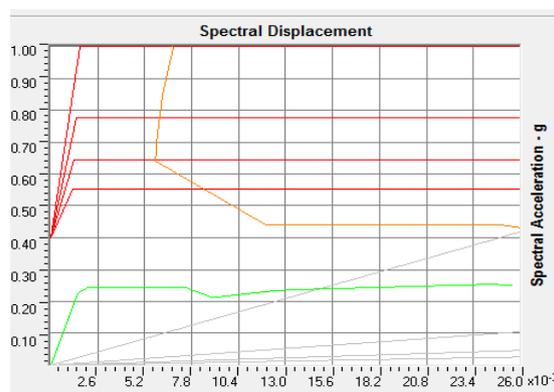
(Figure 4.10) : les différentes étapes de la formation des rotules plastiques de la structure avec remplissage aux toutes façades.

#### Commentaire :

- Au 1<sup>re</sup> étapes aucun rotule apparaissant dans le portique.
- Au 2<sup>ème</sup> étapes les rotules apparaissant au type **B** au centre des bielles selon les chaque niveaux.
- Au 5<sup>ème</sup> étapes développement des nouvelles rotules de type **IO** à l'extrémité des bielles du 1<sup>er</sup> niveau cela veut dire les dommages sont relativement limites.
- -Au 10<sup>ème</sup> étapes apparition des rotules de type **IO** en pied et en tête des poteaux du 1<sup>er</sup> niveau et des rotules de type **LS** à l'extrémité des bielles du 1<sup>er</sup> niveau cela signifie que les bielle sa subi des dommages importants.
- -Au 19<sup>ème</sup> étapes apparition des nouvelles rotules de type **C** au premier lieu à l'extrémité des poteaux du 1<sup>er</sup> niveau et des rotules de type **D** à la base des poteaux du 1<sup>er</sup> niveau et apparition aussi des rotules de type **E** en tête des poteaux du 1<sup>er</sup> niveau c-à-dire que notre structure est à la limite de résistance(aucune capacité de résistance) ce qui va provoquer le cisaillement des poteaux.



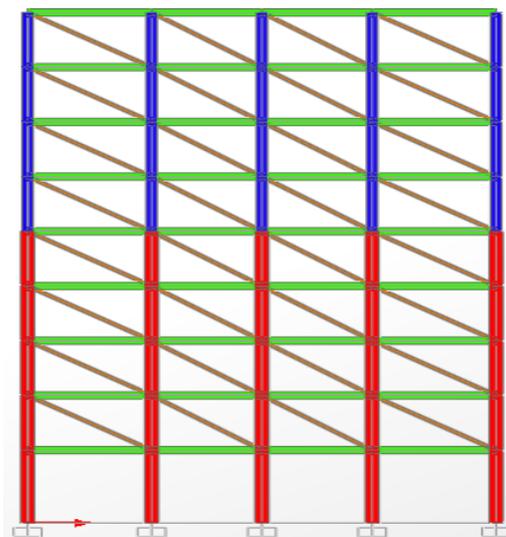
(Figure 4.11) : Courbe de capacité (effort tranchant-déplacement) de la structure avec remplissage.



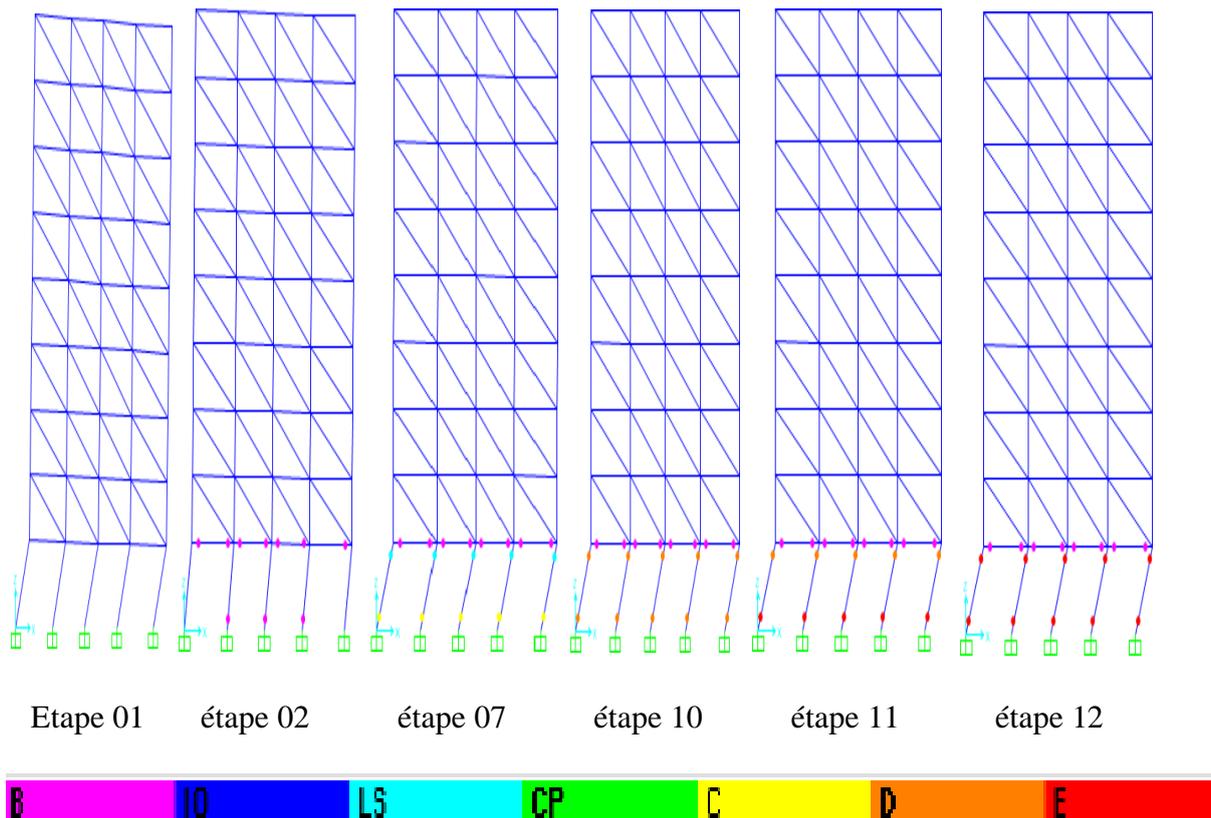
(Figure 4.12) : Courbe de point de performance avec remplissage pour tous les niveaux.

### 4.6.3. Modèles du portique partiellement colmatés

#### Modèle 1 : portique rempli avec étage souple au 1<sup>er</sup> niveau



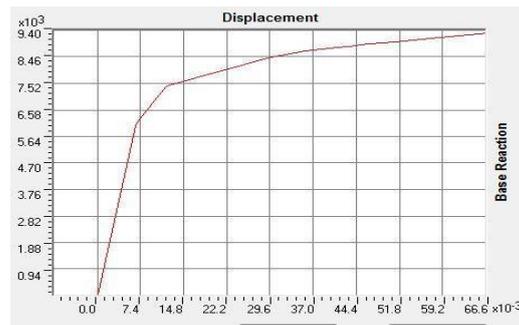
(Figure 4.13) : vue en plan du portique à étudier-modèle 1.



(Figure 4.14) : les différentes étapes de la formation des rotules plastiques-modèle 1.

### Commentaire

- Au 1<sup>ère</sup> étape aucune rotule plastique apparition dans le portique.
- Au 2<sup>ème</sup> étapes apparition des rotules de type **B** à la base des poteaux du 1<sup>er</sup> niveau et à l'extrémité des poutres du 1<sup>er</sup> niveau cela signifie que aucune déformation au niveau des rotules, toutes les déformations élastiques sont ignorées.
- Au 7<sup>ème</sup> étapes développement des nouvelles rotules de type **C** en pied des poteaux du 1<sup>er</sup> niveau et des rotules de type **LS** en tête des poteaux du 1<sup>er</sup> niveau cela signifie qu'un endommagement mineur est susceptible de se développer.
- Au 10<sup>ème</sup> étapes apparition des rotules de type **D** à l'extrémité des poteaux du 1<sup>er</sup> niveau -à-dire que notre structure est à la limite de résistance (aucune capacité de résistance).
- Au 11<sup>ème</sup> étapes apparition des nouvelles rotules de type **E** en pied des poteaux du 1<sup>er</sup> niveau ce qui résulte l'effondrement totale de la structure.
- Au 12<sup>ème</sup> étapes apparition des rotules de type **E** à l'extrémité des poteaux du 1<sup>er</sup> niveau ce qui résulte l'effondrement totale de la structure.

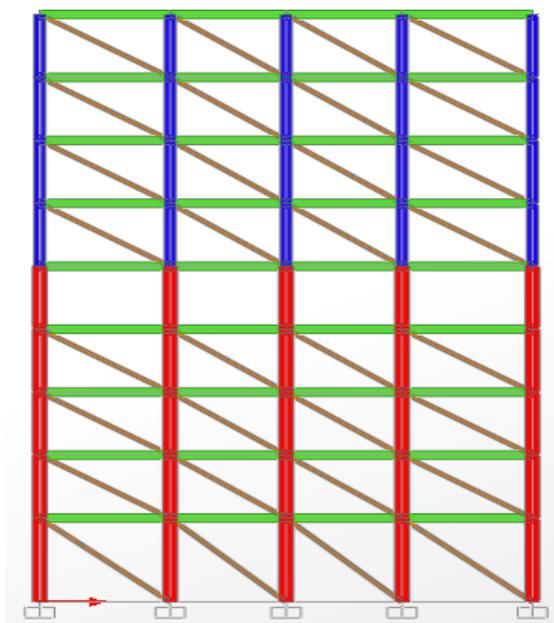


(Figure 4.15) : Courbe de capacité (effort tranchant-déplacement) de la structure avec étage souple.

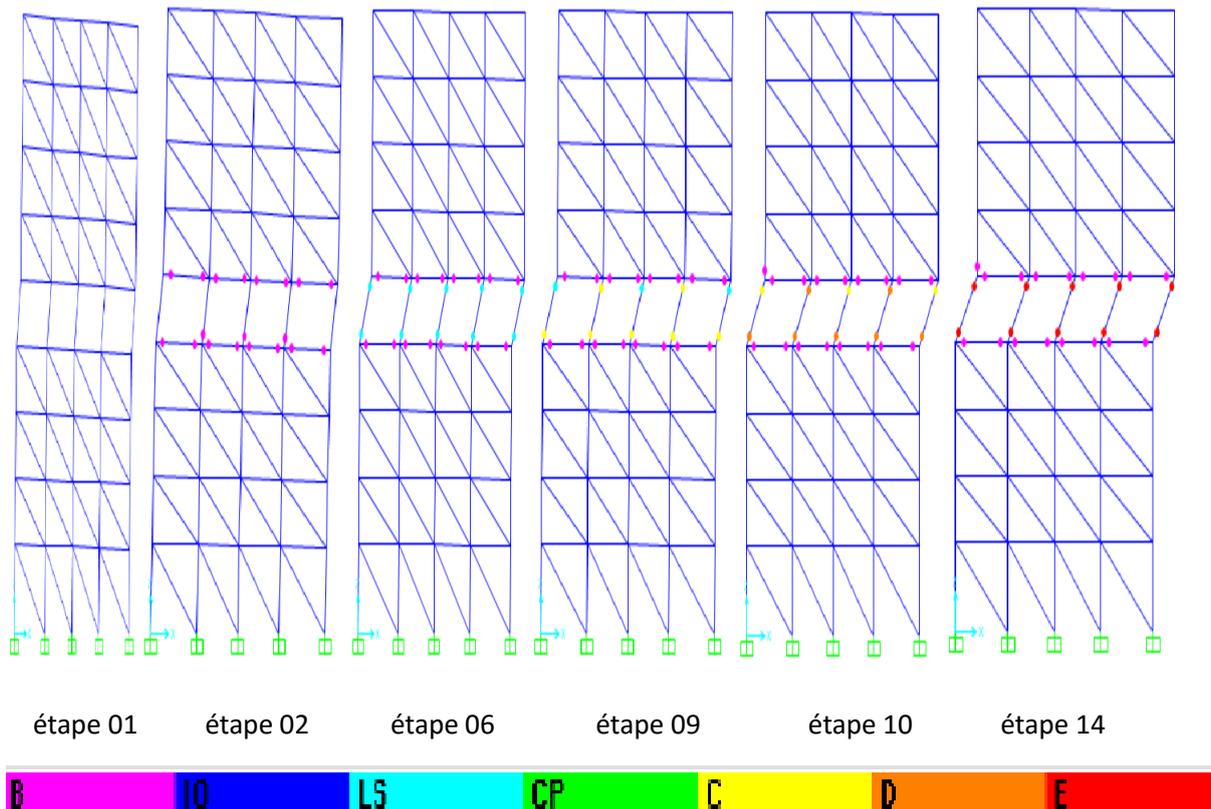


(Figure 4.16) : Courbe point de performance à une structure d'étage souple.

**Modèle 2 : portique rempli avec étage souple au milieu**



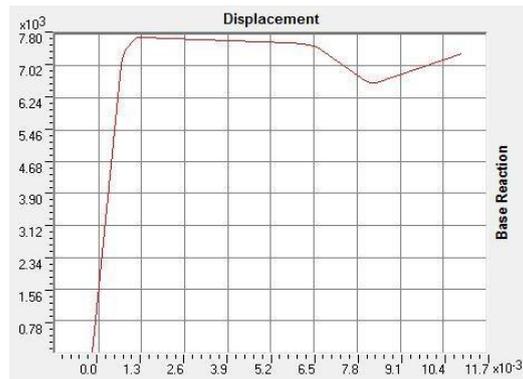
(Figure 4.17) : vue en plan du portique à étudier -modèle 2.



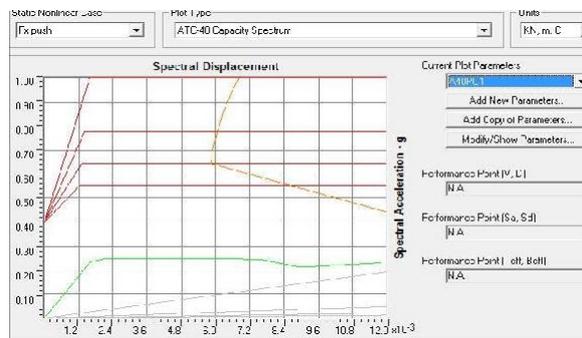
(Figure 4.18) : les différentes étapes de la formation des rotules plastiques -modèle 2.

#### Commentaire :

- Au 1<sup>ère</sup> étape aucune rotule ne plastique apparition dans le portique.
- Au 2<sup>ème</sup> étapes apparition des rotules de type **B** à l'extrémité des poutres et à la base des poteaux du l'étage souple cela signifie que aucune déformation au niveau des rotules, toutes les déformations élastiques sont ignorées.
- Au 6<sup>ème</sup> étapes développement des nouvelles rotules de type **LS** à l'extrémité des poteaux du niveau souple cela signifie que les poteaux ont subi des dommages importants.
- Au 9<sup>ème</sup> étapes apparition des rotules de type **C** à l'extrémité des poteaux du niveau souple Cela signifie qu'un endommagement mineur est susceptible de se développer.
- Au 10<sup>ème</sup> étapes apparition des rotules de type **D** à l'extrémité des poteaux du niveau souple c-à-dire que notre structure est à la limite de résistance (aucune capacité de résistance) ce qui va provoquer le cisaillement des poteaux.
- Au 14<sup>ème</sup> étapes apparition des rotules de type **E** à l'extrémité des poteaux du niveau souple ce qui résulte l'effondrement totale de la structure.

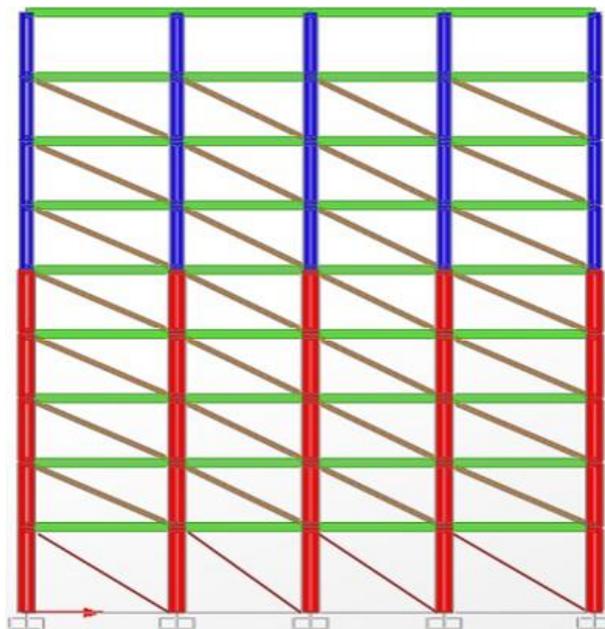


(Figure4.19) : Courbe de capacité (effort tranchant-déplacement) de la structure avec étage souple.

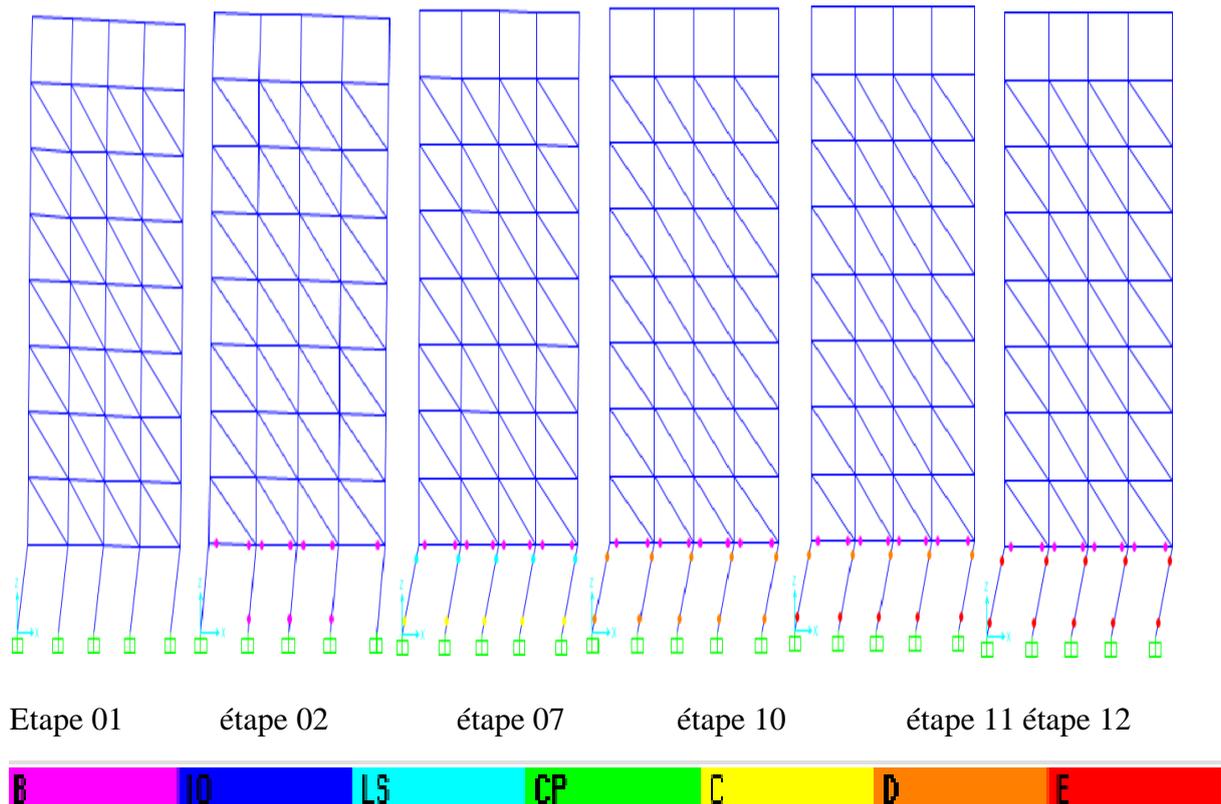


(Figure4.20) : Courbe de point de performance de structure à un étage souple –Modèle 2.

**Modèle 3 : portique rempli avec étage souple au dernier niveau**



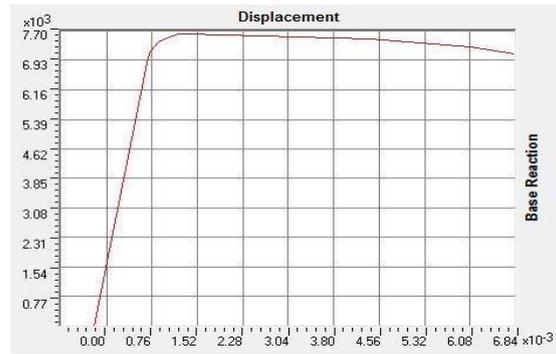
(Figure4.21) : vue en plan du portique à étudier



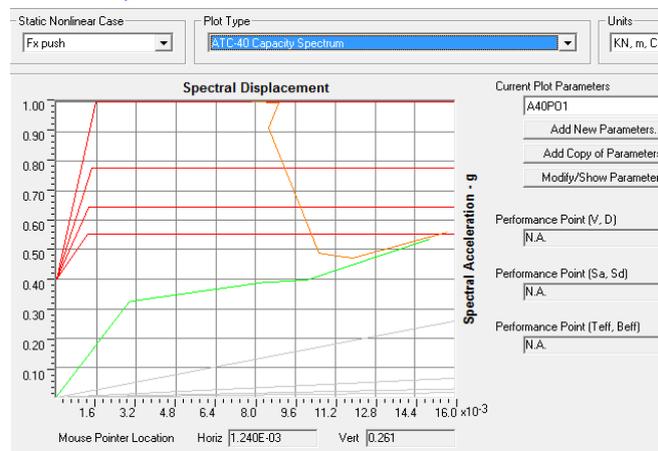
(Figure 4.22) : les différentes étapes de la formation des rotules plastiques -modèle 1.

#### Commentaire :

- Au 1<sup>ère</sup> étape aucune rotule plastique apparition dans le portique.
- Au 2<sup>ème</sup> étapes apparition des rotules de type **B** à la base des poteaux du 1<sup>er</sup> niveau et à l'extrémité des poutres du 1<sup>er</sup> niveau cela signifie que aucune déformation au niveau des rotules, toutes les déformations élastiques sont ignorées.
- Au 7<sup>ème</sup> étapes développement des nouvelles rotules de type **C** en pied des poteaux et des rotules de type **LS** en tête des poteaux du 1<sup>er</sup> niveau cela signifie qu'un endommagement mineur est susceptible de se développer.
- Au 10<sup>ème</sup> étapes apparition des rotules de type **D** à l'extrémité des poteaux du 1<sup>er</sup> niveau c-à-dire que notre structure est à la limite de résistance (aucune capacité de résistance).
- Au 11<sup>ème</sup> étapes apparition des nouvelles rotules de type **E** en pied des poteaux du 1<sup>er</sup> niveau ce qui résulte l'effondrement totale de la structure.- Au 12<sup>ème</sup> étapes apparition des rotules de type **E** à l'extrémité des poteaux du 1<sup>er</sup> niveau ce qui résulte l'effondrement totale de la structure.



(Figure 4.23) : Courbe de capacité (effort tranchant-déplacement)-modèle 3.



(Figure 4.24) : Courbe de point de performance de structure à un étage souple –  
Modèle 3.

**Comparaison** Interprétation des résultats



(Figure 4.25) : Courbe de capacité (effort tranchant-déplacement)

#### 4.7. Conclusion

L'analyse Push-over permet de tracer la séquence d'écoulement, la ruine des éléments et le niveau de dommage structurel, ainsi que les progrès de la courbe globale de capacité de la structure. La finalité de la méthode d'analyse Push-over est d'estimer les paramètres critiques de réponse imposée au système structurel.

# Conclusion Générale

L'objectif de ce mémoire a été d'étudier l'effet de mur de remplissage sur le comportement d'un bâtiment en zone moyenne sismicité sous forme carrée composé de 8 étages.

Dans la première partie de ce travail nous avons présenté des généralités sur le séisme. Le risque sismique se caractérise par sa variation dans le temps et dans l'espace, il est fonction non seulement de la zone de sismicité. Naturellement la catastrophe sera d'autant plus grande que le séisme soit plus ou moins proche d'un centre urbain ou bien que son intensité soit plus ou moins importante. L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées.

Pour l'étude des tremblements de terre dans les constructions (bâtiments à usagers d'habitations) nous abordons beaucoup des techniques et applications qui aident dans l'atténuation et la réduction des risques est éliminer les dommages. Les nouvelles techniques comprenant de nombreux détails de la recherche scientifique est plusieurs des méthodes appliquées,

Nous consiste à traité une analyse de structure régulière par la méthode statique équivalente ainsi que la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte le spectre de réponse (en utilisant le logiciel SAP2000). Par conséquent les systèmes linéaires ne représentent pas bien le comportement sismique réel des structures. Nous avons vues la comparaison entre l'augmentation de l'effort tranchant à la base dans l'étude statique non linéaire par rapport l'étude linéaire. Ainsi nous montrons l'effet de l'analyse non linéaire permettant de faire travailler les matériaux aux limites économiques.

La méthode d'analyse Push-over était la méthode préférée pour l'évaluation de la performance sismique des structures par les réglementations et les importants codes des travaux de réhabilitation parce qu'elle est conceptuellement et informatiquement simple

En fin cette étude nous à permet de voir l'intérêt des murs de remplissage dans les portiques et aussi la distribution des murs dans le bâtiment. Il sera intéressant au future de quantifier les gains en termes de résistance et rigidité de l'emploi des murs de remplissage et voire aussi l'effet des diagonales de compression.

En conclusion, il s'avère qu'on bien choisissant la position du remplissage dans la structure, les déplacements diminuent à cause de l'augmentation de la rigidité latérale de la structure par rapport à une autre structure sans remplissage. Une mauvaise distribution des murs de remplissage dans la structure induit des modes de torsion qui affaibliront la structure et amplifieront les déplacements.

## Références

- [01] A. ZERZOUR. Professeur Université Houari Boumadien des Sciences et de la Technologie Alger- Analyses du comportement non-linéaire des bâtiments mixtes (VOILES-PORTIQUES) Algérie E-mail : alizerzour@yahoo.fr
- [02] A. El ghoul bzouria ; Kissi Benaissab - Zakaria El alamia - A.Ezziania – M. El Youbia ; A. Khamlichic.O. MOUHAT- Application de la méthode d'analyse statique non-linéaire sur un bâtiment R+3
- [03] Applied Technology Council, ATC-40, 1996, Seismic Evaluation and Retro fit of Concrete Buildings, Volume 1-2, Redwood City, Californie
- [04] ATC Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings- Volume1 (ATC-40). Applied Technology Council : Redwood City, CA. U.S.A, 1997.
- [05] B. Brussels. 2005. CEN "Eurocode 8 - Deisgn provisions for earthquake resistance of structures," European Committee for Standardization,
- [06] B.N.P milan zaçek ; Conception parasismique.
- [07] C.C.S. L'impact de la maçonnerie sur les portiques en béton armée dans la résistance aux séismes.
- [08] Conçu Dossier Départemental sur les Risques Majeurs dans les Alpes-Maritimes
- [09] Cours génie parasismique, 2ème Master. (Analyse modale- Statique équivalente).
- [10] D. Patricia Balandier (LE SEISME ET LES BATIMENTS) Document d'information à l'usage du constructeur - VOLUME 3 Conçu par
- [11] D. P (Documents pédagogiques) E.O.S.T « école et observatoire des sciences de la terre de Strasbourg.
- [12] Didier VUILLAMY (Enseignant responsable)  
Etude des mouvements d'une structure lors d'un séisme

[13] FEMA, NEHRP Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA-356). American Society of Civil Engineers (ASCE): Reston, VA, U.S.A 2000.

[14] Guney D. and Kuruscu A. O. "Optimisation of the configuration of infill walls in order to increase seismic resistance of building structures" International journal of the physical sciences, Vol.6 (4), pp698-706,2011.

[15] H. Fourn, Effet de la torsion en plan sur le comportement sismique des structures des bâtiments, Mémoire de Magister Université de Chlef 2011.

[16] I. abdessalam, Analyse sismique des structures en béton armé par la méthode Push-over, Mémoire de magister université de Biskra 2010.

[17] IMPACT OF MASONRY INFILL WALLS ON THE SEISMIC BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE FRAMES BUILDINGS « PROFESSEUR : R. CHEBILI ; BOUBAYA ».

[18] Kadir, M.R.A. (1974). The structural behaviour of masonry infill panels in framed structures, PhD thesis, University of Edinburgh.

[19] Krawinkler H. and Seneviratna K, Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation, Engineering Structures, Vol.20, (452-464), 1998.

[20] M. Seifi et al, Nonlinear Static Pushover Analysis in Earthquake Engineering: State of Development. ICCBT 2008 – C – (06) – pp69-80. 2008.

[21] Mainstone, R.J. (1971). "On the stiffnesses and strengths of infilled frames", Proc., Instn. Civ. Engrs., Supp. (iv), 57-90.

[22] M.A.L. Menjivar, A Review of Existing Pushover Methods for 2D Reinforced Concrete Building, PhD Thesis, Rose School Italy. 2004.

[23] Méthode statique équivalente vs méthode dynamique. CIVILMANIA

[24] P. Balandier, 2004, conception parasismique : sismologie appliquée à l'usage des architectes et ingénieurs. 148p.

[25] P. Dario, Evaluation of Pushover procedures for the seismic design of buildings, Master thesis, University of degli Studi di Pavia, Italy. 2008.

[26] Règlement parasismique algérienne (RPA99/V2003).

[27] Smith, B.S. (1966). "Behavior of square infilled frames", J.Struct. Div., ASCE, ST1, 381-403.