



جامعة محمد بوضياف - المسيلة  
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Ministère de l'Enseignement Supérieur  
et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de Technologie



جامعة محمد بوضياف - المسيلة  
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de  
MASTER

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : Structure

THEME

**Construction de spectres de réponse  
Pour la région de m'sila**

Dirigé par :

Mr. GUERRAICHE Ammar, encadreur

Présenté par :

DJALAB TAHAR

Promotion : 2015/2016.

## ***INTRODUCTION GENERALE***

---

## INTRODUCTION GENERALE :

Le dimensionnement des structures en zone sismique, repose essentiellement sur le spectre de réponse de calcul ou spectre réglementaire, c'est \_à-dire fourni par les codes ou règlements parasismiques tels que les règles parasismiques algériennes (R, P, A, 2003).

Ce spectre si important, doit être soigné et revu en permanence, ce qui est le cas pour les R, P, A, qui ne cessent d'être révisées depuis leur élaboration en 1981.

Pour cela, la notion de spectre doit être bien définie et les méthodes de construction de ce spectre bine explicitées.

Si la construction du spectre linéaire ne pose pas de problème, celle du spectre non linéaire n'est pas évidente et mérite une attention particulière.

Deux méthodes de construction du spectre non linéaire sont actuellement disponibles: la méthode directe à partir de la réponse non linéaire et la méthode approchée à partir du spectre linéaire.

Cette dernière, bien que simple dans l'ensemble, repose sur deux critères qui ne sont pas toujours vérifiés en toute rigueur : le critère d'égalité des déplacements et le critère d'égalité des énergies.

Dans ce mémoire , nous avons essayé de suivre la construction de ce spectre depuis le début : c'est – à- dire l'écriture de l'équation du mouvement d'un oscillateur simple et sa résolution par l'intégration de Duhamel dans le cas linéaire ou par l'intégration numérique pas à pas dans le cas non linéaire , le tracé du spectre linéaire à partir du spectre linéaire.

Certaines applications numériques et graphiques à l'aide de programmes informatiques nous ont permis de:

- Bien assimiler la notion de spectre et comprendre par exemple pourquoi la zone centrale du spectre réglementaire est modélisée par un segment horizontal.

## **Problématique:**

La méthode spectrale largement utilisée pour le calcul de la force sismique est basée essentiellement sur le spectre de calcul proposé par les règles parasismiques algériennes qui est unique pour tout le territoire algérien.

Le but est de participer à l'élaboration de spectre de calcul qui soient plus réalistes et plus représentatifs des conditions de site, l'idéal pour le concepteur serait de disposer de spectre spécifique à chaque région du pays et pourquoi pas à chaque ville !

Le sujet s'intéresse particulièrement à la région de m' sila

## ***CHAPITRE-I***

***Synthèse bibliographique (travaux antérieurs)***

***Collecte de données sismiques pour la région  
de m'sila***

---

# CHAPITRE-I

## I-1) Synthèse bibliographique (travaux antérieurs):

**M. TAMAHOULT et T. BRANCI** [1] ont étudié la réponse sismique des structures de bâtiments dépend en fonction de la nature du mouvement du sol, des propriétés mécaniques et physiques de la structure et de celles du sol. Il y a donc interaction entre la structure et le milieu extérieur. Ils affirment que la procédure la plus radicale pour éliminer le problème de l'interaction sol-structure est de considérer la structure comme étant parfaitement encastree. Cependant, cette hypothèse peut devenir moins valable au fur et à mesure que le sol devient déformable. Le but principal de cette étude est la détermination de la période fondamentale des portiques auto stables en tenant compte de l'interaction sol-structure. les effets de l'interaction sol-structure (ISS) sur la réponse sismique n'ont été sérieusement pris en considération qu'après le tremblement de terre de 1971 à San Fernando et au début de la construction nucléaire en Californie. L'étude est faite en utilisant le code de calcul SAP2000 où la structure est modélisée par des éléments barres et le sol par des ressorts discrets. Les différents sites de sols recommandés par le RPA ont été considérés. L'étude a abouti à une expression simplifiée de la rigidité sol-structure.

**KHALIL et al** [2] ont étudié entrepris une paramétrique concernant l'influence de l'interaction sol-structure sur la fréquence fondamentale de structure sous chargement sismique. L'analyse est faite en utilisant un modèle numérique par éléments finis. Le comportement de la structure et du sol est supposé élastique. L'analyse statistique des résultats obtenus pour un portique représentant un système à un seul degré de liberté a permis la détermination d'un paramètre adimensionnel, intitulé rigidité relative sol-structure  $K_{ss}$ . Un abaque a été construit en faisant varier les paramètres de base. Il donne en fonction de  $K_{ss}$  la fréquence de la structure prenant en compte l'ISS. L'étude a été ensuite généralisée pour les bâtiments à plusieurs étages en incluant les paramètres  $N_b$ ,  $N_o$ , et  $N_e$  (Nombre d'ouverture dans le sens horizontal et transversal et nombre d'étages respectivement).

**M. Ou djene, et al** [3] ont étudié l'Influence de la catégorie de site sur le comportement sismique des structures rigides d'après les règles parasismiques algériennes 99 (RPA 99). Leur principale conclusion, est que dans la gamme des hautes fréquences la modification de l'action sismique n'est pas prise en compte par la forme des différents spectres de réponse ainsi proposés. En dernier lieu, ils ont discuté l'état actuel des spectres de réponse eu suggèrent des modifications.

**BERRAH, et al** [4] ont étudié la réponse sismique des fondations circulaires aux ondes P, Dans le cadre de la conception parasismique des systèmes, l'approche par sous-structure est adoptée dans ce travail. L'étude de l'interaction cinématique (i.e. la réponse dynamique de fondations non pesantes aux excitations sismiques) de fondations circulaires sous l'effet des ondes P est l'objet principal de cette étude. La méthode des éléments de frontière (BEM) dans sa formulation directe est l'outil de base pour la détermination de la réponse sismique. La singularité de la solution fondamentale 3D pour un problème électrodynamique a été contournée par une intégration semi-analytique. La symétrie de révolution a été prise en compte pour découpler les mouvements de la fondation. La principale conclusion tirée de cette étude est que le mouvement sismique sous l'effet de l'interaction cinématique engendre des rotations de la fondation ainsi qu'une réduction des mouvements de translation horizontaux et verticaux.

**M.Stéphane Grange** [5] a affirmé que dans le domaine du génie parasismique, l'interaction du sol avec la structure (ISS) est un phénomène important à considérer pour espérer rendre compte du comportement réel d'une structure et donc évaluer sa vulnérabilité. Ce travail présente la construction d'un élément d'interface 3D modélisant une fondation superficielle de forme

circulaire, rectangulaire ou filante reposant sur un massif de sol semi infini et permettant de prendre en compte l'ISS en considérant la plasticité du sol et le décollement de la fondation. Basé sur la méthode des macroéléments, cet élément permet de travailler en variables globales (forces et déplacements) et permet ainsi de simplifier le modèle et d'obtenir des temps de calculs très réduits. Il est implémenté dans FEDEASLab, un code élément finis développé dans Matlab. Après une description mathématique, des comparaisons avec des résultats expérimentaux d'une fondation soumise à des chargements cycliques, ainsi que dynamiques montrent le bon fonctionnement du macro-élément 3D d'ISS. Les deux principales conclusions de ce travail sont : - Le macro-élément 3D développé donne des résultats satisfaisants pour simuler le comportement non linéaire d'une fondation superficielle reposant sur un massif de sol semi-infini et soumise à des chargements cycliques et dynamiques, - l'utilisation de variables globales permet de réduire significativement le temps de calcul

**Cottureau et al. [6]** ont étudié le Modèle dynamique équivalent de matrices d'impédance de fondation. Ils ont indiqué qu'en génie parasismique, la matrice d'impédance de sol est une fonction complexe de la fréquence. Elle peut être calculée par des méthodes numériques classiques. Cependant, on préfère souvent utiliser des modèles simplifiés tels que ceux à masses concentrées, comme les modèles à ressorts de Winkler ou ceux résultants des travaux de Wolf.. Ces modèles sont limités au cas des fondations rigides, et le couplage entre les différents degrés de liberté (DDLs) de la fondation, ainsi que les phénomènes de résonance interne du sol- comme dans le cas d'une couche sur demi-espace rigide - sont difficiles à mettre en oeuvre. Ils proposent ici un modèle à variables cachées, plus général, basé sur l'existence de DDLs internes, en plus des DDLs de frontière, et la construction de matrices sous-jacentes de masse, rigidité, et amortissement. La signature de ces matrices correspond directement aux propriétés de causalité et de stabilité de l'impédance. Ces modèles à variables cachées ne sont pas soumis aux restrictions des modèles à masses concentrées. En particulier, les couplages dans la matrice d'impédance y sont pris en compte de façon naturelle. Deux applications d'intérêt en génie sismique sont ensuite présentées.

**Alsaleh et Sahrour [7]** ( ont abordé le problème de l'analyse tridimensionnelle de l'interaction dynamique sol-micropieux-structure en tenant compte de l'influence des non linéarités de sol et de l'interface et de la possibilité du glissement à l'interface. Un modèle en trois dimensionnes est réalisé en utilisant le code de FLAC3D. Le comportement du sol est régi par le critère de Mohr-Coulomb. L'interface est modélisée par un ressort et un patin localisé. Son comportement est décrit par la rigidité et les paramètres de résistance  $\Phi$  et  $C$ . La rigidité de l'interface dans les deux directions est équivalente au module de cisaillement du sol. Les résultats montrent que les non-linéarités du sol et de l'interface sol-micropieux ont non seulement une très grande influence sur la réponse sismique des micropieux mais aussi sur celle de la superstructure.

**Gandomzadeh, et al [8]** ont constaté que les déformations induites par un mouvement sismique d'amplitude significative peuvent faire des incursions dans le domaine anélastique pour le sol et influencer les interactions dynamiques entre le sol et une structure. Ces effets conduisent à une évolution de la raideur à la base de la structure d'une part et à de la dissipation énergétique dans le sol d'autre part. En conséquence, il est très important de développer des méthodes prenant en compte les non linéarités de comportement du sol dans l'interaction sol-structure. Ce travail consiste à modéliser numériquement l'interaction dynamique sol-structure (IDSS) en tenant compte des non linéarités de comportement du sol et en étudiant les phénomènes prépondérants pour la réponse de la structure : fréquence fondamentale, dés amplification, variabilité spatiale du mouvement. La comparaison des résultats obtenus dans le cas de comportements linéaire et non-linéaire du sol est également envisagée. Des comparaisons avec des résultats expérimentaux (essais en macro gravité) ont été faites afin de valider l'approche numérique.

**Vincent Guyonvarh et al** [9] ont indiqué que la prise en compte de l'interaction Sol Structure (ISS) et de l'interaction Sol Fluide Structure (ISFS) est nécessaire car l'augmentation des niveaux de sollicitations sismiques, utilisés lors du dimensionnement ou de la réévaluation au séisme de structures importantes, demande de déterminer plus précisément les marges de sécurité. Ils se sont proposés de traiter la prise en compte de l'ISS et de l'ISFS dans le domaine fréquentiel en faisant appel à la méthode de sous-structuration dynamique. Cette méthode de résolution multi-domaine procure l'avantage de pouvoir utiliser, par chaînage, les logiciels de calcul les plus appropriées selon le domaine étudié : le logiciel de calcul par éléments finis Code Aster (code Aster) pour les calculs statiques et dynamiques sur les structures et le logiciel de traitement de propagation d'onde par éléments de frontière PROMISS3D pour l'ISS et l'ISFS. Dans cette communication ils ont aussi présenté la méthode de calcul développée et validée par EDF et ECP ainsi que quelques exemples représentatifs d'application.

**Pietro Alfonsin** [10] a utilisé une approche numérique pour étudier l'influence des fondations de bâtiments sur la propagation d'une onde sismique. La modélisation numérique avec la méthode des éléments finis au sein du code de calculs CESAR-LCPC est utilisée pour comprendre les phénomènes complexes de la propagation d'onde dans les interactions sol-structure 2D ou 3D. Le code aux éléments distincts UDEC prend en compte cette interface mais la comparaison des méthodes montre localement quelques différences.

**Obrembski et al.** [11] constatent qu'en interaction dynamique sol-structure, les méthodes de couplage éléments finis - éléments de frontière sont généralement utilisées pour des modélisations de contact parfait entre les deux milieux. Dans cet article une formulation "Temps-Fréquence" est présentée pour résoudre le couplage entre l'impédance dynamique du sol fréquemment dépendante et les phénomènes non linéaires provenant des décollements de la fondation pouvant apparaître lors d'épisodes sismiques de grande ampleur. Les décollements de fondation sont d'ordinaire pris en compte en simplifiant le domaine sol en simple ressorts non-linéaires ou en modélisant le domaine proche par éléments finis. Le schéma numérique utilisé est alors incrémental. Ils présentent une alternative intéressante à ce schéma pour supprimer cette approximation et approcher efficacement les non linéarités de contact entre le sol et la fondation.

## I-2) Collecte de données sismiques pour la région de m'sila:

### 2-1) Séisme dans la wilaya de M'Sila de magnitude 4,1:

Un séisme de 4,1 à M'Sila ce matin à 08h38 (heure locale)

Un séisme dans la wilaya de M'Sila de magnitude 4,1 sur l'échelle ouverte de Richter a eu lieu ce matin à 08h38 heure locale, selon le communiqué du Centre de recherche en astronomie astrophysique et géophysique (CRAAG) publié sur son site internet.

L'épicentre de ce tremblement de terre a été localisé à 4 km au sud-ouest de Msila, a précisé la même source

Algérie - Séisme de 5,2 sur l'échelle de Richter à Béni Ilmane (M'sila) : 2 morts et des dizaines de blessés



Fig (2-1) les accélérogrammes de Séisme dans la wilaya de M'Sila

En terme des prise en charge sanitaire, la situation est chaotique, la polyclinique est inopérante, les blessés sont accueillis dans une tente aménagée en guise d'hôpital. Un séisme de 5,2 sur l'échelle de Richter est survenu hier à 13h25 aux environs de M'sila, sur les hauteurs du village Béni Ilmane, causant la mort de 2 personnes, une centaine de blessés et l'effondrement total ou partiel de plus de 200 habitations. Le tremblement de terre, d'une magnitude assez forte, a eu raison aussi bien des habitations précaires que des maisons nouvellement réalisées.

Les dégâts matériels sont énormes, notamment dans les trois quartiers la Montagne, Bellevue et Slimane Amirat qui se trouvaient dans le prolongement du mont Khirrat, où est situé l'épicentre. Ces quartiers présentaient un tableau apocalyptique. Hommes, femmes et enfants rassemblés aux abords de leurs bâtisses ou de ce qu'il en reste, sont livrés à eux-mêmes dans un total dénuement. En termes de prise en charge sanitaire, la situation est chaotique, la polyclinique est inopérante, les blessés sont accueillis dans une tente aménagée, en guise d'hôpital. Il n'y a pas de médicaments, pas même de sérum glucosé, ce qui explique l'ampleur des défaillances. La population s'impatiente, le dispositif de secours tarde à se mettre en place, de même que le plan ORSEC qui devrait être déclenché à la première heure de la catastrophe. Les moyens d'urgence (tentes, couvertures...) ne sont toujours pas disponibles. Un remarquable mouvement de solidarité s'est mis en branle aussitôt après le séisme au niveau de la commune d'Ouanougha, où la population s'est mobilisée pour la collecte de couvertures et de denrées alimentaires et leur acheminement vers Béni Ilmane

## **2-2) Réplique de magnitude 3,1 à M'sila (CRAAG):**

ALGER- Une nouvelle secousse tellurique d'une magnitude de 3,1 degrés sur l'échelle ouverte de Richter a eu lieu mercredi à 11h06 dans la wilaya de M'sila, a indiqué le Centre de recherche en astronomie astrophysique et géophysique (CRAAG).

L'épicentre de la secousse a été localisé à 4 km au sud-ouest de M'sila, a précisé la même source, expliquant qu'il s'agit d'une réplique à la secousse de magnitude 4,1 qui a eu lieu plus tôt à 08h38 avec le même épicentre.

## **2-3) Secousse tellurique à M'sila : beaucoup de frayeur mais pas de dommages:**

M'SILA- Le séisme de magnitude 4,1 qui a secoué mercredi matin la ville de M'sila et ses environs a provoqué beaucoup de frayeur parmi les habitants mais pas de blessures ni de dégâts matériels visibles, a constaté l'APS.

“J'ai ressenti la secousse alors que je circulais lentement au volant de ma voiture au centre-ville, tout s'est mis à vaciller dans tous les sens et je voyais des gens sortir précipitamment des immeubles”, témoigne Cherif, chauffeur de taxi.

Echautés par le tremblement de terre qui avait fait plusieurs victimes et provoqué d'importants dégâts dans les régions d'Ouennougha et de Beni-Ilmène, en mai 2014 au sud-ouest de la wilaya de M'sila, les citoyens ont craint un “remake” de cet épisode douloureux, sans toutefois céder à la panique.

Selon les services de la protection civile, mis à part quelques états de choc sans gravité, il n'a pas été enregistré de dommages nécessitant une intervention importante des éléments de ce corps.

Une légère réplique a été ressentie à M'sila aux alentours de 11 heures

## **2-4) Ecosse sismique ce matin à M'sila:**

Soir Publié dans Info Soir le **30 - 11 - 2011**

Une secousse tellurique de magnitude 3,8 sur l'échelle de Richter a été enregistrée ce mercredi à 9h 26 dans la wilaya de M'sila, a annoncé le Centre de recherche en astronomie, astrophysique et géophysique (Craag) dans un communiqué. L'épicentre de la secousse a été localisé à 14 km au sud-ouest de Beni Imane( wilaya de M'sila), a précisé la même source.

Tremblement de terre de 3.2 degrés dans la wilaya de M'Sila, enregistré dimanche 24 avril à 21h50



Fig2.2) les zones a plus touché par les séismes en m'sila

Un tremblement de terre de magnitude de 3.2 degrés sur l'échelle ouverte de Richter a été enregistrée dimanche 24 avril à 21h50 dans la wilaya de M'Sila selon un communiqué du Centre de recherche en astronomie astrophysique et géophysique [Craag].

L'épicentre de la secousse a été localisé à 10 Km Nord-Ouest de Beni ilmane (wilaya de M'Sila), selon la même source.

### 2-5) Une semaine après le séisme de Beni-Ilmane:

Retour progressif à la normale

**23 Mai 2010**



Fig. 2.3) les images représenté la région de Beni ilmane une semaine après le séisme

**Le va-et-vient d'officiels venus d'Alger n'a pas cessé. Tous sont venus s'enquérir de la situation et apporter aide et soutien aux sinistrés qui, du reste, ne sont heureusement pas nombreux.**

C'est une population qui vaque normalement à ses occupations qui a été rencontrée sur les lieux du séisme, ce jeudi 20 mai, après les secousses télluriques qui ont fait 3 morts et plusieurs blessés sur le coup, puis une autre victime par la suite. A Ouanougha comme à **Beni Ilmane**, il y a eu plus de peur que de mal. C'est vrai que pour la majorité de la population, pareille catastrophe naturelle n'a jamais été vécue et pour les plus âgés, les chocs psychologiques ont été moindres. Depuis vendredi dernier le va et vient d'officiels venus d'Alger n'a pas cessé. D'ailleurs, la visite d'une délégation de parlementaires a coïncidé avec l'envoi de notre reporter. Tous sont venus s'enquérir de la situation et apporter aide et soutien aux sinistrés qui ne sont du reste pas nombreux et heureusement. Mis à part quelques édifices publics et quelques habitations surtout en montagne, rien ne ressemble aux dégâts causés par la catastrophe de Boumerdes par exemple.

Tout de suite après le seisme, des bases logistiques et des centres de regroupement et de ravitaillement ont été installés dans les stades des deux localités de Ouanougha et Béni-Ilmane qui dépendent, respectivement, des dairates de Hammam-Dalaa et Sidi-Aissa, dans la wilaya de M'Sila.

**Ouanougha**, «l'attente et la tente»

Dans cette localité où les riverains ont eu plus peur, mais les moins touchés, leur premier magistrat a confirmé que la situation est entièrement maîtrisée. Un poste de commandement secondaire de la protection civile a été mis en place conjointement avec la mairie, composé de médecins urgentistes et même d'un psychologue, tous à l'écoute et l'orientation des sinistrés. Un officier de la protection civile dira que «la situation est loin d'être inquiétante» et que toutes les unités environnantes sont sur le qui-vive et prêtes à intervenir en cas de besoin. Le maire affirme que plus de 700 tentes venues de la wilaya ont été distribuées aux citoyens qui les ont installées à coté de leurs demeures à titre préventif. Seulement, dans la rue l'on apprend que cette distribution a, quelque peu, été entachée de favoritisme et de passe-droit. Ceci fera dire à un citoyen que certains ont pu obtenir plus d'une tente alors que l'officiel parle de jumelage jusqu'à trois foyers par tente. Jusqu'à jeudi, seul un reliquat d'une vingtaine de tentes reste à distribuer et la demande est grandissante. Une commission composée d'élus et de membres de comités de quartiers se chargera de la mission. Toutes ces tentes distribuées ont fait que les versants des montagnes ressemblent à des champs plantés de coquelicots de par leur couleur rouge mais c'est rassurant pour les habitants. Toujours pour les tentes, quelques 50 tentes-classes ont été érigées par les éléments de l'APN, dans les établissements scolaires pour que les cours puissent reprendre rapidement tout en sachant que sur ordre du ministre de l'Education, les compositions du dernier trimestre sont purement supprimées et les recalés aux prochains examens auront la possibilité de refaire leurs classes.

L'arrivée des denrées alimentaires semblent connaître un ralentissement. Constat effectué au stade communal de la localité qui, pour la circonstance, est devenu un centre de regroupement et poste de commandement auxiliaire de la gendarmerie nationale.

**Beni Slimane**, la zone la plus touchée

C'est effectivement dans cette commune que les dégâts semblent être les plus importants. Beaucoup d'édifices publics ont été endommagés sérieusement comme par exemple la polyclinique atteinte à 90%, le C.E.M Said Wartilani, trois mosquées, le siège de l'A.P.C et beaucoup d'autres bâtisses. Malgré tous les dégâts, il est à signaler qu'aucun ne s'est produit dans les voiries et réseaux divers de la localité.

Une enquête épidémiologique a rapidement été réalisée par les services compétents concernés et les résultats sont plus que favorables selon le secrétaire général de la commune mais par mesure de prévention les réseaux d'alimentation en eau potable de 3 quartiers ont été mis en quarantaine, à savoir : cité Djebel, cité Slimane Amirat et Mandar jamil. Pour le reste, tout fonctionne comme à l'accoutumée en alimentation ou en évacuation. Le retour à la vie normale est plus que visible et, toujours selon le responsable local, l'assistance dont a bénéficié la contrée est inégalable, ce qui fera dire à un citoyen que réellement personne ne s'attendait à un semblable élan humanitaire. Le seul point noir, selon ce dernier, ne provient que du citoyen qui, parfois, manque de sérénité, entravant ainsi la bonne marche des choses avec cet esprit «d'assisté» et cette fâcheuse habitude de «t'makia ou Tadjrid».

L'on se rassemble pour n'importe quoi et l'on s'inscrit pour tout, ajoutera ce citoyen.

### **2-6) Les sismique ce matin à M'sila ( Melouza- Ouanougha ):**

Deux personnes ont trouvé la mort et 43 autres blessées, suite au séisme de magnitude 5,2, qui a frappé vendredi la région de Melouza près de M'sila, a indiqué le ministère de l'Intérieur. Vingt-trois des 43 personnes blessées lors de ce séisme ont été gardées sous surveillance médicale à l'hôpital de la ville, a précisé la même source. Aucune indication n'a été donnée sur les dégâts matériels.

Le tremblement de terre a été localisé à 7 km au Nord-Ouest de la ville de Melouza qui est située dans la wilaya de M'sila et non dans celle de Bouira comme annoncé précédemment par le Centre algérien de recherche en astronomie, astrophysique et géologie

### **2-7) Séisme à Bou Saada et à Djelfa :**

#### **2-7-1) D'une magnitude de 5,4 sur l'échelle de Richter**

La région de Bou Saada et Djelfa a été secouée hier matin par une forte secousse tellurique d'une magnitude de 5,4 sur l'échelle de Richter.

La secousse a été enregistrée à 7h 54. L'épicentre du séisme est situé, selon le Craag (Centre de recherche astronomique, astrophysique et géophysique) à 8 km au nord-est de la localité de Bri Foda, non loin de Selim, située entre Djelfa et Bou Saada.

Plusieurs répliques ont été enregistrées après la première secousse tout au long de la journée d'hier. Par ailleurs, aucune victime ni dégât matériel n'ont été déplorés, selon la direction de la Protection civile de la wilaya de M'sila.

La secousse a fait plus de peur que de mal ; des dizaines d'habitants sont sortis dans les rues à Djelfa et à Bou Saâda au moment de la secousse.

Le chef du département d'études et de surveillance sismique au Craag, M. Ha mou Djellit, que nous avons contacté par téléphone, nous a indiqué que "la localité secouée fait partie de l'Atlas saharien qui fait partie de toute la zone mobile du nord du pays, où l'activité sismique est plus importante". Pour rappel, le plus important séisme enregistré dans cette région a été celui qui a secoué la ville de M'sila le 1er janvier 1965, d'une magnitude de 5,5 sur l'échelle de Richter.

Lotfi G. On connaît les causes des séismes ; on peut prévenir leurs effets catastrophiques, mais on ne sait pas encore les prévoir. Des événements majeurs dévastateurs induits par des phénomènes naturels ou générés par les développements technologiques et industriels ont ébranlé l'Algérie au cours de son histoire.

Durant les deux dernières décennies, le pays fut mis à l'épreuve face à des séismes, des incendies de forêt, des inondations alternant avec des périodes de sécheresse, invasions acridiennes ainsi qu'à des accidents industriels et matériels. Historiquement, l'Algérie est connue comme étant une zone sismique très active. Cette sismicité est liée aux mouvements tectoniques complexes de convergence de la plaque africaine au sud et de la plaque eurasienne au nord.

L'Algérie fait partie des pays vulnérables face aux tremblements de terre. Les séismes frappent le nord du pays durement soumis aux contraintes des mouvements de la terre. Les raisons de ces séismes : les mouvements brutaux de ces plaques tectoniques qui forment la croûte terrestre et sur lesquelles reposent les océans et les continents. Ces plaques jouent les unes par rapport aux autres. Certaines le font de façon fluide en glissant. D'autres résistent, accumulent de formidables énergies et brutalement cèdent. Une grande partie du bassin méditerranéen est l'objet de tels mouvements. Les plaques qui portent l'Afrique, l'Europe et l'Asie s'affrontent là depuis des millions d'années, rétrécissant l'espace occupé par la mer Méditerranée. C'est pourquoi le Maghreb, et plus particulièrement l'Algérie qui est portée par la plaque africaine en remontée lente (6mm par an) vers le nord-ouest, est affecté par ce phénomène. Il a généré un système complexe de failles orienté est-ouest situé sur la partie côtière et montagneuse (Atlas Tellien) du nord d'Algérie. Celle qui a joué le 21 mai 2003 a dû lâcher sur une longueur de 30 à 40 km. L'étude historique de la sismicité montre que la majeure partie des tremblements de terre qui affectent cette région est concentrée dans ces zones. Peu de fortes secousses ont été enregistrées dans le sud du pays à l'exception de celle qui, en 1869, a touché les agglomérations de Biskra et Sidi-Okba. L'activité sismique en Algérie est connue depuis le 3 janvier 1365, date à laquelle s'est produit le séisme d'Alger. 100 répliques ont été enregistrées durant la nuit. Alger a été complètement détruite, une partie fut inondée. Face à cette problématique, les pouvoirs publics ont adopté une stratégie globale cohérente basée essentiellement sur la prévention pour permettre une réduction sensible des conséquences dévastatrices sur les plans humain, matériel et psychologique de ces catastrophes. Ces mesures inscrites dans la législation nationale algérienne engendrant ainsi la mise en place de mécanismes institutionnels de puissance publique qui doivent aboutir à prévenir et à réduire notablement les pertes de vies humaines et à protéger les biens et l'environnement. Au mois de juillet 2009, les stations sismologiques, réalisées dans le cadre de la coopération de l'Algérie avec l'Administration chinoise des séismes, ainsi que l'installation de la nouvelle centrale sismique ont été finalisées. Aujourd'hui, le pays dispose d'une carte de risques sismiques, particulièrement dans la partie la plus exposée à l'activité sismique, au nord du pays et dans les Hauts-Plateaux. Une carte crédible et précise. Cette carte des risques sismiques ajoutée à celle des risques d'inondations et des risques industriels permet, aujourd'hui, la mise en place d'un système de prévention et de réponse aux catastrophes au niveau national.

La catastrophe récente de Beni-Ilmane (M'sila), vient tragiquement nous rappeler que tous les cataclysmes naturels, les tremblements de terre sont à coup sûr les plus meurtriers. L'Algérie a connu son premier séisme en janvier 1365 et son lot de plusieurs victimes et sinistrés. La même période, et selon les chroniques chinoises, 850 000 personnes auraient péri dans la terrifiante catastrophe de Chen-si. Le 3 février 1716, c'est au tour de la Mitidja de connaître un séisme faisant plus de 20 000 victimes. 1980 et 2003 ont été deux années particulièrement meurtrière, avec le séisme d'El-Asnam, 20 000 victimes et Boumerdès 7 000 victimes.

Si le nombre des victimes est évidemment, du point de vue des effets, l'élément essentiel, il n'est pas en rapport direct avec la violence des séismes. Il dépend, en effet, d'un grand nombre de facteurs : densité de la population dans les régions atteintes, type des habitations, heure de la catastrophe, etc.

Le séisme, qui a frappé Boumerdès mercredi 21 mai 2003, est survenu à 18h44 GMT. Il a duré au moins cinq minutes, entrecoupé de brèves pauses. Le nombre de victimes n'a cessé d'augmenter au fil des jours, beaucoup de personnes ont été blessées ou tuées par des chutes de pierres et de briques tombées des immeubles : La première nuit, de minuit à 3h00, on est passé de 250 morts à plus de 500, de 1.600 blessés à plus de 4.000, pour ne pas dire 5.000. Le lendemain matin, on comptait au moins 600 morts et 4.637 blessés. Le jeudi 22 en fin de journée, on a enregistré au moins 1.092 morts et 6.782 blessés en plus des centaines de disparus. Lundi 26 mai 2003, on comptait 2.100 morts et 9.000 blessés. Bilan officiel final : 2.300 morts et plus de 11.000 blessés. Les communes les plus touchées sont Boumerdès, Rouïba, Alger, notamment à Bab-El-Oued et Belouizdad, Zemmouri, ville de près de 30 000 habitants ; 80 % des habitations individuelles ont été détruites. Le séisme du 21 mai 2003 a été ressenti en Algérie à Cherchell et Tizi Ouzou, sur l'Ile de Majorque, la population paniquée est descendue dans la rue, sur la côte méditerranéenne espagnole, notamment à Minorque et à Ibiza. Il y a eu des dégâts importants en Méditerranée ; le séisme a provoqué la rupture de plusieurs câbles sous-marins, coupant le trafic téléphonique vers l'Algérie et perturbant les communications entre l'Europe et plusieurs pays d'Asie, du Moyen-Orient et du Pacifique. Dans l'archipel des Baléares, plus de 180 bateaux, chalutiers, remorqueurs et navires de plaisance ont coulé ou endommagés par de brusques paquets de mer soulevés par le tremblement de terre.

## ***CHAPITRE- II NOTIONS DE SISMOLOGIE***

---

## CHAPITRE- II NOTIONS DE SISMOLOGIE

### II-1-1) Définition:

Un séisme « tremblement de terre » correspond à un mouvement sur une faille à l'intérieur de la lithosphère.

Cette rupture engendre des secousses plus ou moins violentes de courte durée et on peut distinguer le lieu d'origine. La durée est généralement de quelques secondes. L'amplitude de ses secousses est de quelques fractions de millimètre.

La sismologie c'est la discipline des sciences de la terre qui se consacre à l'étude des séismes.

### II-1-2) Origine des séismes:

Les secousses sismiques résultent généralement d'une fracture spontanée des roches du sous-sol ("séismes tectoniques"). En effet dans certaines régions, des forces dites contraintes tectoniques s'accumulent dans les roches ; celles-ci, qui possèdent une certaine élasticité, se déforment lentement. De l'énergie élastique (c'est de l'énergie potentielle, comme dans un ressort) est ainsi emmagasinée dans les roches. Au bout d'un certain temps ces roches atteindront leur seuil de rupture à la suite de l'accumulation des contraintes et vont se casser en donnant naissance à une faille.

Il faut au minimum plusieurs dizaines d'années pour que le processus d'accumulation de contraintes aboutisse à une rupture des roches.

La rupture des roches commence en un point de latitude et de longitude déterminées qu'on appelle le foyer ou l'hypocentre du séisme, à partir duquel elle s'étend rapidement. En même temps les deux compartiments situés de part et d'autre de la surface de rupture glissent l'un contre l'autre. La faille ainsi créée peut être visible ou non à la surface; elle est désormais une zone de faiblesse. Il y a de forte chance pour que ce soit là que se produisent les prochains séismes dans la région.

La plus grande partie de l'énergie libérée se dissipe en chaleur, d'où fusion possible des roches au voisinage du foyer. Le reste, soit 20% à 30%, de l'énergie libérée (rendement sismique) est transporté sous la forme d'ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions faisant vibrer le milieu, d'où les secousses qui constituent le séisme.

Le foyer, ou hypocentre, d'un séisme est le point où ont pris naissance les ondes sismiques.

Selon la profondeur du foyer (fig. 1) on distingue :

- Les foyers superficiels situés à une profondeur inférieure ou égale à 100km (70km pour certains auteurs) ;
- Les foyers intermédiaires situés à une profondeur comprise entre 100 et 300km ;
- les foyers profonds situés à une profondeur supérieure à comprise entre 300km et 700km.

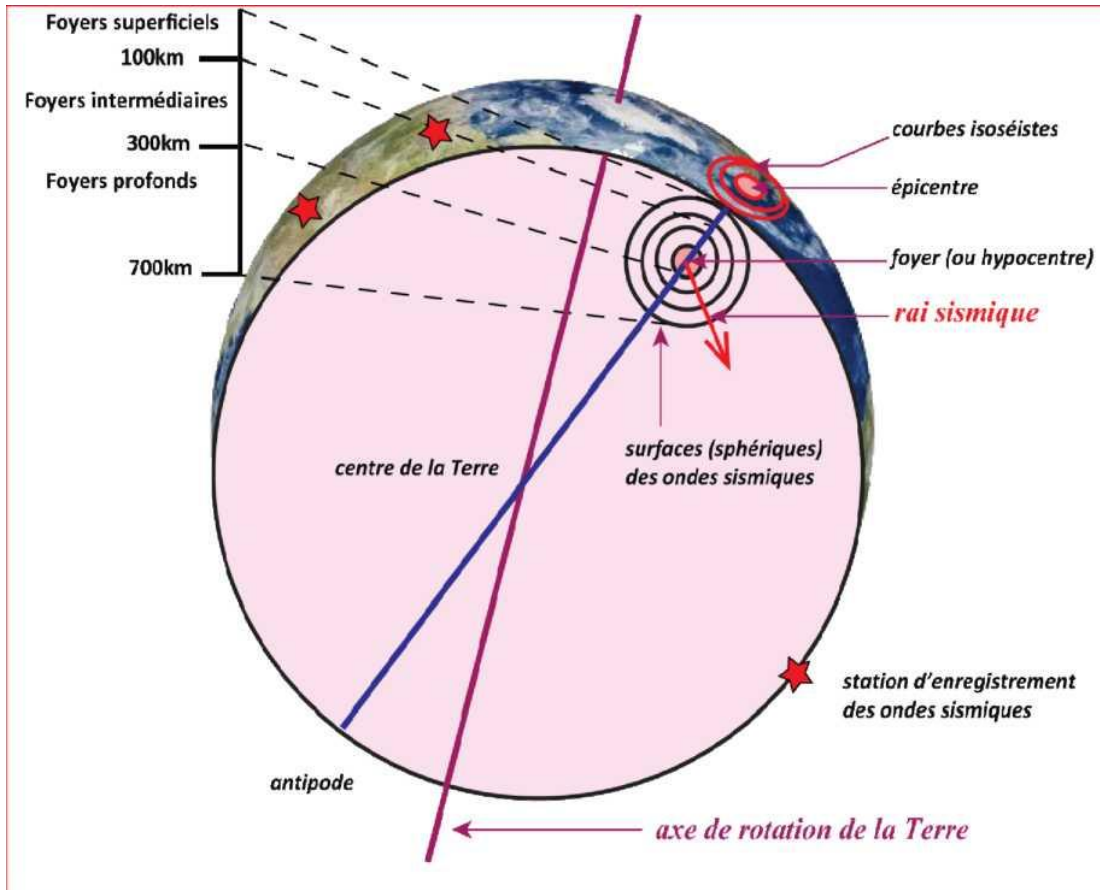
Au niveau du foyer apparaissent des surfaces d'ondes sismiques sphériques qui séparent des particules déjà entrées en vibration de celles qui ne l'ont pas encore été. La direction de propagation des ondes sismiques est matérialisée par le rai (ou rayon) sismique qui est une ligne perpendiculaire aux surfaces d'ondes. L'épicentre d'un séisme est le point de la surface situé à la verticale du foyer. En d'autres termes c'est le point d'intersection de la surface du globe et du rayon terrestre passant par le foyer du séisme. La position d'un foyer est donc définie par trois coordonnées: sa profondeur et les coordonnées géographiques (latitude et longitude) de l'épicentre correspondant.

L'antipode est le point du globe terrestre qui est diamétralement opposé à l'épicentre.

Des phénomènes prémonitoires

Répliques, qui se succèdent durant plusieurs mois, sont des secousses qui suivent le séisme Les tsunamis sont des vagues géantes (raz de marée) provoquées par les séismes sous-marins (entre autres raisons).

**Fig II. 1 : Schéma théorique de la propagation des ondes sismiques**



### II-1-3) L'intensité d'un séisme:

L'intensité d'un séisme n'est l'observation des conséquences d'un séisme sur une échelle de degrés d'intensité (échelle ou échelle MSK); l'intensité est donc fonction de la distance de l'épicentre puisque la secousse est ressentie la plus forte à l'épicentre

violence d'un séisme déterminé d'après l'importance, la gravité des effets macroscopiques (ressentis et observés).

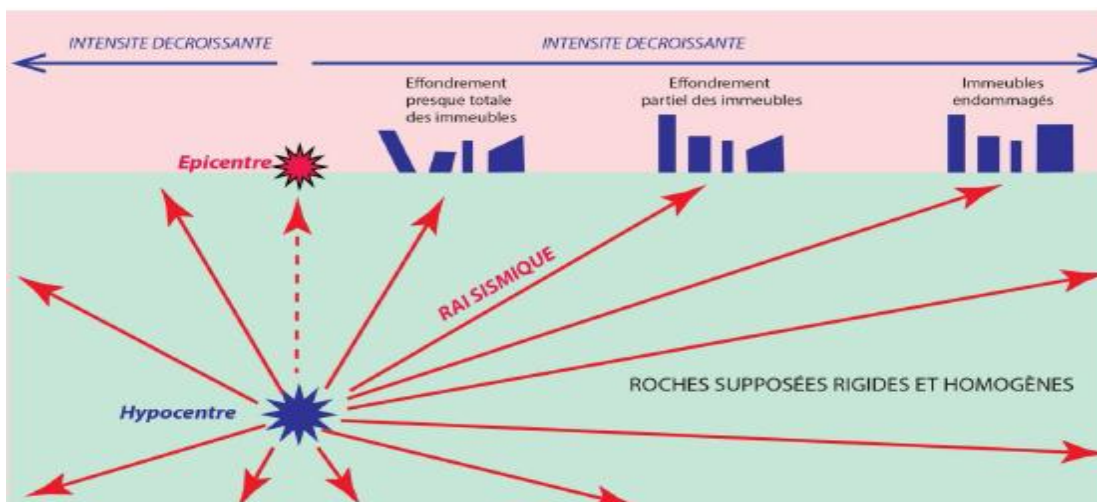
Elle est généralement déterminée par rapport à un échantillon, comprend 12 degrés et elle a été établie après l'étude et la comparaison des effets d'un grand nombre de séismes au cours de plusieurs années d'observation. Les échelles les plus utilisées actuellement sont: a)-l'échelle M. est adoptée surtout aux USA (fig.2) et adoptée à partir de 1992. Ces deux échelles comprennent 12 degrés de I à XII par ordre d'intensité croissante.

Le degré I est attribué aux séismes non ressentis par l'Homme et qui ne sont détectés que par les appareils très sensibles appelés destructeurs. (Petits tremblements) précèdent un séisme tandis que les autres ne sont pas une mesure scientifique; elle se détermine à partir de ; (fig.2A et B). Il s'agit d'une grandeur traduisant la échelle internationale d'intensité S.K qui correspond à l'échelle de Mercalli modifiée en 1964

b)- l'échelle E.M.S. (échelle macrosismique européenne) sismographes. Le degré XII est attribué séisme. ; Mercalli une degré de macrosismiques nationale d'intensité. Celle-ci, et qui. Aux séismes les plus de structures.

FigII.2: L'échelle M.S.K simplifiée

I	secousse non ressentie, mais enregistrée par les instruments
II	secousse partiellement ressentie, notamment par des personnes au repos et aux étages
III	secousse faiblement ressentie, balancement des objets suspendus
IV	secousse largement ressentie dans et hors les habitations, tremblement des objets
V	secousse forte, réveil des dormeurs, chute d'objets, parfois légères fissures dans les plâtres
VI	légers dommages, parfois fissures dans les murs, frayeur de nombreuses personnes
VII	dégâts, larges lézardes dans les murs de nombreuses habitations, chûtes de cheminées
VIII	dégâts massifs, les habitations les plus vulnérables sont détruites, presque toutes subissent des dégâts importants
IX	destructions de nombreuses constructions, quelquefois de bonne qualité, chute de monuments et de colonnes
X	destruction générale des constructions, même les moins vulnérables (non parasismiques)
XI	<b>catastrophe, toutes les constructions sont détruites (ponts, barrages, canalisations enterrées...)</b>
XII	<b>changement de paysage, énormes crevasses dans le sol, vallées barrées, rivières déplacées...</b>



L'étude des dégâts et les conséquences des séismes sans l'aide d'appareils, permet la détermination de l'intensité des séismes et l'établissement des cartes d'isossistes.

Une carte d'isossistes est une carte de la région affectée par le séisme, sur laquelle ont été tracées les courbes dites lignes d'isossistes, qui délimitent - approximativement - les zones où le séisme a produit des effets du même degré d'intensité.

Ces zones sont appelées zones isoséistes ou iso séismales. L'intensité du séisme est décroissante depuis la zone épacentrale vers la périphérie (fig.3).

A partir des cartes d'isoséistes on peut tirer certains renseignements comme la délimitation des zones potentiellement les plus dangereux en cas de nouveau séisme au même endroit, pour tenir compte de ce fait lors de la reconstruction

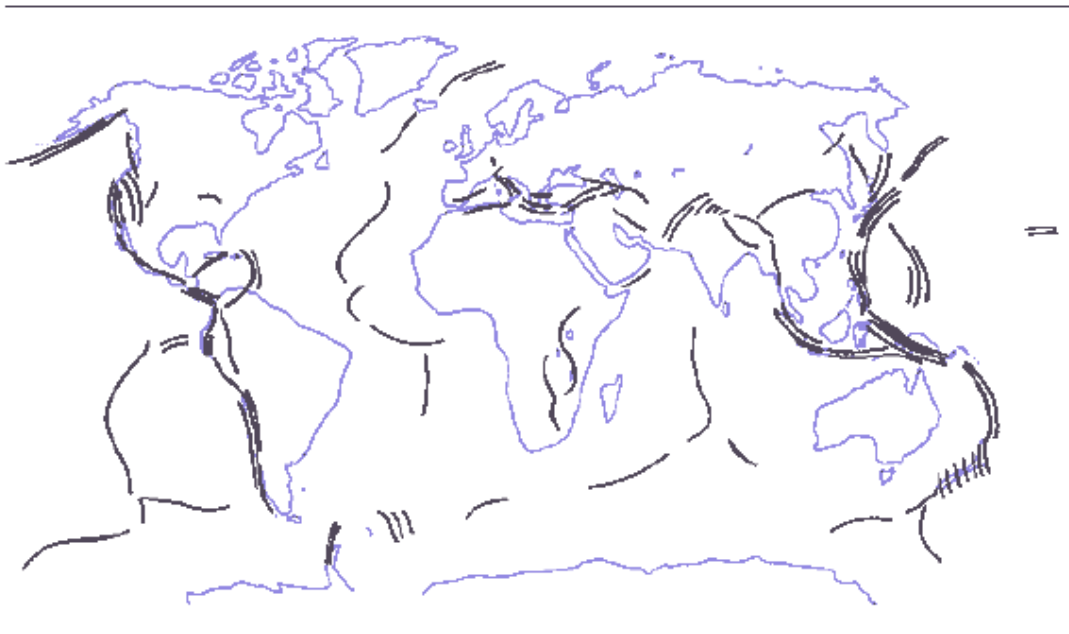
#### **II-1-4) Répartition des séismes sur le globe terrestre:**

L'énergie libérée par l'ensemble des séismes équivaut à un millième du flux de chaleur interne, ce qui est relativement faible. Cependant, l'étude des séismes est d'une importance capitale pour la géologie.

La géographie des séismes permet de faire ressortir quelques grandes zones fréquemment touchées. Trois zones sont particulièrement sensibles (fig.4).

- Une bande relativement étroite de régions qui s'étend de la Méditerranée à l'Indonésie en passant par les Proche et Moyen Orient, l'Himalaya et la Birmanie ;
- une ceinture entourant le Pacifique le long de la Cordillère des Andes, de la Sierra Madre au Mexique, de la Californie, de l'Alaska, du Japon, de la Chine Orientale, des îles du Sud-Est asiatique et de la Nouvelle-Zélande ;
- les centres des océans où se situent les dorsales médio-océaniques.

**Fig(II.3) : Carte simplifiée montrant la répartition des séismes sur Terre**



Des indices de sismicité ont été attribués aux différentes régions frappées par les séismes en fonction du nombre de séismes par an sur une superficie donnée.

En étudiant la carte de ces indices et notamment en regardant de plus près les régions non touchées par les tremblements de terre, La très grande majorité des séismes est localisée sur des failles à la frontière des plaques tectoniques.

Les séismes ont lieu sur des zones de subduction ou de collision qui voient des plaques tectoniques se chevaucher ou s'opposer, ainsi que sur les dorsales médio-océaniques qui voient des plaques tectoniques s'écarter. De nombreux séismes sont également enregistrés près des zones volcaniques : ils résultent des mouvements du magma sous la surface.

## II-1-5) L'enregistrement des ondes sismiques:

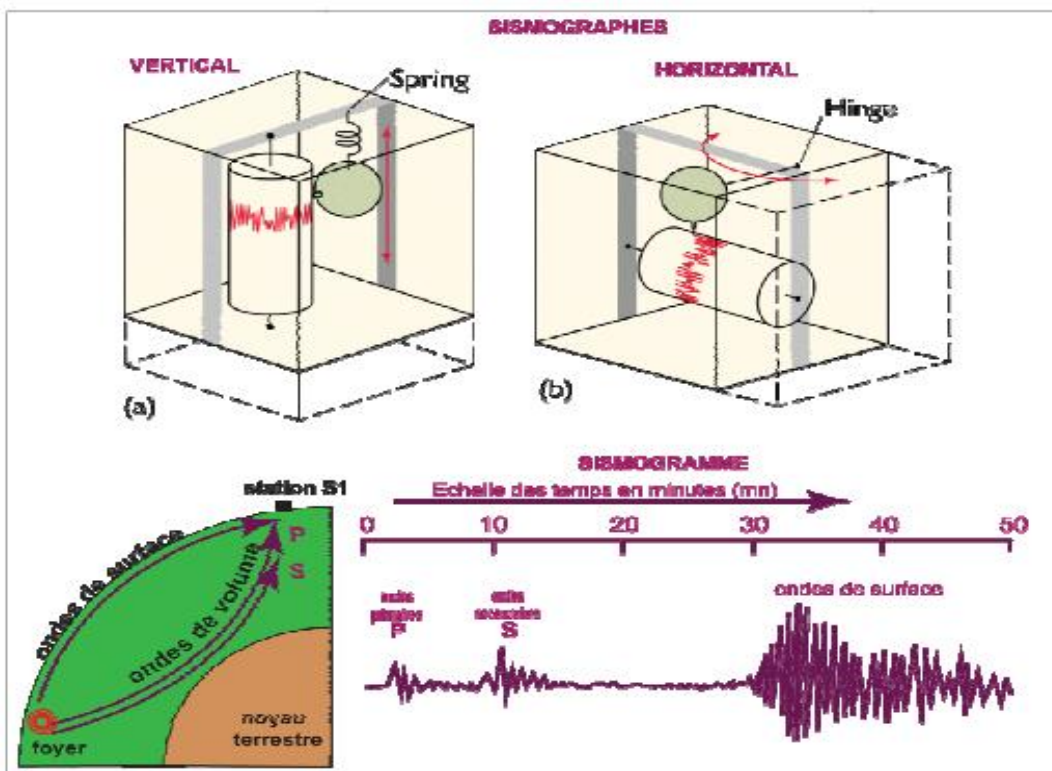
### 1-5-1) Les sismographes:

Les sismographes sont des appareils très sensibles. Lors d'un séisme, le mouvement enregistré est très amplifié par rapport au mouvement réel du sol sismique il faut enregistrer ses deux composantes horizontales et sa composante verticale. Pour cela on utilise des sismographes à inertie dits "horizontaux" et des sismographes à in "verticaux" (fig.5).

Le sismographe horizontal est construit de telle sorte qu'il ne peut enregistrer le mouvement du sol que dans une seule direction horizontale. Le sismographe vertical est conçu de telle sorte qu'il ne peut enregistrer le mouvement que dans la direction verticale. Dans d'observation sismographiques il faut, au minimum, trois sismographes: 2 horizontaux et 1 vertical.

Les 2 sismographes horizontaux sont disposés de telle sorte que l'un enregistre la composante X (Nord-Sud) et l'autre la composante Y (Est composante Z.

Fig. (II.4) Sismographe et sismogramme



### 1-5-2) Le sismogramme:

Un sismogramme est l'enregistrement obtenu à partir des sismographes courbe qui varie en fonction de l'énergie libérée au distance foyer - station sismographique, de la nature et de la structure du milieu traversé par les ondes et, enfin, du type de sismographe utilisé.

Le fait que les ondes sismiques arrivent aux stations d'énergie seulement les ondes qui ont suivi le chemin le plus direct entre le foyer et la station mais aussi des ondes qui n'y sont parvenues qu'après une série de réflexions et/ou réfractions sol. Pour connaître le mouvement Est-Ouest); le sismographe vertical enregistre la composante Z.

Malgré cette grande diversité dans le détail des sismogrammes, les sismologues parviennent à y distinguer deux, parfois trois, secteurs principaux; correspond à une brusque augmentation de l'amplitude du mouvement enregistré. Ces secteurs correspondent aux arrivées successives et de deux - parfois trois - trains d'ondes (Fig.3):

- \* les ondes P, ainsi appelées parce qu'elles arrivent les premières;
- \* les ondes S, ainsi appelées parce qu'elles arrivent les secondes;
- \* les ondes de surface qui n'apparaissent que si le foyer du séisme se trouve à une faible profondeur.

Les ondes sismiques sont enregistrées en plusieurs endroits du globe par des sismomètres.

Le temps d'arrivée des ondes à ces capteurs permet d'estimer la localisation de la source sismique

### **1-5-3) Caractéristiques des ondes sismiques:**

Les ondes P et les ondes S partent du foyer du séisme et se propagent dans toutes les directions.

Elles passent donc par l'intérieur de la Terre avant d'arriver à la surface. Pour cette raison les P et les S sont appelées ondes de volume.

Les ondes P sont des ondes longitudinales. Elles font vibrer les particules du milieu le long de la direction de leur propagation. On les appelle aussi ondes de compression-dilatation parce que leur propagation se traduit par des compressions et dilatations successives du milieu (donc des variations de volume).

Les ondes P appartiennent à la même catégorie que les ondes sonores et, comme elles, peuvent se propager aussi bien dans les solides que dans les fluides.

Ce sont les plus rapides (6000 mètres par seconde près de la surface) et sont enregistrées en premier sur un sismogramme. Leur vitesse est fonction croissante de la distance parcourue (plus l'on se situe loin du foyer d'émission de l'onde, plus la vitesse à laquelle l'onde a parcouru la distance nécessaire à nous atteindre sera grande). Le grondement, c'est-à-dire le bruit, que l'on entend parfois à l'occasion des tremblements de terre est dû à l'arrivée des ondes P dans l'atmosphère (à condition que leur fréquence soit supérieure ou égale à 15-20 Hertz) (fig.6 : voir séance de cours et TD).

Les ondes S sont des ondes transversales. A leur passage les particules du milieu vibrent perpendiculairement à la direction de propagation, donc transversalement par rapport à cette direction.

Leur propagation se traduit par un cisaillement du milieu (mouvement évoquant celui des branches d'une cisaille ou d'une paire de ciseaux), d'où leur autre nom ondes de cisaillement.

Les ondes S ne sont transmissibles que par les solides; elles ne se propagent ni dans les liquides, ni dans les gaz.

Leur vitesse est plus lente que celle des ondes P, elles apparaissent en second sur les sismogrammes (fig.7 : voir séance de cours et TD).

Le rapport de la vitesse des ondes P par rapport à la vitesse des ondes S est d'environ 1,7.

Grâce à cette première information concrète, nous pouvons facilement connaître la distance du foyer d'un séisme en calculant l'écart de temps entre la réception des ondes P et celle des ondes S; de plus, en ayant trois stations réceptrices situées en trois endroits suffisamment espacés, nous pouvons déterminer la position exacte du foyer et de l'épicentre d'un séisme.

Les ondes de surface (ondes de longues périodes) se propagent à des vitesses constantes ; elles sont de deux types selon l'ordre d'arrivée à la station d'enregistrement après S, les ondes de Love (L) et les ondes de Rayleigh (R).

Les ondes de Love sont des ondes transversales comme les ondes S mais les vibrations des particules du milieu ne se font ici que dans le seul plan horizontal; elles ne peuvent se propager que dans les solides (fig.8 : voir séance de cours et TD).

Les ondes de Rayleigh: à leur passage les particules du milieu décrivent, en tournant dans la série rétrograde par rapport au sens de propagation, des ellipses allongées verticalement.

Les ondes R se propagent comme des vagues à la surface de l'eau (mais dans le cas de ces dernières le mouvement orbital des particules se fait vers l'avant par rapport aux sens de propagation).

Contrairement aux ondes de Love, qui n'ont pas de composante verticale mais seulement une composante horizontale, les ondes de Rayleigh, elles, ont à la fois une composante horizontale et une composante verticale, celle-ci étant plus importante. Les ondes R sont transmissibles par les solides et les liquides. (fig.9 : voir séance de cours et TD).

#### 1-5-4) La propagation des ondes sismiques:

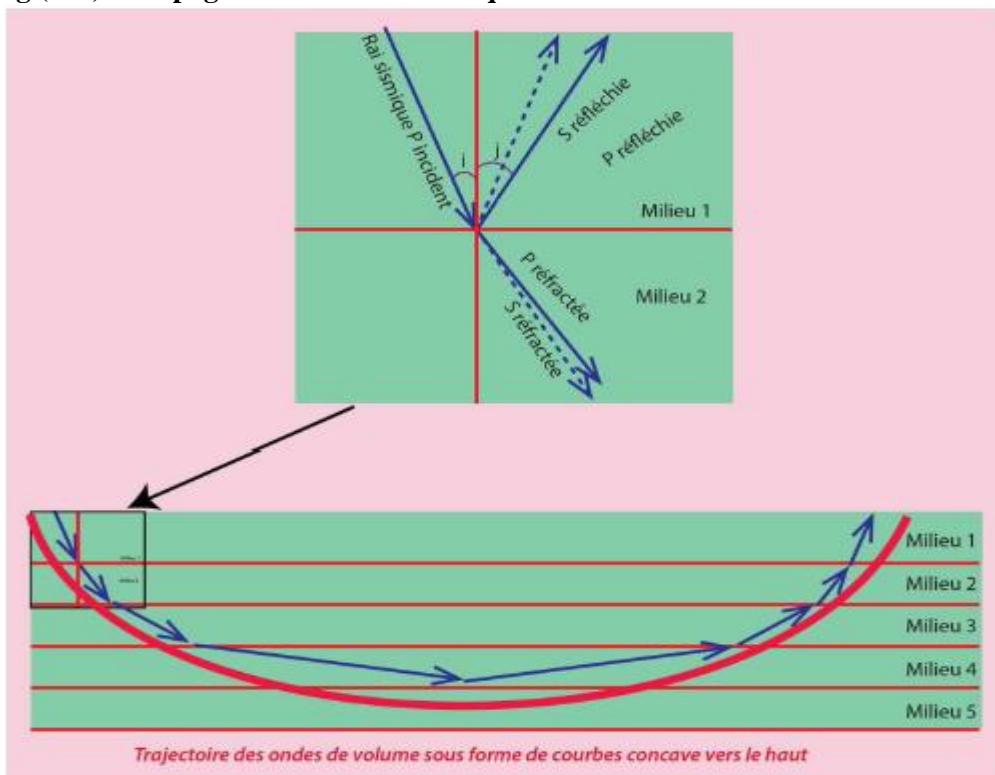
Lorsqu'une onde P ou une onde S rencontrent une discontinuité (un changement de milieu), elles peuvent donner naissance à quatre ondes : deux ondes P - une réfléchie et une réfractée - et deux ondes S - une réfléchie et une réfractée - (fig.6).

Sous la surface de la Terre, le milieu de propagation des ondes n'est pas homogène : sa densité augmente.

Ceci explique le déplacement des ondes car à chaque changement de milieu, il ya une petite modification de la trajectoire des ondes selon les lois de Descartes .

L'angle de réflexion ( $i_2$ ) que dessine l'onde réfléchie par rapport à une " verticale " est égal à l'angle d'incidence ( $i_1$ ) que dessine l'onde d'arrivée par rapport à cette même " verticale ",  
 $i_1 = i_2$  · l'angle de réfraction ( $r$ ) que dessine l'onde réfractée par rapport à une " verticale " n'est pas égal à l'angle d'incidence ( $i$ ) que dessine l'onde d'arrivée par rapport à cette même " verticale ", il suit la loi :  $n_1 \times \sin(i) = n_2 \times \sin(r)$  où  $n_1$  et  $n_2$  sont les indices de réfraction des différents milieux, indices qui sont fortement liés à la densité des milieux

**Fig.(II.5) : Propagation des ondes sismiques dans des milieux à densité croissante vers la profondeur**



Ainsi, la progression de l'onde réfractée dans des milieux de densité croissante se fait, approximativement, sous la forme d'une courbe et il arrive un moment où, lorsque la trajectoire de l'onde est devenue presque parallèle à la ligne de changement de milieu

(C'est-à-dire, lorsque la trajectoire de l'onde, à la suite des diverses réfractions, est devenue presque horizontale), il y a réflexion totale : l'onde est intégralement réfléchi et repart vers la surface de la Terre.

C'est ainsi que les sismomètres ont été réfléchis totalement et ont traversé des milieux plus denses où leur vitesse était plus rapide qu'à la surface. De ce fait, il est possible de déterminer les densités des milieux ainsi que les discontinuités entre les milieux de différente nature.

Or, les sismomètres situés suffisamment loin du foyer d'un séisme enregistrent les ondes P si elles parviennent jusqu'à eux mais n'enregistrent jamais d'ondes S.

Nous pouvons en existe, suffisamment en profondeur pour ne pas affecter les ondes S à proximité du foyer, un milieu qui se comporte comme un liquide.

Dans une station proche de l'épicentre, on enregistre un seul type d'onde P1 directe. Dans une station éloignée, on enregistre une autre onde P2 qui est plus rapide, mais dont l'arrivée est tardive car son cheminement est plus long. Cette onde est interprétée comme une onde réfléchi.

Il existe donc une interface, ou discontinuité, qui sépare deux enveloppes

### 1-5-5) Les courbes temps/distance:

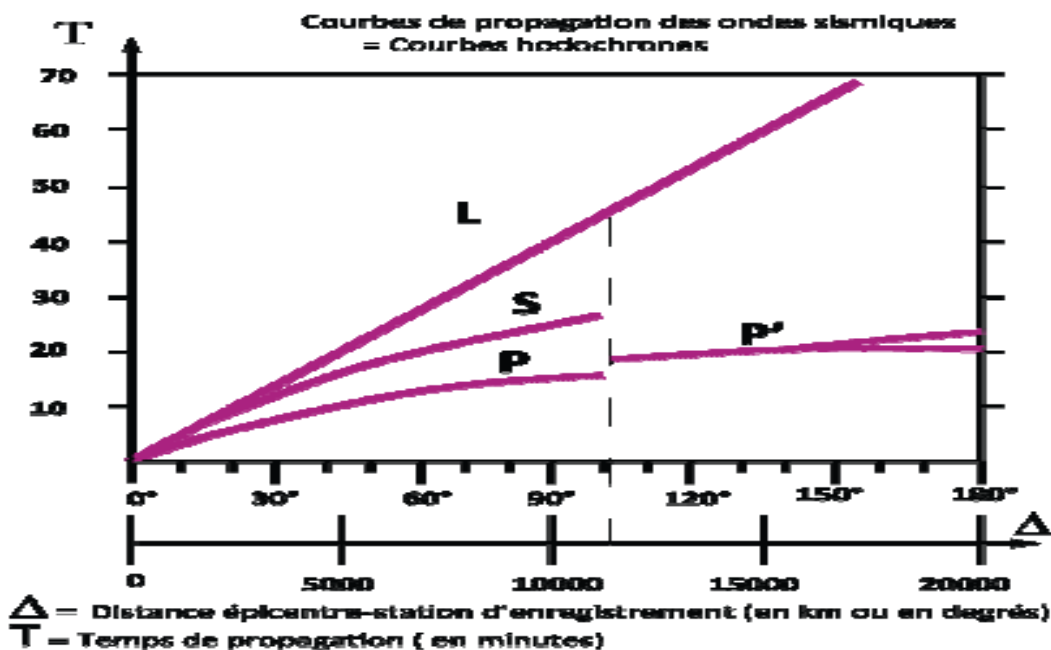
Ces courbes sont également appelées (fig.). Elles nécessitent un repère à deux axes rectangulaires.

Sur l'axe des ordonnées (axe "vertical"), on porte l'intervalle de temps à l'épicentre et leur arrivée aux différentes stations d'enregistrement.

\* le temps  $t$  mis par les ondes pour arriver à la station d'enregistrement ne dépend que de la distance  $D$ . En d'autres termes à chaque valeur de  $t$  (et une seule valeur de  $(t_s - t_p)$ ) et vice

\* pour les P et les S, la vitesse en particulier elle croît avec cette distance vers  $d=103^\circ$ . (Il s'agit de la vie que le trajet réel des P et des S est interne et que distance réellement parcourue par les P et les S).

\*La courbe des ondes de longue période est une droite et cela signifie que leur vitesse est constante (à l'échelle des distances considérées ici, autrement dit à l'échelle de la longueur de la circonférence terrestre).



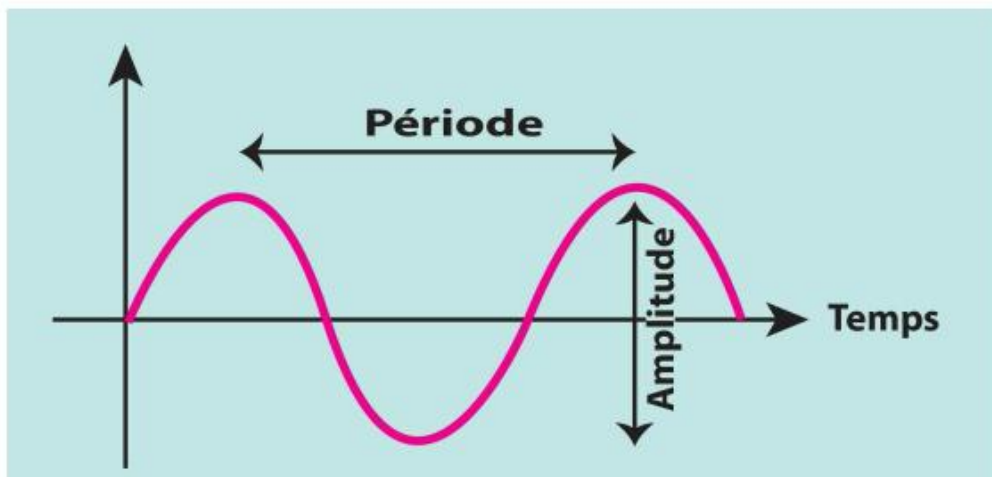
## II-1-6) Magnitude d'un séisme et échelle de Richter:

La magnitude est une mesure scientifique de l'énergie libérée par un séisme. Un séisme n'a qu'une magnitude mesurée sur l'échelle de Richter. La magnitude dépend de la violence de la secousse initiale ainsi que de la profondeur du foyer : les séismes superficiels sont les plus dangereux.

La magnitude d'un séisme est une valeur intrinsèque du séisme, indépendante du lieu d'observation. La magnitude n'est pas une échelle en degré, mais une fonction continue, qui peut être négative ou positive et, en principe, n'a pas de limites. En réalité, sa valeur minimale est liée à la sensibilité du sismographe. Sa valeur maximale est liée à la résistance des roches aux forces tectoniques et à la longueur maximum de la faille susceptible de se fracturer d'un seul coup.

Les dégâts observés en surface sont liés à l'énergie transportée par les ondes, ils diffèrent en fonction de l'amplitude, de la fréquence et de la durée des vibrations engendrées par les ondes qui caractérisent les phénomènes ondulatoires :

- \* La période est la durée d'un cycle d'oscillation ;
- \* La fréquence, le nombre de cycles par seconde ;
- \* L'amplitude est mesurée de « pic à pic » sur un sismogramme :



L'énergie produite par un séisme peut être calculée grâce à l'une de ces caractéristiques : l'amplitude. L'amplitude maximale d'un séisme est l'une des vibrations du sol entraînée par le mouvement ondulatoire des ondes. Cette amplitude maximale permet de mesurer la magnitude d'un séisme :

$$M = \log(A) + \text{corrections}$$

A : amplitude maximale mesurée sur un sismogramme (micromètres)

M : magnitude de Richter calculée d'après l'amplitude des ondes de surface,

Log : logarithme décimal, NB : la magnitude est désignée m lorsqu'elle est calculée d'après l'amplitude des ondes de volume La magnitude peut-être aussi reliée à l'énergie libérée par le séisme par la relation suivante :  $\log E \text{ joules} = 1,5M + 4,8$  Ces calculs donnent lieu à l'échelle de magnitude de Richter qui exprime la quantité d'énergie libérée par le séisme au foyer. Cette échelle possède un maximum de magnitude 10 (car les caractéristiques de la terre feraient qu'un séisme de plus de 10 sur l'échelle de Richter serait impossible et aujourd'hui, le plus fort séisme enregistré est de 9,5 de magnitude).

Cette échelle peut être associée à l'échelle d'intensité de Mercalli qui indique l'intensité du séisme en fonction des dégâts occasionnés et de la perception du séisme par la population.

## *Chapitre III Dynamique des structures:*

---

## Chapitre III Dynamique des structures:

### III-1-1) Introduction:

Le calcul dynamique des structures a connu ses premiers pas dans des domaines où les forces d'excitation sont bien connues et où les modèles de calcul peuvent être validés par l'expérimentation (machines tournantes par exemple). Depuis les années 70, l'apparition d'ouvrages spéciaux nécessitant des règles de sécurité particulièrement strictes (centrales nucléaires par exemple) et le développement remarquable de l'informatique, ont incité à une application du calcul dynamique dans le domaine sismique. Cette application a pendant longtemps souffert d'entraves et difficultés, dont:

- -Le faible nombre d'enregistrements pour les mouvements forts et le doute concernant leur représentativité pour des sites dont les conditions géologiques et sismiques diffèrent de celles du lieu d'enregistrement.
- L'allure quasi-aléatoire (très irrégulière) des mouvements sismiques.
- L'importance des effets non linéaires dans les structures soumises à de fortes excitations sismiques (plastification, effets cycliques avec boucles d'hystérésis, fissuration,...) qui complique les études de comportement de ces structures.

-La difficulté de respect des conditions de similitude dans les études expérimentales sur table vibrante. Certaines des difficultés et entraves sus-citées ont été surmontées:

- Grâce à l'emploi étendu des sismographes, on dispose aujourd'hui de plusieurs milliers d'enregistrements sismiques significatifs, en plus des accélérogrammes fictifs (ou artificiels) simulés sur ordinateur à partir d'accélérogrammes réels et correspondant aux caractéristiques du site considéré.
- Actuellement, des méthodes et codes de calcul sont disponibles pour l'analyse sismique de la plupart des structures à savoir celles pour lesquelles les effets non linéaires sont soit négligeables soit bien connus. Cependant, le comportement non linéaire des structures sujettes aux forts séismes reste un domaine actif de recherche, complexe et difficile à explorer, surtout en ce qui concerne:
  - les modèles de comportement non linéaire suggérés
  - -certains facteurs (ductilité, dissipation d'énergie,...) et leur effet sur les structures (Betbeder-Matibet, 1985).

### III-1-2) Notions élémentaires de Dynamique

#### III-1-2-1) Types d'analyse dynamique:

Le mode d'analyse d'un système dépend du chargement appliqué. D'une façon générale, si le chargement est donné c'est à dire si son évolution dans le temps est parfaitement connue, l'étude est dite "déterministe", sinon le chargement est aléatoire et l'étude "non déterministe". L'exemple de chargement aléatoire le plus commun en génie civil est celui des secousses sismiques

#### III-1-2-2) Discrétisation et nombre de degrés de liberté:

Les forces d'inertie induites dans la structure par des mouvements dynamiques, dépendent des masses et de leurs accélérations.

Le nombre de degrés de liberté d'un système peut être défini comme étant le nombre de composantes de déplacements à considérer pour ce système. Il en ressort qu'un système à un degré de liberté est un système pour lequel un déplacement unique est pris en compte. Le modèle dynamique élémentaire qui représente cette structure est appelé "oscillateur simple" (O.S.).

En réalité, la plupart des structures ne peuvent être représentées par des systèmes à un degré de liberté. Néanmoins, certains types de structures comme les châteaux d'eau surélevés ou les petits bâtiments à forme simple se comportent à peu près comme des oscillateurs simples.

### III-1-2-3) Modèle dynamique élémentaire (oscillateur simple):

Les caractéristiques physiques essentielles de toute structure élastique linéaire soumise à un chargement dynamique  $F(t)$  sont: sa masse, ses propriétés élastiques (rigidité ou bien souplesse) et son mécanisme de déperdition d'énergie (ou amortissement).

Pour le modèle simplifié à un seul degré de liberté (figure I-1), la masse  $M$  est localisée dans le bloc rigide, la résistance élastique au déplacement est représentée par le ressort sans masse, de rigidité  $K$  et le mécanisme de déperdition d'énergie, par l'amortissement  $C$ .

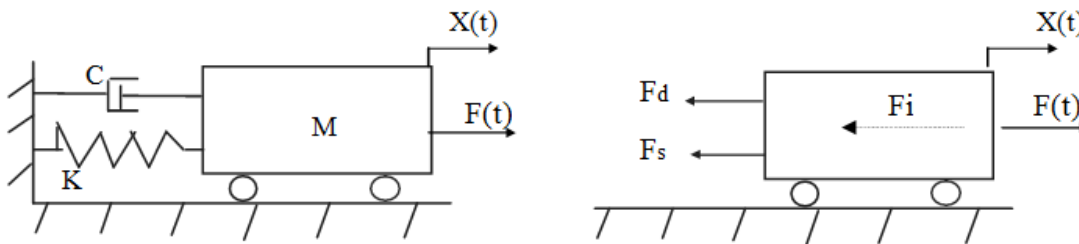


Fig. (III-1): Système dynamique élémentaire

Ce qui correspond pour un bâtiment à un seul étage, au schéma suivant:

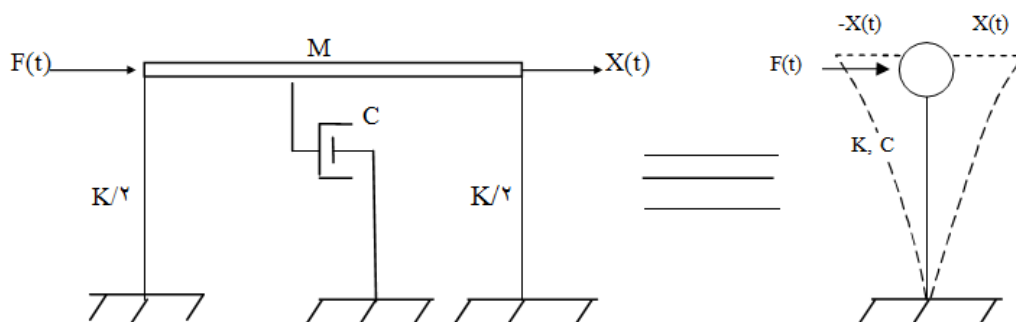


Fig. (III-2): Schéma idéalisé d'un bâtiment à un étage

### III-1-2-4) Formulation de l'équation du mouvement d'un oscillateur simple:

L'expression mathématique définissant le déplacement dynamique est appelée équation du mouvement.

La force agissant sur la masse  $M$  suivant la direction du déplacement  $X$ , sont

- La force d'inertie  $F_i = M \cdot \ddot{X}$ , la
- La force d'amortissement  $F_d = C \dot{X}$  (amortissement visqueux)

- la force de rappel  $F_s = K \cdot X$

le chargement Dynamique extérieur  $F(t)$ . L'équilibre de ces forces donne l'équation du mouvement comme suit:

$$M \cdot \ddot{X} + C \cdot \dot{X} + K \cdot X = F(t)$$

(III-1)

### III-1-2-5) Systèmes soumis à une excitation d'appui (séisme par exemple):

Considérons la figure (I-3) représentant un modèle simplifié de système excité par un séisme

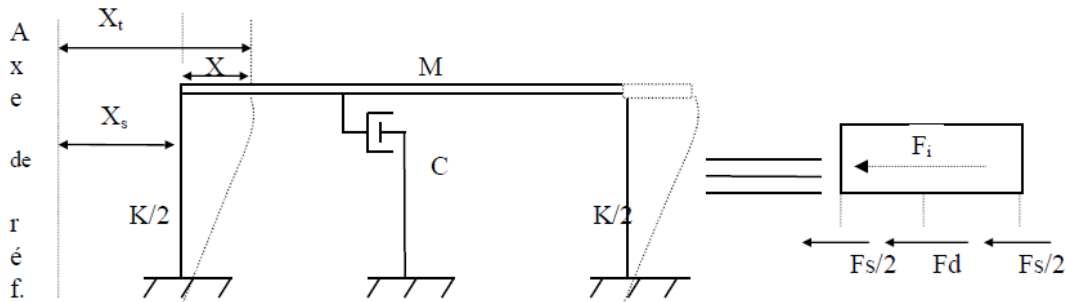


Fig. (III-3): Structure excitée par un séisme

En admettant par hypothèse, les suppositions suivantes:

1. La masse totale est concentrée au niveau du plancher infiniment rigide transversalement
  2. Les poteaux solidaires du plancher sont rigides verticalement et souples transversalement.
  3. La déformation de la structure est indépendante des forces axiales présentes dans les poteaux
- On voit que la masse possède un seul degré de liberté \$X\$ qui provient de la possibilité de déplacement par

flexion des poteaux, auquel s'opposent les forces de rappel et d'amortissement. L'équilibre des forces appliquées au système s'écrit: \$F\_i + F\_d + F\_s = 0\$ avec \$F\_i\$, \$F\_d\$ et \$F\_s\$ comme précédemment définis. Donc:

$$M \cdot \ddot{X}_t + C \cdot \dot{X} + K X = 0 \tag{III-2}$$

où: \$X\_t\$ est le déplacement total de la masse par rapport à l'axe de référence, \$X\$ le déplacement relatif de la masse (\$M\$) par rapport au pied de l'oscillateur et \$X\_s\$ le déplacement du sol par rapport à ce même axe.

Comme: \$X\_t = X\_s + X\$, alors l'équation précédente devient

$$M \cdot \ddot{X} + C \cdot \dot{X} + K \cdot X = -M \cdot \ddot{X}_s \tag{III-3}$$

En divisant par \$M\$ et en remarquant que :

$$K/M = \omega^2 \text{ et } C/M = 2 \cdot \xi \cdot \omega$$

On obtient :

$$\ddot{X} + 2 \cdot \omega \cdot \xi \cdot \dot{X} + \omega^2 \cdot X = -\ddot{X}_s(t) \tag{III-4}$$

Relation dans laquelle \$\omega\$ = pulsation propre du système non amorti et \$\xi\$ = coefficient d'amortissement

### III-1-3) Notions de Calcul Non Déterministe:

#### III-1-3-1) Introduction:

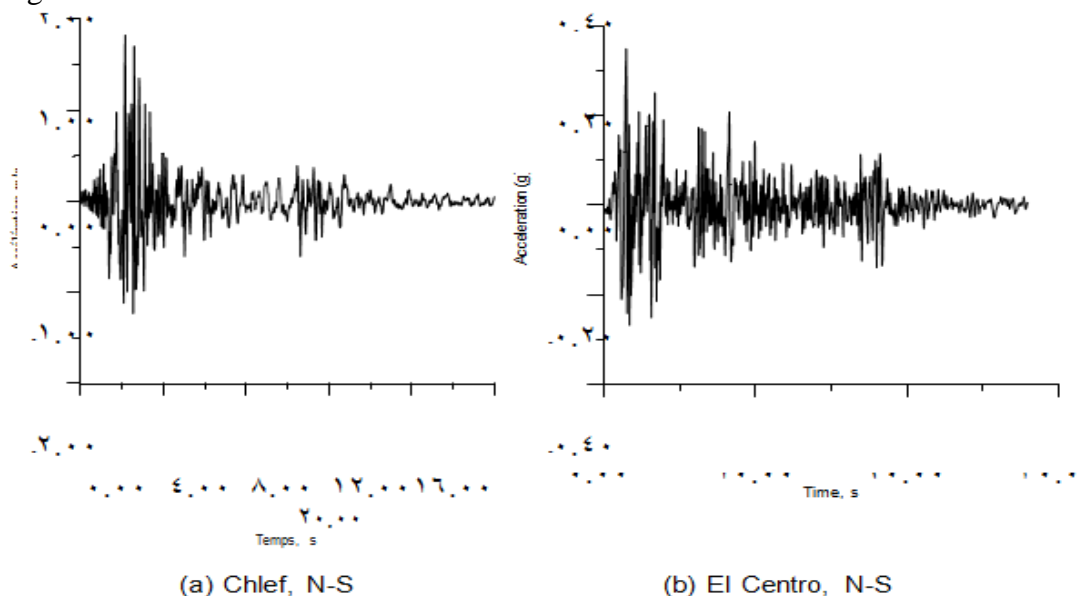
L'événement sismique étant aléatoire, l'analyse sismique devrait être menée de façon non déterministe. De plus, les méthodes généralement utilisées dans les calculs, bien que déterministes dans leur principe, comportent des éléments de nature probabiliste (combinaison des modes dans la méthode modale spectrale, prise en compte de plusieurs accélérogrammes dans les méthodes temporelles). Il est donc naturel, que des méthodes purement probabilistes aient été proposées. Il semble cependant, qu'à l'heure actuelle, ces méthodes aient du mal à pénétrer dans la pratique à cause de la philosophie des codes en vigueur qui reste déterministe, même dans ceux dits semi-probabilistes (B.A.E.L.) où les aspects probabilistes portent essentiellement sur la définition des coefficients de sécurité mais ne concernent pas le calcul proprement dit des réponses (Betbeder-Matibet, 1985) .

#### III-1-3-2) Nécessité des accélérogrammes "artificiels"

Le mouvement d'un point du sol est connu au moyen d'accélérogrammes, c'est à dire d'enregistrements de l'accélération en fonction du temps pour chacune des composantes (V, N-S et E-O) respectivement, (Verticale, Nord-Sud et Est-Ouest), soit  $\ddot{x}(t)$ .

La figure (I-4) représente la composante N-S de la réplique du 8-11-1980 au séisme de Chlef (10-10-80) et celle du séisme de "Imperial valley" (18-05-1940) enregistré au site d'El Centro en Californie.

Avant utilisation, les enregistrements bruts doivent subir certaines corrections de caractère technique (accélérogrammes dits "corrigés"). Les vitesses et déplacements s'en déduisent par intégration.



**Fig. (III-4): Accélérogrammes de Chlef (Algérie) et d'El Centro (Californie)**

La fonction  $\ddot{x}(t)$  est une fonction aléatoire du temps mais le processus qu'elle définit n'est pas stationnaire contrairement au vent qui est un processus stationnaire à l'échelle de la dizaine ou vingtaine de minutes.

Ceci signifie qu'on ne peut isoler, dans un enregistrement, aucun tronçon dans lequel la distribution de la variable aléatoire ait les mêmes propriétés que dans tout autre tronçon de même longueur et à fortiori dans l'enregistrement tout entier. Or, du point de vue des effets sur les ouvrages, l'enregistrement sismique doit être considéré dans son intégralité. En outre, les enregistrements d'un même séisme en deux sites distincts ou ceux de deux séismes différents sur le même site ne sont pas, non plus, interchangeables. Il en résulte que la détermination d'une action de calcul doit s'effectuer à partir d'une collection d'enregistrements suffisamment représentative des divers cas possibles (Despeyroux, 1985). Le manque d'enregistrements sismiques sur un site donné est souvent pallié par la simulation d'accélérogrammes artificiels.

Notons, d'ailleurs, que les Règles Parasismiques Algériennes (2003) ont bien vu cette nécessité puisqu'elles n'oublient pas de mentionner que: "Du fait qu'il est impossible de prédire exactement les mouvements sismiques attendus sur le site dans le futur, il pourrait être approprié d'utiliser des courbes artificielles".

### **III-1-3) Notions de "simulation numérique":**

#### **III-1-3-1) Introduction:**

Les accélérations peuvent être simulées à l'aide de modèles aléatoires dans le domaine des fréquences ou celui des temps. Le modèle Gaussien non stationnaire filtré à bruit blanc est un modèle stochastique communément utilisé pour reproduire les accélérations de sol. Il consiste d'abord à créer un bruit blanc gaussien stationnaire, à le multiplier ensuite par une fonction déterministe du temps afin de le convertir en une configuration non stationnaire appropriée et finalement, à le faire passer à travers un filtre du second ordre qui atténue les composantes de fréquence plus élevée et amplifie les composantes voisines de la fréquence prédominante du sol à laquelle on s'attend. La première étape consiste à engendrer une famille d'accélérogrammes contenant chacun un spectre complet de fréquences de même amplitude mais avec des angles de phase à distribution uniformément aléatoire et c'est le caractère aléatoire de ces angles qui rend les accélérogrammes différents les uns des autres. Enfin, les paramètres de fréquence (définissant la fréquence prédominante) et d'amortissement (commandant le taux d'atténuation et d'amplification des fréquences) du filtre sont choisis de façon à traduire convenablement les conditions locales (Brahimi, 1981) Différents modèles de processus sismiques dans les domaines de temps et de fréquences ont été proposés par Kozin (1977) et Shinozuka (1985). Le concept de base de la simulation artificielle d'accélérogrammes sismiques a été proposé par Housner (1964) et Jining et al (1968). Un nombre de publications a été fait sur les modèles ARMA (Deodatis et Shinozuka, 1987 et Shinozuka et Samaras, 1984, par exemple).

#### **III-1-3-2) Bref exposé de la méthode "ARMA":**

Un modèle ARMA (Auto Régressive Moving Average) ou (Auto Régressif à Moyenne Mobile), peut être représenté à un instant quelconque  $k$  comme suit :

$$Z_k - \varphi_1 \cdot Z_{k-1} \dots - \varphi_p \cdot Z_{k-p} = W_k - \theta_1 \cdot W_{k-1} \dots - \theta_q \cdot W_{k-q} \quad (\text{III-5})$$

$\varphi_i$  et  $\theta_j$  sont des paramètres constants,  $Z_k$  la séquence de données et  $W_k$  la variable aléatoire de Gauss.

Le membre de gauche de l'équation (I-5) est appelé partie auto régressive (AR) d'ordre  $p$  et le membre de droite partie moyenne mobile (MA) d'ordre  $q$ . L'ordre  $(p, q)$  du processus ARMA et les coefficients  $\varphi_i$  et  $\theta_j$  sont estimés sur la base de l'analyse du maximum probablement appliqué.

La courbe enveloppe contrôle l'amplitude et la durée du mouvement, tandis que le contenu des fréquences est contrôlé par les coefficients et l'ordre du modèle. Ces trois paramètres (amplitude, contenu fréquentiel et durée du mouvement) représentent les propriétés importantes du mouvement de sol pour prédire la réponse.

Dans la procédure de simulation, la fonction enveloppe utilisée peut être de la forme:  $S(t) = a.t^b - e^{-c.t}$  où les paramètres a, b et c sont estimés par l'analyse de régression non linéaire (Brahim, 1981)

### III-1-3-4) Réponse à un chargement aléatoire

Pour déterminer la réponse d'un système à un chargement aléatoire, nous devons examiner le contenu fréquentiel de la fonction d'excitation et ce qui nous intéresse le plus c'est la fonction de densité spectrale de l'excitation. Il n'y a pas longtemps, la procédure d'estimation du spectre des séries de temps discrètes, consistait à déterminer la fonction d'autocorrélation (équation I-6) et de lui appliquer la transformée de Fourier pour obtenir le spectre requis (équation I-7 ou équation I-8).

Aujourd'hui, il est plus commode et plus précis de déterminer les spectres directement à partir des séries de temps d'origine en utilisant la Transformée Rapide de Fourier (Fast Fourier Transform ou FFT).

Si le spectre de la fonction d'excitation et la réponse fréquentielle sont connus, il est assez simple de calculer la valeur de la moyenne quadratique de la réponse à l'aide de l'équation (I-9).

Connaissant cette valeur, on peut prédire la réponse en termes probabilistiques en utilisant une fonction standard de probabilité

(Loi de Gauss ou celle de Rayleigh).

$$R(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x(t).x(t + \tau).dt \quad \text{(III-6)}$$

(III-7)

$$S_x(\omega) = \frac{1}{2.\pi} \int_{-\infty}^{\infty} R_x(\tau).e^{-i.\omega.\tau}.d\tau \quad \text{(III-8)}$$

$$S_x(\omega) = \frac{1}{\pi} \int_0^{\infty} R_x(\tau).cos \omega.\tau.d\tau \quad \text{(III-9)}$$

$$\overline{y^2} = \frac{1}{k^2} \cdot \sum_{n=0}^{N-1} |H_n|^2 \cdot |C_n|^2$$

**Relations dans lesquelles :**

$R(t)$  est la fonction d'autocorrélation

$S_x(\omega)$  est la fonction de densité spectrale (transformée de Fourier de la fonction d'autocorrélation)

$\overline{y^2}$  est la valeur de la moyenne quadratique

$H_n$  est une quantité adimensionnelle donnée par :

$$H_n = \frac{1}{1 - r_n^2 + 2i r_n \zeta_n} \quad \text{(III-10)}$$

et les  $C_n$  sont les coefficients de la transformée de Fourier de la fonction discrète  $F(t_j)$ , donnés par:

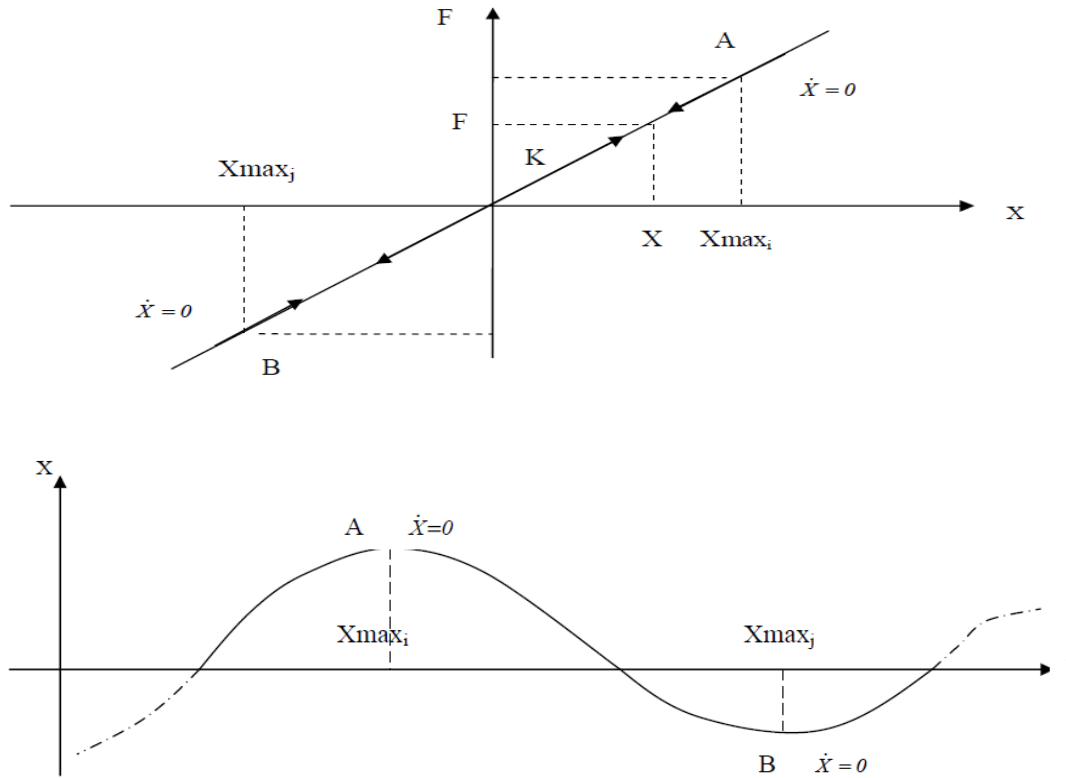
**N.B :**

Le calcul non déterministe de la réponse à un chargement aléatoire est assez complexe et nécessite une analyse plus détaillée qui ne fait pas l'objet de cette thèse. Un bon développement de cette théorie est fourni par Clough (1975) et Paz (1985).

### III-1-1) Systèmes Linéaires:

#### 1-1) Définition:

En élasticité linéaire, le comportement de l'oscillateur est simplement traduit par la relation:  $F = K \cdot X$  où  $F$  est l'effort tranchant,  $X$  le déplacement horizontal de la masse et  $K$  la rigidité de la structure.  $K$  étant une constante, le graphe de  $F$  en fonction de  $X$  est une droite (figure II-1).



**Fig. (1-1): Comportement linéaire de l'oscillateur**

Nous avons vu que pour un système amorti à un degré de liberté soumis à une excitation sismique du sol, l'équation du mouvement s'écrivait:

$$\ddot{X} + 2\xi\omega\dot{X} + \omega^2 X = -\ddot{X}_s(t), \quad (1-1)$$

La solution de cette équation est donnée par l'expression intégrale de Duhamel:

$$X(t) = -\frac{1}{\omega_d} \int_0^t \ddot{X}_s(\tau) \cdot e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cdot \sin[\omega_d(t-\tau)] \cdot d\tau$$

dans la quelle:  $\omega_d = \omega\sqrt{1-\xi^2}$  est la pulsation propre du système amorti. (1-2)

Vu qu'en pratique  $\xi < 10\%$ , alors  $\omega_d = \omega$ ; d'où: (1-3)

$$X(t) = -\frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{X}_s(\tau) \cdot e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cdot \sin[\omega(t-\tau)] \cdot d\tau$$

Cependant, le caractère complexe de l'accélérogramme ne permet pas d'effectuer une intégration analytique de l'expression de Duhamel. C'est pourquoi, il est recommandé d'utiliser un procédé numérique. La relation trigonométrique

$\sin[\omega_d(t-\tau)] = \sin\omega_d t \cdot \cos\omega_d \tau - \cos\omega_d t \cdot \sin\omega_d \tau$  permet de transformer l'intégrale de Duhamel sous la forme:  $X(t) = A(t) \cdot \sin \omega_d t - B(t) \cdot \cos \omega_d t$ , dans laquelle:

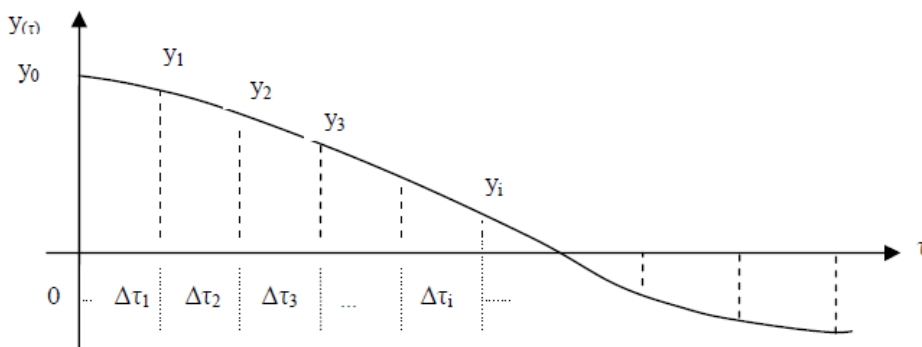
$$A(t) = -\frac{1}{\omega_d} \int_0^t \ddot{X}_s(\tau) \cdot e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cdot \cos \omega_d \tau \cdot d\tau \quad \text{et} \quad B(t) = -\frac{1}{\omega_d} \int_0^t \ddot{X}_s(\tau) \cdot e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cdot \sin \omega_d \tau \cdot d\tau \quad (1-4)$$

Le problème est ainsi ramené au calcul numérique des deux intégrales A(t) et B(t).

Considérons par exemple, la première expression qui peut être écrite:

$$A(t) = -\frac{1}{\omega_d} \int_0^t y(\tau) \cdot d\tau, \quad \text{où:} \quad y(\tau) = \ddot{X}_s(\tau) \cdot e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cdot \cos \omega_d \tau \cdot d\tau.$$

La fonction y(τ) peut être décrite graphiquement comme suit : (1-5)



**Fig (1-2): "Pas d'intégration"**

$y_0, y_1 \dots y_i$  sont les ordonnées de la fonction  $y(\tau)$  pour les valeurs de  $\tau = 0, \tau_1, \dots, \tau_i$  avec  $\tau_i - \tau_{i-1} = \Delta\tau_i$

Pour simplifier, prenons l'incrément de temps constant:  $\Delta\tau_i = \Delta\tau, \forall i$ . La valeur de l'intégrale peut alors être obtenue de manière approchée par un processus de sommation connue (simple sommation, méthode des trapèzes, ou méthode de Simpson). Mathématiquement, ce processus s'écrit:

$$A(t) = -\frac{1}{\omega_d} \int_0^t y(\tau) \cdot d\tau = -\frac{1}{\omega_d} \cdot \frac{\Delta\tau}{\zeta} \cdot \sum_{\zeta}^A(t) \quad (1-6)$$

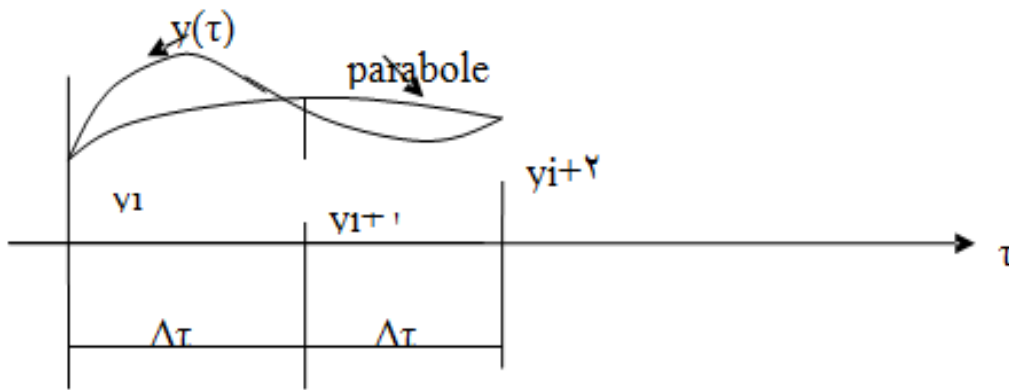
Où :

$$\frac{1}{\zeta} \cdot \sum_{\zeta}^A (t)$$

représente le processus de sommation numérique. Dans le cas de la méthode de Simpson qui est la plus utilisée pour sa précision relative, en dépit de sa complexité, (N doit être un nombre pair), alors l'intégrale précédente peut s'écrire:

$$A(t) = -\frac{1}{\omega_d} \frac{\Delta\tau}{3} (y_0 + 4y_1 + 2y_2 + 4y_3 + \dots + 2y_{n-2} + 4y_{n-1} + y_n)$$

Cette expression avec celle analogue obtenue pour l'intégrale B(t) conduisent, moyennant un incrément de temps assez court  $\Delta\tau \leq T/10$ , à de bons résultats concernant le déplacement X au temps précis t. Cependant, ce qui nous intéresse c'est la réponse sismique complète de la structure en fonction du temps, c'est à dire aux instants:  $t = 0, 2.\Delta t, 4.\Delta t, \dots, N.\Delta t$  car la méthode de Simpson est basée sur une approximation parabolique de la courbe  $y(\tau)$  pour un intervalle de temps de longueur  $2.\Delta t$  (interprétation sur trois points successifs:  $y_i, y_{i+1}, y_{i+2}$ ),



**Fig (1-3): Interpolation sur 3 points de la méthode de Simpson**

Pour obtenir l'histoire complète de la réponse, il est plus commode d'exprimer les sommations sous la forme incrémentale:

$$A(t) = -\frac{\Delta\tau}{3\omega_d} \cdot \sum_3^A (t) \quad (1-7)$$

avec maintenant:

$$\sum_3^A (t) = \sum_3^A (t-2\Delta\tau) + y(t-2\Delta\tau) + 4y(t-\Delta\tau) + y(t), \text{ où: } \sum_3^A (t-2\Delta\tau)$$

représente la valeur de la somme effectuée à la fin de l'incrément précédent, c'est à dire au temps  $(t-2\Delta\tau)$

En remplaçant  $y(\tau)$  par sa valeur, l'équation incrémentale prend la forme finale:

$$\sum^A(t) = \left[ \sum^A(t-2\Delta\tau) + \ddot{X}_s(t-2\Delta\tau) \cdot \cos \omega_d(t-2\Delta\tau) + y(t) \right] \cdot e^{-\xi\omega \cdot 2\Delta\tau} + 4\ddot{X}_s(t-\Delta\tau) \cdot \cos \omega_d(t-\Delta\tau) \cdot e^{-\xi\omega\Delta\tau} + \ddot{X}_s(t) \cdot \cos \omega_d t$$

De même pour l'intégrale B(t): (1-8)

$$\sum^B(t) = \left[ \sum^B(t-2\Delta\tau) + \ddot{X}_s(t-2\Delta\tau) \cdot \sin \omega_d(t-2\Delta\tau) + y(t) \right] \cdot e^{-\xi\omega \cdot 2\Delta\tau} + 4\ddot{X}_s(t-\Delta\tau) \cdot \sin \omega_d(t-\Delta\tau) \cdot e^{-\xi\omega\Delta\tau} + \ddot{X}_s(t) \cdot \sin \omega_d t$$

Enfinement, la

réponse complète, en fonction du temps est : (1-9)

$$X(t) = -\frac{\Delta\tau}{3\omega_d} \cdot \left[ \sum^A(t) \cdot \sin \omega_d t - \sum^B(t) \cdot \cos \omega_d t \right] \quad (1-10)$$

Connaissant les conditions initiales à  $t = 0$ , la réponse de la structure peut être évaluée à  $t=2\Delta\tau, 4\Delta\tau, \dots, N\Delta\tau$

## 1-2) Spectres de réponse linéaire:

### 1- 2-1) Préambule:

L'information la plus complète dont on peut disposer lors d'un tremblement de terre est l'accélérogramme du séisme qui donne les variations de l'accélération du sol en fonction du temps. En génie civil, lorsqu'on envisage d'analyser de manière approfondie l'effet d'un séisme sur divers types de structures, il est nécessaire de connaître la courbe exacte de l'accélérogramme du séisme; en effet, des séismes ayant libéré la même quantité d'énergie, mais avec des accélérogrammes de configurations non identiques, peuvent avoir des effets très différents sur les structures. En particulier, la fréquence la plus représentative de l'accélérogramme peut être un paramètre de configuration important. On conçoit, par exemple, qu'un séisme d'intensité moyenne puisse entraîner des dommages importants sur une structure ayant une fréquence propre de vibration proche de la fréquence de vibration du système (phénomène de résonance).

Par contre, un séisme plus intense mais de fréquence de vibration éloignée de celle de la structure, peut n'avoir que des effets destructifs limités (Edjtemai, 1981).

Cela explique donc le besoin de définir, en génie civil, des modèles mathématiques qui interprètent les séismes sous l'angle à la fois de l'action sismique (accélérogramme) et de la réaction de la structure à cette action. On peut répondre à cette double exigence en utilisant la notion de spectre. Deux types de spectres sont envisageables: les "spectres de Fourier" et les "spectres de réponse" qui se réfèrent respectivement à l'énergie totale et à l'énergie maximale absorbées par des oscillateurs simples, soumis à un séisme donné.

### 1-2-2) Spectre de Fourier:

Ce spectre n'étant pas utilisé dans notre thèse, nous n'en donnons ici qu'une définition simple avec quelques remarques:

L'analyse par "spectre de Fourier", est une méthode classique permettant de mettre en évidence le rôle de la fréquence dans les accélérogrammes sismiques. Ce spectre est obtenu en représentant graphiquement le "module énergétique" en fonction de  $\omega$  (ou T ou f).

Le module énergétique n'est autre que la racine carrée du double de l'énergie emmagasinée par unité de masse au temps:

(1-11)

$$\sqrt{\frac{2E(t_s, \omega)}{m}} = \left[ \left( \int_0^{t_s} \ddot{X}_s(\tau) \cdot \sin \omega \tau \cdot d\tau \right)^2 + \left( \int_0^{t_s} \ddot{X}_s(\tau) \cdot \cos \omega \tau \cdot d\tau \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

Cette relation

est obtenue en exprimant l'énergie totale emmagasinée à un instant quelconque dans un oscillateur simple, en fonction de l'intégrale de Duhamel. En effet, en négligeant tout amortissement, la solution du mouvement de l'oscillateur est donnée par l'intégrale bien connue de Duhamel:

(1.10)

$$X(t, \omega) = \frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{X}_s(\tau) \cdot \sin[\omega(t - \tau)] \cdot d\tau$$

L'énergie totale emmagasinée à un instant quelconque dans l'oscillateur vaut:

$$E = E_c + E_d = \frac{1}{2} M \cdot \dot{X}^2 + \frac{1}{2} K \cdot X^2$$

avec:  $E_c$  = Energie cinétique

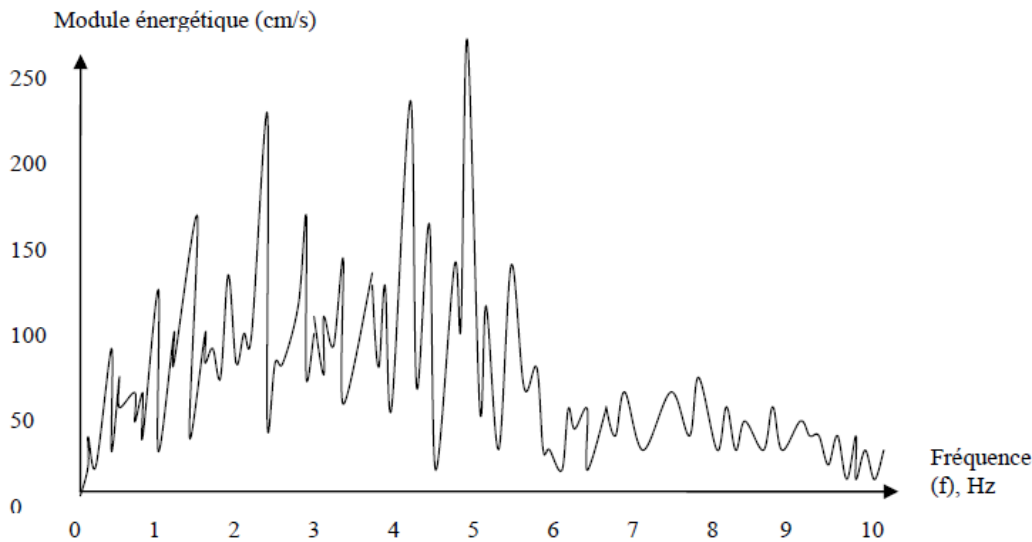
(1-13)

$E_d$  = Energie de déformation élastique

En substituant l'expression (1-12) et sa dérivée dans l'équation (1-13) et en supposant que l'excitation s'étend de  $t = 0$  à  $t = t_s$ , on retrouve l'expression du "module énergétique" précédemment défini.

Si  $\ddot{X}$  représente l'accélération du sol sous l'effet du tremblement de terre, le spectre de Fourier constitue un moyen de caractériser le séisme. On définit ainsi le séisme, non pas par son déplacement, sa vitesse ou son accélération, mais par l'absorption d'énergie sur un oscillateur simple.

On ne caractérise pas les mouvements du sol lui-même, mais plutôt la réponse énergétique d'une structure ou, plus exactement, d'un type de structure en fonction de sa fréquence propre qui dépend directement de sa rigidité



**Fig (1-4): Spectre d'amplitude de Fourier (El Centro, N-S, 1940)**

Les sommets du spectre représentent les fréquences pour les quelles une quantité relativement granded'énergie doit être absorbée par la structure.

Un défaut de la représentation de Fourier est que le module énergétique est calculé à la fin de l'excitation, c'est à dire à la fin de l'enregistrement du séisme, au temps  $t = t_s$ . Le spectre de Fourier traduit ainsi un état énergétique  $E(t_s, \omega)$  à la fin de l'excitation. Or, la valeur maximale de l'énergie emmagasinée apparaîtra probablement à un temps  $t < t_s$ . Du point de vue de l'ingénieur, l'énergie maximale a plus d'importance que l'énergie finale, parcequ'elle correspond à des valeurs maximales de certains déplacements et par

conséquent à des valeurs maximales de certains efforts internes de la structure. Aussi, est-il préférabled'utiliser un autre type de représentation, plus significatif du point de vue résistance d'une structure: le "spectre de réponse" (Edjtemai, 1981).

### 1-2-3) Spectre de réponse:

Par définition, le "spectre de réponse" est une interprétation graphique de la réponse maximale (endéplacements, vitesses ou accélérations) d'un oscillateur simple lorsqu'il est soumis à un séisme donné, enfonction de la pulsation  $\omega$  ou de la période  $T$ , ou de la fréquence propre de l'oscillateur (Edjtemai, 1981). Nous avons vu que l'équation dynamique d'un oscillateur simple amorti soumis à un déplacement  $X_s$

dsol était de la forme:  
(I-4) ou (II-1)

$$\ddot{X} + 2\xi\omega\dot{X} + \omega^2 X = -\ddot{X}_s(t)$$

et que la solution de cette équation, pour un système élastique, était donnée par l'intégrale de Duhamel:

(1-3)

$$X(t) = -\frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{X}_s(\tau) \cdot e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cdot \sin[\omega(t-\tau)] \cdot d\tau$$

Cette relation nous donne la valeur maximale du déplacement relatif  $X(t)$ :

$$|X_{max}| = \frac{1}{\omega} S_v(\xi, \omega) \quad (1-14)$$

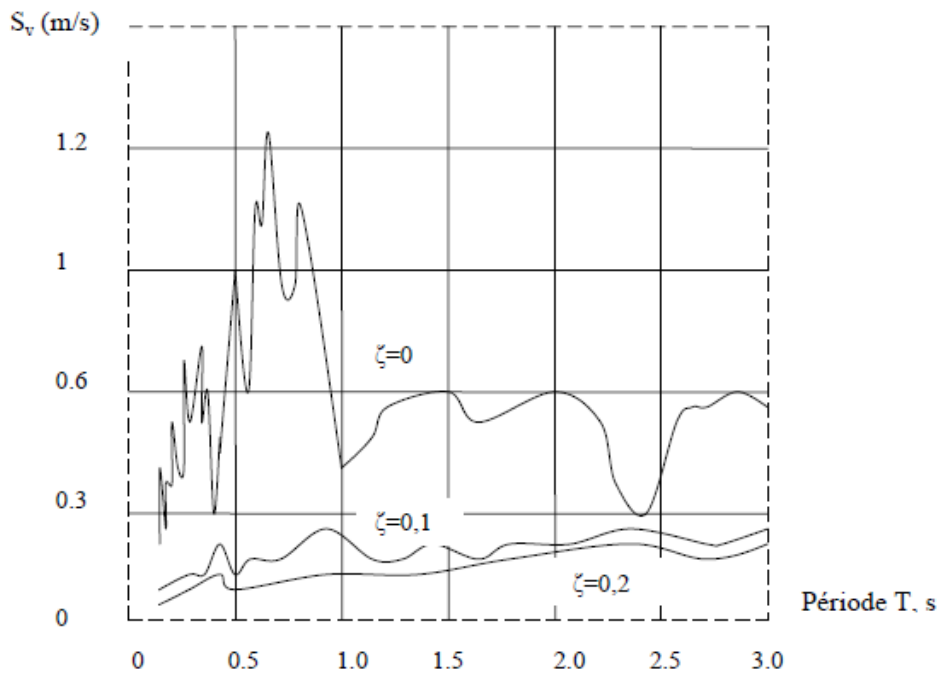
en posant:

$$S_v(\xi, \omega) = \left| \max_t \frac{1}{\omega_d} \left[ \int_0^t \ddot{X}_s(\tau) \cdot e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cdot \sin[\omega_d(t-\tau)] \cdot d\tau \right] \right| \quad (1-15)$$

On désigne  $S_v$  par le terme: "vitesse spectrale" ou "pseudo-vitesse" (De dimension  $LT^{-1}$ );

On constate que  $S_v$  est fonction de  $\omega$ , de  $\zeta$  et de  $\ddot{X}_s(t)$ .

Pour un accélérogramme donné et pour différentes valeurs de  $\zeta$ , on peut représenter les courbes de variation de  $S_v$  en fonction de  $\omega$ , de  $T$  ou de  $f$ , qui sont des spectres de réponse (en pseudo-vitesse) pour un séisme donné ( ).



**Fig (1-5): Spectre de "pseudo-vitesse" (Taft, N21E, 1952)**

Pour chaque valeur de  $\omega$ , on peut calculer la valeur maximale du déplacement  $X$  qu'on notera  $S_d$ , puisque:

$$S_v(\zeta, \omega) = \omega \cdot S_d(\zeta, \omega) \quad (1-16)$$

$S_d$  est appelé le "déplacement spectral" (de dimension L),  $S_d = \max |X_i|$

On peut également définir une "accélération spectrale" ou "pseudo-accélération"

(De dimension  $LT^{-2}$ ) qui sera notée:  $S_a(\zeta, \omega)$  et qui est liée, par définition, à  $S_v$  ou à  $S_d$  par les relations:

$$S_a(\zeta, \omega) = \omega \cdot S_v(\zeta, \omega) = \omega^2 \cdot S_d(\zeta, \omega)$$

(1-17)

#### 1-2-4) Interprétation des valeurs spectrales:

Il faut noter que, parmi les trois paramètres  $S_d$ ,  $S_v$  et  $S_a$ , seul  $S_d$  est égal au déplacement maximal réel de l'oscillateur (directement en rapport avec l'effort tranchant maximal appliqué à celui-ci), tandis que  $S_v$  et  $S_a$  ne sont pas rigoureusement égaux respectivement à la vitesse et l'accélération maximales de l'oscillateur. C'est pourquoi, on les désigne comme "pseudo-vitesse" et "pseudo-accélération".

#### 2-4-1) Interprétation de $S_a$ :

Dans l'équation:

$$\ddot{X}_i(t) + 2\xi\omega\dot{X}_i(t) + \omega^2 X_i(t) = 0, \quad |\ddot{X}_i(t)|$$

représente l'accélération absolue de l'oscillateur. Au moment  $t$  où le déplacement a sa valeur maximale, nous avons:

$$|X(t_E)| = |X_{max}| = S_d \quad \text{et} \quad \dot{X}(t_E) = 0$$

donc:

$$\ddot{X}(t_E) = -\omega^2 X(t_E)$$

ou:

$$|\ddot{X}(t_E)| = \omega^2 S_d$$

(1-17) et (1-19)

La comparaison des relations (1-17) et (1-19) conduit à :

$$S_a = |\ddot{X}(t_E)|$$

(2-20)

Cela veut dire que l'accélération spectrale  $S_a$  est égale à l'accélération absolue liée au déplacement maximal de l'oscillateur, et non pas à l'accélération maximale du système. Néanmoins, on peut estimer que souvent il n'y a pas de grande différence entre  $S_a$  et la valeur maximale de l'accélération. Ainsi, dans un système non-amorti, le deuxième terme de l'équation dynamique n'intervenant pas, on a:

$$\ddot{x}(t) = -\omega^2 X(t)$$

.Les deux valeurs absolues maximales du déplacement et de l'accélération se produisent au même temps  $t_E$ ; par conséquent :

$$\xi = 0. \quad \rightarrow \quad |\ddot{X}_i \max| = \omega^2 |X \max| = \omega^2 S_d = S_a$$

(1-21)

Autrement dit, dans les systèmes non-amortis, l'accélération absolue maximale et l'accélération absolue liée au déplacement maximal sont égales. Dans les structures amorties, la relation (II-21) n'est plus valable en toute rigueur à cause du terme d'amortissement; mais, dans la plupart des cas, la différence est négligeable

$$\xi = 0 \rightarrow S_a = |\ddot{X}_t \max|$$

$$\xi \neq 0 \rightarrow S_a \approx |\ddot{X}_t \max|$$

(1-22) et (1-23)

### 2-4-2) Interprétation de Sv:

La signification de la pseudo-vitesse Sv peut être donnée de deux manières différentes:

- soit comme étant la vitesse fictive maximale que donnerait l'énergie cinétique équivalente à l'énergie de

Déformation maximale. En effet, l'énergie totale emmagasinée dans l'oscillateur simple à un instant t étant

$$E = E_c + E_d = \frac{1}{2} \cdot M \cdot [\dot{X}(t)]^2 + \frac{1}{2} \cdot K \cdot [X(t)]^2$$

(1-24)

Le déplacement maximal de l'oscillateur au temps t correspond à une valeur nulle de l'énergie cinétique (car  $\dot{X}(t_E) = 0$ ), et par conséquent à une valeur maximale de l'énergie de déformation élastique:

$$E_d \max = \frac{1}{2} \cdot K \cdot S_d^2$$

Si cette énergie était transformée intégralement en énergie cinétique, c'est à dire:

$$E_d \max = \frac{1}{2} \cdot K \cdot S_d^2 = \frac{1}{2} M \cdot [\dot{X} \max]^2$$

elle conduirait à une vitesse fictive maximale:

$$[\dot{X} \max]_e = \sqrt{\frac{K}{M}} \cdot S_d = \omega \cdot S_d$$

donc égale à Sv.

- Soit comme étant un moyen de mesure directe, de l'énergie par unité de masse:

$$\frac{E_d \max}{M} = \frac{1}{2} \cdot \frac{K}{M} \cdot S_d^2 = \frac{1}{2} \cdot \omega^2 \cdot S_d^2 = \frac{1}{2} \cdot S_v^2$$

Comme les méthodes d'énergie présentent un intérêt dans le calcul dynamique des structures, Sv apparaît

Comme un paramètre utile. D'autre part, il est prouvé que pour les structures de moyennes ou de hautes

Fréquences, Sv ne diffère pas beaucoup de la valeur maximale de la vitesse relative qui est donnée par la

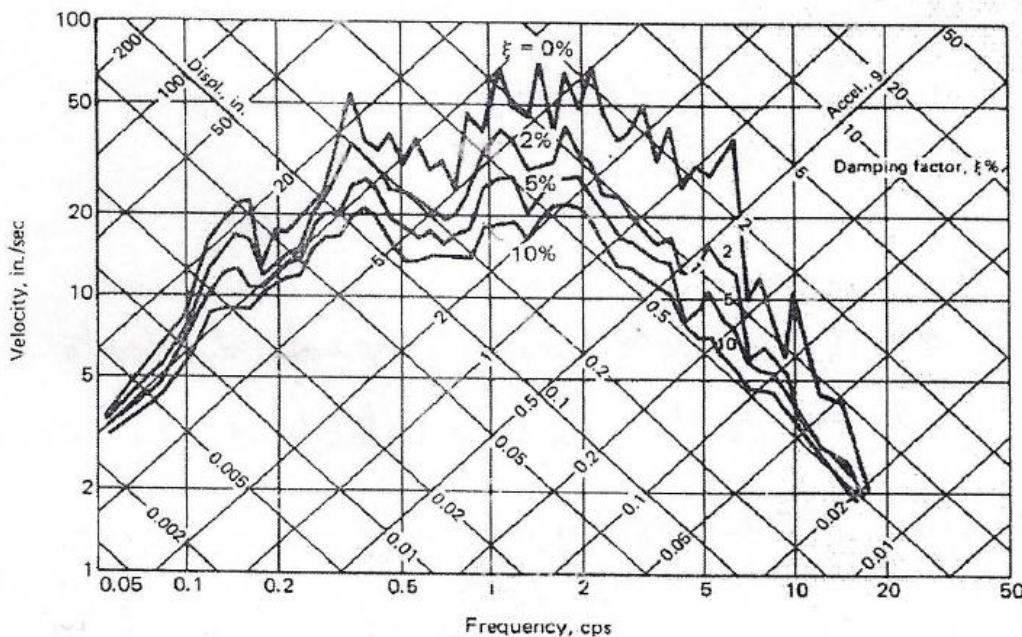
Dérivée de l'intégrale de Duhamel (Edjtemai)

### 1-2-5) Présentation du spectre de réponse:

Il découle immédiatement des relations:  $S_v(\zeta, \omega) = \omega \cdot S_d(\zeta, \omega)$  et  $S_a(\zeta, \omega) = \omega \cdot S_v(\zeta, \omega)$  que chacun des trois paramètres  $S_d$ ,  $S_v$  et  $S_a$  permet de déterminer le déplacement maximal de la structure.

Puisque la valeur de  $S_v$  est toujours comprise entre celles de  $S_d$  et  $S_a$  (ces dernières étant obtenues par division et multiplication de  $S_v$  par  $\omega$ ), on constate que, sur une échelle de  $\omega$ , les valeurs  $S_d$  et  $S_a$  tendent rapidement, l'une ou l'autre, vers zéro quand  $\omega$  devient grande ou petite. Par conséquent, une représentation graphique détaillée de  $S_a$  et de  $S_d$  ne serait pas très claire pour ces cas limites. Par contre,  $S_v$  Donne approximativement une courbe d'allure horizontale - quels que soient les enregistrements- qui est Donc plus aisée à représenter. C'est pourquoi, on a toujours tendance à tracer le spectre de réponse en "pseudo-vitesses". Cependant, les relations simples qui existent entre les trois valeurs spectrales, permettent de les faire figurer sur un seul spectre de réponse dessiné sur un repère comportant quatre axes avec des échelles logarithmiques: l'axe des abscisses représentant le log de  $\omega$  (ou T ou f), l'axe des ordonnées celui de  $S_v$ , tandis que  $\log S_a$  et  $\log S_d$  sont déterminés sur des axes à 45° par rapport aux premiers.

Cette représentation, qui est souvent dite "diagramme tripartite" (figure II-6), repose sur les relations suivantes :  $\log S_d = \log S_v - \log \omega$  et  $\log S_a = \log S_v + \log \omega$



**Fig (1-6): Diagramme tripartite (El -Centro, NS)**

### 1-2-6) Caractéristiques du spectre de réponse:

#### 2-6-1) Coefficient sismique:

Du point de vue calcul sismique de structures, l'intérêt le plus important du spectre de réponse est de pouvoir donner simplement (sans intégration dans le temps de l'équation dynamique) le déplacement maximal et la force maximale développée dans une structure à l'aide des valeurs spectrales  $S_d$ ,  $S_v$  et  $S_a$ .

Pour une structure à un seul degré de liberté, cette force élastique maximale, produite par le déplacement max  $S_d$ , est égale à:

$$F_{\max} = |K \cdot X_{\max}| = K \cdot S_d = \omega^2 M \cdot S_d = \omega \cdot M \cdot S_v = M \cdot S_a$$

Sa représente l'accélération de la masse M sous l'action de Fmax.

Dans les règlements, la force maximale Fmax est souvent calculée en introduisant la notion de "coefficient sismique" ou "coefficient de force latérale"  $\alpha_s$ :

$$F_{\max} = \alpha_s \cdot W$$

Où W est le poids propre de la masse M.

Compte tenu des relations (II-29) et (II-30), et en faisant intervenir l'accélération de gravité  $g = W/M$

$$F_{\max} = \alpha_s W = M \cdot S_a, \text{ donc: } \alpha_s = S_a/g \text{ (II-31)}$$

C'est pourquoi, dans les abaques logarithmiques du spectre de réponse, on porte souvent la valeur de  $\alpha_s = S_a/g$  sur l'axe des accélérations spectrales; ceci permet d'évaluer directement le coefficient sismique correspondant à un séisme particulier.

### **2-6-2) Effet de l'amortissement:**

Un autre avantage du spectre de réponse est de traduire directement l'effet compliqué d'amortissement qui tend à limiter la réponse dynamique des structures soumises aux séismes.

Etant donné que les trois paramètres spectraux sont des fonctions de  $\zeta$ ; à chaque valeur de  $\zeta$ , il correspond un spectre de réponse précis pour un séisme donné. L'effet de l'amortissement -même faible- qui existe dans toutes les structures, se traduit par l'élimination des pics irréguliers que l'on rencontre dans le spectre de réponse des systèmes non-amortis et qui font penser à un comportement moins favorable pour certaines fréquences de la structure. En fait il n'en est rien puisque des études statistiques de spectres de réponse amortis pour un grand nombre de séismes possibles ont abouti à la conclusion qu'il n'y a pas de fréquence dominante sur une large bande de fréquences, l'énergie emmagasinée dans l'oscillateur amorti restant pratiquement constante sur cette bande. En réalité, les pics inhérents au séisme donné correspondent à des résonances locales peu significatives et changeantes de position d'un séisme à l'autre. C'est pour cette raison que dans certains règlements, on ne présente les spectres de réponse que sous une forme simple, après avoir lissé plusieurs spectres possibles (Éditerai, 1981).

### **2-6-3) Asymptotes du spectre de réponse:**

L'allure générale du spectre de réponse montre qu'il y a toujours deux asymptotes pour les grandes et les petites valeurs de  $\omega$ ; autrement dit, le spectre de réponse tend vers une accélération spectrale  $S_a$  constante quand la pulsation propre  $\omega$  augmente et il tend vers un déplacement spectral  $S_d$  constant quand  $\omega$  diminue. Ces deux caractéristiques limites des spectres de réponse ne dépendent ni de la forme du séisme donné, ni de l'amortissement de la structure et restent valables dans toutes les circonstances.

### **1-2-7) Spectre élastique de calcul normalisé:**

Les séismes sont des mouvements de sol essentiellement aléatoires. Comme il n'existe pas de méthode exacte valable pour prédire le mouvement particulier sur un site donné, il paraît raisonnable d'utiliser un spectre de réponse de calcul ayant une portée statistique résultant du lissage de plusieurs spectres correspondant à divers séismes d'une ou de plusieurs régions données (figure II-7b).

Ce spectre, tel qu'il est proposé par les codes parasismiques, est de configuration simple (composé de segments rectilignes).

Ceci est dû au fait que les maxima locaux des spectres de réponse n'ont pas de signification déterminante (cf. § II-3-6-2). Les détails de construction du spectre de base pour les calculs, sont donnés par New mark et Hall (1973), dans "Procédures and citerai for earthquake résistant design".

Les auteurs sus-cités ont montré que le spectre de réponse lissé d'un mouvement de sol idéalisé, pouvait être obtenu en amplifiant le mouvement du sol par des facteurs dépendant de l'amortissement du système (tableau II-1).

Si le nombre de spectres est suffisant, on calcule pour chaque période T une ordonnée moyenne; ce qui donne, après lissage, le spectre moyen ou spectre caractéristique ou standard au sens de la théorie probabiliste qui est basée sur la considération d'états limites dont les probabilités d'occurrence doivent être maintenues au cours d'une certaine durée de référence (généralement 50 ans ou la durée de vie si elle dépasse 50 ans).

Pour les calculs, on retient la valeur correspondant à la moyenne plus un écart-type, ce qui donne, dans le cas d'une distribution gaussienne, une probabilité de non dépassement d'environ 84 %.

Les lignes représentant les maxima des accélérations, des vitesses et des déplacements sont dessinées sur un diagramme logarithmique tripartite (cf. § II-3-5). Le spectre est "normalisé" à une accélération de 1.0 g, une vitesse de 48 in/s (121.92 cm/s) et un déplacement de 36 in (91.44 cm), valeurs correspondant à des mouvements qui sont plus intenses que ceux généralement prévus dans les calculs sismiques.

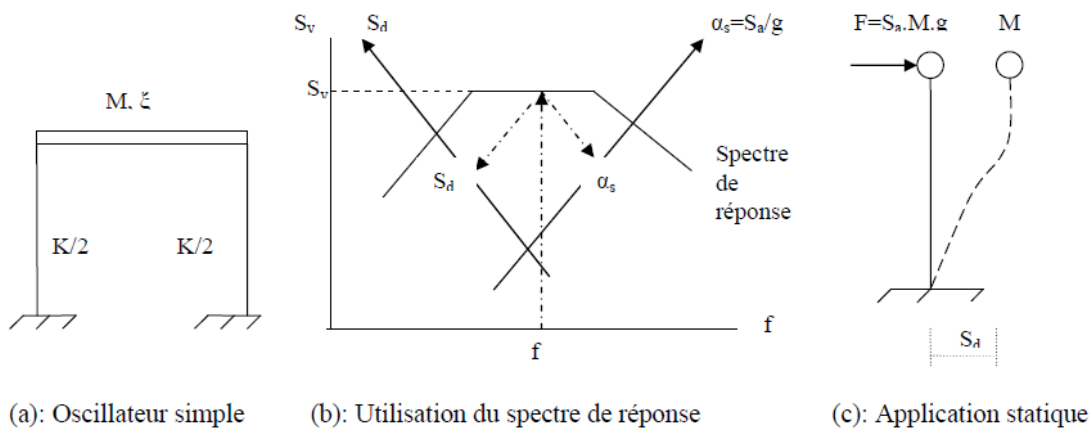
Les valeurs lues sur le spectre de base normalisé sont corrigées pour l'accélération de sol maximale correspondante (par exemple: 0.32 g pour le séisme d'El Centro) en les multipliant par cette dernière.

Pourcentage d'amortissement	Facteur d'amplification					
	Déplacement		Vitesse		Accélération	
	in	cm	in/s	cm/s	in/s <sup>2</sup>	cm/s <sup>2</sup>
0	2.5	6.35	4.0	10.16	6.4	16.26
5	1.4	3.56	1.9	4.83	2.6	6.60
10	1.1	2.79	1.3	3.30	1.5	3.81

**Tableau (III.1) Quelques valeurs du facteur d'amplification recommandées par New mark et Hall**

### 1-2-8) Application du spectre de réponse élastique:

Le spectre de réponse ayant été défini pour un oscillateur simple, il peut être utilisé directement pour évaluer, de manière exacte, la réponse maximale d'une structure à un seul degré de liberté



**Fig.( 1.7 ): Application du spectre de réponse à l'oscillateur simple**

Considérons une telle structure, de masse  $M$ , de rigidité  $K$  et de taux d'amortissement critique  $\xi$ . La fréquence propre de la structure est, rappelons-le:

$$f = \frac{1}{T} = \frac{\omega}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{K}{M}}$$

Si la structure est soumise à un séisme dont nous connaissons le spectre de réponse relatif à l'amortissement  $\xi$ , sa réponse maximale peut être lue directement sur le spectre pour la valeur d'abscisse  $f$  et présentée soit sous forme de déplacement maximal  $S_d$ , soit sous forme de force horizontale maximale:  $F_{max} = a_s \times M \cdot g = K \cdot S_d$

A partir de ( $S_d$ ) ou ( $F_{max}$ ) comme données du problème, les sollicitations maximales du système sont déterminées par un calcul classique de statique (figure II-7c).

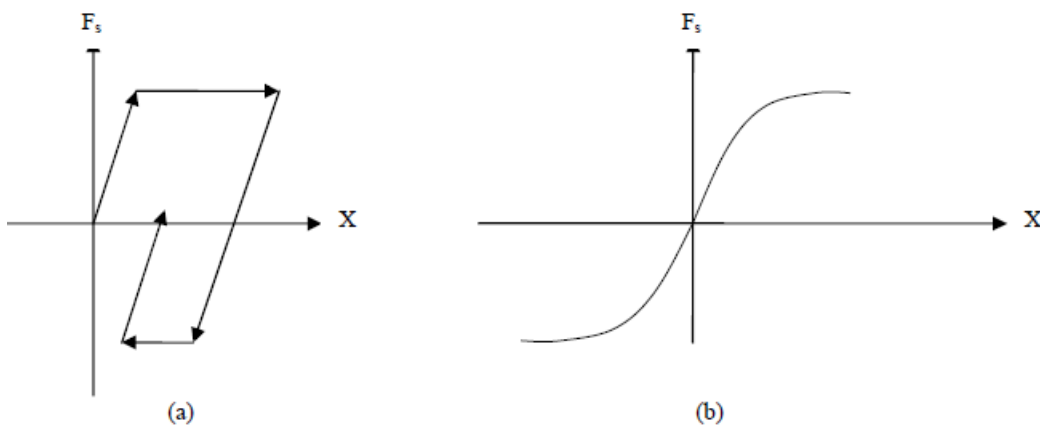
### III-1-2) Systèmes Non Linéaires:

#### 2-1 Introduction:

Face aux forts séismes, la plupart des structures ont un comportement non linéaire avant rupture et les effets non-linéaires, qui en découlent, sont souvent importants (Betbeder-Matibet, 1985). Les méthodes utilisées pour le calcul de la réponse des systèmes linéaires (intégrale de Duhamel par exemple) ne sont plus valables pour les systèmes non linéaires. Il est donc nécessaire de mettre au point une méthode de calcul appropriée à ce type de système.

La méthode qui est probablement la plus puissante en analyse non linéaire est la méthode "pas-à-pas" que nous verrons ultérieurement (cf. § IV-4).

Notons que, tout au long de notre thèse, nous utilisons indifféremment les termes "inélastique" et "non linéaire" pour désigner le même comportement "post-élastique", bien que ces deux termes ne soient pas rigoureusement équivalents, un système pouvant être linéaire mais non élastique (élastoplastique) ou bien élastique mais non linéaire, comme le montre la figure suivante (Clough et Penzien, 1975):



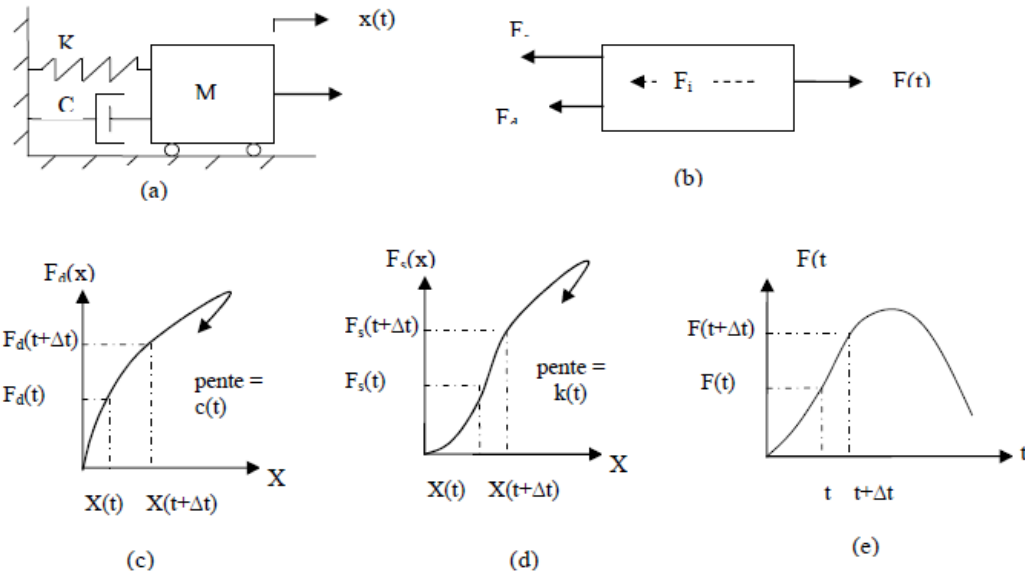
**Fig. (2-1): Matériau élastoplastique (a) et élastique non linéaire (b)**

#### 2-2) Définition :

Dans les systèmes élastiques linéaires, les caractéristiques de la structure (masse, rigidité, amortissement) sont supposées constantes. Mais en analyse non linéaire, les propriétés des matériaux peuvent présenter n'importe quelle forme de non linéarité. De toutes ces caractéristiques, c'est la rigidité qui traduit généralement les effets de non linéarité (Clough. et Penzien, 1975 et Betbeder-Matibet, 1985).

A noter que, la non linéarité des structures peut également être de type géométrique due aux effets du second ordre (effet P- $\Delta$ ) comme il sera montré ultérieurement (§ IV-6).

La figure (IV-2) donne une description simplifiée du système dynamique non linéaire:



**Fig. (2-2): Comportement non-linéaire**

- (a): structure de base à un degré de liberté
- (b): équilibre des forces
- (c): amortissement non linéaire
- (d): rigidité non linéaire
- (e): charge appliquée

### 2-3) Modèles de rigidité:

#### 2-3-1) Introduction:

La courbe charge-déplacement donnée par les essais sous charges cycliques alternées (traction compression) est la plus représentative du comportement des structures sujettes au séisme. En effet, les accélérogrammes sismiques, de par leur allure (figure I-4) peuvent être considérés comme chargements cycliques alternés naturels. Les figures (IV-3a) et (IV-3b) représentent les courbes de comportement d'un élément, respectivement, en acier et en béton armé (Betbeder-Matibet, 1985). Comme on le constate, ces courbes à l'état brut se prêtent mal à une utilisation numérique.

Pour les rendre plus maniables, on procède à leur idéalisation par des modèles plus simples. Un large éventail de modèles non linéaires a été suggéré par différents auteurs (Clough, Takeda, ...).

Nous ne citerons ici que deux types relativement simples et souvent utilisés; ce sont: le modèle "élasto-plastique parfait" et celui "à dégradation de rigidité".

#### 2-3-2) Modèle élasto-plastique:

Parmi les modèles charge-déformation proposés, le modèle dit "hystérétique-bilinéaire" est le plus simple.

Comme le montre la fig (IV-4a), il est défini par trois paramètres:

- le déplacement plastique initial  $U_y$
- la rigidité initiale  $K_i$
- la rigidité post-élastique  $K_y$

La plastification a lieu sur l'une des deux lignes qui forment les "courbes enveloppes de plastification".

Lorsqu'une structure entre en plastification, la rigidité élastique change vers la rigidité "post-élastique" qui est généralement définie comme un pourcentage de la rigidité élastique initiale.

La force de rappel au temps  $t$  peut être calculée comme suit:  $R(u, t) = K_i \cdot U_e(t)$  pour l'intervalle élastique  $R(u, t) = K_y \cdot (U(t) - U_z)$  durant la plastification avec:  $K_y = \alpha_y \cdot K_i$ ,  $\alpha_y$  étant le rapport de la rigidité post-élastique à la rigidité élastique.

$U_e(t)$ : déplacement relatif élastique.

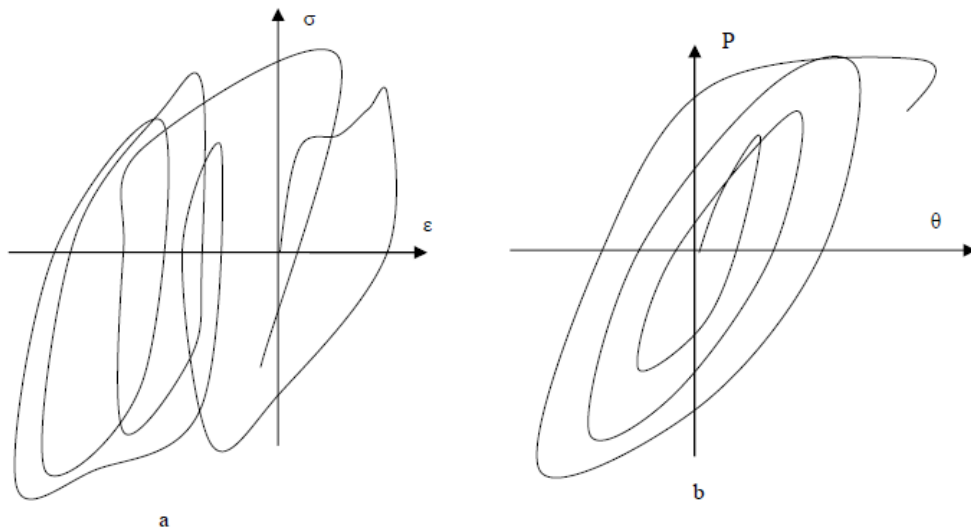
$U_z$ : déplacement où l'enveloppe de plastification traverse l'axe des déplacements.

Lorsque le système se décharge (i.e. la vitesse change de sens), la rigidité garde toujours la valeur initiale jusqu'à ce que le courbe déplacement atteigne de nouveau l'enveloppe plastique.

Le modèle "élasto-plastique parfait" auquel nous nous intéressons ici est un cas particulier du modèle "hystérétique-bilinéaire" que nous venons de décrire, avec des courbes enveloppes parallèles à l'axe des déplacements et une rigidité post-élastique nulle.

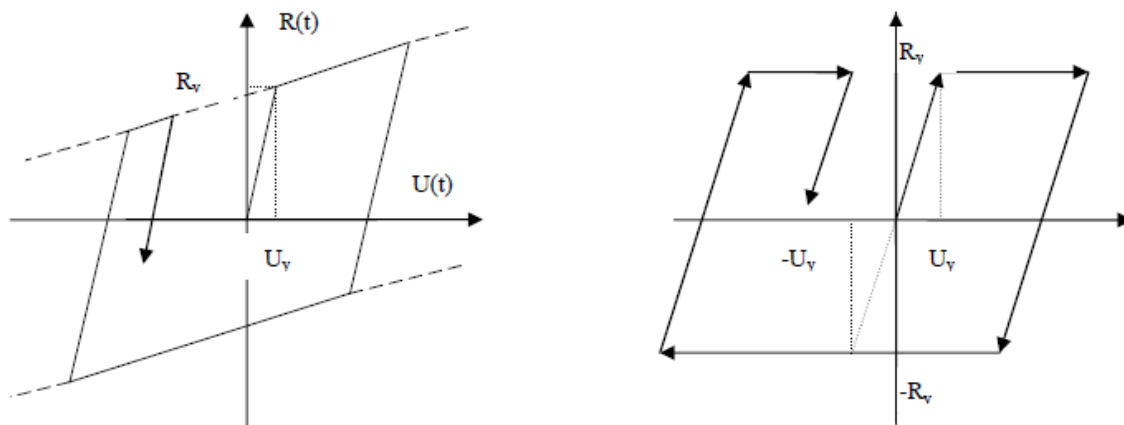
La figure (IV-4b), qui représente un schéma du modèle élasto-plastique montre bien sa simplicité et son aptitude à l'analyse numérique. Ce type de comportement, où la rigidité et la résistance de l'élément ne sont pas affectées par la répétition des cycles, est assez général dans les éléments métalliques et peut être obtenu dans les poutres en béton armé moyennant un ferrailage approprié.

Il paraît évident que ce même modèle peut être utilisé pour déterminer la réponse d'un système élastique; pour cela, il suffit de prendre une limite élastique infinie (i.e.  $U_y$  ou  $R_y$  infini).



**Fig. (2-3): Courbe expérimentale de déformation d'un élément en:**

(a): l'acier sous chargement alterné (b) béton armé (poutre en flexion alternée)



(a): système bilinéaire

(b): système élasto-plastique parfait

**Fig. (2-4): Modèle élasto-plastique**

### 2-3-3) Modèle à dégradation de rigidité:

Les systèmes à dégradation de rigidité sont souvent utilisés pour représenter le comportement inélastique des structures en béton armé ne présentant pas de dégradation considérable due au cisaillement et / ou à la détérioration des aciers (Brahimi, 1989).

La dégradation de rigidité, au cours des cycles, est courante dans les éléments en béton armé à cause des microfissurations, et de la dégradation de l'adhérence acier-béton. Elle peut apparaître dans les éléments en acier suite aux petits flambements locaux (Edjtemai, 1981). Clough (1966) a proposé le premier modèle à dégradation de rigidité, pour un système à un seul degré de liberté, mais il présentait des inconsistances liées aux faibles amplitudes et aux boucles hystérétiques incomplètes.

Pour éviter ces inconsistances, Riddell et New mark (1979) ont introduit un modèle modifié que nous décrivons ici. Comme le modèle bilinéaire, le modèle à "dégradation de rigidité" proposé est défini par une enveloppe plastique et repose lui aussi sur les trois paramètres déjà cités:

- le déplacement élastique limite  $U_y$
- la rigidité initiale  $K_i$
- la rigidité post-élastique  $K_y$

La plastification apparaît lorsque le déplacement du système atteint l'une des courbes enveloppes plastiques. La pente de la rigidité change lorsque la trajectoire du chargement traverse l'axe des déplacements (point de chargement nul) après que la première plastification a eu lieu.

Lorsque la courbe traverse de nouveau l'axe des déplacements, elle se dirige directement du point de chargement nul vers le dernier point de déchargement. La rigidité de déchargement diminue lorsque le nombre de cycles de chargement et la déformation inélastique maximale croissent (Brahim, 1989).

Dans un but simplificateur, les effets de cisaillement et la détérioration des matériaux ne sont pas considérés.

Ainsi, dans cette étude, la rigidité de déchargement garde toujours la même pente que la rigidité élastique initiale. Ceci d'une part; d'autre part, l'enveloppe plastique est prise parallèle à l'axe des déplacements. Moyennant cela, on obtient le schéma simplifié du modèle à dégradation de rigidité suivant:

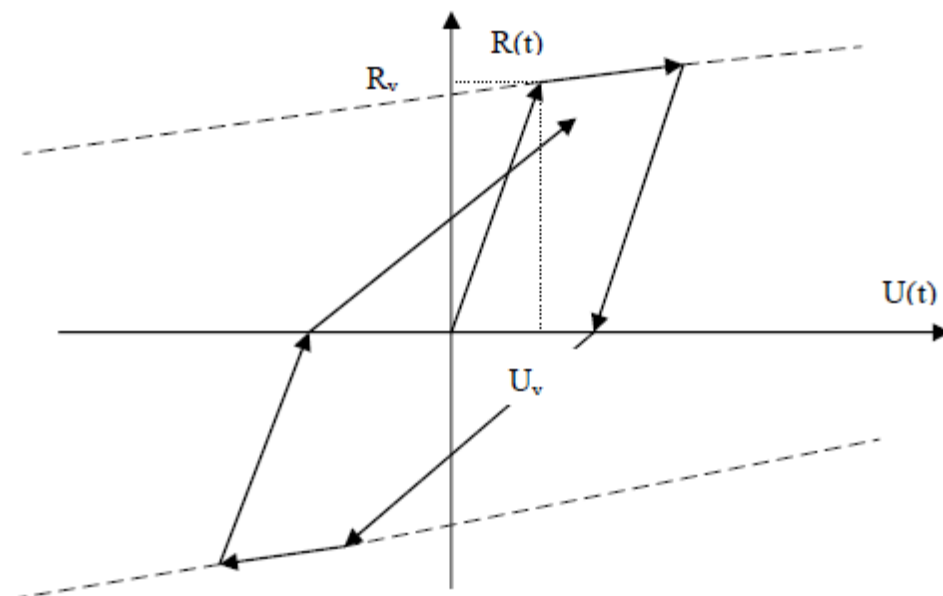
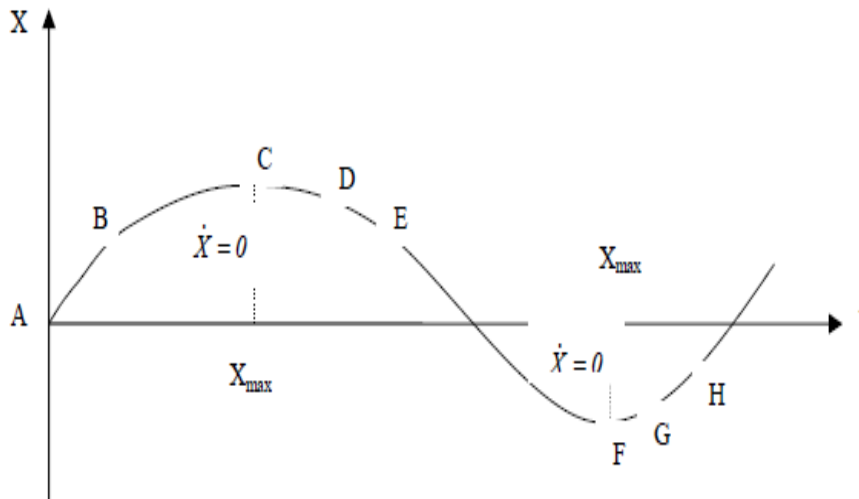
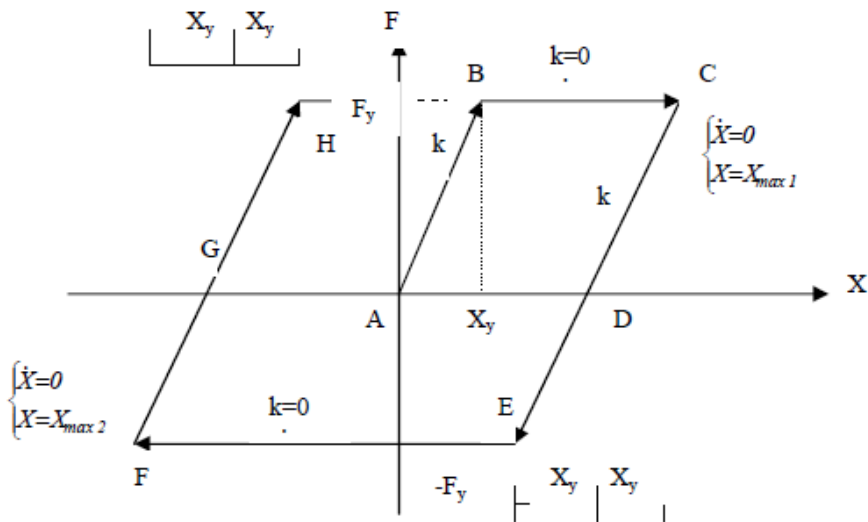


Fig. (2-5): Modèle à dégradation de rigidité



**Fig. (2-6): Comportement élastoplastique parfait de l'oscillateur simple**

**2-4): Calcul de la réponse:**

**2-4-1): Généralités:**

L'intégrale de Duhamel ne peut être utilisée que pour les systèmes linéaires pour lesquels les propriétés restent constantes pendant le séisme. En effet, le principe de superposition, qui est à la base de l'obtention de cette intégrale, n'est plus valable pour les structures non-linéaires.

De nombreuses méthodes s'offrent à nous pour l'intégration directe de l'équation du mouvement.

Trois critères essentiels permettent le choix de la méthode adéquate: la convergence plus ou moins rapide vers la solution exacte, la stabilité conditionnelle ou inconditionnelle et la précision relative.

Deux méthodes sont particulièrement connues pour leur efficacité: la méthode de différence centrale et la méthode de New mark. Cette dernière regroupe, en fait, une famille de méthodes basées sur les équations suivantes:

$$\dot{X}_{i+1} = \dot{X}_i + [(1-\gamma)\Delta t]\ddot{X}_i + (\gamma.\Delta t).\ddot{X}_{i+1}$$

$$X_{i+1} = X_i + (\Delta t).\dot{X}_i + [(0.5-\beta).(\Delta t)^2]\ddot{X}_i + [\beta.(\Delta t)^2]\ddot{X}_{i+1}$$

Où les paramètres  $\gamma$  et  $\beta$  définissent la variation d'accélération sur l'intervalle de temps et déterminent les caractéristiques de stabilité et de précision de la méthode.

Le choix de  $\gamma = 1/2$  et  $1/6 \leq \beta \leq 4$ , est satisfaisant de tous les points de vue, y compris celui de la précision (Chopra, 2001).

Le tableau suivant présente les différents schémas d'intégration de la méthode classique de New mark selon les valeurs données à  $\gamma$  et  $\beta$ :

$\gamma$	$\beta$	Méthode
1/2	1/4	Accélération moyenne ou règles trapézoïdales
1/2	1/6	Accélération linéaire
1/2	0	Différence centrale

**Tableau (III-1): Schémas classiques d'intégration de New mark**

D'après ce tableau, la méthode de différence centrale apparaît comme un cas particulier de la méthode de New mark ( $\gamma = 1/2$  et  $\beta = 0$ ). La méthode d'accélération moyenne est "inconditionnellement stable", c'est-à-dire que les erreurs n'ont pas tendance à s'accumuler durant le processus d'intégration et ce, pour n'importe quel intervalle de temps  $\Delta t$ .

Par contre, la méthode de l'accélération linéaire est "conditionnellement stable" (i.e. stable uniquement si  $\Delta t \leq 0.551.T_n$ , où  $T_n$  est la période du mode le plus élevé du système). Cependant, la stabilité de cette dernière a été améliorée par la méthode Wilson- $\theta$ , ce qui l'a rendue plus populaire car plus précise.

C'est d'ailleurs cette technique qui est à la base des programmes informatiques utilisés dans nos calculs. Selon cette approche, la réponse dynamique de la structure est évaluée successivement pour une séquence d'incrément, généralement de même longueur  $\Delta t$  pour la commodité des calculs.

La condition d'équilibre dynamique est respectée au début et à la fin de chaque intervalle et le mouvement du système, durant chaque pas, est évalué approximativement en introduisant une hypothèse simplificatrice amenant à ignorer le manque d'équilibre qui se développe pendant le pas.

Les propriétés physiques du système sont considérées constantes sur chaque pas, le caractère non linéaire étant pris en compte par le calcul des nouvelles propriétés physiques (en fonction de  $X$  et  $\dot{X}$  de la structure) au début du pas.

Par conséquent, le procédé peut être appliqué étape par étape dès l'application du séisme jusqu'à un temps quelconque  $t$ , en supposant que la structure se comporte comme une suite de systèmes linéaires différents.

### 2-4-2) Equation dynamique incrémental:

A un instant  $t$  quelconque, l'équilibre dynamique de l'oscillateur simple peut s'exprimer par l'équation :

$$M \cdot \ddot{X} + C \cdot \dot{X} + K \cdot X = -M \cdot \ddot{X}_s$$

Dans laquelle nous considérons que la masse et l'amortissement de la structure restent constants durant le séisme, tandis que la rigidité varie dans le temps en fonction de l'état de déformation de la structure.

Après un court intervalle de temps  $\Delta t$ , l'équilibre dynamique répond également à l'équation :

$$M \cdot \ddot{X}(t + \Delta t) + C \cdot \dot{X}(t + \Delta t) + K \cdot X(t + \Delta t) = -M \cdot \ddot{X}_s(t + \Delta t)$$

La rigidité étant constante pendant l'intervalle de temps  $\Delta t$ . L'équation dynamique en variables incrémentales peut ensuite être déduite par différence entre les deux relations précédentes :

$$M \cdot \Delta \ddot{X}(t) + C \cdot \Delta \dot{X}(t) + K \cdot \Delta X(t) = -M \cdot \Delta \ddot{X}_s(t)$$

Les variables incrémentales ayant les significations suivantes :

$$\Delta \ddot{X}(t) = \ddot{X}(t + \Delta t) - \ddot{X}(t)$$

$$\Delta \dot{X}(t) = \dot{X}(t + \Delta t) - \dot{X}(t)$$

$$\Delta X(t) = X(t + \Delta t) - X(t)$$

$$\Delta \ddot{X}_s(t) = \ddot{X}_s(t + \Delta t) - \ddot{X}_s(t)$$

### 2-4-3) Exposé de la méthode "pas à pas":

L'intégration pas à pas est fondée sur l'intégration, sur chaque pas de calcul, de la vectrice accélération pour obtenir la vectrice vitesse et l'intégration de la vitesse qui donne le vecteur déplacement.

Pour cela, on choisit une forme de la fonction d'accélération sur l'intervalle de temps ou sur un intervalle

Plus étendu,

$$\text{soit: } \ddot{X}(t + \tau) = \ddot{X}_t + F(\tau)$$

A noter que:

$$\ddot{X}(t + \tau) \text{ défini sur } ]t, t+h [ \text{ diffère de } \ddot{X}_{t+\tau} \text{ défini en } (t+\tau)$$

$$\text{Alors : } \dot{X}(t+\tau) = \dot{X}_t + \ddot{X}_t \cdot \tau + \int_0^\tau F(\bar{\tau}) \cdot d\bar{\tau}$$

$$\text{et: } X(t+\tau) = X_t + \dot{X}_t \cdot \tau + \ddot{X}_t \cdot \frac{\tau^2}{2} + \int_0^\tau \int_0^\tau F(\bar{\tau}) \cdot d\bar{\tau} \cdot d\bar{\tau}$$

$$\text{Si F est de la forme: } F(\tau) = \alpha \cdot (\ddot{X}_{t+h} - \ddot{X}_t) \cdot \left(\frac{\tau}{h}\right)^n$$

$$\text{alors: } \dot{X}_{t+h} = \dot{X}_t + \ddot{X}_t \cdot h + \frac{\alpha}{n+1} \cdot (\ddot{X}_{t+h} - \ddot{X}_t) \cdot h$$

$$\text{et: } X_{t+h} = X_t + \dot{X}_t \cdot h + \ddot{X}_t \cdot \frac{h^2}{2} + \frac{\alpha}{(n+1) \cdot (n+2)} \cdot (\ddot{X}_{t+h} - \ddot{X}_t) \cdot h^2$$

Dans le cas particulier d'une accélération linéaire :  $\alpha = 1, n = 1$

$$F(\tau) = (\ddot{X}_{t+h} - \ddot{X}_t) \cdot \left(\frac{\tau}{h}\right)$$

$$\text{alors: } \ddot{X}(t+\tau) = \ddot{X}_t + (\ddot{X}_{t+h} - \ddot{X}_t) \cdot \frac{\tau}{h}$$

$$\text{ou: } \ddot{X}(t+\tau) = \ddot{X}_t + \frac{\Delta \ddot{X}}{\Delta t} \cdot \tau$$

Cette hypothèse simplificatrice qui consiste à considérer la variation de l'accélération relative de la structure, linéaire sur chaque intervalle de temps, est à la base de la méthode que nous exposons ici.

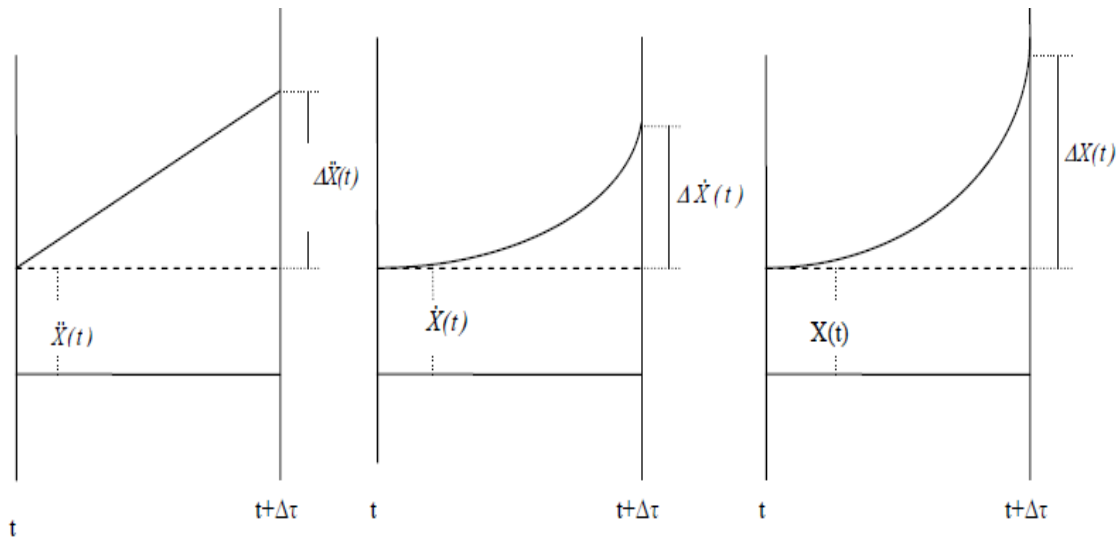
Le mouvement de l'oscillateur sur l'incrément de temps  $\Delta t$ , durant lequel la rigidité du système reste constante, est caractérisé par les schémas de la figure (IV-7).

Ces schémas montrent les variations, respectivement quadratique et cubique de la vitesse et du déplacement, comme conséquence d'une variation linéaire de l'accélération.

L'évaluation des expressions de la vitesse et du déplacement (figure IV-7) à la fin du pas, pour  $\tau = \Delta t$ , conduit aux relations suivantes pour l'accroissement de vitesse et de déplacement pendant un intervalle  $\Delta t$ :

$$\Delta \dot{X}(t) = \ddot{X}(t) \cdot \Delta t + \Delta \ddot{X}(t) \cdot \frac{\Delta t}{2}$$

$$\Delta X(t) = \dot{X}(t) \cdot \Delta t + \ddot{X}(t) \cdot \frac{\Delta t^2}{2} + \Delta \ddot{X}(t) \cdot \frac{\Delta t^2}{6}$$



Accélération linéaire:

$$\frac{\Delta \ddot{X}}{\Delta t} = c^{te}$$

$$\ddot{X}(t+\tau) = \ddot{X}(t) + \frac{\Delta \ddot{X}}{\Delta t} \cdot \tau$$

Vitesse quadratique:

$$\dot{X}(t+\tau) = \dot{X}(t) + \ddot{X}(t) \cdot \tau + \frac{\Delta \ddot{X}}{\Delta t} \cdot \frac{\tau^2}{2}$$

Déplacement cubique:

$$X(t+\tau) = X(t) + \dot{X}(t) \cdot \tau + \ddot{X}(t) \cdot \frac{\tau^2}{2} + \frac{\Delta \ddot{X}}{\Delta t} \cdot \frac{\tau^3}{6}$$

**Fig. (2-7): Variation linéaire, quadratique et cubique d'accélération, de vitesse et de déplacement.**

On peut, par exemple, considérer l'accroissement  $\Delta X(t)$  de déplacement comme inconnue principale de l'analyse. Partant de ce choix, les relations (IV-5) et (IV-6) conduisent à :

$$\Delta \ddot{X}(t) = \frac{6}{\Delta t^2} \Delta X(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{X}(t) - 3 \ddot{X}(t)$$

$$\Delta \dot{X}(t) = \frac{3}{\Delta t} \Delta X(t) - 3 \dot{X}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{X}(t)$$

L'équation incrémentale (IV-4) prend alors la forme suivante:

$$M \left[ \frac{6}{\Delta t^2} \Delta X(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{X}(t) \Delta t - 3 \ddot{X}(t) \right] + C \left[ \frac{3}{\Delta t} \Delta X(t) - 3 \dot{X}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{X}(t) \right] + K(t) \Delta X(t) = -M \Delta \ddot{X}_s(t)$$

Finalement, en regroupant différents termes de l'équation (IV-9), on obtient :

$$\tilde{K}(t) \cdot \Delta X(t) = \Delta \tilde{F}(t)$$

en posant :

$$\tilde{K}(t) = K(t) + \frac{6}{\Delta t^2} \cdot M + \frac{3}{\Delta t} \cdot C$$

$$\Delta \tilde{F}(t) = -M \cdot \Delta \ddot{X}_s(t) + M \left[ \frac{6}{\Delta t} \cdot \dot{X}(t) + 3 \cdot \ddot{X}(t) \right] + C \left[ 3 \cdot \dot{X}(t) + \frac{\Delta t}{2} \cdot \ddot{X}(t) \right]$$

On constate que l'équation incrémentale (2-10) est équivalente à une équation d'équilibre statique et peut être résolue directement par rapport à l'accroissement  $\Delta X(t)$  de déplacement, en divisant la charge fictive incrémentale  $\Delta F(t)$  par la rigidité fictive  $\tilde{K}(t)$ . Ces dernières sont connues lorsqu'on dispose de la vitesse  $\dot{X}(t)$  et de l'accélération  $\ddot{X}(t)$  au début de l'intervalle.

Ayant calculé l'accroissement.

$\Delta X(t)$  de déplacement, l'accroissement  $\Delta \dot{X}(t)$  de vitesse et l'accroissement  $\Delta \ddot{X}(t)$  d'accélération sont respectivement évalués à l'aide des relations (2-8) et (2-7). En ajoutant les valeurs incrémentales  $\Delta X(t)$ ,  $\Delta \dot{X}(t)$  et  $\Delta \ddot{X}(t)$  aux valeurs initiales de déplacement, de vitesse et d'accélération au début du pas, nous obtiendrons les conditions initiales du pas suivant

$$X(t + \Delta t) = X(t) + \Delta X(t)$$

$$\dot{X}(t + \Delta t) = \dot{X}(t) + \Delta \dot{X}(t)$$

$$\ddot{X}(t + \Delta t) = \ddot{X}(t) + \Delta \ddot{X}(t) \quad (2-13)$$

La poursuite du procédé permet d'évaluer la réponse dynamique complète de la structure dans le domaine non-linéaire, sur une période quelconque de temps.

#### **2-4-4): Remarques concernant cette méthode :**

La méthode pas-à-pas précédente utilise deux hypothèses :

- Elle considère que la rigidité du système reste constante sur chaque intervalle; ce qui n'est pas exact dans le cas général d'un comportement non-linéaire. Néanmoins, avec les schémas d'élasto plasticité et de dégradation de rigidité, cette hypothèse reste exacte; en effet, la courbe force-déplacement n'est composée que de segments linéaires correspondant à des rigidités constantes. Toutefois, un problème reste posé: dès qu'une plastification commence ou se termine, un changement brutal de rigidité est constaté. Cela nécessite donc une procédure d'itération permettant de cerner le point de changement de rigidité avec une précision suffisante. Pour cela, la méthode de dichotomie est efficace et relativement simple.
- Une autre hypothèse adoptée est celle de la variation linéaire de l'accélération relative du système au cours d'un intervalle de temps, hypothèse qui -si la longueur de pas n'est pas suffisamment courte- introduit des erreurs numériques, ayant tendance à s'accumuler au fil des calculs. Cette accumulation d'erreurs, qui a un effet significatif sur la réponse de la structure, peut être réduite en respectant les conditions d'équilibre à la fin de chaque intervalle. Cela peut être

réalisé simplement en calculant l'accélération relative de la structure à la fin de chaque pas, non pas par les relations incrémentales, mais par l'équation générale d'équilibre lorsque le déplacement et la vitesse sont calculés à la fin de l'intervalle.

#### **2-4-5): Résumé du procédé numérique :**

Pour chaque intervalle  $\Delta t$  de temps :

- ❖ Les valeurs initiales de la vitesse et du déplacement  $\dot{X}(t)$  et  $X(t)$  sont connues au début du pas, soit comme conditions initiales du problème (s'il s'agit du premier pas de calcul), soit comme valeurs à la fin du pas précédent.
- ❖ A partir de ces valeurs et des propriétés non-linéaires de la structure (courbe force-déplacement par exemple) définies par le modèle considéré, on détermine l'amortissement  $C(t)$  et la rigidité  $K(t)$  pour cet intervalle ainsi que les valeurs actuelles des forces élastiques  $f_s(t)$  et d'amortissement  $f_d(t)$
- ❖ L'accélération au début du pas est donnée par l'équation (I-3)
- ❖ L'incrément de charge fictive  $F(t) \sim D$  et la rigidité fictive  $K(t) \sim$  sont évalués par les Eq. (IV-12) et (IV-11) L'incrément  $\Delta X(t)$  de déplacement est donné par l'équation (IV-10) et l'incrément  $\Delta \dot{X}(t)$  de vitesse par l'équation (IV-8).
- ❖ Enfin, la vitesse et le déplacement à la fin de l'incrément sont tirés des relations (IV-13). Après avoir effectué cette dernière étape, les calculs pour cet incrément de temps sont terminés, le processus entier pouvant être repris pour l'incrément suivant, et ainsi de suite autant de fois qu'on le désire.

L'histoire de la réponse peut ainsi être déterminée pour n'importe quel système à un degré de liberté présentant n'importe quelles caractéristiques non linéaires (Clough. et Penzien, 1975).

Cette approche est également applicable aux systèmes linéaires pour lesquels les caractéristiques (rigidité et amortissement) restent constantes pendant toute l'analyse. Ainsi, les opérations se trouvent simplifiées, l'étape 2 du procédé étant éliminée. Cette approche a été utilisée pour le calcul de la réponse élastique en concomitance avec la méthode par résolution de l'intégrale de Duhamel.

#### **2-4-6) Longueur de pas:**

Comme dans toute intégration numérique, la précision de cette méthode dépend de la valeur  $\Delta t$  des pas.

Trois facteurs essentiels doivent être considérés lors du choix de cette valeur :

- ❖ La rapidité de variation du chargement appliqué (accélération du sol dans notre cas)
- ❖ La complexité plus ou moins grande du schéma de non-linéarité de la structure.
- ❖ La période propre de la structure linéaire associée.

L'accélérogramme du séisme, dans la plupart des cas ne pose pas de problème particulier; son effet sur le choix de la longueur de pas n'est significatif que pour les structures souples présentant des périodes propres élevées.

Les modèles élasto-plastique et à rigidité dégradée sont des schémas particulièrement simples à décrire numériquement et n'imposent aucune limite sur le choix de la longueur de pas. Par conséquent, ce choix dépend essentiellement de la période propre du système linéaire associé.

La méthode d'intégration à variation linéaire est conditionnellement stable, c'est à dire, ne diverge que, si la longueur de pas dépasse la valeur  $T/1.8$ . L'incrément de temps doit être suffisamment court si on veut obtenir une précision suffisante (Clough. et Penzien, 1975). En général, un rapport incrément-période  $\Delta t/T$  inférieur ou égal à  $1/10$  permet d'obtenir des résultats dignes de confiance. Pour les différentes applications numériques, que nous avons eu à traiter, une longueur de pas  $\Delta t = 0.01$  s a été largement suffisante.

## 2-5) Spectre de réponse non-linéaire:

### 2-5-1) Introduction:

La plupart des notions et paramètres, considérés pour les systèmes linéaires, se retrouvent dans l'analyse des spectres non-linéaires.

Toutefois, deux paramètres importants caractérisent les spectres non-linéaires: la ductilité et la dissipation d'énergie par déformations plastiques. Ces deux paramètres sont définis dans ce qui suit:

### 2-5-2) Ductilité:

#### 5-2-1) Rôle de la ductilité:

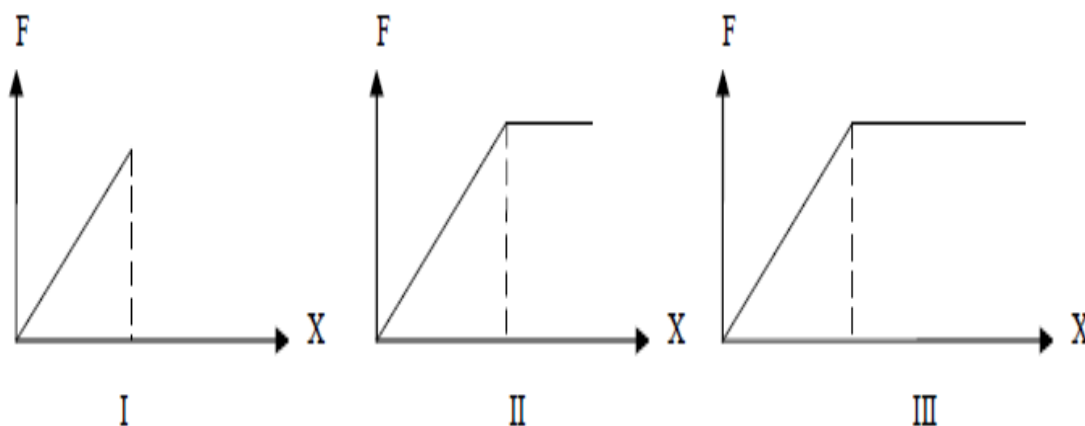
Les séismes de forte magnitude sollicitent la structure en dehors du domaine d'élasticité. Celle-ci doit être en mesure de résister en absorbant de grandes énergies de déformation, sans se ruiner.

La ductilité offerte par les matériaux de construction, l'acier en particulier, constitue un facteur important de résistance aux actions sismiques. En effet, les déformations inélastiques jouent un rôle très important dans le mécanisme d'absorption de l'énergie transmise à la structure par ces charges exceptionnelles.

#### 5-2-2) Définition de la ductilité en chargement statique:

La "ductilité" d'un élément représente son aptitude à subir, avant la ruine, des déformations importantes dues à une consommation élevée d'énergie.

Si on considère les diagrammes sollicitation-déformation suivants,



**Fig. (2-8):Diagrammes sollicitation-déformation; linéaire (I) et élasto-plastique (II et III)**

On Remarque que:

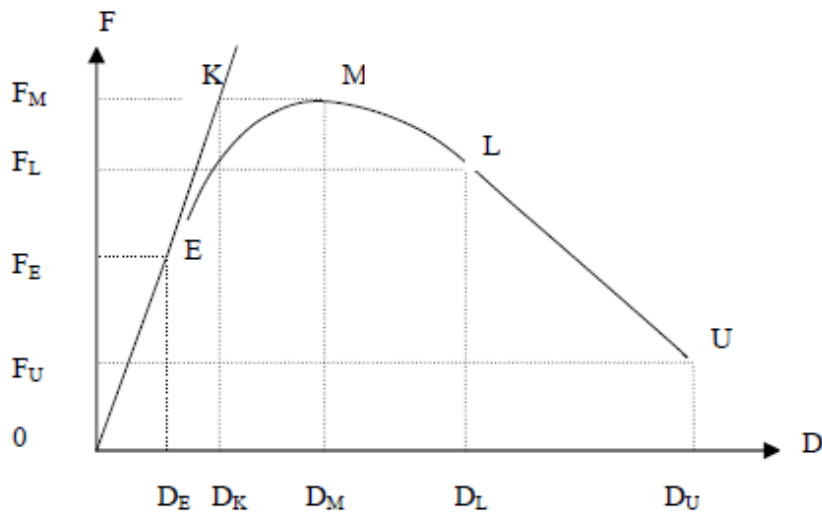
-(I), qui est une droite, traduit un comportement fragile; il peut s'agir d'une pièce non armée.

-(II), qui présente un certain palier de plasticité, pourrait être le diagramme d'un acier à haute résistance.

-(III), qui présente un palier plus important, pourrait être le diagramme d'un acier doux.

Plusieurs définitions de la "ductilité" ont été proposées, nous retenons la plus facile, qui considère la "ductilité" comme étant le rapport entre la déformation de ruine (DU) et la déformation de fin de phase élastique DE (fig IV-8b).

Si la résistance finale FU est trop faible, on adopte par convention une valeur de résistance FL souvent égale à  $0,8.FM$ , à laquelle correspond la déformation DL. De plus, la limite d'élasticité est définie conventionnellement par le point K intersection de la droite OE et de la parallèle à OD passant par M



**Fig. (2-8): Diagramme sollicitation-déformation permettant la définition de la ductilité**

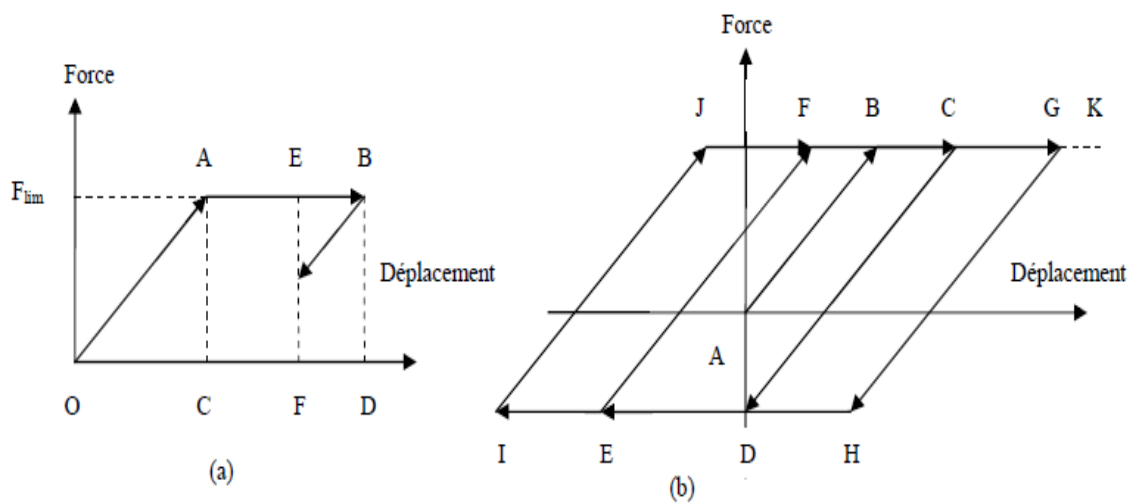
Moyennant tout ça, on peut définir une quantité sans dimension, appelée "facteur de ductilité", par :

$$\mu = \frac{D_L}{D_K}$$

Le facteur de ductilité est calculé donc non pas à partir de la courbe réelle résistance-déplacement mais à l'aide d'une courbe idéalisée élasto-plastique équivalente.

Si on considère le schéma idéalisé d'un comportement "élasto-plastique parfait", la définition est plus simple. En effet, soit le schéma de la figure (IV-9a) qui représente le comportement élasto-plastique parfait

force-déplacement d'une structure à un degré de liberté supposée "ductile", en chargement statique.



**Fig. (2-9): Comportement élasto-plastique en statique (a) et en dynamique (b).**

Le facteur de ductilité, du système considéré est mesuré par le rapport entre le déplacement total  $OD$  et le déplacement élastique  $OC$  :

$$\mu = \frac{\overline{OD}}{\overline{OC}}$$

A étant le point représentatif de la limite du comportement élastique sur la courbe et B celui de la limite ultime du déplacement.

- la capacité de dissipation de l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses majeures".

Enfin, elles n'oublient pas de mentionner, dans le chapitre "justification de la sécurité", la "justification vis à vis de la ductilité" et ce, juste après la "justification vis à vis de la résistance"; mais la mention est tellement vague qu'elle ne suscite aucun intérêt, comme on peut le constater en lisant ceci: "Les exigences de ductilité minimale sont réputées satisfaites si toutes les dispositions constructives relatives au matériau et aux éléments structuraux telles que définies dans les chapitres correspondants du présent règlement sont appliquées".

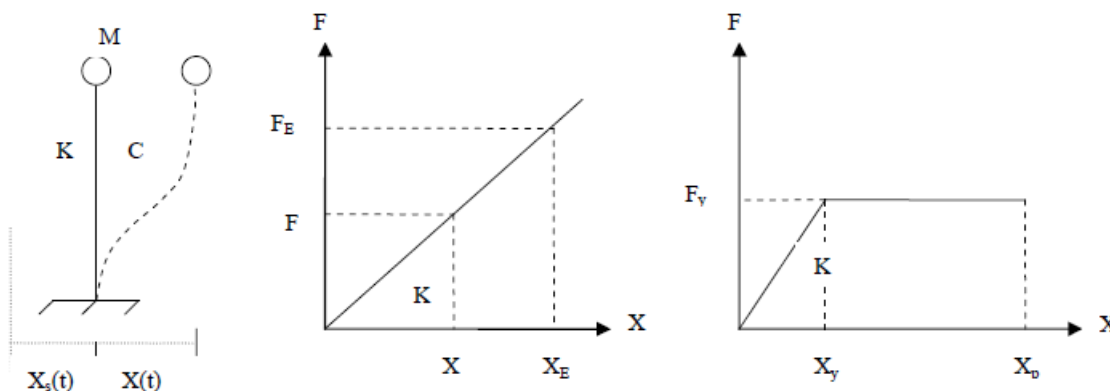
Il ressort de ce qui précède que les Règles Parasismiques Algériennes (2003), tout en faisant mention de la ductilité, ne donnent pas assez de précision quant au domaine et à la manière de prise en compte de cet important facteur; elles laissent par là même, un vide à combler.

### 2-5-3) Nécessité du spectre de réponse non-linéaire:

La prise en considération du facteur de ductilité dans les calculs sismiques de structures exige des méthodes d'analyse dynamique dans le domaine non-linéaire. Cette analyse dynamique, bien que simple dans son principe, entraîne des calculs longs et volumineux même pour les structures relativement simples Vu la quantité de calculs des analyses dynamiques complètes d'une part et la simplicité d'application des spectres de réponse en élasticité d'autre part, il est assez logique de s'orienter vers la recherche d'une méthode simple de calcul en élasto-plasticité, basée sur l'idée de spectre de réponse; ce dernier devra interpréter directement la réponse dynamique maximale d'un oscillateur simple, ayant un comportement élasto-plastique, pour un séisme donné.

### 2-5-4) Définition du spectre de réponse élasto-plastique:

Considérons un oscillateur simple de masse  $M$ , de rigidité  $K$  et d'amortissement  $C$ , excité par un mouvement  $X_s$  du sol (figure 2-18).



(a): Oscillateur simple (b): Comportement élastique (c): Comportement élasto-plastique parfait

**Fig. (2-18):** Comportements élastique (b) et élasto-plastique (c) d'un oscillateur simple (a)

Nous avons vu en (§ I-2-5) que l'équation du mouvement s'écrivait dans ce cas comme suit :

$$M \cdot \ddot{X}_t(t) + C \cdot \dot{X}(t) + K X(t) = 0 \quad \text{avec: } X_t = X + X_s$$

Comme il a été vu précédemment (§II-3-4), si le système répondait élastiquement au mouvement  $X_s$  du sol (figure 2-18b), son déplacement relatif  $X$  prendrait la valeur maximale  $X_E$  à un instant  $t_E$  et l'équation dynamique s'écrirait :

$$M \cdot \ddot{X}_{t_E} + K X_{t_E} = 0$$

Parce que:

$$\ddot{X}_{t_E}(t_E) = \ddot{X}_{t_E}, \quad \dot{X}(t_E) = 0 \quad \text{et} \quad X(t_E) = X_E$$

La définition des valeurs spectrales en (§II-3-4) a conduit aux relations :

$$S_d = |X(t_E)| = X_E, \quad S_a = |\ddot{X}_{t_E}(t_E)| \quad \text{et}$$

$S_a = \omega^2 \cdot S_d$  qui représente la relation de base des spectres de réponse en élasticité (relation II-21).

Supposons maintenant que l'oscillateur réagit à cette excitation dans le domaine élasto-plastique parfait, caractérisé par  $K$ ,  $X_y$  et  $F_y$ , tels que (figure IV-18-c) :

A l'instant  $t_p$ , le déplacement relatif  $X$  du système atteint la valeur maximale  $X_p$ , telle que :

$$\ddot{X}(t_p) = \ddot{X}_p, \quad \dot{X}(t_p) = 0$$

$X(t_p) = X_p =$  déplacement élasto-plastique maximal et nous avons (d'après l'équation d'équilibre à l'instant  $t_p$ )

$$M \cdot \ddot{X}_p + K X_p = 0$$

Au-delà de  $X_y$ , le système répond au mouvement du sol en faisant appel à ses réserves de déformations plastiques, et la force élastique reste égale à sa valeur maximale ( $F_y = K \cdot X_y$ ).

La définition d'un spectre de réponse en élasto-plasticité pour un séisme donné nécessite le choix d'un facteur permettant de classer la ductilité des oscillateurs simples.

Cela est réalisé par l'introduction du facteur de ductilité  $\mu$ , défini en (§IV-5-2-2), comme le rapport entre le déplacement maximal de l'oscillateur pour ce séisme et son déplacement élastique limite :

$$\mu = \frac{|X_p|}{X_y}$$

Ainsi, par définition, le spectre de réponse élasto-plastique pour un séisme donné représente la réponse sismique maximale d'un oscillateur simple, ayant un comportement élasto-plastique de ductilité  $\mu$  et un taux d'amortissement critique  $\zeta$ , en fonction de sa fréquence propre élastique  $f$ .

Dès l'instant où l'on cherche à déterminer un spectre de réponse élasto-plastique caractérisé par des valeurs fixées du taux d'amortissement critique  $\zeta$ , (comme en élasticité) et du facteur de ductilité  $\mu$ , il est clair que cette détermination ne peut être directe, le déplacement maximal (fonction du déplacement élastique limite) devant être conforme à la ductilité choisie;

Pour cette raison, un calcul itératif sur  $X_y$  sera nécessaire. Sous cette réserve, pour un accélérogramme donné, une famille de spectres de réponse peut être envisagée pour différentes valeurs de  $\mu$  et de  $\zeta$ .

Reste à savoir si une interprétation identique à celle du spectre de réponse élastique est concevable en élasto-plasticité. D'après l'équation d'équilibre à l'instant  $t_p$ , nous avons :

$$|\ddot{X}_p| = \omega^2 X_y = \omega^2 \cdot \frac{1}{\mu} |X_p|$$

On peut en déduire que le rapport de  $\omega^2$ , qui existait en élasticité entre le déplacement maximal  $X_E$  et l'accélération correspondante  $t_E X\&\&$  (relation II-18), est divisé maintenant par le facteur de ductilité  $\mu$  pour les valeurs correspondantes en élasto-plasticité  $X_p$  et  $t_p X\&\&$ . Par conséquent, le déplacement max  $X_p$  ne peut pas être interprété avec l'accélération correspondante  $t_p X\&\&$  sur le même spectre de réponse élasto-plastique en diagramme tripartite comme en élasticité.

Néanmoins, on peut constater qu'en élasto-plasticité, le rapport de  $\omega^2$  est toujours disponible entre l'accélération  $t_p X\&\&$  et le déplacement élastique limite  $X_y$ . Aussi, en élasto-plasticité, en gardant la même définition qu'en élasticité pour l'accélération spectrale  $S_{ap}$  :

$$S_{ap} = |\ddot{X}_{t_p}|$$

Affecte-t-on, par convention, le terme de déplacement spectral  $S_{dp}$  au déplacement élastique limite  $X_y$ . La notion de déplacement spectral doit ainsi s'interpréter aussi bien en élasticité qu'en élasto-plasticité comme un déplacement élastique maximal.

En élasticité :

Accélération spectrale:

$$S_{aE} = |\ddot{X}_{tE}|$$

Déplacement spectral  $S_{dE} = X_E \text{ max}$

En élasto-plasticité :

Accélération spectrale

$$S_{ap} = |\ddot{X}_{t_p}|$$

Déplacement spectral  $S_{dp} = X_y = X_E \text{ max}$

Alors, le spectre de réponse élasto-plastique, pour  $\mu$  et  $\zeta$  définis, peut être interprété sur des abaques à quatre échelles logarithmiques, par l'intermédiaire de quatre paramètres spectraux:

1)  $f$  (fréquence propre élastique de l'oscillateur):

$$f = \frac{1}{T} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}}$$

2)  $S_{dp}$  (déplacement spectral qui est égal au déplacement élastique limite, ou max,  $X_y$  du système:

$$S_{dp} = X_y = X_E \text{ max.}$$

Cette valeur spectrale peut également nous fournir le déplacement élasto-plastique maximal  $X_p$  du système:

$$|X_p| = \mu \cdot X_y = \mu \cdot S_{dp}$$

3) Sap: accélération spectrale qui représente l'accélération absolue  $X_{tp}$  && du système lorsqu'il est

$$S_{ap} = |\ddot{X}_{tp}| = \omega^2 \cdot S_{dp} = \omega^2 \cdot X_y$$

déformé au maximum:

4) Svp: vitesse spectrale définie par:

$$S_{vp} = \omega \cdot S_{dp} = \omega \cdot X_y,$$

A noter que la vitesse spectrale en élasto-plasticité possède la même signification physique qu'en élasticité; elle représente une vitesse fictive maximale intervenant dans l'énergie cinétique équivalente à l'énergie maximale élastique emmagasinée dans l'oscillateur (figure 2-19):

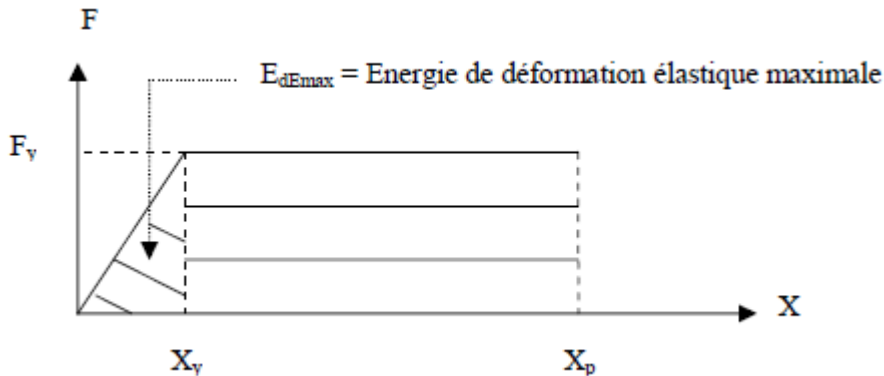


Fig. (2-19): Energie de déformation dans un comportement élasto-plastique

$$\frac{1}{2} M \cdot S_{vp}^2 = \frac{1}{2} M \cdot \omega^2 \cdot S_{dp}^2 = \frac{1}{2} M \cdot \frac{K}{M} \cdot S_{dp}^2 = \frac{1}{2} K \cdot S_{dp}^2 = \frac{1}{2} K \cdot X_y^2 = \frac{1}{2} K X_{E \max}^2 = E_{dE \max}$$

**2-5-5) Application du spectre de réponse élasto-plastique:**

Dans le cas de structure à un degré de liberté, le spectre de réponse élasto-plastique peut être appliqué de manière directe.

Considérons un portique simple, de masse M, de rigidité K et de taux d'amortissement critique  $\zeta$ . Selon la capacité de déformation des sections, un certain facteur de ductilité,  $\mu$  peut être adopté pour caractériser cette structure. La réponse élasto-plastique maximale du système à un séisme donné peut être lue directement sur le spectre de réponse du séisme, correspondant aux valeurs de  $\zeta$  et  $\mu$  définies précédemment, à partir de la fréquence propre élastique du système:

$$f = \frac{1}{T} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}}$$

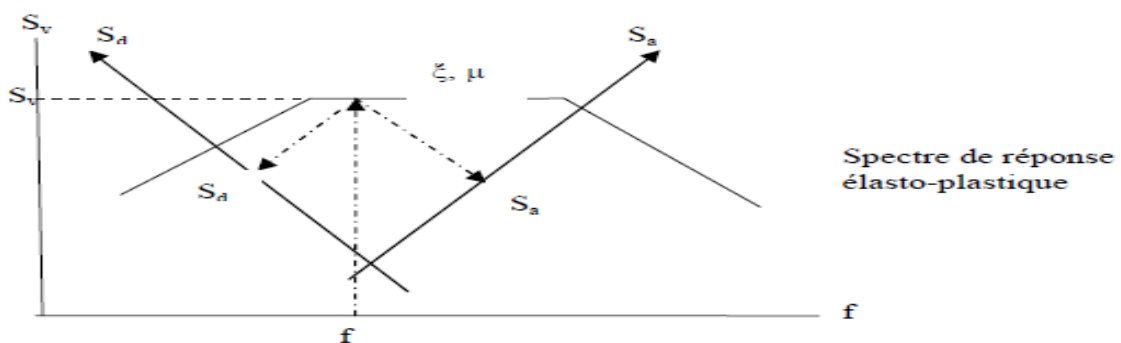


Fig. (2-20): Utilisation du spectre de réponse élasto-plastique

- Le spectre de réponse (figure 2-20) fournit les informations suivantes :

a) le déplacement élastique limite:  $X_y = S_d$  (IV-29)

b) la force élastique limite:  $F_y = M.S_a = K.S_d$  (IV-30)

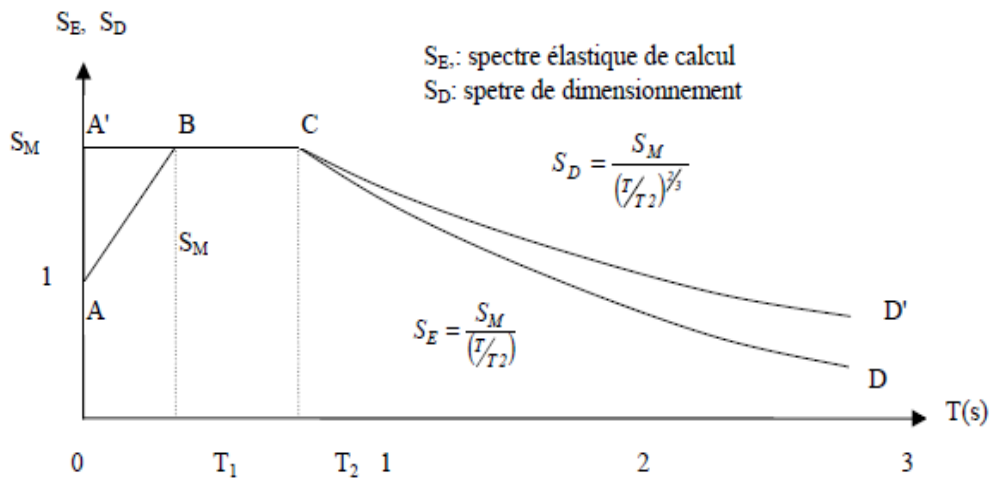
c) le déplacement élasto-plastique maximal:  $X_p = \mu.X_y = \mu.S_d$ .

Les sollicitations maximales dans les structures, soumises à la force horizontale  $F_y$ , peuvent ensuite être déterminées par un calcul élastique statique, et l'on doit s'assurer que ces sollicitations sont au plus égales aux niveaux de résistance élastique des éléments. Toutefois, pour optimiser le dimensionnement de la structure, on peut modifier les résistances élastiques limites des sections, suivant les sollicitations maximales obtenues. Ces modifications doivent rester compatibles avec les valeurs de  $K$  et de  $\mu$  choisies au départ, sinon une deuxième analyse sera indispensable. Le cas des structures à plusieurs degrés de liberté est plus complexe.

### 2-5-6) Spectre de dimensionnement:

Bien que la tentation d'utiliser directement les spectres de réponse anélastiques soit grande, elle se heurte aux difficultés introduites par le fait que les principes de proportionnalité et de superposition ne sont plus valables. En effet, par ex, le spectre relatif à l'excitation  $\alpha.\gamma(t)$  ne s'obtient pas en multipliant par  $\alpha$  les ordonnées du spectre relatif à  $\gamma(t)$ . A cela s'ajoutent les incertitudes du calcul anélastique direct (dues à l'intervention des modes supérieurs pour les oscillateurs multiples, aux effets du second ordre, etc...) et le volume important de ce calcul (dû au procédé itératif introduit par le facteur de ductilité fixé d'avance). Par ailleurs, on dispose souvent de spectres élastiques relativement simples et représentatifs.

Ceci amène, en pratique, à remplacer la structure réelle par une structure fictive capable de rester indéfiniment dans le domaine élastique quelle que soit l'intensité de l'excitation, en admettant que les maxima des déformations de la structure réelle restent égaux aux maxima de celles de la structure fictive (critère de l'égalité des déplacements) ou que l'énergie maximale de déformation emmagasinée est la même pour les deux structures (critère de l'égalité des énergies). Les sollicitations s'exerçant sur les différents éléments de la structure s'en déduisent. Néanmoins, certains règlements, en particulier les Règles Parasismiques Algériennes (2003), admettent que les sollicitations post-élastiques sont égales à celles développées dans le modèle élastique fictif divisées par un certain coefficient réducteur (supérieur à l'unité) unique pour l'ensemble de la structure et dépendant des propriétés de cette dernière. Ce coefficient est connu sous le nom de "facteur de comportement". La figure (IV-21) fait apparaître les modifications le plus souvent applicables au spectre d'accélération normalisé pour le transformer en spectre de "dimensionnement": le remplacement de la branche inclinée AB par le palier A'B correspond à l'amplification des déplacements introduite par le comportement post-élastique dans cette gamme de fréquences et aux incertitudes qui affectent le calcul des périodes propres dans cette partie. Le relèvement de la branche CD en CD' correspond au fait que la réduction des sollicitations due à la ductilité est moins importante dans la partie centrale du spectre que dans la gamme des basses fréquences. Il tient aussi, forfaitairement, compte des non-linéarités géométriques qui ne soient pas trop prononcées. Enfin, il rend compte de l'intervention des modes supérieurs en "analyse modale" (De speyroux, 1985)



**Fig. (2-21): Spectres normalisés ( $\xi = 5 \%$ )**

**2-5-7) Déduction approchée du spectre de réponse élasto- plastique à partir du spectre élastique :**

Les spectres de dimensionnement règlementaires sont construits à partir de spectres élastiques lissés moyennant certaines modifications. Cette technique, relativement simple dans son ensemble, n'est pas sans susciter de critique. Elle suppose la possibilité d'introduire l'effet des déformations plastiques ou plus exactement celui de la ductilité dans les spectres de réponse élastiques à partir de règles modificatrices basées sur certains critères représentatifs de la réalité physique du comportement dynamique non-linéaire.

Pratiquement, il n'y a pas de relation exacte permettant de relier à ce stade de représentation, les réponses dynamiques d'une même structure en comportements élastique et élasto-plastique.

Toutefois, deux critères, auxquels nous avons fait allusion en (IV-5-7) et que nous détaillons ci-après, sont couramment utilisés:

**5-7-1) Critère de l'égalité des déplacements:**

Ce critère considère que les déplacements maximaux d'un oscillateur simple sont les mêmes, que son comportement soit élastique ou élasto-plastique (E djtémai, 1981). Cela se traduit, pour le schéma de la figure (, par la relation:  $X_E = X_P$  (2-31) qui s'écrit en valeurs spectrales :

$$S_{DE} = |X_E| = |X_P| = \mu \cdot X_y = \mu \cdot S_{dP}$$

Or on a vu, en (IV-2-5), que :

$$M \cdot \ddot{X}_{tE} + K X_E = 0 \quad \text{parce que } \dot{X}(t_E) = 0 \quad \text{et} \quad M \cdot \ddot{X}_{tP} + K X_P = 0 \quad \text{parce que } \dot{X}(t_P) = 0$$

ou en valeurs spectrales :  $M \cdot S_{aE} = K \cdot S_{dE}$  et  $M \cdot S_{aP} = K \cdot S_{dP}$

D'où :

$$\frac{S_{aE}}{S_{aP}} = \frac{S_{dE}}{S_{dP}}$$

Avec, pour l'oscillateur élastique (figure 2-18b) :  $X_E$  = déplacement élastique maximal à l'instant  $t_E$

$$S_{dE} = |X_E| = \text{déplacement spectral}$$

$$\ddot{X}_{tE} = \text{accélération totale à l'instant } t_E$$

$$S_{aE} = |\ddot{X}_{tE}| = \text{accélération spectrale}$$

$$F_E = K \cdot X_E = \text{force élastique maximale à l'instant } t_E$$

Et, pour l'oscillateur élasto-plastique (figure 2-18c) :

$X_p$  = déplacement élasto-plastique maximal à l'instant  $t_p$

$X_y$  = déplacement élastique limite (maximal)

$S_{dp} = X_y$  = déplacement spectral

$$\ddot{X}_{t,p} = \text{accélération totale à l'instant } t_p$$

$$S_{aP} = |\ddot{X}_{t,p}| = \text{accélération spectrale}$$

$$F_y = K \cdot X_y = \text{force élastique limite (maximale)}$$

$$\mu = \frac{|X_p|}{X_y} = \text{coefficient de ductilité}$$

En combinant les deux relations (2-32) et (2-33), on obtient :

$$\frac{S_{aE}}{S_{aP}} = \frac{S_{dE}}{S_{dP}} = \mu$$

Cela signifie que les spectres des oscillateurs élasto-plastiques, pour lesquels le critère d'égalité des déplacements est valable, sont directement obtenus en divisant les valeurs spectrales des oscillateurs élastiques correspondants par leur coefficient de ductilité  $\mu$  (Edjtémaï, 1981 et Chopra, 2001).

### 5-7-2) Critère de l'égalité des énergies:

Ce critère suppose que l'énergie maximale de déformation emmagasinée dans un oscillateur simple sous l'effet d'un séisme quelconque a la même valeur quel que soit le comportement de l'oscillateur.

Sur la figure (IV-22b), l'énergie maximale de déformation emmagasinée dans chacun des oscillateurs, élastique et élasto-plastique, est représentée respectivement par les surfaces ACG et ABEF :

Selon ce critère : Aire (ACG) = Aire (ABEF)

$$\text{soit : } \frac{1}{2} F_E X_E = F_y X_p = \frac{1}{2} F_y X_y \quad \text{et} \quad F_E \frac{X_E}{X_y} = F_y \left( 2 \frac{X_p}{X_y} - 1 \right) = F_y (2\mu - 1)$$

$$\text{Comme on a : } \frac{F_E}{F_y} = \frac{X_E}{X_y}$$

il vient :

$$\left( \frac{X_E}{X_y} \right)^2 = 2\mu - 1$$

En passant aux valeurs spectrales et compte tenu de la relation (IV-32), on obtient finalement :

$$\frac{S a_E}{S a_p} = \frac{S d_E}{S d_p} = \sqrt{2\mu - 1}$$

Selon ce résultat, les valeurs spectrales élasto-plastiques correspondant aux fréquences pour lesquelles le critère de l'égalité des énergies est acceptable, sont directement évaluées en divisant les valeurs spectrales élastiques correspondantes par la quantité  $2.\mu - 1$

### 5-7-3) Commentaires:

D'après les deux critères précédents, la construction des spectres de réponse élasto-plastiques peut être obtenue directement en effectuant de simples modifications sur les spectres de réponse élastiques.

Cependant, une analyse numérique assistée par ordinateur menée par Edjtémaï (1981) en élasticité et en élasto-plasticité sur une gamme étendue de fréquences, a montré que ces critères ne sont pas compatibles avec le comportement réel des oscillateurs dans la plus grande partie de la gamme des fréquences.

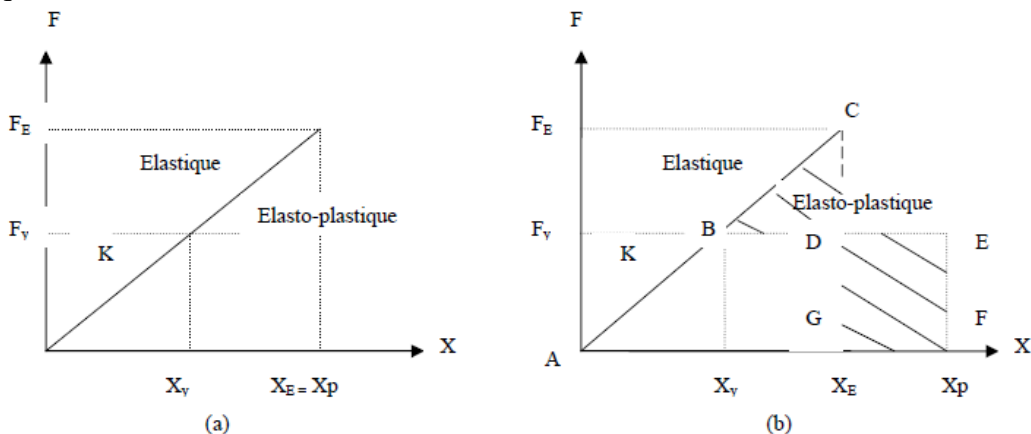


Fig. (2-22): Critères de l'égalité: des déplacements maximaux (a) et des énergies (b)

Toutefois, les valeurs

$$\frac{S_{aE}}{S_{aP}} = \sqrt{2\mu - 1} \quad \text{et} \quad \frac{S_{aE}}{S_{aP}} = \mu$$

Sa correspondant à ces critères, peuvent servir à une construction approximative des spectres élasto-plastiques à partir des spectres élastiques.

#### 5-7-4) Construction approchée du spectre élasto-plastique:

Pour un certain facteur de ductilité  $\mu$ , cette construction consiste à modifier le spectre élastique modélisé (lissé) selon la démarche suivante (figure 2-23):

a) Dans la zone extrême gauche (zone I), l'accélération spectrale élastique est divisée par  $\mu$  ( $S_{aE} = \mu S_{aP}$ )

b) Dans la zone extrême droite (zone V), le spectre élasto-plastique est confondu avec le spectre élastique:

$S_{aP} = S_{aE}$ .

c) Dans la zone centrale (zone III), l'accélération spectrale élastique est divisée par  $\sqrt{2\mu - 1}$ :

$$S_{aE} = S_{aP} \cdot \sqrt{2\mu - 1}.$$

d) La zone II est obtenue en reliant linéairement les deux zones I et III.

e) Enfin, la zone IV est, elle aussi, représentée par un segment de droite reliant les deux zones 2 et V. Sur la figure (2-23), les lignes brisées ABCDEF et A'B'C'D'E'F' représentent respectivement le spectre élastique (modélisé par des segments de droite) et le spectre élasto-plastique obtenu (pour  $\mu$  donné) suivant la démarche précédente.

Le déplacement maximal ( $X_P = \mu \cdot X_y$ ), correspondant au spectre élasto-plastique peut être lu directement sur la ligne brisée ABC'D'E'F'', en multipliant le déplacement spectral élasto-plastique ( $S_{dP} = X_y$ ) par  $\mu$ .

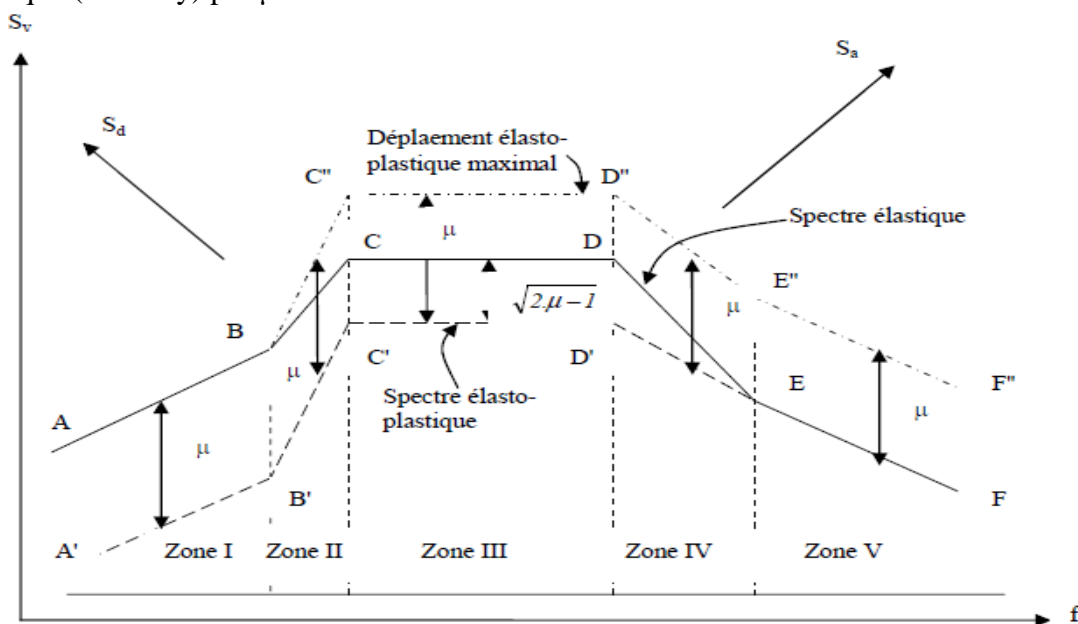


Fig. (2-23): Déduction approchée du spectre élasto-plastique

## ***CHAPITRE-IV Application est résultats***

---

## CHAPITRE-IV Application est résultats

### IV -1) Données Numériques:

#### 1-1) Caractéristiques numériques de l'oscillateur:

##### 1-1-1) Période propre de vibration:

Les périodes propres ont été considérées dans la gamme:  $0.05 \text{ s} < T < 10 \text{ s}$ .

Cette gamme de périodes est assez significative puisqu'elle englobe aussi bien les constructions souples que rigides.

##### 1-1-2) Taux d'amortissement critique:

Les valeurs suivantes de taux d'amortissement critique ont été considérées:

Ces valeurs couvrent la gamme des amortissements qu'on attribue généralement aux structures existantes ou qui sont souvent recommandées (Edjtemai, 1981 et Chopra, 2001).

##### 1-1-3) Facteur de ductilité:

Les réponses élasto-plastiques ont été étudiées pour des valeurs communément utilisées:

$g = 1, 2, \text{ et } 4$ .

##### 1-1-4) Limite élastique:

Le modèle de rigidité considéré (élasto-plastique parfait) étant défini par trois paramètres dont le déplacement élastique maximal  $U_y$  auquel correspond la force élastique maximale  $R_y$ , trois valeurs ont été considérées pour cette dernière:

$R_y = 0.5, 1, \text{ et } 1.5$

#### 1-2) Charges sismiques:

Les accélérogrammes utilisés sont ceux relatifs à: Chlef1NS, Chlef2NS, Chlef2WE, Attaf.NS et El Centro.

### IV -2) Programmation Informatique:

Trois types de programmes ont été développés en langage Fortran, permettant de calculer:

La réponse élastique, par l'intégrale de Duhamel, pour donner et en fonction de T -

La réponse non linéaire dans le cas élasto-plastique parfait pour une limite élastique ( $R_y$ ) -  
donnée

La réponse non linéaire dans le cas élasto-plastique parfait pour une ductilité ( $p$ ) donnée -

Ces programmes, qui ne sont en fait qu'une reformulation adaptée de programmes similaires développés par Paz (1985) et Edjtemai (1981), peuvent donner, en plus de l'histoire complète de la réponse en fonction du temps, la réponse dynamique maximale de l'oscillateur Ces programmes sont donnés en Annexe.

## IV-3) Applications et Résultats:

### 3-1) Spectre de réponse:

#### 3-2-1) spectre élastique:

Le tracé de  $S_v=f(T)$ , pour les valeurs de  $\xi$  précédemment citées en (& IV-1-1-2), a permis de voir directement l'effet de l'amortissement traduit par une tendance à limiter la réponse dynamique des structures soumises au séisme, particulièrement autour des fréquences dominantes (zone centrale du spectre).

Ce résultat, ajouté au précédent, explique la zone centrale du spectre par un segment horizontal étant donné que l'amortissement et la moyenne tendent à éliminer les pics dans le tracé des spectres de déplacement  $S_d=f(T)$  et d'accélération  $S_a=f(T)$ , pour différentes valeurs de  $\xi$  et différents accélérogrammes a mis en évidence l'existence d'asymptotes à ces deux spectres qui ne dépendaient ni de la forme du séisme ni de l'amortissement de la structure.

## IV-4) Application :

### 4-1) Programme en Fortran:

Pour le calcul de la réponse à l'aide de l'intégrale de Duhamel

Duhamel for;

```
c
  Program: depmax.for
  implicit real*8(a-h,o-z)
  real*8 lint1,lint2,lint3,lint4,k,m
  dimension t(4000),f(4000)
  lint1(tau)=dexp(xiwd*tau)*(xiwd*dcos(wd*tau)+wd*dsin(wd*tau))/dwsq
  lint2(tau)=dexp(xiwd*tau)*(xiwd*dsin(wd*tau)-wd*dcos(wd*tau))/dwsq
  lint3(tau)=tau*lint2(tau)-xiwd*lint2(tau)/dwsq+wd*lint1(tau)/dwsq
  lint4(tau)=tau*lint1(tau)-xiwd*lint1(tau)/dwsq-wd*lint2(tau)/dwsq
  open(1,file='ch2.dat')
  open(2,file='sv.dat')
  open(3,file='ph2.dat')
  open(4,file='sach2.dat')
  open(5,file='dh5.dat')
  open(7,file='essai.dat')
  read(1,*)n,m,xi,gr
  read(1,*) (t(i),f(i),i=1,n)
50 do 50 i=1,n
c   f(i)=f(i)*gr
c   st=5.

c   do 130 nst=1,27
c   do 130 nst=1,14
c   if(nst.eq.1) st=0.01
c   if(nst.eq.2) st=0.03
c   if(nst.eq.3) st=0.14
c   if(nst.gt.3.and.nst.le.6) st=st+0.02
c   if(nst.gt.6.and.nst.le.14) st=st+0.1
c   if(nst.gt.14.and.nst.le.22) st=st+0.5
c   if(nst.gt.22.and.nst.le.27) st=st+1.
c   w=6.28/st
c   k=m*(w**2)

c
c   interp entre donnees
c
c   init val
```

```

c      fiml=f(1)
      timl=t(1)
      ati=0.0
      bti=0.0
      dat=0.0
      dbt=0.0
      y=0.
      v=0.
      p=0.
      ymax=0.
      vmax=0.
      amax=0.
      pmax=0.
      omega=dsqrt(k/m)
      crit=2*dsqrt(k*m)
      c=xi*crit
      wd=omega*dsqrt(1.-(xi**2))
      xiwd=xi*omega
      dwsq=xiwd**2+wd**2
      acc=fiml/m
c
c      headings
c
c      write(5,70) m,k,omega,wd,c,xi
70    format(1x,f12.4,f12.2,2f12.3,2f12.2,/)
      acc=-fiml
      fiml=-fiml*m
      write(5,100) timl,y
c
c      loop over time interval
c
      nml=n-1
      do 110 i=1,nml
c
c      _ solve for displ
c
      fi=f(i+1)
      ti=t(i+1)
      fi=-fi*m
      dfti=fi-fiml
      dti=ti-timl
      ft=dfti/dti
      g=fiml-timl*ft
      ai=lint1(ti)-lint1(timl)
      bi=lint2(ti)-lint2(timl)
      vs=lint3(ti)-lint3(timl)
      vc=lint4(ti)-lint4(timl)
      ai=ai*g
      bi=bi*g
      bi=bi+ft*vs
      ai=ai+ft*vc
      ati=ati+ai
      bti=bti+bi
      y=dexp(-xiwd*ti)*(ati*dsin(wd*ti)-bti*dcos(wd*ti))/(m*wd)
c
c      solve for veloc

```

```

c
c      da=(wd*bti-xiwd*ati)*dsin(wd*ti)
c      db=(wd*ati-xiwd*bti)*dcos(wd*ti)
c      v=dexp(-xiwd*ti)*(da+db)/(m*wd)
c
c      solve acc
c
c      acc=(fi-c*v-k*y)/m
c      solve for spr and damp forces
c
c      fs=y*k
c      fd=v*c
c      p=dsqrt(fs**2+fd**2)
c
c      save max values
c
c      -
c
c      if (dabs(y).gt.dabs(ymax)) ymax=y
c      if (dabs(v).gt.dabs(vmax)) vmax=v
c      if (dabs(acc).gt.dabs(amax)) amax=acc
c      if (dabs(p).gt.dabs(pmax)) pmax=p
c
c      increm variables
c
c      tim1=ti
c      fim1=fi
c
c      sortie de la rep
c
c      write(*,*)w,ymax
c      sd=abs(ymax)
c      write(*,*)i,ti,fi,y,v,acc,p
c      write(5,100)ti,y
100  format(1x,f12.4,f12.3)
110  continue
c      sv=w*sd
c      sa=w*sv
c
c      sortie des val max
c
c
c      write(5,120)ymax,vmax,amax,pmax
120  format(1x,f12.4,f12.2,2f12.3,2f12.2)
c      write(4,150)st,sa
c      write(2,150)st,sv
130  write(3,150)st,sd
150  format(1x,f12.2,f12.3)
c      end

```

#### 4-2) structure:

La structure considérée est un bâtiment à 1 étage (1, d,d,l).

La masse M est normalisée à 1

L'amortisse  $\xi = 5$

La rigidité est variable pour obtenir la gamme de périodes utilisées de:

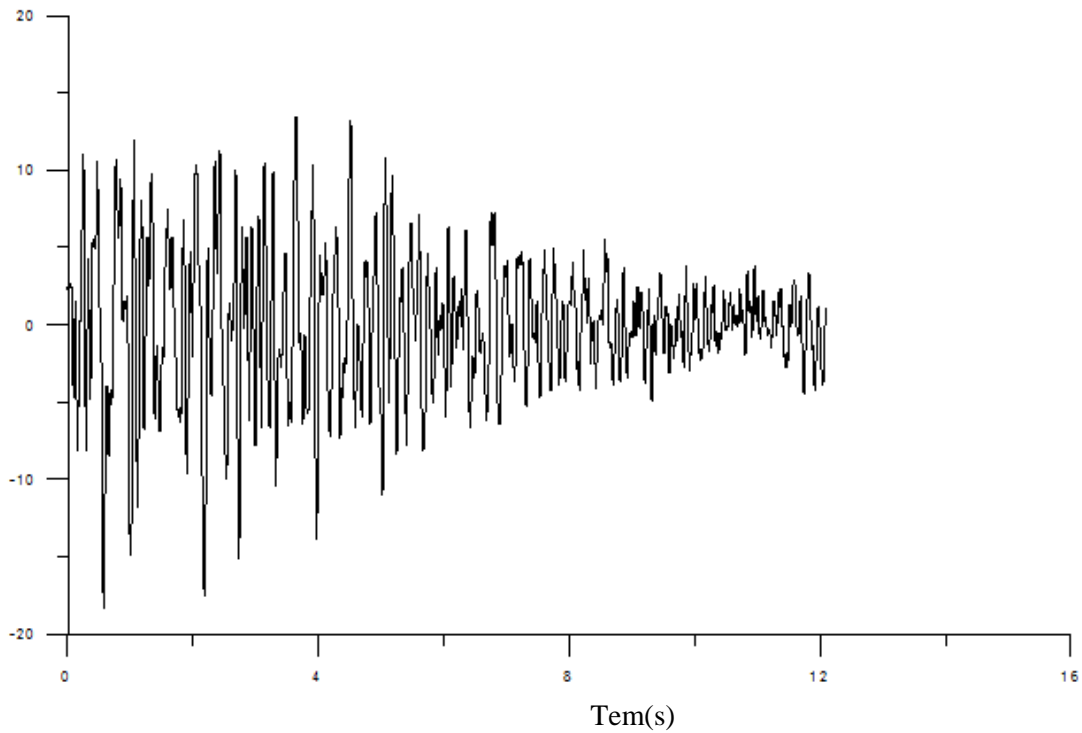
$$T_1=0.01 \text{ s} \qquad K_1 = 3.9 \cdot 10^5 \text{ N/m}$$

$$T_{14}=1 \text{ s} \qquad K_1 = 39.43 \text{ N/m}$$

### 4-3) Accélérogrammes:

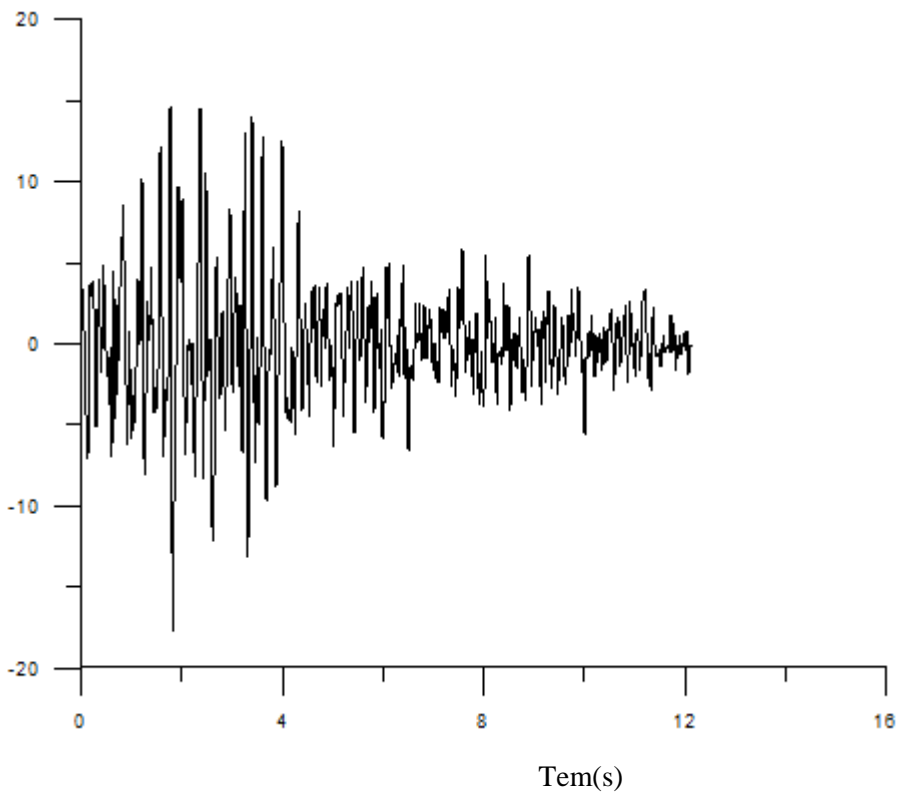
Hamam delàà c'ets un 3 type: Accélération

Accélération



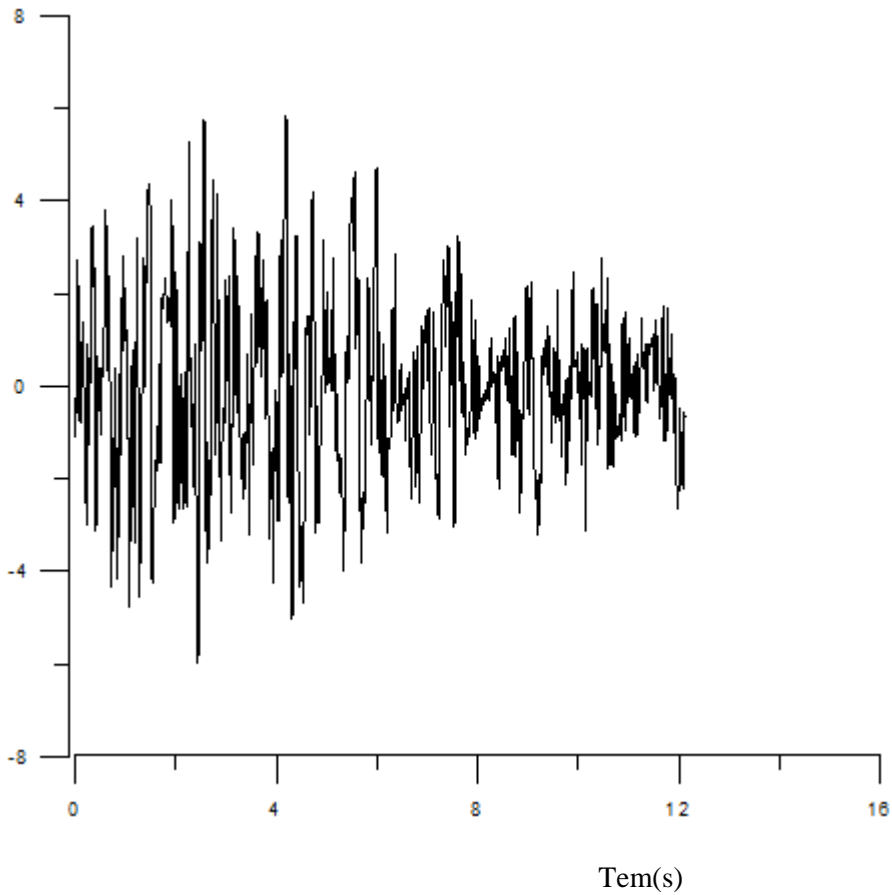
**Fig. (IV.1): Accélérogramme 01(Hamam D)**

Accélération



**Fig. (IV.2): Accélérogramme 02(Hamam D)**

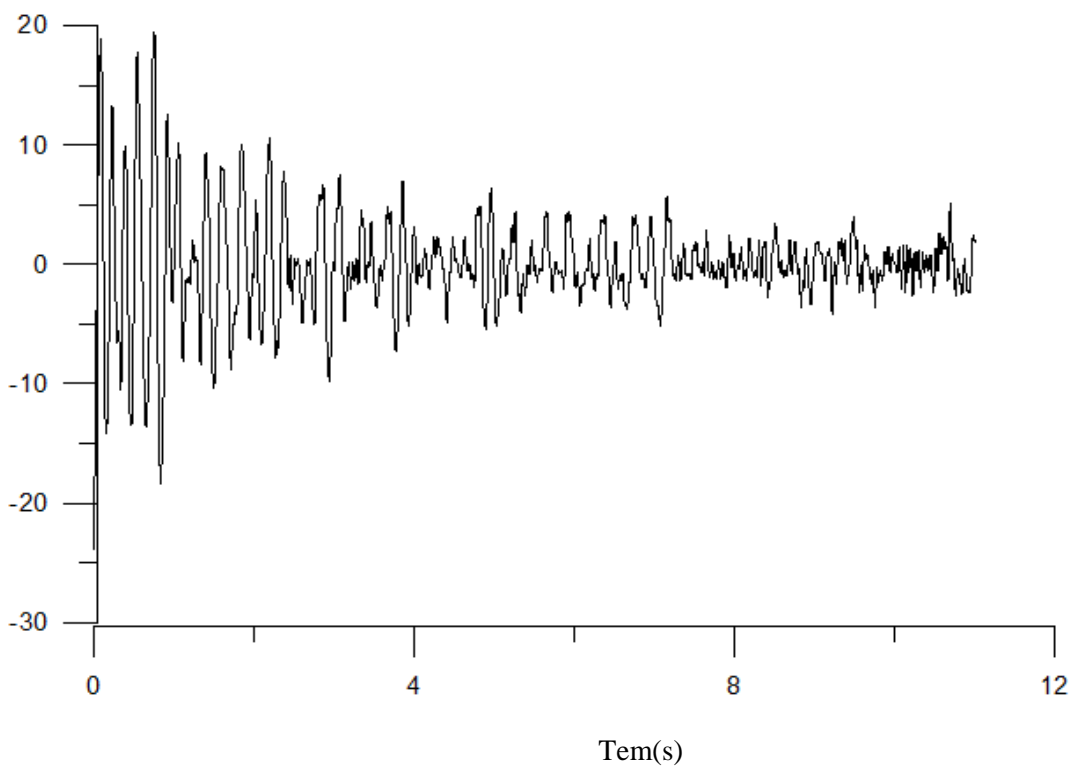
Accélération



**Fig. (IV.3): Accélérogramme 03(Hammam D)**

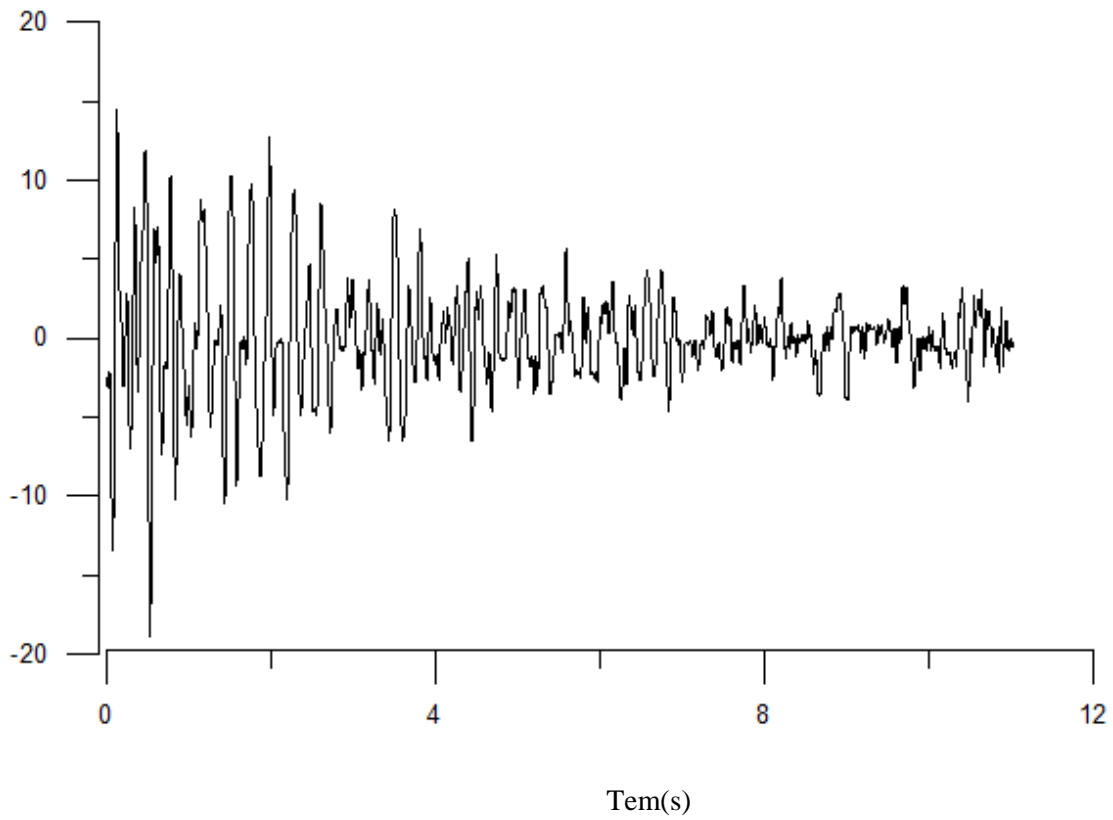
✚ Mansoura c'est 3 types:

Accélération



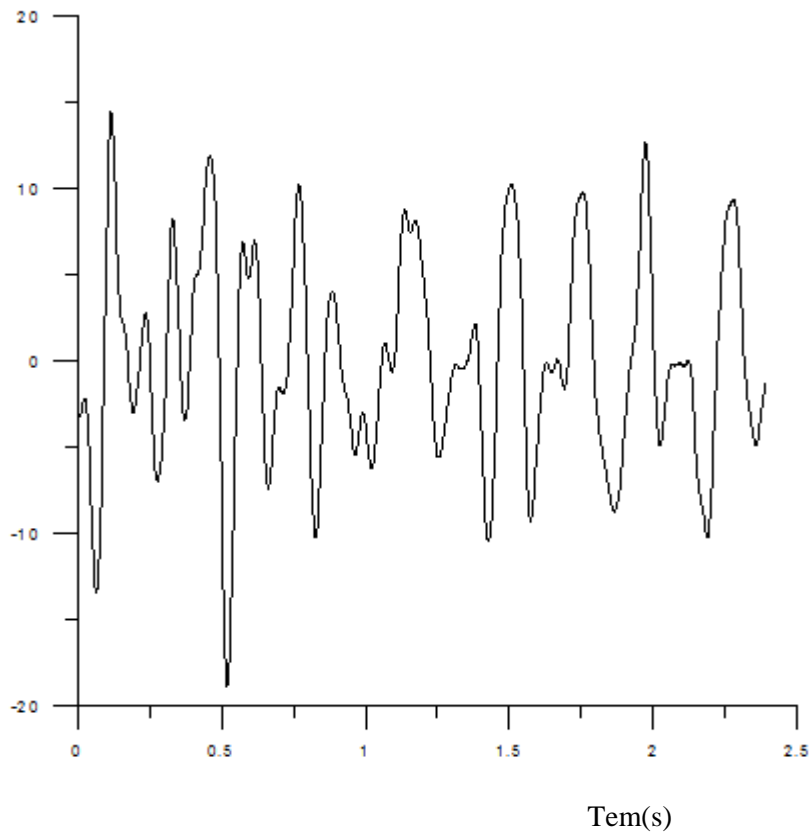
**Fig. (IV.1): Accélérogramme 01(Mansoura)**

Accélération



**Fig. (IV.2): Accélérogramme 02(Mansoura)**

Accélération



**Fig. (IV.3): Accélérogramme 03(Mansoura)**

#### 4-4) Rés ultats :

✚ Le spectre de réponse a Hammam Dalaa sur le Programme Origin8 à (3 type):  
\*Type01

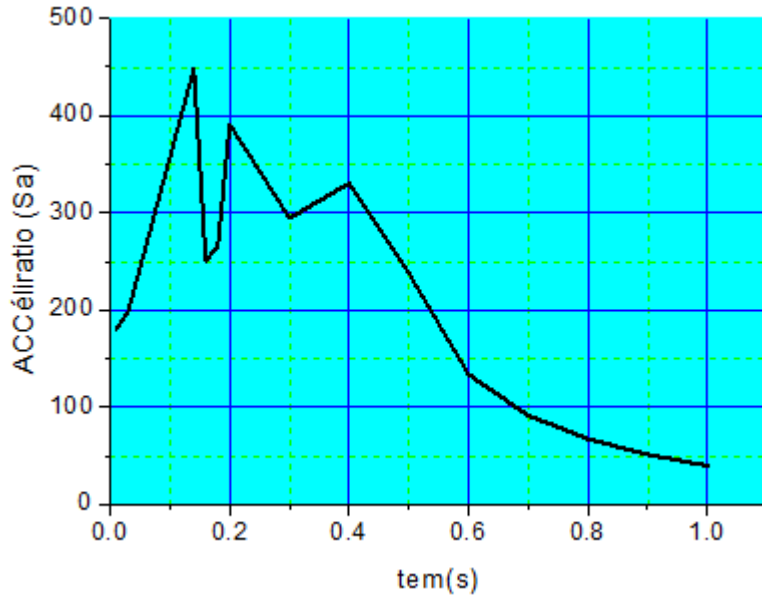


Fig. (IV-1) le spectre de réponse pour la Région de Hammam delaa(01)

\*Type02

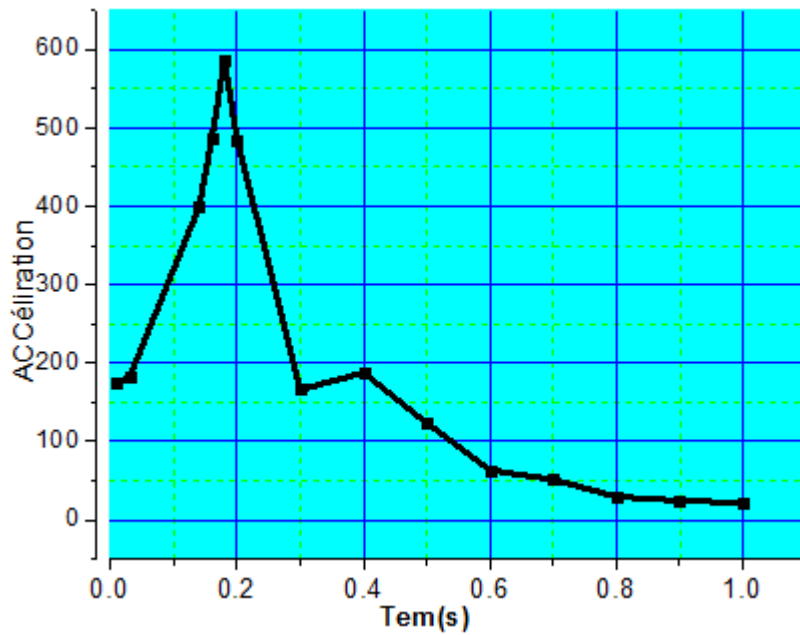


Fig. (IV-2) le spectre de réponse pour la Région de Hammam delaa(02)

\*Type03

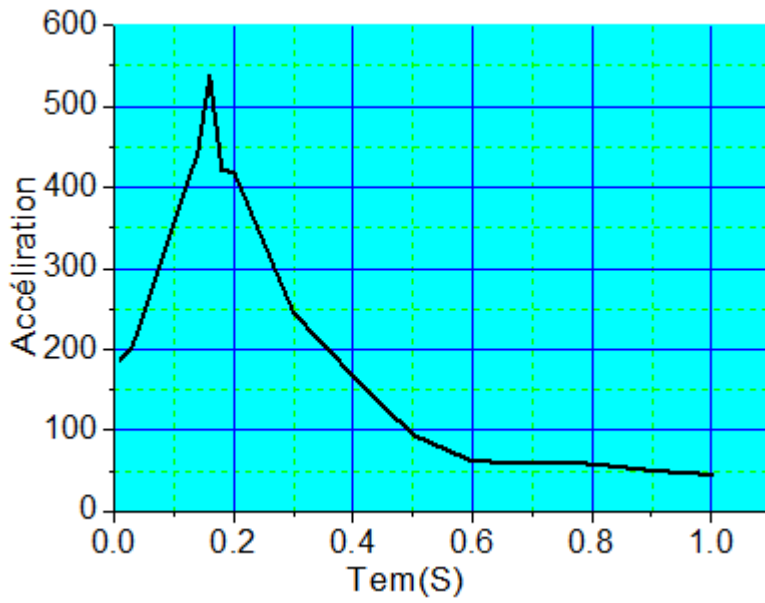


Fig. (IV-3) le spectre de réponse pour la Région de Hammam delaa(03)

✚ le spectre de réponse a Mansoura sur le programme origine 8 à 3 type:

\*Type 01

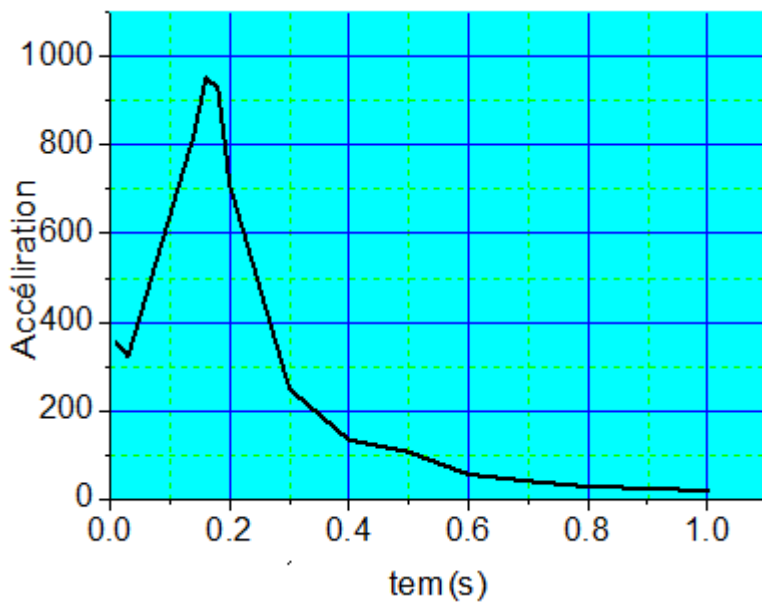


Fig. (IV-1) le spectre de réponse pour la Région de Mansoura (01)

\*Type 02

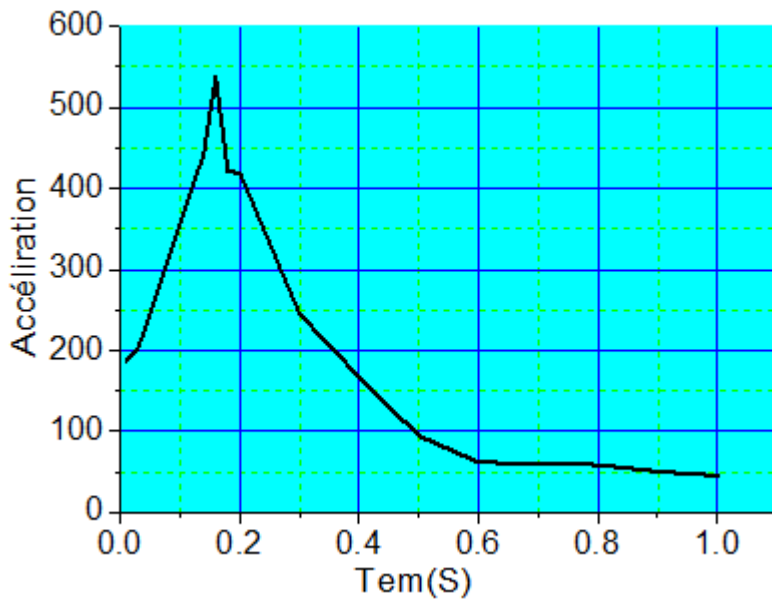


Fig. (IV-2) le spectre de réponse pour la Région de Mansoura (02)

\*Type 03

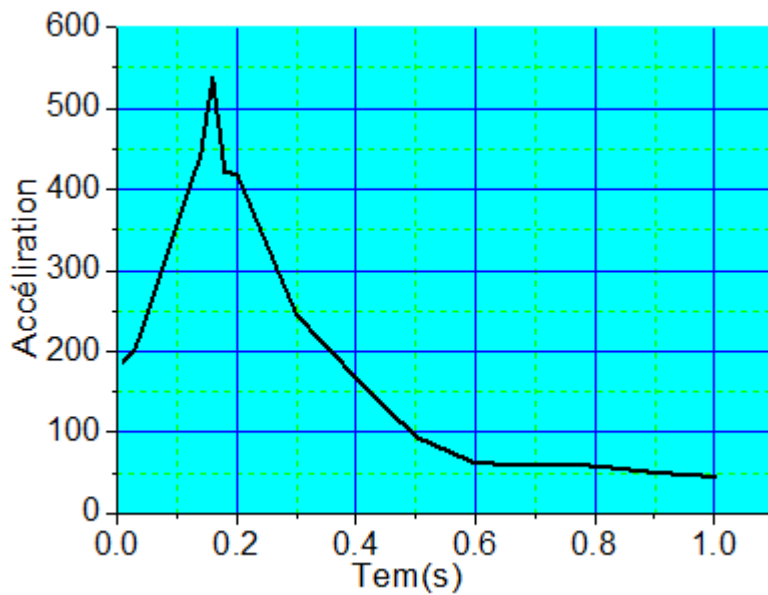


Fig. (IV-3) le spectre de réponse pour la Région de Mansoura (03)

✚ Le spectre moyen:

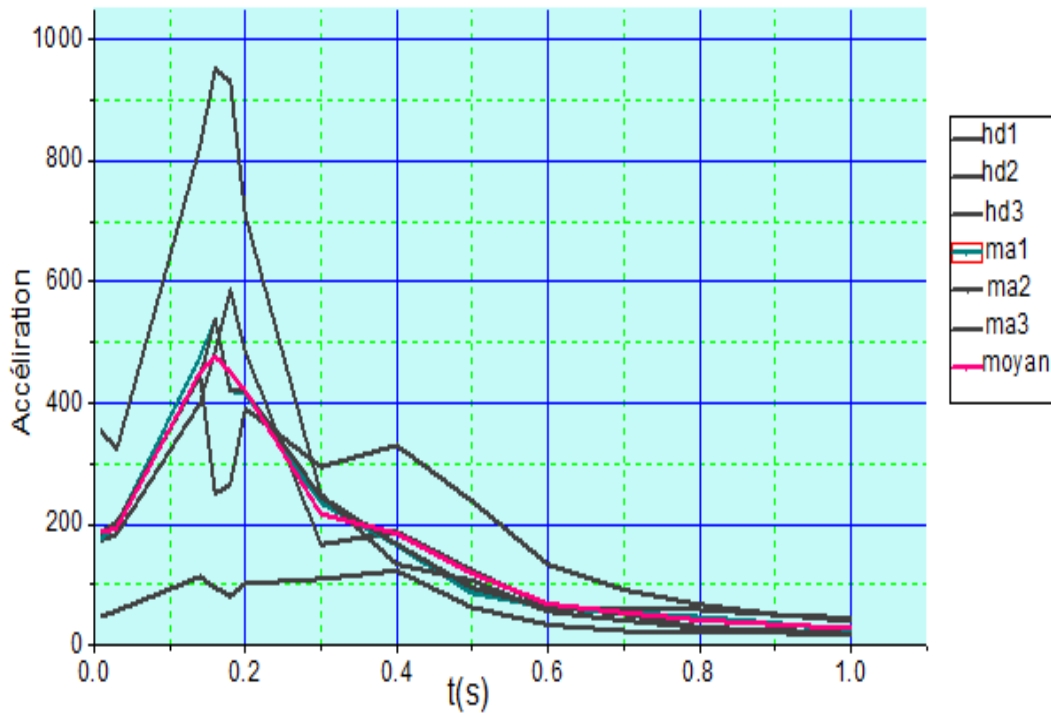


Fig. (IV-4) le spectre de réponse moyen pour la Région de M'sila (Hammam delaa et Mansoura)

✚ Spectre moyen lissé:

Spectre de calcul

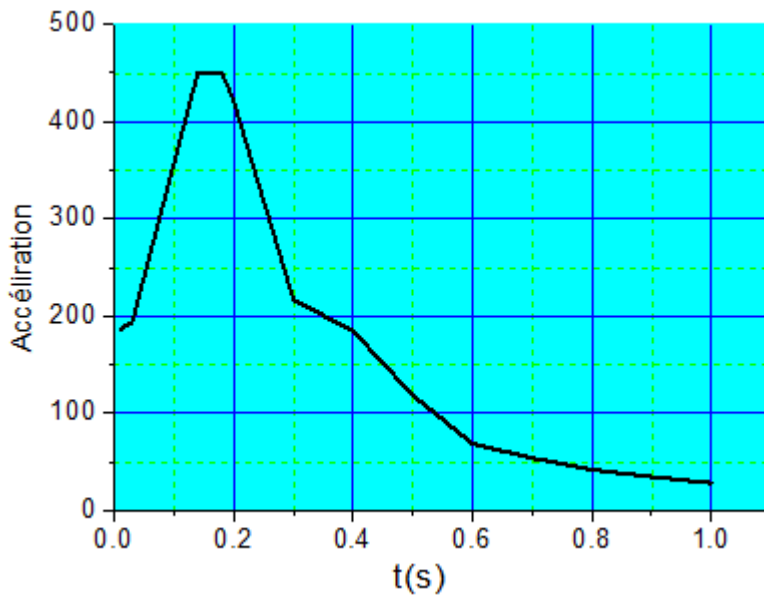


Fig. (IV-5) le spectre de réponse moyen lissé pour la Région de M'sila (Hammam delaa et Mansoura)

✚ **Remarque:** les graphes (accélérogrammes et spectre de réponse) ont été tracés à l'aide du logiciel Origin.

## Conclusion général

---

## ***CONCLUSION GÉNÉRAL***

CE TRAVAIL M'A PERMIS DE :

- + APPLIQUER LES CONNAISSANCES ACQUISES DURANT LE CURSUS UNIVERSITAIRES NOTAMMENT EN DYNAMIQUE DES STRUCTURES.
- + ME FAMILIARISER AVEC L'OUTIL INFORMATIQUE (PROGRAMMATIONS FORTRAN, COMPILATION, GRAPHISME .....EXT).
- + FAIRE LA COLLECTE DES DONNÉES SISMIQUES DE LA RÉGION DE M'SILA (HAMMAM DALAA, MANSOURA).
- + UTILISER CES DONNÉES POUR CALCULER LE DÉPLACEMENT D'UNE STRUCTURE SIMPLE
- + EN DÉDUIRE LE SPECTRE DÉPLACEMENT.
- + TRACER LES SPECTRES DÉPLACEMENT POUR CHAQUE ACCÉLIROGRAMME.
- + TRACER LE SPECTRE MOYEN
- + EN DÉDUIRE LE SPECTRE DE CALCUL PAR LISSAGE

TOUT CELA M'A PERMIS DE COMPRENDRE COMMENT CONSTRUIRE UN SPECTRE DE CALCULE

## References Bibliographies

---

## References Synthèse bibliographique

- [1] **M. Tamahoult et T. Branci** : influence de l'interaction sol-structure sur la réponse dynamique des structures des bâtiments, Université Hassiba Benbouali, Chleff. 2009.
- [2] **Khalil Louay et Sadek Marwan et Shahrour Isam** ; Influence de l'interaction sol-structure (ISS) sur la fréquence fondamentale des bâtiments, Laboratoire de Mécanique de Lille (CNRS UMR 8107), Université des Sciences et Technologies de Lille (USTL), Polytech-Lille – 59 655 Villeneuve d'Ascq cedex, juin 2006.
- [3] **M. Oudjene et M. Meghlat, et Y. Bouafia** : Influence de la catégorie de site sur le comportement sismique des structures rigides ; application des règles parasismiques algériennes 99 (RPA 99). Institut Supérieur d'Ingénierie de la Conception (GIP-InSIC) 27, rue d'Hellieule, 88100 Saint-Dié-des-Vosges, France. Laboratoire de Modélisation Expérimentale et Numérique des Matériaux et Structures en Génie Civil (LaMoMS). Université Mouloud Mammeri, BP N° 17 RP, Tizi-Ouzou, Algérie.2005.
- [4] **O. SAHA, M.H. SERRADJ et M.K. BERRAH, A. BOUTALEB** : réponse sismique des fondations circulaires aux ondes. École normale supérieure de l'enseignement technique d'Oran, Algérie. École nationale polytechnique d'Alger, Algérie, 2000.
- [5] **Stéphane Grange** ; Modèle simplifié 3D de l'interaction sol-structure : application au génie parasismique ; Laboratoire 3S-R – Grenoble Universités – Domaine Universitaire – St Martin d'Hères – BP53 38041 Grenoble Cedex 9. 2008.
- [6] **Régis Cottureau - Didier Clouteau - Christian Soize** Modèle dynamique équivalent de matrices d'impédance de fondation. Laboratoire MSS Mat, Ecole Centrale Paris Grande Voie des Vignes, F-92295 Châtenay-Malabry cedex. LaM, Université de Marne-la-Vallée 5 boulevard Descartes, F-77454 Marne-la-Vallée cedex 2, 2007.
- [7] **Hassan Alsaleh, Isam Sahrour** ; Analyse tridimensionnelle de l'interaction dynamique sol-micro-pieux-structure Influence des non-linéarités de sol et de l'interface, \*Laboratoire de Mécanique de Lille, Université des Sciences et Technologies de Lille (USTL) Polytech-Lille – 59 655 Villeneuve d'Ascq cedex, France. 2005.
- [8] **Ali Gandomzadeh , Jean-François Semblat and Fabian Bonilla** ; Interaction Dynamique Sol-Structure : Influence des non-linéarités de Comportement du Sol. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), 58, boulevard Lefebvre, 75732 Paris Cedex 15, France. Institut Radioprotection et de Sûreté Nucléaire (IRSN), 31, avenue de la Division Leclerc 92260, Fontenay-aux-Roses, France, 2008.
- [9] **Vincent Guyonvarh - Georges Devésa- Nicolas Greffet- Didier Clouteau** : Analyse sismique avec prise en compte de l'ISS et de l'ISFS sur des structures de grande taille Electricité de France, Direction Recherche et Développement. Département Analyses Mécaniques et Acoustique, 92141 Clamart cedex. Laboratoire de Mécanique des Sols Structures et Matériaux, ECP Grande voie des vignes, 92295 Chatenay-Malabry cedex. 2007.
- [10] **Pietro Alfonsi** Approche numérique du rôle des fondations de bâtiments dans la propagation d'une onde. Laboratoire des Ponts et Chaussées 58 boulevard Lefebvre,75732 Paris cedex 15, 2007.
- [11] **C. Obrembski , D. Clouteau , N. Greffet**, Algorithme "Temps-Fréquence" pour la dynamique non linéaire en interaction sol-structure. LMSS Mat, CNRS UMR 8579. Ecole Centrale Paris. EDF R&D AMA, Clamart, France, 2005.
- [12] **John Wiley** "seismic analysis of structures" Indian Institute of Technology Delhi, India 2010

- [13] **Jangid, R.S. and Data, T.K.** (1995) Séismique behavior of base isolated building- a state of art review. Journal of Structures and Buildings, Proceedings of Institute of Civil Engineers (London), 110,186–203.
- [14] **Ray W. Clough, J. Penzien,** Dynamique des structures, Tome 1: Principes fondamentaux, Editions Pluralis, 1980.
- [15] **Jangid, R.S. and Datta, T.K.** (1994) Non-linear response of torsionally coupled base isolated structure. Journal of Structural Engineering, ASCE, 120(1), 1–22.
- [16] **Saeid, P. and Datta, T.K.** (2005) Semiactive fuzzy logic control of suspension bridge flutter. Journal of Structural Engineering, ASCE, 131(6), 900–912.
- [17] **Shukla, A.K. and Datta, T.K.** (1999) Optimal use of viscoplastic dampers in building frames for seismic forces. Journal of Structural Engineering, ASCE, 125(4), 401–409.
- [18] **G. Deleuze,** “ Réponse à un mouvement sismique d’un edifice pose sur un sol élastique “ Annale de l’ITBTP n° 234, Paris. 1967.
- [19] **Newmark-Resenblueth** : Fundamentals of earthquake engineering. Prentice- Hall : Englewood Cliffs, Nj, 1971.
- [20] **V. Davidovici, 99** : *La construction en zone sismique*, Paris, Editions Le Moniteur 1999.
- [21] **J-G Seifert, F.Cevaer,** “ Manuel des fonctions d’impédance- Fondations superficielles, Ouest “, Paris. 1967.
- 22] **A.Capra, V. Davidovici,** Calcul dynamique des structures en zone sismique, Editions Eyrolles, 3<sup>ème</sup> éditions, Paris, 1984.
- [23] **M. Zacek,** Construction parasismique, Editions Parenthèses. Marseille, 1996.
- [24] Règle parasismique algériennes (RPA 99 version2003).
- [25] **Alain PECKER** dynamique des structures et des ouvrages édition 2007

## Le References Bibliographies

- 1-Athos JC. "The generation of inelastic response spectra for earthquake accélération records" University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, (2003). pp.1-8.
- 2-Betbeder-Matibet J. "Etat de l'Art en matière de calcul dynamique des structures", Génie Parasismique, Paris, (1985). pp. 357-363.
- 3-Brahimi M. "Use of ARMA Models for Response Spectra", PhD Thesis, New York, (1989).pp. 53-61
- 4-Capra A. "Pratique de l'Analyse Modale dans le Calcul des Structures", Génie Parasismique Paris, (1985). pp. 374-383.
- 5- Cherait Y. Calcul des ouvrages en béton armé, (2006). règles CBA 93 et RPA 2003. O.P. U.
- 6- Chen W. and Scawthorn C. "Earthquake Engineering Handbook", CRC Press, Washington (2003).
- 7-Chopra, A. K. Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering, Prentice-Hall, New Jersey, U.S.A. (2001).
- 8-Clough. RW & Penzien J. Dynamics of Structures, M GRAW- HILL, INC, U.S.A. (1975).
- 9-Despeyroux J. Le Projet de construction Parasismique", Génie Parasismique, Paris, (1985). pp. 1-53.
- 10-Djebbar N., Djebbar A., Chair A. et Athmani A, "Evaluation du facteur de comportement préconisé par le code RPA99", SDEICO, le International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries, Oran, Algérie, (2009).
- 11-Edjtemai N. "Modèles de calcul de la réponse élasto-plastique d'une structure à une actionsismique". E.N.P.C. de Paris. (1981).
- 12-Foutch D. and Wilcoski J. "A Rational Approach for Determining Réponse Modification Factor for Séismique Design of Buildings Using Curent Code Provisions", Earthquake Spectral, vol. 21, N° 2, pp. 339-352.
- 13-Haikal G. "Overview of Elastic and Inelastic Response Spectra". Final Report, Mid-feCrnerica Earthquake Center CBE Institute Texas A& M University College Station, U.S.A. (2003).
- 14-Housner, G.W. "Behavior of Structures during Earthquakes", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, vol. 85, N° EM4, Proc. Paper 2220, (1959). pp.109-129.
- 15-Lam N., Wilson J. and Hutchinson G. "The ductility reduction factor in the seismic design Buildings". Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 27, (1998). pp. 749-769).
- 16-Lin, J. and Mahin, S.A. "Effect of Inelastic Behavior on the Analysis and Design of Earthqual Resistant Structures", Report \_APUCB/EERC 85-08, Calif. University, (1985). pp. 138.
- 17-Newmark N.M. and Hall W.J. "Procedures and criteria for earthquake resistant design. Buildin Practices for Disaster Mitigation", Dept. of Commerce, U.S.A. (1973).
- 18- Paz M. Structural Dynamics, theory and computation. Van Nostrand Reinhold Company, Ne York. (1985).
- 19-Pecker A. Advanced Earthquake Engineering Analysis, Ecole Polytechnique, Palaiseau, France (2005). pp. 63-133.
- 20-Zarah, T.F. and Hall, W.J. "Earthquake Energy Absorption in SDFS Structures", J.ST.Div. ASCE, vol. 110, ST8. (1984).

# **REMERCIEMENT**

**Tout d'abord, je remercie allah, le clément et le miséricordieux de m'avoir**

**Donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.**

**C'est avec une profonde reconnaissance et considération**

**Mr G. Amar e et A.BOULAOUUD Pour la sollicitude avec**

**Laquelle ils ont suivi et guidé ce travail.**

**Je remercie les membres de jury qui nous font l'honneur**

**De présider et d'examiner ce modeste travail.**

**Les remerciements seraient incomplets sana ceux, les plus sincères,  
adresses**

**À tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.**

**Comme je tiens à remercier tous ceux qui de loin ou de près**

**Ont contribué à finaliser ce travail.**

**Djalab Tahar 2016**

# اهداء

بسم الله الرحمن الرحيم

وصلاة وسلام على اشرف المرسلين محمد بن عبد الله خاتم الانبياء والمرسلين

اما بعد

اهدي هذا العمل المتواضع

-الى التي تعبت وربت وسهرت الليالي الى اغلى شيء في الوجود

الى احب شخص في هذه الدنيا بعد الله ورسوله

الى امي الحبيبة نعاة

التي فرح دوما لنجاحي و سعادتي اسئل الله ان يطيل عمرها كي ارد جزء امن الخيرها

الى الذين افنوا من اجل راحتي ودراستي اخوتي الاعزاء(الحسين لخضر البرقادي  
المداني احمد بوعلام)

والى ابن اخوتي الصغار ( اسامة ايوب عبد الرحمان زاكي عبد الرزاق عب الحي  
اكرم توفيق حسام ساجدة كوثر اكرام شيماء اماني نور الهدى راضية مريم)

الى رفقاء الدرب . خليفة, مراد, عبد القادر, عبد الحق,النوري,.....والى كل من اسدى اليا  
خدمة

والى كل اصدقائي الطلبة السنة الثانية ماستر هندسة مدنية 2015-2016

جغلاب الطاهر 2016

# SOMMAIRE

<b>Introduction générale</b> .....	2
Première Partie: Généralités est Problématique.....	3
<b>Chapitre I:</b>	
I-1) Synthèse bibliographique (travaux antérieurs).....	5
I-2) Collecte de données sismiques pour la région de m'sila.....	8
2-1) Séisme dans la wilaya de M'Sila de magnitude 4,1.....	8
2-2) Réplique de magnitude 3,1 à M'sila (CRAAG).....	9
2-3) Secousse tellurique à M'sila : beaucoup de frayeur mais pas de dommages.....	9
2-4) Ecosse sismique ce matin à M'sila.....	9
2-5) Une semaine après le séisme de Beni-Ilmane.....	10
2-6) Les sismique ce matin à M'sila (Melouza- Ouanougha).....	12
2-7) Séisme à Bou Saada et à Djelfa .....	12
2-7-1) D'une magnitude de 5,4 sur l'échelle de Richter.....	12
<b>Chapitre II:</b>	
II-1) Notions de sismologie.....	16
II-1-1) Définition.....	16
II-1-2) Origine des séismes.....	16
II-1-3) L'intensité d'un séisme.....	17
II-1-4) Répartition des séismes sur le globe terrestre.....	19
II-1-5) L'enregistrement des ondes sismiques.....	20
1-5-1) Les sismographes.....	20
1-5-2) Le sismogramme.....	20
1-5-3) Caractéristiques des ondes sismiques.....	21
1-5-4) La propagation des ondes sismiques.....	22
1-5-5) Les courbes temps/distance.....	23
II-1-6) Magnitude d'un séisme et échelle de Richter.....	24
<b>Chapitre III:</b>	
III-1) Dynamique des structures.....	26
III-1-1) Introduction.....	26
III-1-2) Notions élémentaires de Dynamique.....	26
III-1-2-1) Types d'analyse dynamique.....	26
III-1-2-2) Discrétisation et nombre de degrés de liberté.....	26
III-1-2-3) Modèle dynamique élémentaire (oscillateur simple).....	27
III-1-2-4) Formulation de l'équation du mouvement d'un oscillateur simple.....	27
III-1-2-5) Systèmes soumis à une excitation d'appui (séisme par exemple).....	28
III-1-3) Notions de Calcul Non Déterministe.....	29
III-1-3-1) Introduction.....	29
III-1-3-2) Nécessité des accélérogrammes "artificiels".....	29
III-1-3) Notions de "simulation numérique".....	30
III-1-3-1) Introduction.....	30
III-1-3-2) Bref exposé de la méthode "ARMA".....	30
III-1-3-4) Réponse à un chargement aléatoire.....	31

III-1-1) Systèmes Linéaires.....	33
1-1) Définition.....	33
1-2) Spectres de réponse linéaire.....	36
1- 2-1) Préambule.....	36
1-2-2) Spectre de Fourier.....	37
1-2-3) Spectre de réponse.....	38
1-2-4) Interprétation des valeurs spectrales.....	40
2-4-1) Interprétation de $S_a$ .....	40
2-4-2) Interprétation de $S_v$ .....	41
1-2-5) Présentation du spectre de réponse.....	42
1-2-6) Caractéristiques du spectre de réponse.....	42
2-6-1) Coefficient sismique.....	42
2-6-2) Effet de l'amortissement.....	43
2-6-3) Asymptotes du spectre de réponse.....	43
1-2-7) Spectre élastique de calcul normalisé.....	43
1-2-8) Application du spectre de réponse élastique.....	45
III-1-2) Systèmes Non Linéaires.....	46
2-1) Introduction.....	46
2-2) Définition.....	47
2-3) Modèles de rigidité.....	47
2-3-1) Introduction.....	47
2-3-2) Modèle élasto-plastique.....	49
2-3-3) Modèle à dégradation de rigidité.....	50
2-3-4): Calcul de la réponse.....	50
2-4-1): Généralités.....	50
2-4-2) Equation dynamique incrémental.....	52
2-4-3) Exposé de la méthode "pas à pas".....	52
2-4-4): Remarques concernant cette méthode.....	55
2-4-5): Résumé du procédé numérique.....	56
2-4-6) Longueur de pas.....	56
2-5) Spectre de réponse non-linéaire.....	57
2-5-1) Introduction.....	57
2-5-2) Ductilité.....	57
5-2-1) Rôle de la ductilité.....	57
5-2-2) Définition de la ductilité en chargement statique.....	57
2-5-3) Nécessité du spectre de réponse non-linéaire.....	59
2-5-4) Définition du spectre de réponse élasto-plastique.....	59
2-5-5) Application du spectre de réponse élasto-plastique.....	62
2-5-6) Spectre de dimensionnement.....	63
2-5-7) Dédution approchée du spectre de réponse élasto- plastique à partir du spectre élastique.....	64
5-7-1) Critère de l'égalité des déplacements.....	64
5-7-2) Critère de l'égalité des énergies.....	65
5-7-3) Commentaires.....	66
5-7-4) Construction approchée du spectre élasto-plastique.....	67

## Chapitre IV:

IV) Application est résultats.....	69
IV -1) Données Numériques.....	69
1-1) Caractéristiques numériques de l'oscillateur.....	69
1-1-1) Période propre de vibration.....	69
1-1-2) Taux d'amortissement critique.....	69
1-1-3) Facteur de ductilité.....	69
1-1-4) Limite élastique.....	69
1-2) Charges sismiques.....	69
IV -2) Programmation Informatique.....	69
IV-3) Applications et Résultats.....	70
3-1) Spectre de réponse.....	70
IV-4) Application .....	70
4-1) Programme en frottant.....	70
4-2) structure.....	72
4-3) Accélérogrammes.....	73
4-4) Résultats.....	76
Conclusion général .....	81
References bibliographique	

## Notation et symboles

A : coefficient d'accélération de zone  
C : amortissement  
 $D_e$  : la déformation de fin de phase élastique  
 $D_u$  : déformation de ruine  
 $E_c$ : Energie cinétique  
 $E_d$  : Energie de déformation élastique  
 $F(t)$  : chargement dynamique  
F : l'effort tranchant  
f : La fréquence propre de la structure  
 $F_d$  : la force d'amortissement  
FE : force élastique maximale à l'instant tE  
 $F_i$  : la force d'inertie  
 $F_{max}$  : force élastique maximale  
I F.), I : force horizontale maximale  
 $F_s$  : la force de rappel  
 $F_u$ : la résistance finale  
 $F_y$  : force élastique limite  
 $F_y$  : force horizontale  
g : l'accélération de gravité  
K : rigidité  
 $K_i$  : la rigidité initiale  
 $K_y$  : la rigidité post-élastique  
OC et OD : le déplacement élastique et déplacement total  
(O.S.) : oscillateur simple  
Q : facteur de qualité  
R : force de rappel  
R: coefficient de comportement global de la structure  
 $R_y$  : force élastique maximale  
 $S_a$  : représente l'accélération de la masse  
 $S_a$  : accélération spectrale  
 $S_{aE}$  : l'accélération spectrale élastique  
 $S_D$ : spetre de dimensionnement  
 $S_d$ : déplacement spectrale  
 $S_E$ : spectre élastique de calcul  
 $S_v$ : vitesse specrale  
T : période  
t : temps  
 $T_n$  : est la période du mode le plus élevé du système  
 $T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site  
 $U_e(t)$ : déplacement relatif élastique  
 $U_y$  : le déplacement élastique limite  
 $U_y$  : déplacement élastique maximal  
 $U_y$  : le déplacement plastique initial

$U_z$ : déplacement

$V_e$  et  $V_i$  : l'effort tranchant élastique et inélastique

$W$  : est le poids propre de la masse  $M$

$\omega$  : la pulsation propre

$\omega_D$ : Pseudo pulsation des oscillations libres amortis

$X$  : la direction du déplacement

$X$  : le déplacement relatif

$X$  : le déplacement horizontal

$X_{\max}$ : valeur maximale du déplacement

$X_E$  : déplacement élastique maximal à l'instant  $t_E$

$X_p$  : déplacement élasto-plastique maximal à l'instant  $t_p$

$X_s$  : le déplacement du sol

$X_t$  : le déplacement total

$X_y$  déplacement élastique limite

$\dot{x}$ : vitesse

$\ddot{X}$ : Accélération

$\ddot{X}_i(t)$ : représente l'accélération absolue de l'oscillateur

$\ddot{X}_{tE}$ : accélération total à l'instant  $t_E$

$\ddot{X}_s$ : l'accélération du sol

$\ddot{X}_{tp}$ : l'accélération absolue

$\ddot{X}_{tp}$ : accélération totale à l'instant  $t_p$

$\xi$  : le coefficient d'amortissement

$y_0, y_1, \dots, y_i$  : sont les ordonnées de  $y(\tau)$

$Y(\tau)$ : fonction

$Y$  et  $\beta$ : définissent la variation d'accélération sur l'intervalle de temps

$\mu$  : la facteur de ductilité

## Liste des figures :

### Chapitre I:

Fig. (2-1) les accélérogrammes de Séisme dans la wilaya de M'Sila.....	6
Fig2.2) les zones a plus touché par les séismes en m'sila.....	8
Fig. 2.3) les images représenté la région de Beni ilmane une semaine après le séisme.....	8

### Chapitre II:

Fig. (II.1) : Schéma théorique de la propagation des ondes sismiques.....	14
Fig. (II.2): L'échelle M.S.K simplifiée.....	15
Fig. (II.3) : Carte simplifiée montrant la répartition des séismes sur Terre.....	16
Fig. (II.4) : Sismographe et sismogramme.....	17
Fig. (II.5) : Propagation des ondes sismiques dans des milieux à densité croissante vers la profondeur.....	19

### Chapitre III:

Fig. (III-1): Système dynamique élémentaire.....	23
Fig. (III-2): Schéma idéalisé d'un bâtiment à un étage.....	23
Fig. (III-3): Structure excitée par un séisme.....	24
Fig. (III-4): Accélérogrammes de Chlef (Algérie) et d'El Centro (Californie.....	25
Fig. (1-1): Comportement linéaire de l'oscillateur.....	29
Fig (1-2): "Pas d'intégration".....	30
Fig (1-3): Interpolation sur 3 points de la méthode de Simpson.....	31
Fig (1-4): Spectre d'amplitude de Fourier (El Centro, N-S, 1940).....	34
Fig (1-5): Spectre de "pseudo-vitesse" (Taft, N21E, 1952).....	35
Fig (1-6): Diagramme tripartite (El -Centro, NS).....	38
Fig.( 1.7 ) : Application du spectre de réponse à l'oscillateur simple.....	41
Fig. (2-1): Matériau élastoplastique (a) et élastique non linéaire.....	42
Fig. (2-2): Comportement non-linéaire.....	43
Fig. (2-3): Courbe expérimentale de déformation d'un élément en.....	44
(a): l'acier sous chargement alterné(b) béton armé (poutre en flexion alternée)	
Fig. (2-4): Modèle élasto-plastique.....	44
Fig. (2-5): Modèle à dégradation de rigidité.....	45
Fig. (2-6): Comportement élastoplastique parfait de l'oscillateur simple.....	46
Fig. (2-7): Variation linéaire, quadratique et cubique d'accélération, de vitesse et de déplacement.....	50

Fig. (2-8): Diagrammes sollicitation-déformation; linéaire (I) et élasto-plastique (II et III).....	53
Fig. (2-8): Diagramme sollicitation-déformation permettant la définition de la ductilité.....	54
Fig. (2-9): Comportement élasto-plastique en statique (a) et en dynamique (b).....	54
Fig. (2-18): Comportements élastique (b) et élasto-plastique (c) d'un oscillateur simple (a).....	55
Fig. (2-19): Energie de déformation dans un comportement élasto-plastique.....	58
Fig. (2-20): Utilisation du spectre de réponse élasto-plastique.....	58
Fig. (2-21): Spectres normalisés ( $\xi = 5\%$ ).....	60
Fig. (2-22): Critères de l'égalité: des déplacements maximaux (a) et des énergies (b).....	62
Fig. (2-23): Dédouction approchée du spectre élasto-plastique.....	63
<b>Chapitre IV:</b>	
Fig. (IV.1): Accélérogramme 01(Hammam Dalaa ) .....	68
Fig. (IV.2): Accélérogramme02 (Hammam Dalaa) .....	68
Fig. (IV.3): Accélérogramme 03(Hammam Dalaa) .....	69
Fig. (IV.1): Accélérogramme 01 (Mansoura) .....	69
Fig. (IV.2): Accélérogrammes 02(Mansoura) .....	70
Fig. (IV.3): Accélérogrammes 03 (Mansoura) .....	70
Fig. (IV-1) le spectre de réponse pour la Région de Hammam delaa(01).....	71
Fig. (IV-2) le spectre de réponse pour la Région de Hammam delaa(02).....	71
Fig. (IV-3) le spectre de réponse pour la Région de Hammam delaa(03).....	72
Fig. (IV-1) le spectre de réponse pour la Région de Mansoura (01).....	72
Fig. (IV-2) le spectre de réponse pour la Région de Mansoura (02).....	73
Fig. (IV-3) le spectre de réponse pour la Région de Mansoura (03).....	73
Fig. (IV-4) le spectre de réponse moyen pour la Région de M'sila (Hammam delaa Mansoura).....	74
Fig. (IV-5) le spectre de réponse moyen lissé pour la Région de M'sila (Hammam delaa et Mansoura).....	74

## Liste des tableaux

### Chapitre - I

### Chapitre-II

### Chapitre- III

Tableau (III.1) Quelques valeurs du facteur d'amplification recommandées par New mark et Hall .....40

Tableau (III-1): Schémas classiques d'intégration de New mark.....47

### Chapitre- IV

### ملخص

ان الطريقة الحسابية بواسطة طيف التجاوب هي اكثر استعمال في التصميم المضاد للزلازل  
هذه الطريقة تعتمد على الطيف الحسابي الذي توفره القوانين الجزائرية المضادة للزلازل (R P A) .  
وهذا الطيف هو الوحيد لكل التراب الجزائري في دراستنا هذه حاولنا رسم طيف خاص بناحية  
المسيلة بناء على اخر التسجيلات الزلزالية

### Résumé:

La méthode spectrale est la plus utilisée en génie parasismique.

Elle repose sur le spectre de calcul fourni par le code R P A. Le spectre est unique pour tout le territoire algérien.

Dans notre étude, nous avons essayé de tracer un spectre propre à la région de m'sila sur la base Des derniers enregistrements sismiques.

### Abstract:

The most used method in seismic design is the spectral method.

This method is based on the design spectrum provided by the Algerian seismic code(R P A)

There is single design spectrum for the whole Algerian territory.

In our study, we have tried to plot a spectrum specific to the region of m'sila, based on the latter seismic records.