



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université des Sciences et de la Technologie d'Oran –Mohammed BOUDIAF-
Faculté d'Architecture et de Génie Civil
Département de Génie Civil

Spécialité : Génie Civil

Ouvrage pédagogique:

Génie Parasismique

Présenté à

L'Université des Sciences et de la Technologie d'Oran –Mohammed BOUDIAF-

Par

Mohammed MEKKI

**Maître de conférences A
Filière Génie Civil**

**Destiné aux étudiants
Licence et Master en Génie Civil**



TABLE DES MATIERES

Introduction générale	4
-----------------------	---

CHAPITRE 1 :

Eléments de sismologie

1.1. Introduction	7
1.2. Naissance du Séisme	7
1.3. Nature	8
1.4. Présentation et fonctionnement d'un sismogramme	8
1.5. Caractéristique d'un séisme	9
1.5.1. La propagation des ondes sismiques	9
1.5.2. Le foyer (Hypocentre)	11
1.5.3. L'épicentre	12
1.5.4. La faille	12
1.6. Echelles de magnitude et d'intensité	12
1.7. Risque sismique	14
1-7. Conclusion	15

CHAPITRE 2 :

Objectifs de la protection parasismique et méthodes de dimensionnement

2.1. Introduction	17
2.2. Objectifs de comportement	18
2.3. Comportement linéaire et non-linéaire	19
2.4. Comportement des structures	21
2.5. Méthodes usuelles de calcul	23
2.5.1. Méthode statique linéaire	24
2.5.2. Méthode dynamique linéaire	25
2.5.3. Méthode statique non linéaire	25
2.5.4. Méthode dynamique non linéaire	26
2.6. Principes de conception	26
2.7. Conclusion	28

CHAPITRE 3 :

Caractéristiques des bâtiments résistant aux séismes

3.1. Introduction	30
3.2. Principes de base de la conception parasismique	30
3.2.1. Simplicité de la structure	31
3.2.2. Continuité	32
3.2.3. Critères de régularité de la structure	33

3.2.4. Résistance et rigidité dans les deux directions, (effet de la torsion)	36
3.2.5. Action des diaphragmes au niveau des étages	37
3.2.6. Fondations adéquates	38

CHAPITRE 4 :

Critères de classification

4.1. Règles parasismique algérien RPA-99	40
4.2. Classification	40
4.2.1. Classification par zone sismique	40
4.2.2. Classification des ouvrages selon leur importance	40
4.2.3. Classification des ouvrages selon leur configuration	42
4.2.4. Classification des sites	42
4.2.5. Classification des systèmes de contreventement	43

CHAPITRE 5 :

Règles de calcul de la force sismique - Méthode statique équivalente

	46
5.1. Introduction	46
5.2. Conditions d'application de la méthode	47
5.3. Principe de la méthode	47
5.4. Force sismique	47
5.5. Estimation de la période fondamentale de la structure	52
5.6. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	53
5.7. Distribution horizontale des forces sismiques	53
5.8. Conclusion	53

CHAPITRE 6 :

Méthode dynamique modale spectrale

6.1. Introduction	56
6.2. Définition de la méthode	56
6.3. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale	56
6.4. Principes de base de la méthode de l'analyse modale spectrale	56
6.5. Les hypothèses de calcul	57
6.6. spectre de réponse	57
6.6. 1. Définition d'un spectre de réponse	57
6.6. 2. Spectre de réponse de calcul	60
6.7. Les procédures de l'analyse modale	61
6.8. Combinaisons des réponses modales	68
6.9. Conclusion	71
7. Conclusions	72
8. Références bibliographiques	72

Introduction générale

Dans le passé, les prescriptions et les dispositions des codes de conception parasismique applicables aux ouvrages à risque normal étaient basées sur l'expérience. Elles étaient périodiquement révisées et affinées après les forts tremblements de terre. La plupart des codes parasismiques adoptent des procédures de calcul à l'état limite dans lesquelles certaines vérifications en termes de forces et en déformations doivent être satisfaites pour assurer la sécurité de la structure et par conséquent éviter la ruine. Ces vérifications s'effectuent en définissant un séisme de calcul unique vis-à-vis duquel on évalue la performance structurale.

Les méthodes de calcul élastique simplifiées ont été quasi systématiquement utilisées dans le dimensionnement sismique des structures en béton armé depuis de nombreuses années. Elles sont faciles à mettre en œuvre et bien assimilées par les ingénieurs. Cependant, l'approche élastique ne peut fournir qu'une compréhension limitée du comportement sismique réel, la réponse non linéaire d'une structure en termes de déplacement, ductilité, distribution des dommages, mode de ruine, étant largement inexplorés.

Actuellement, le comportement des structures en zones sismiques est de plus en plus évalué par la méthode de performance sismique (Performance Based Design). Au lieu de se focaliser sur les sollicitations, dont la détermination reste très imprécise, il repose sur la qualification de la structure en termes de capacité en visant à lui conférer les aptitudes nécessaires à supporter favorablement les sollicitations sismiques par la dissipation de l'énergie sous forme de déformations plastiques.

Les techniques d'analyse de structures consistent essentiellement à comparer un paramètre d'exigence avec un paramètre de capacité. L'effort tranchant a été le paramètre utilisé traditionnellement pour la conception parasismique des bâtiments. L'ingénieur calcule la sollicitation (la force) provoquée par un séisme donné (ou plusieurs) à la base de l'édifice, et la compare à la résistance du bâtiment. Dans le calcul traditionnel, les forces sont réduites d'une manière artificielle, afin de garder la conception dans le domaine élastique. Dans le domaine post-élastique, le dommage apparaît progressivement, en diverses parties du bâtiment, provoquant la plastification de certains éléments. Il apparaît par conséquent une redistribution des efforts, la demande (sollicitation sismique) dépendant ainsi du comportement de chaque composant. De cette manière, l'endommagement est plus sensible, en général, au déplacement qu'à la force. Ces facteurs ont conduit au développement des outils d'analyse non linéaire, telle que la méthode temporelle non linéaire (Chiroiu, 2004). Toutefois, cette méthode est relativement complexe pour un usage généralisé.

Le génie parasismique traite l'impact des séismes sur les structures et les moyens d'y remédier. Il s'appuie notamment sur une excellente connaissance des méthodes de dimensionnement parasismique, et en particulier du dimensionnement en capacité. Cependant, le génie parasismique pose un ultime défi aux ingénieurs en structures. Malgré l'incertitude associée aux phénomènes naturels, les ingénieurs en génie civil doivent concevoir des ouvrages (bâtiments, ponts, barrages...etc) capables de résister aux forces dévastatrices engendrées par les tremblements de terre.

Ce support de cours se décompose en 6 chapitres. Dans le premier chapitre on retrouve une revue des connaissances préliminaires sur les séismes. Le second chapitre illustre les principes et les objectifs de la conception parasismique. Un bref aperçu est également donné sur quatre différentes méthodes de calcul et de dimensionnement qui existent actuellement. Le troisième chapitre montre les caractéristiques des bâtiments résistant aux séismes. Ce chapitre illustre un aperçu de l'art de la conception parasismique des bâtiments. Il expose des principes de base à suivre pour réaliser des ouvrages aptes à résister aux tremblements de terre. Le quatrième chapitre porte sur les critères de classification. La méthode statique équivalente a fait l'objet du sixième chapitre. Et en dernier chapitre, il portera sur la méthode modale spectrale.

CHAPITRE 1

Eléments de sismologie

1.1. Introduction :

Les séismes constituent l'un des aléas naturels les plus destructifs. Ils peuvent se produire à n'importe quel moment de l'année, du jour ou de la nuit, avec un impact soudain et très peu d'avertissement. En quelques secondes un séisme peut détruire des édifices, tuant ou blessant leurs habitants. Non seulement les séismes peuvent détruire des villes entières mais ils peuvent déstabiliser l'économie et la structure sociale d'un pays.

1.2. Naissance du Séisme :

Un séisme est un ébranlement de l'écorce terrestre provoqué par le jeu d'une cassure, une éruption volcanique ou certaines activités humaines. Il correspond à la libération soudaine de l'énergie mécanique accumulée par les roches au cours d'une déformation progressive.

La plupart des tremblements de terre se produisent au niveau des failles qui délimitent les plaques tectoniques de l'écorce terrestre. Des tensions apparaissent lorsque ces plaques se déplacent mutuellement de manière lente. La libération soudaine de l'énergie de déformation ainsi accumulée dans la croûte terrestre, ou dans la couche sous-jacente appelée manteau, provoque un ébranlement local dont une partie de l'énergie se transforme en ondes sismiques à la surface de la terre.

La création d'une faille ou, plus fréquemment, le glissement le long d'une faille existante, constituent le mécanisme générateur d'un séisme. La figure 1.1 montre les zones d'activités sismiques dans le monde.

Les dégâts observés en surface sont fonction de l'amplitude, la fréquence et la durée des vibrations.

On distingue les séismes :

- D'origine tectonique, les plus dévastateurs (secousses, raz de marrée,...)
- D'origine volcanique.
- D'origine humaine (remplissage de retenues de barrages, exploitation des sous-sols, explosions dans les carrières,...).

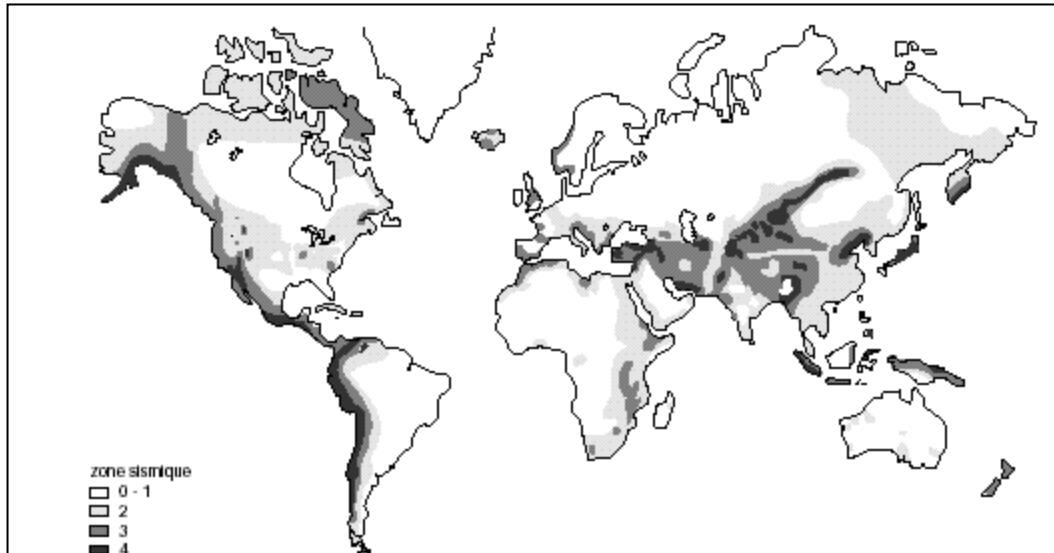


Figure 1.1 : Zones d'activités sismiques dans le monde.(Melmoux, 1995)

1.3. Nature :

L'action sismique consiste en un mouvement vibratoire du sol de forte amplitude et de durée brève (de quelques dixièmes de seconde à quelques dizaines de secondes) dans lequel chaque point du sol est animé dans les trois directions de l'espace de déplacements de translations de caractère aléatoire.

1.4. Présentation et fonctionnement d'un sismogramme :

L'enregistrement des ondes émises par un séisme est réalisé grâce à un sismographe. C'est un instrument qui détecte les ondes sismiques provoquées sur terre par les séismes ou les explosions. C'est une masse lourde, donc possédante une forte inertie, qui est supportée par un bâti solidaire du sol. Lorsqu'un train d'ondes arrive à une station d'enregistrement, les mouvements du sol provoquent un déplacement du bâti alors que la masse inerte ne bouge pas. Il y a donc un mouvement relatif des deux parties du sismographe. C'est ce mouvement relatif qui est enregistré, directement sur un cylindre où directement après conversion en courant électrique.

L'accélérogramme c'est l'évolution en fonction du temps de l'accélération du sol.

Ce type d'information, donné par les sismographes selon les 3 directions de l'espace, convient pour estimer le risque sismique. L'accélérogramme est la seule information utilisable dans le cas où l'on s'intéresse à la chronologie de la réponse d'une structure à l'excitation sismique.

La figure 1.2 montre un exemple d'enregistrements de l'accélération du sol produits lors du séisme de Santa Cruz mtns (Loma Priéta) du 12 avril 1989 selon les 3 directions (Nord-Sud, Est-West et accélérogramme vertical).

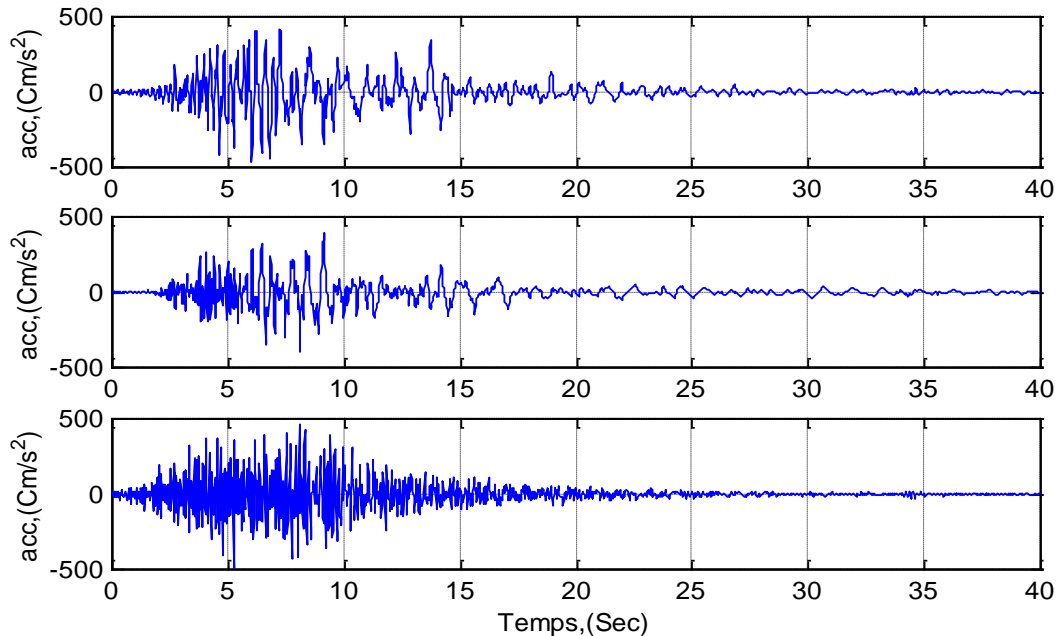


Figure 1.2 : Séisme de SANTA CRUZ MTNS (LOMA PRIETA) du 12/04/89, accélérogrammes N-S, E-W, et vertical.

1.5. Caractéristique d'un séisme :

1.5.1. La propagation des ondes sismiques :

Les enregistrements des séismes, révèlent l'existence de quatre types d'ondes ayant des vitesses et des modes de propagation différents.

- **Les ondes P (ondes primaires) ou ondes longitudinales :** Ce sont des ondes de volume. Elles sont à haute fréquence, avec une vitesse de 6 à 8 km/s, elles sont donc les premières sur les enregistrements ; elles sont aussi appelées ondes en compression (figure 1.3) car les mouvements de matière qu'elles induisent sont conformes à la direction de propagation, la vitesse des ondes P dépend des propriétés mécaniques des milieu traversés.

$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)(1+\nu)}} \quad (1-1)$$

Où : λ : la constante de lamé.

G : le module de cisaillement dynamique, en N/m^2 .

ρ : la masse volumique de milieu, en Kg/m^3 .

ν : le coefficient de Poisson.

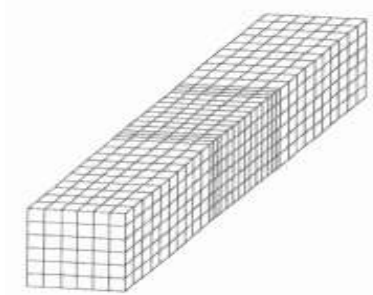


Figure 1.3 : Ondes Primaires (Phillipe et Michel, 1999)

- **Ondes S (ondes secondaires) :** Ce sont également des ondes de volume. Elles ont des vitesses de déplacement plus faible que celles des ondes P (d'environ 3 à 5 km/s). Elles arrivent donc en seconde position ; elles sont aussi appelées ondes de cisaillement car le mouvement de matières qu'elles provoquent est orthogonal à la direction de propagation. (figure 1.4)

La vitesse des ondes S ne dépend que du module de cisaillement dynamique et de la densité du milieu.

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} \quad (1-2)$$

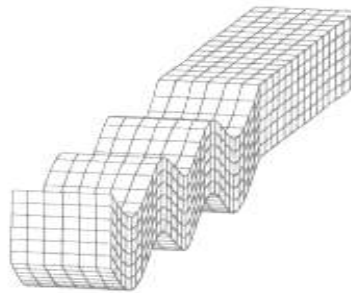


Figure 1.4 : Ondes Secondaires (Phillipe et Michel, 1999)

- **Les ondes L (ondes de Love) et les ondes R (ondes de Rayleigh),** du nom des deux physiciens qui les ont mises en évidence. Elles ont des modes de propagation plus complexes. Elles ne se déplacent qu'à la partie superficielle du

globe. Ce sont donc des ondes de surface, elles s'amortissent rapidement en profondeur (Figure 1.5).

Il suffit d'un choc à la surface du sol pour produire des ondes acoustiques en compression (ou traction) et un cisaillement. Ces ondes se déplacent en ligne droite si le milieu est homogène et isotrope.

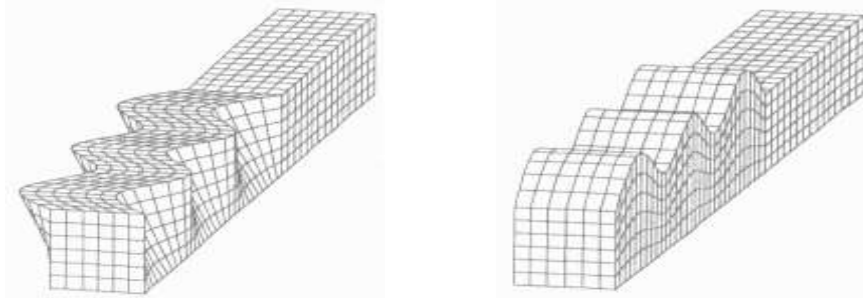


Figure 1.5 : (a) Ondes de Love, (b) Ondes Rayleigh (Phillipe et Michel, 1999)

La figure 1.6 montre la naissance d'un séisme ainsi que les différentes caractéristiques.

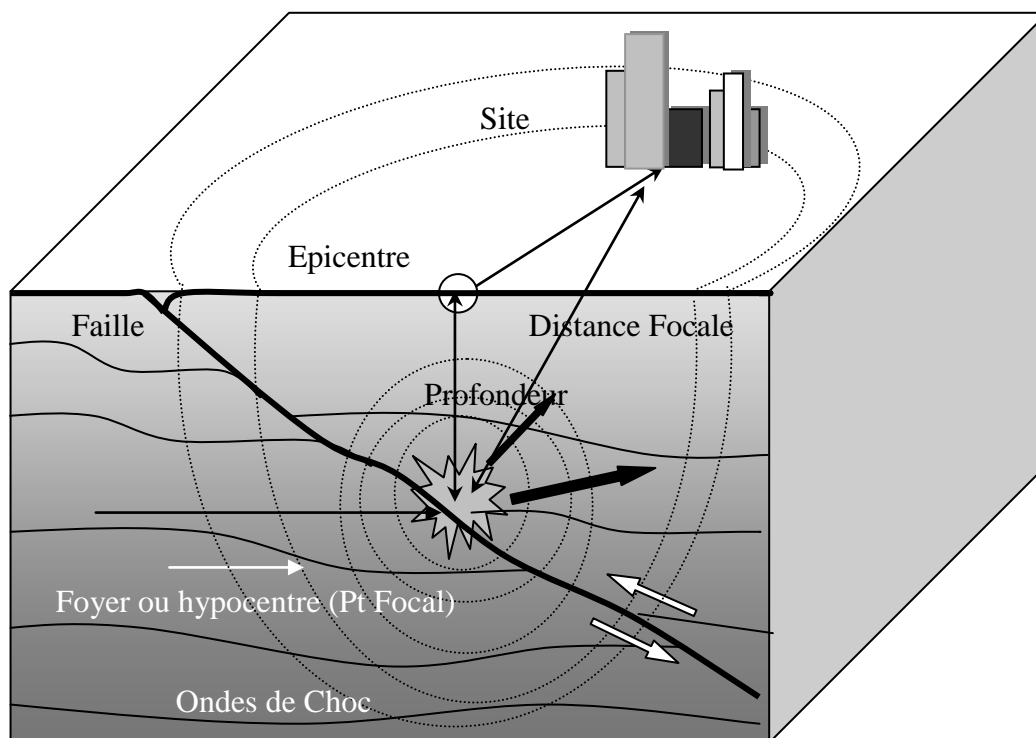


Figure 1.6 : Naissance de Séisme

1-5.2. Le foyer (Hypocentre) :

Région de la faille d'où partent les ondes sismiques.

1.5.3. L'épicentre :

Point de la surface terrestre, à la verticale du foyer, et où l'intensité du séisme est la plus importante.

1.5.4. La faille :

On peut distinguer :

- Les failles verticales qui couissent horizontalement (figure 1.7 a et b).
- Les failles inclinées où un bloc s'affaisse ou monte par rapport à l'autre (figure 1.7 c et d).

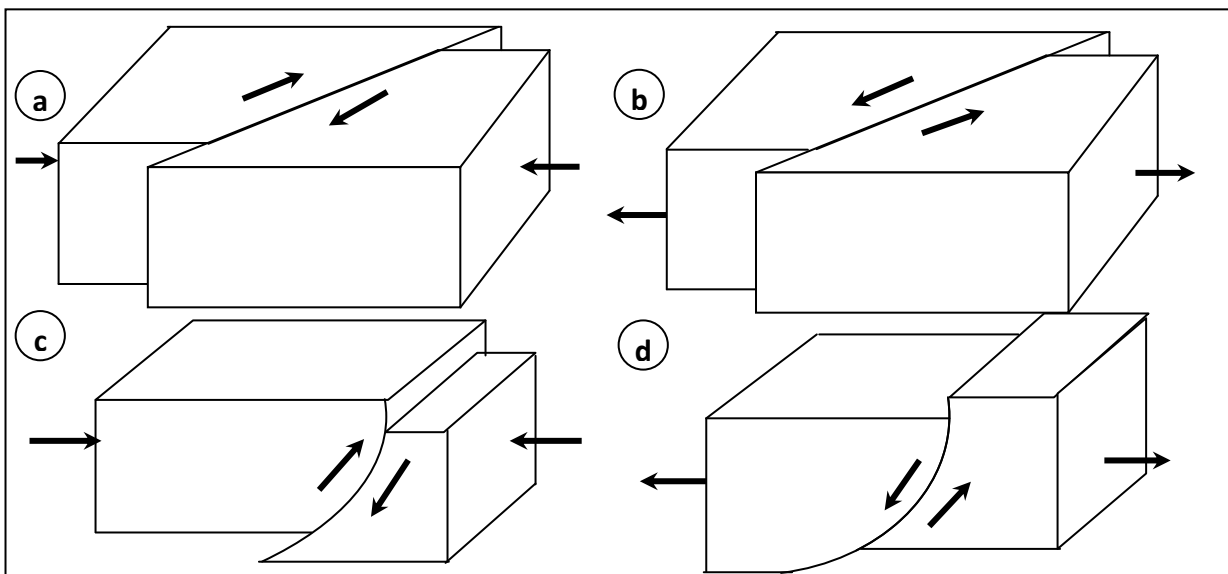


Figure 1.7 : *Différents types de failles*

Lors d'un séisme, la rupture peut se propager en surface : Les failles verticales vont alors décaler la surface du sol de part et d'autre de la faille (jusqu'à plusieurs mètres) ; les failles inclinées vont créer des escarpements pouvant former des murs de plusieurs mètres de haut (6m lors du séisme d'El-Asnam en 1980)

1.6. Echelles de magnitude et d'intensité :

Certains séismes sont particulièrement destructeurs, d'autres sont à peine ressentis par l'homme. La quantité d'énergie libérée varie donc fortement selon les séismes. Les géophysiciens ont cherché à exprimer numériquement l'intensité d'un tremblement de terre.

Les sismologues ont conçu deux échelles de mesure pour décrire quantitativement les séismes.

- **Echelle de Mercalli ou échelle MSK** : mise au point en 1902 par un sismologue italien, elle fut complétée par des chercheurs américains. C'est une échelle qui comporte 12 degrés (Tableau 1.1) tenant compte de critères qualitatifs (subjectifs) :
 - Perception par des personnes selon l'endroit où elles se trouvent.
 - Oscillation ou déplacement d'objets.
 - Dégâts aux constructions.
 - Modification de la topographie.

Ces degrés sont notés généralement en chiffres romains de I à XII. Le degré I correspond aux secousses les plus faibles, à peine ressenties, le degré XII aux secousses les plus fortes, celles ayant entraîné une destruction totale des bâtiments.

Elle est simple mais subjective puisqu'elle repose sur le témoignage d'observateurs. Les régions non peuplées et les océans échappent complètement à l'observation. Elle a cependant le mérite de permettre de « mesurer » les séismes historiques.

Tableau 1.1 : *Echelle MSK pour mesurer l'intensité d'un séisme.*

Intensité	Effets	Acc. max. au sol (g)
I	Séisme non senti.	
II	Faiblement senti (perçu par un très petit nombre d'individus, à l'intérieur des bâtiments).	<0.003
III	Ressenti par quelques personnes à l'intérieur des bâtiments.	0.003-0.007
IV	Largement senti à l'intérieur, très faiblement à l'extérieur	0.007-0.015
V	Ressenti par la plupart des personnes à l'intérieur. Balancement des objets suspendus. Quelques fissures dans le plâtre des habitations.	0.015-0.030
VI	Ressenti par tous à l'intérieur et par la plupart à l'extérieur, de nombreuses personnes se précipitent hors de chez elles. Les meubles bougent, légers dommages (bris de verre, chutes d'objets et de plâtre).	0.030-0.070
VII	Fortement senti. A l'intérieur beaucoup de personnes perdent l'équilibre et se précipitent au dehors. Les constructions à fondations peu solides sont considérablement	0.070-0.150

	endommagées ; beaucoup d'autres constructions sont affectées dans leur partie supérieure.	
VIII	Secousse occasionnant des destructions de bâtiments.	0.150-0.300
IX	Panique générale dans la population. Tous les bâtiments sont endommagés, beaucoup de constructions légères sont détruites. Glissements de terrains et formation de crevasses dans le sol.	0.300-0.700
X	Les édifices spécialement conçus subissent des dommages limités, les autres sont partiellement ou entièrement détruits. Le sol est très crevassé.	0.700-1.500
XI	Pratiquement tous les édifices s'écroulent.	1.500-3.000
XII	Destruction presque totale. Changements visibles dans les paysages.	3.000-7.000

g : l'accélération de la pesanteur, proche de $9,81\text{m/s}^2$.

- **Echelle de Richter** : elle a été proposée en 1935. Le terme de magnitude a été adopté afin d'éviter toute confusion avec l'échelle qualitative de Mercalli.

La magnitude est le logarithme décimal (Log_{10}) de l'amplitude maximale "A" mesurée en mm, de l'onde sismique enregistrée sur un sismographe standard à 100km de l'épicentre. Les séismes les plus intenses connus à ce jour ont une magnitude au plus de 9 :

- Lisbonne en 1755 une magnitude de 9.25.
- San Francisco en 1906 une magnitude de 8.3.
- Chili en 1966 une magnitude de 8.6.
- Alaska 1964 une magnitude de 8.4.

1.7. Risque sismique

La combinaison des résultats en termes d'aléa et de vulnérabilité donne accès au risque, ce qui se traduit pour les séismes par des estimations de dommages et de leur distribution. Le risque décrit les pertes probables pour un système donné sur une période de temps donnée. La chaîne d'évaluation et de gestion du risque comporte quatre points principaux : connaissance de l'aléa, estimation de la vulnérabilité, évaluation du risque et prise de décision. La Figure 1.8 donne les différents paramètres constitutifs du risque tels que : aléa, vulnérabilité et valeurs exposées au risque considéré (pertes matérielles et humaines).



Figure 1.8 : *Différents paramètres constitutifs du risque*

- **Alea sismique** : On définit comme l'alea sismique d'une région le niveau d'un fort séisme qui risque de se produire dans cette région, généralement caractérisé par la valeur de l'accélération de pointe a_g ou PGA (Peak Ground Acceleration) et reportée sur les cartes de zonation de l'alea sismique. Cette définition pose le problème de l'établissement de la valeur de calcul de a_g . Dans une région sismique donnée, il se produit de nombreux tremblement de terre au fil du temps et on observe qu'il existe une relation entre la magnitude de ces séismes et leur fréquence d'apparition : les petits séismes sont nombreux, les gros sont rares. Des lois statistiques ont été établies par différents chercheurs (exemples : Guttenberg-Richter, Ambraseys).
- **Vulnérabilité sismique** : Elle caractérise la capacité des bâtiments et des structures à supporter les secousses sismiques (vulnérabilité physique), et la capacité des populations à se comporter de façon cohérente et raisonnée face à un événement majeur (vulnérabilité sociale).

1.8. Conclusion :

L'échelle de Mercalli est une estimation grossière subjective des secousses du sol. Elle est donc une indication grossière de l'importance du séisme.

La magnitude n'est pas une bonne mesure directe des maxima d'accélération d'un séisme.

L'intensité et la magnitude sont utilisées dans un sens très spécial par les sismologues, et par conséquent sont fréquemment mal comprises par les ingénieurs. La mesure idéale de l'intensité pour les besoins de l'ingénieur, est un accélérogramme enregistré qui donne la chronologie des secousses du sol.

CHAPITRE 2

Objectifs de la protection parasismique et méthodes de dimensionnement

2.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Peut-on prévoir un tremblement de terre ? Il semble qu'on ne puisse encore apporter qu'une réponse fragmentaire à travers la convergence d'un certain nombre d'observations plus ou moins empiriques. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique.

L'analyse dynamique des structures soumises aux actions sismiques constitue un domaine actif de recherche et revêt un intérêt particulier dans les pays de forte sismicité comme cela est le cas de l'Algérie.

Il a été observé que certaines structures conçues selon les normes parasismiques en vigueur n'ont subi que de légères dégradations bien que dimensionnées sous des charges sismiques réglementaires nettement inférieures aux sollicitations réelles. L'explication de cette observation réside en grande partie dans le mécanisme de dissipation de l'énergie. En effet pour des structures possédant une ductilité suffisante, les déformations inélastiques interviennent de façon substantielle dans l'énergie dissipée et l'analyse des structures dans le domaine non-linéaire s'avère nécessaire (Davidovici, 1999).

Il convient de noter que construire en zone sismique réclame généralement un effort supplémentaire en termes de conception et de qualité de construction, par rapport à la situation non sismique, en raison du caractère dynamique assez violent de l'action sismique et de l'imprécision sur la connaissance de cette action susceptible de s'appliquer à l'occasion d'un événement futur. Les normes parasismiques donnent des prescriptions qui viennent en complément des autres normes de conception ; en effet, les constructions doivent au minimum respecter les objectifs de résistance, de fonctionnalité et de durabilité assignés aux constructions en situation non sismique et qui font l'objet des prescriptions des autres normes.

Ce présent chapitre illustre les principes et les objectifs de la conception parasismique. Un bref aperçu est également donné sur quatre différentes méthodes de calcul et de dimensionnement qui existent actuellement. Enfin, on fera le point sur le principe de la conception parasismique.

2.2. Objectifs de comportement :

La conception parasismique pour les structures courantes de Génie Civil est basée sur le principe de ductilité et de dimensionnement en capacité. En vue d'un dimensionnement optimal des structures, les ingénieurs sont tenus de trouver un compromis entre les exigences structurales de résistance, rigidité et ductilité d'une part, et les objectifs d'utilisation et de fonction relevant d'exigences architecturales d'autre part.

Les normes de calcul parasismique résultent de l'expérience acquise en matière de calcul et de construction ainsi que de l'étude du comportement des structures lors de séismes. L'objectif global du projet d'une structure parasismique est de définir une structure capable de subir, sans s'effondrer, les déformations engendrées par l'action sismique. Cet objectif peut être atteint avec succès par des structures répondant à différents modes de conception et ayant divers degrés de capacité de dissipation d'énergie par déformations plastiques (figure 2.1), en particulier :

- a. des structures où les déformations sont essentiellement élastiques (structure résistante et rigide).
- b. des structures qui forment une seule zone plastique significative, généralement en base. Exemple de comportement global de structure non dissipatif qui peut s'effondrer dans un mécanisme n'impliquant qu'un seul étage.
- c. des structures où sont formées de nombreuses zones dissipatives.

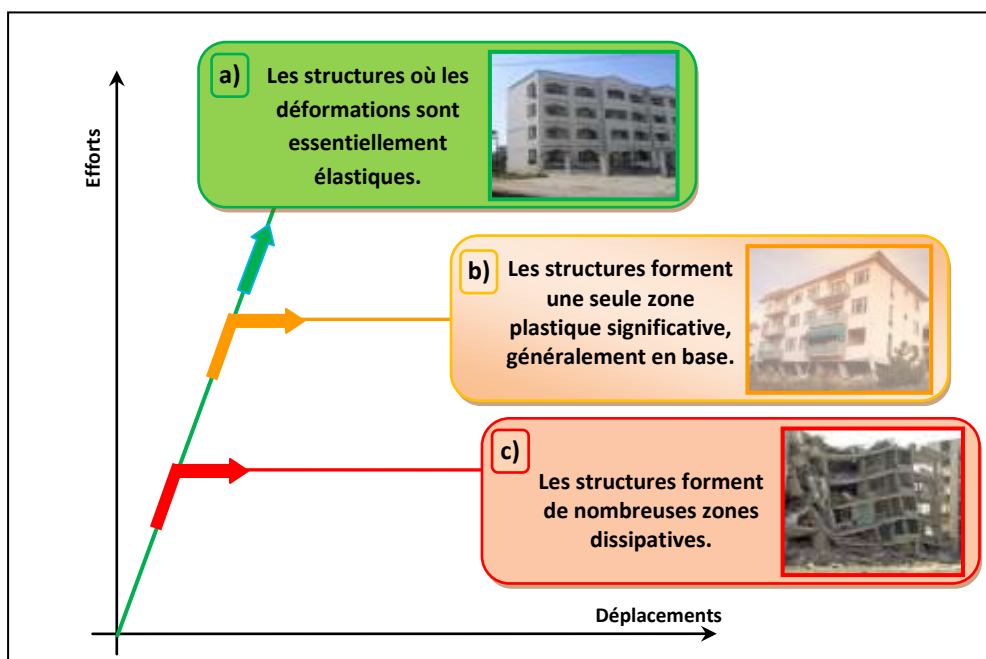


Figure 2.1 : Comportement des structures.

Bien que la sécurité des personnes en situation de risque sismique élevé soit l'objectif principal des codes contemporains tels que (RPA99-version 2003, Eurocode 8, 2004 ; ATC 34, 1995), les considérations économiques acceptent l'hypothèse que la structure puisse se comporter inélastiquement et subir des dommages jusqu'à un certain niveau (tant que la sécurité des personnes est assurée).

Puisque les niveaux d'endommagement qu'une structure doit tolérer ne peuvent être prédits par des procédures d'analyse linéaire, un facteur modificateur de la réponse nommé facteur de comportement est utilisé pour prendre en compte la réponse non linéaire des structures en définissant des systèmes linéaires équivalents (soit en termes de déplacement soit en termes d'énergie).

2.3. Comportement linéaire et non-linéaire :

Il est connu que les accélérations produites sur les constructions pendant les séismes majeurs sont de l'ordre de 0.3 g à 0.8 g plutôt que 0.1 g à 0.3 g imposé par les règlements (g étant l'accélération terrestre et valant 10 m/s^2). Comment expliquer donc la résistance de la plupart de ces constructions ?

Les déformations subies par la structure en phase post élastique ont pour effet de diminuer les forces agissant sur la structure et interviennent de ce fait comme des limiteurs d'efforts. En contrepartie les déformations sont considérablement amplifiées par rapport à celles que la structure subirait sous ces mêmes forces en phase élastique.

Les sollicitations sismiques sont essentiellement du type déformation imposée, ce qui entraîne que le mode de ruine est généralement associé à une limite de déformation plutôt qu'à une limite de résistance qui détermine la sécurité des constructions.

Les forces d'inerties qui apparaissent du fait des actions sismiques dans un élément donné résultent des actions transmises par les liaisons de cet élément avec le reste de la structure. Ces forces ne peuvent donc excéder la capacité de résistance, en termes de forces, de ces liaisons. Les déformations qui leur correspondent peuvent par contre atteindre un niveau inacceptable pour lequel la ruine est inévitable par instabilité plastique.

La plupart des matériaux présentent une capacité importante de déformation plastique avant rupture, il est donc possible d'obtenir une sécurité acceptable en autorisant des incursions significatives dans le domaine plastique (post-élastique), cette propriété fondamentale est appelée *ductilité*.

La figure 2.2.a représente le cas d'une structure élastique, la courbe ne possède pas de palier de plasticité et par conséquent la ruine est brusque quand la structure atteint sa résistance maximale, par contre la figure 2.2.b présente le cas d'une structure ductile avec un prolongement du palier au delà de la limite élastique.

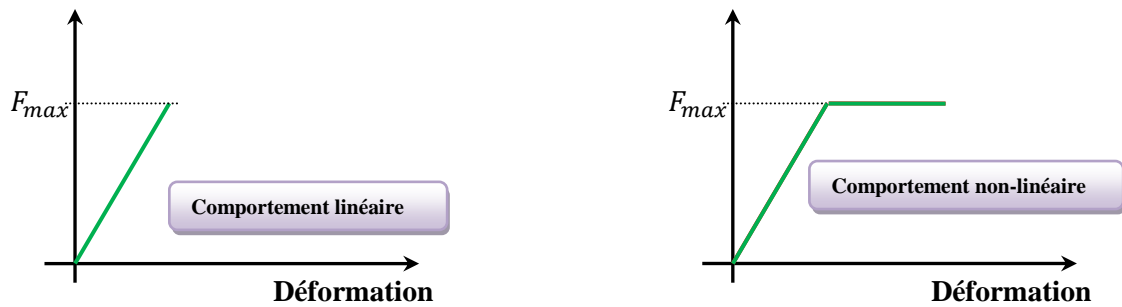


Figure 2.2 : *Comportement linéaire et non linéaire des structures : a) Comportement fragile et b) Comportement ductile*

La compréhension du comportement de la structure nous amène à assimiler la structure à un oscillateur simple soumis à des accélérations horizontales, la figure 2.3 montre l'évolution des déformations :

- Pour un oscillateur élastique (figure 2.3.a).
- Pour un oscillateur élasto-plastique avec une rotule plastique formée à sa base (figure 2.3. b).

L'échange total entre l'énergie potentielle et l'énergie cinétique n'existe que dans le cas élastique (figure 2.3.a).

Les déformations au-delà de la limite élastique représentées par la branche B-F de la (figure 2.3.b) rend compte des possibilités de ductilité de la structure correspondant à un effort constant. L'énergie potentielle de l'oscillateur est représentée par les aires hachurées.

L'oscillateur élasto-plastique (figure 2.3.b) absorbe de l'énergie ce qui explique la résistance des constructions à des accélérations importantes (Davidovici, 1999).

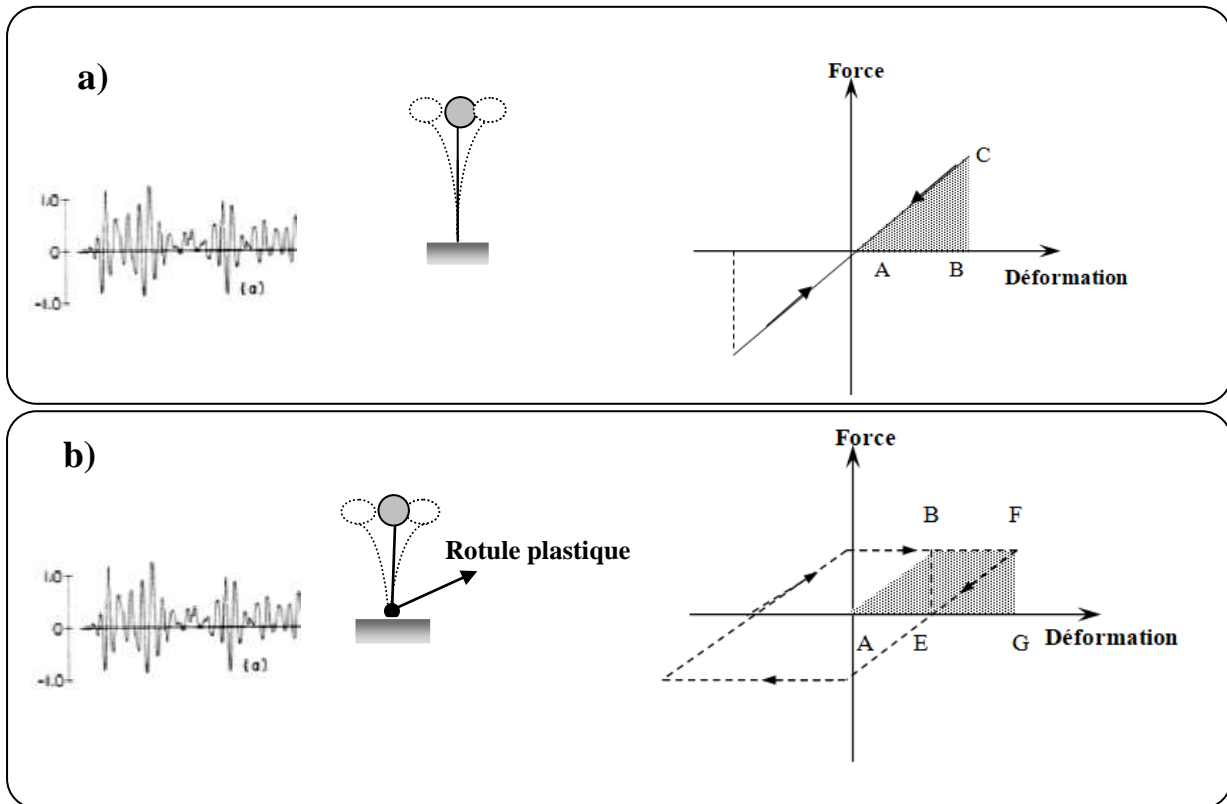


Figure 2.3 : Réponse d'un oscillateur simple : **a)** oscillateur élastique et **b)** oscillateur élasto-plastique

L'analyse de la réponse d'oscillateur présentant des fonctions force-déformation de type élasto-plastique montre qu'à fréquence propre égale :

- Pour les basses fréquences propres, les déplacements relatifs sont les mêmes pour l'oscillateur élastique et l'oscillateur élasto-plastique : critère d'égalité des déplacements.
- Pour les fréquences propres intermédiaires (cas des constructions usuelles), l'énergie totale absorbée est la même pour l'oscillateur élastique et l'oscillateur élasto-plastique : critère d'égalité des énergies.
- Pour les hautes fréquences propres au-delà de 25 à 33 Hz, les efforts sont les mêmes pour l'oscillateur élastique et l'oscillateur élasto-plastique : critère d'égalité des accélérations des sols et de la structure.

2.4. Comportement des structures :

Sous l'action sismique, il est nécessaire de tenir compte du comportement global de la structure, cette exigence différencie fondamentalement ce type d'action des actions permanentes et/ou d'exploitation.

On sait par ailleurs que le mécanisme de résistance des structures à toute action dynamique est basé sur la capacité d'absorber et de dissiper l'énergie induite par sa réponse.

Ce fonctionnement est d'autant plus efficace que la structure a un comportement ductile. Les conséquences de ce comportement impliquent l'acceptation de certaines détériorations des éléments structuraux et non structuraux (Despeyroux, 1985).

a) Niveaux de ductilité :

Trois niveaux de ductilité sont définis ; l'étude et les dispositions constructives étant fonction du niveau de ductilité choisi (Despeyroux, 1985) :

- **Niveau I de ductilité :**

Il s'applique aux ouvrages de faible importance pour lesquels un calcul très détaillé n'est pas justifié. Les dispositions habituelles prévues par les règles de calcul des ouvrages en béton armé et les règles parasismiques correspondent à ce niveau de ductilité.

- **Niveau II de ductilité :**

Pour ce niveau des dispositions constructives spécifiques doivent être adoptées afin d'éviter une rupture fragile. Les structures pourront ainsi avoir un bon comportement élasto-plastique.

- **Niveau III de ductilité :**

Pour ce niveau, les sollicitations obtenues sont majorées, des dispositions constructives spécifiques seront adoptées afin d'obtenir une bonne capacité de dissipation d'énergie.

Bien entendu, plus élevé sera le niveau de ductilité conféré à une structure, plus réduit sera le niveau d'action sismique à prendre en compte dans les calculs.

b) Structure en portique :

Pour ces structures composées d'éléments linéaires, la dissipation d'énergie se fait par des déformations importantes au droit des zones comportant des rotules plastiques (Figure 2.4).

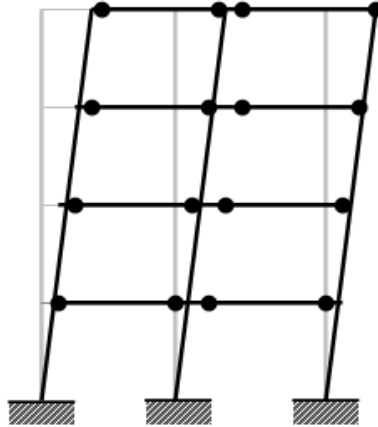


Figure 2.4 : *Exemple de mécanisme de rupture en portique par rotule plastique sous l'action de charges latérales*

Il est connu que la ductilité des poteaux est plus limitée que celle des poutres de même que la formation des articulations plastiques dans les poteaux a pour conséquence la transformation de la structure en un mécanisme.

Cela explique le souci de la plupart des règlements de conférer aux poteaux une résistance supérieure à celle des poutres.

En principe, la solution serait d'assurer une résistance et une rigidité supérieure aux poteaux par rapport aux poutres de sorte que les articulations plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux (Despeyroux, 1985).

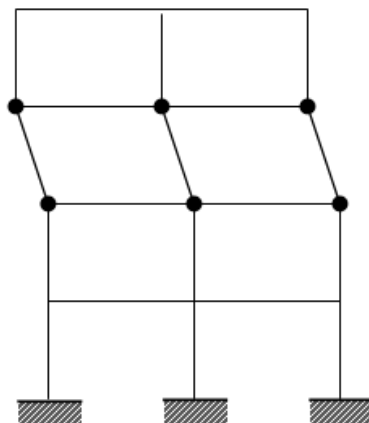


Figure 2.5 : *Mécanisme possible de rupture d'un étage par rotule plastique dans les poteaux*

2.5. Méthodes usuelles de calcul :

L'objectif principal des codes parasismiques est d'assurer de manière fiable un niveau satisfaisant de sûreté et d'opérabilité vis-à-vis des aléas naturels. Pour ce faire, ils proposent plusieurs procédures de calcul. Les structures doivent être en mesure de résister aux

tremblements de terre d'une manière quantifiable et présenter des niveaux de performance cible, correspondant à des niveaux de dommages économiquement et socialement acceptables. Pour évaluer la performance structurelle, les codes suggèrent l'utilisation de différents types de méthodes d'analyse : statique linéaire, statique non linéaire, dynamique linéaire et dynamique non linéaire. L'approche la plus couramment utilisée est l'analyse statique non linéaire appelée aussi analyse Pushover.

La détermination de la réponse de la structure et son dimensionnement peuvent se faire par plusieurs méthodes de calcul, dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique. La stratégie du calcul sismique peut être résumée dans la figure 2.6 (Davidovici, 1999):

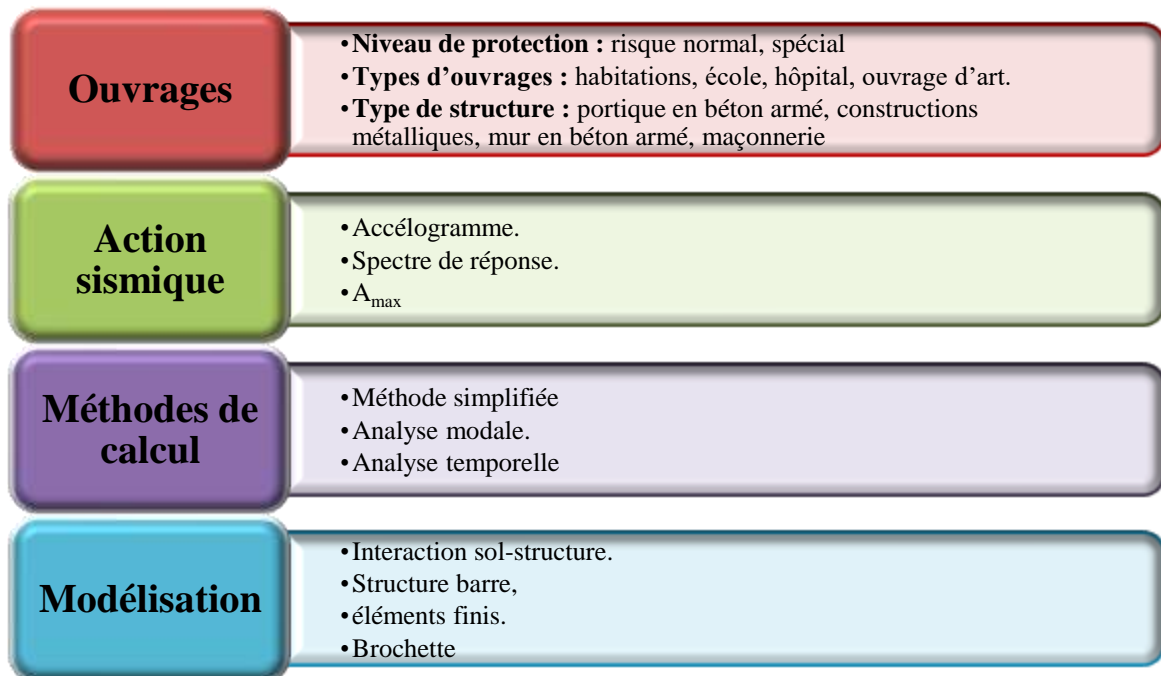


Figure 2.6 : Stratégie du calcul sismique

2.5.1. Méthode statique linéaire

La procédure d'analyse statique linéaire est la méthode la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement des bâtiments. Elle est basée sur l'hypothèse que le comportement structurel est dicté par le mode de vibration fondamental. La distribution horizontale des charges statiquement appliquées est proche du premier mode ce qui représente une grande simplification. Son utilisation se limite aux bâtiments réguliers faiblement et moyennement élevés. Afin de tenir compte de la capacité de dissipation d'énergie de la structure, le spectre de dimensionnement n'est autre que le spectre élastique corrigé à l'aide du facteur de comportement.

2.5.2. Méthode dynamique linéaire

La procédure d'analyse dynamique linéaire est faite par intégration directe dans le temps des équations du mouvement (exemples : méthode de Newmark, Wilson- θ , collocation, Houbolt, ...). L'un des principaux avantages de cette procédure est de conserver les réponses avec leurs signes respectifs. Cette méthode implique le calcul des réponses en force et en déplacement à l'aide d'une analyse modale ou une analyse temporelle. Habituellement, l'analyse du spectre de réponse est favorisée par rapport à l'analyse modale, car elle évite l'analyse temporelle d'un certain nombre de systèmes à un seul DDL qui correspondent à chaque mode de vibration. Au contraire, les demandes sont calculées directement par l'obtention de l'accélération maximale du sol à partir du spectre de réponse sismique ou du spectre de réponse de l'ensemble des mouvements du sol.

2.5.3. Méthode statique non linéaire

L'analyse statique non linéaire est connue aussi en Anglo-saxon par l'analyse Pushover. Elle consiste à soumettre la structure à un chargement incrémental distribué suivant la hauteur. Le résultat de cette méthode est donné sous forme d'une courbe inélastique représentant la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet de la structure. La méthode est relativement simple et fournit l'information concernant la résistance, la déformation, la ductilité et la distribution de la demande statique non linéaire, ce qui permet d'identifier les modes de ruine ainsi que les zones où se forment les rotules plastiques. Malgré quelques limitations qui lui sont inhérentes telle que la négligence de la variation des allures de chargement ainsi que l'influence des modes supérieurs, cette méthode donne une estimation raisonnable de la capacité de déformation globale spécialement pour les structures où le premier mode est prépondérant. Elle est plus appropriée pour des périodes courtes et des structures faiblement élevées (Mwaf & Elnashai, 2001).

Récemment, l'analyse modale Pushover a été développée. Cette méthode est considérée comme une amélioration significative de l'analyse statique Pushover couramment utilisée, en prenant en compte la contribution des modes supérieurs à la réponse ou la distribution des forces d'inertie à cause de la dégradation de rigidité. La distribution le long de la hauteur de la réponse estimée par la méthode modale Pushover est généralement similaire aux résultats dits "exacts" obtenus à l'aide de l'analyse temporelle inélastique (Chintanapakdee & Chopra, 2003), si l'on compare les valeurs médianes ou moyennes du déplacement d'étage (demandes).

2.5.4. Méthode dynamique non linéaire

La procédure d'analyse dynamique non linéaire est basée sur l'intégration directe des équations de mouvement (en utilisant des enregistrements réels ou simulés) ou des algorithmes contenant les déformations élastoplastiques de la structure sont adoptés. Si la méthode est à priori apte à décrire le comportement réel lors d'un séisme, le problème majeur réside dans le choix d'un enregistrement (accélérogramme) propre, du fait de la grande variabilité induite par la nature du sol et la distance de la source. Il devient donc essentiel d'utiliser plusieurs types d'enregistrements ou un accélérogramme artificiel contenant les principales caractéristiques des séismes potentiels.

Remarque importante :

Les méthodes de calcul de la réponse d'une structure sous l'action de séisme introduites dans le règlement parasismique Algérien RPA99, sont les suivantes :

- **La méthode modale spectrale :** qui consiste à calculer la réponse maximale sur la structure, l'action sismique est introduite sous forme de spectre de réponse. Elle est caractérisée par l'hypothèse d'un comportement globalement linéaire de la structure.
- **La méthode temporelle :** c'est une méthode de calcul dynamique linéaire et non linéaire des structures. Dans cette méthode, la réponse est évaluée à des incréments successifs de temps.
- **La méthode statique équivalente :** qui consiste à remplacer l'action dynamique agissant sur la structure par des forces sismiques statiques équivalentes.

2.6. Principes de conception :

Le principe de la conception parasismique repose sur 5 piliers indissociables (figure 2.7) :

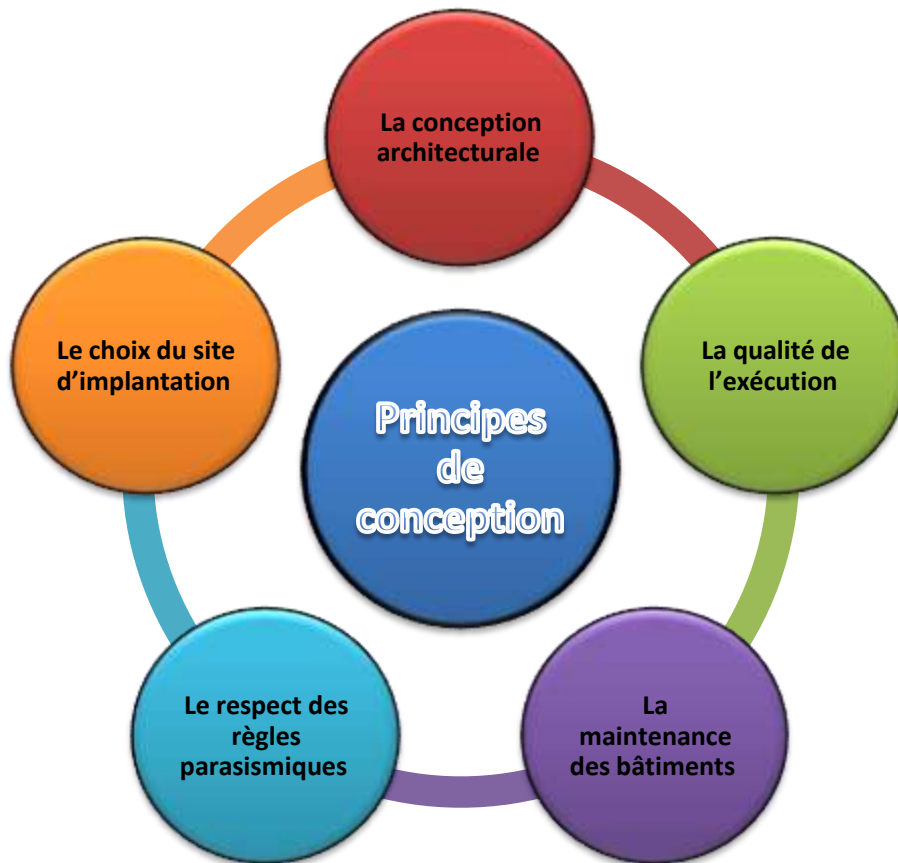


Figure 2.7 : *Principes de conception parasismique*

A- Le choix du site d'implantation :

Les terrains situés sur les reliefs et en haut des ruptures de pente sont à proscrire. La zone de limite entre les sols rocheux et les sols mous est également à éviter.

B- La conception architecturale :

Le type d'architecture doit permettre une bonne résistance au séisme (forme, hauteur et élancement du bâtiment).

C- Le respect des règles parasismiques :

Les règles parasismiques fixent les niveaux de protection requis par commune (définie dans le zonage sismique national) et par type de bâtiment. Ces règles définissent également les modalités de calcul et de dimensionnement des différents organes de structure des constructions. Pour les maisons individuelles, il pourra y avoir maintien des règles simplifiées actuellement en vigueur.

D- La qualité de l'exécution :

Elle concerne non seulement les matériaux et éléments non structuraux (couplages et joints), mais également le respect des règles de l'art. La protection contre le feu est aussi point important de la construction parasismique.

E- La maintenance des bâtiments :

Elle permet de garantir l'efficacité de la construction parasismique à long terme.

2.7. Conclusion :

L'application du calcul dynamique des structures est relativement récente et continue d'évoluer rapidement en fonction de l'augmentation des capacités de calcul et du progrès des connaissances sur la nature du mouvement sismique.

Plusieurs méthodes d'évaluation de la réponse des structures vis-à-vis d'un séisme sont appliquées selon la nature de l'ouvrage et sa destination, parmi ces méthodes celles décrites dans ce chapitre.

L'analyse temporelle des structures complexes et l'analyse non-linéaire nécessitent une bonne connaissance du mouvement sismique et l'utilisation de plusieurs accélérogrammes pour assurer une couverture convenable du problème. Il s'agit là d'un point délicat dans l'étude, du fait de la rareté des enregistrements disponibles et en particulier pour les séismes majeurs.

La méthode simplifiée est la méthode la plus utilisée dans la plupart des règlements de calcul. C'est une méthode approximative appliquée surtout aux structures régulières, malgré le fait qu'elle permette un calcul rapide des différents paramètres de par sa facilité, elle fournit une surestimation des efforts sismiques, ce qui la rend peu précise, non économique, mais cependant conservative et cela est dû à la prise en compte du facteur de comportement d'une façon forfaitaire. Conscient de l'importance de ce facteur dans les calculs, beaucoup d'attentions se sont orientées pour la formulation du coefficient de comportement pour une conception plus réaliste de la structure.

CHAPITRE 3

Caractéristiques des bâtiments résistant aux séismes

3.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles dont les conséquences directes et indirectes semblent les plus néfastes, les tremblements de terre viennent en première ligne en particulier pour les zones vulnérables comme le sont les zones fortement urbanisées. Face à une telle catastrophe humaine et économique, les êtres humains se sont mobilisés depuis longtemps pour la protection des vies humaines et la limitation des dommages matériels.

Malheureusement, il n'existe à l'heure actuelle aucun moyen fiable de prévoir où, quand et avec quelle puissance se produira un séisme. Les recherches sur la construction parasismique constituent un axe particulièrement important pour la prévention du risque sismique. Elle consiste à trouver de nouvelles méthodes et techniques de génie civil permettant aux constructions de résister au mieux aux tremblements de terre. Pour cela, une bonne connaissance du comportement des structures sous sollicitations sismiques est très importante.

Ce présent chapitre illustre un aperçu de l'art de la conception parasismique des bâtiments. Il expose des principes de base à suivre pour réaliser des ouvrages aptes à résister aux tremblements de terre. Ces principes régissent essentiellement la conception et les dispositions constructives pour la structure porteuse et les éléments non porteurs.

3.2. Principes de base de la conception parasismique :

La conception de bâtiments en zone sismique est soumise au respect de réglementations tels que le RPA99, l'Eurocode 8, Il est également impératif de tenir compte de plusieurs contraintes d'implantation et de conception, comme la nature du sol, la forme du bâti et l'attention toute particulière aux joints sismiques.

La conception parasismique (ou anti-sismique) regroupe l'étude du comportement des bâtiments et structures sujets à un chargement dynamique du type sismique et la réalisation de bâtiments et infrastructures résistant aux séismes.

En cas de séisme, les constructions sont soumises à des sollicitations mécaniques de différentes natures. Un bâtiment construit dans le respect des normes sismiques absorbera les ondes ; sa structure va osciller, voire se déformer puis revenir à sa position initiale dès la fin des secousses.

L'objectif essentiel de la conception parasismique est d'éviter toute cassure ou tout effondrement de la structure lié à un séisme. Ceci permet d'assurer d'une part la pérennité des

ouvrages, ainsi que la sécurité et l'intégrité physique des occupants. Ainsi les objectifs principaux de la conception parasismique sont :

- de comprendre l'interaction entre les bâtiments ou autres infrastructures de génie civil et le sol ;
- de prévoir les conséquences potentielles des tremblements de terre ;
- de concevoir et construire des structures résistant aux tremblements de terre, conformément aux normes de construction locales.

La construction parasismique d'un bâtiment s'appuie sur l'étude des multiples facteurs qui peuvent l'influencer. Il s'agit d'une prise en compte globale qui inclut l'analyse des sols, le choix des matériaux, la forme générale du bâti ou encore l'intégration d'éléments de connexion, à l'instar des joints sismiques.

Une bonne conception parasismique d'un ouvrage doit tenir compte :

- De sa forme en plan et en élévation,
- Des éventuels couplages avec d'autres bâtiments,
- Des points singuliers (trémies, poteaux courts, ...)

Les principes suivants concernent la conception de la structure porteuse et des éléments non-porteurs (avant tout les cloisons et les éléments de façade), pour laquelle une collaboration étroite entre l'architecte et l'ingénieur civil est primordiale.

3.2.1. Simplicité de la structure

Le comportement d'une structure simple est plus facile à comprendre et à calculer. La simplicité d'ensemble concourt à la simplicité des détails.

Le comportement sismique est notablement amélioré si une forme complexe est fragmentée en plusieurs formes plus compactes par l'introduction de joints parasismiques. La figure 3.1 montre comment améliorer sensiblement le comportement sismique des formes complexes en les éclatant en formes plus simples. La séparation en formes compactes permet d'annuler toute excentricité entre les centres de cisaillement et les centres de masse, les sollicitations sismiques agissant alors au centre de masse de chaque fragment de bâtiment. Les joints parasismiques doivent être suffisamment larges pour que les blocs voisins n'entrent pas en collision au cours de leur mouvement.

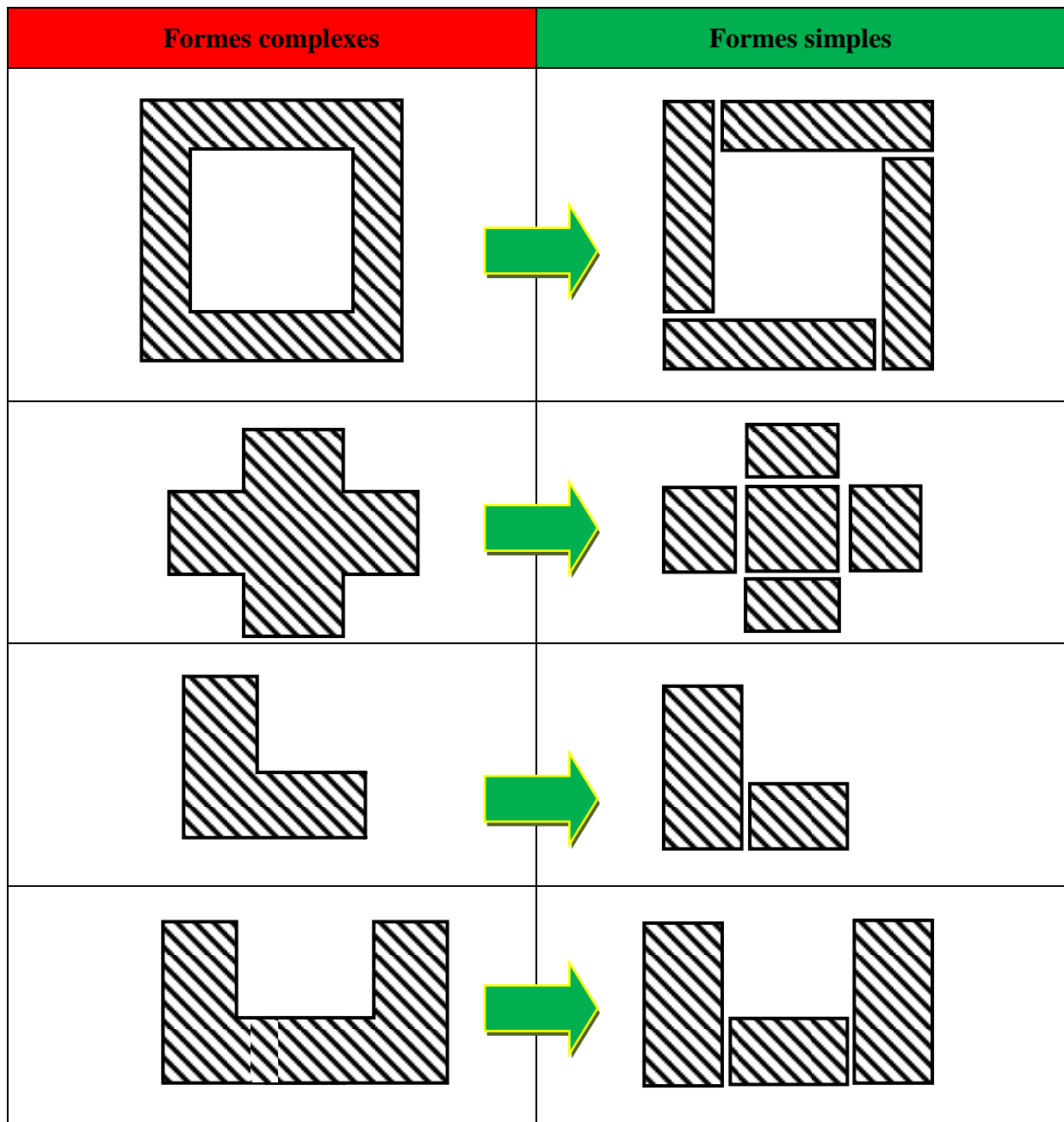


Figure 3.1 : Le comportement sismique est amélioré si une forme complexe est fragmentée en formes plus compactes par l'introduction de joints parasismiques.

3.2.2. Continuité :

Toute discontinuité dans le dessin d'une structure conduit à une concentration de contraintes et de déformations. Une structure discontinue est toujours mauvaise, car le mécanisme de ruine qu'elle fait intervenir est local. Or la dissipation d'énergie dans la structure devrait être maximale, ce qui est obtenu en faisant intervenir le maximum d'éléments, de manière à constituer un mécanisme de ruine global et non local.

3.2.3. Critères de régularité de la structure :

Pour offrir une meilleure résistance aux séismes, les ouvrages doivent de préférence avoir, d'une part des formes simples, d'autre part, une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Le but recherché est d'assurer la meilleure répartition possible des sollicitations à travers la structure de façon à faire participer tous les éléments à l'absorption et à la dissipation de l'énergie développée par l'action sismique.

A- Critère de régularité en plan : Le mouvement sismique horizontal est un phénomène bidirectionnel. La structure doit être capable de résister à des actions horizontales suivant toutes les directions et les éléments structuraux doivent avoir des caractéristiques de résistance et de rigidité similaires dans les deux directions principales, ce qui se traduit par le choix de formes symétriques (Figure 3.2). La symétrie du plan selon deux axes tend à réduire notablement la torsion d'axe vertical des constructions. Notons qu'une conception judicieuse de la structure peut quelquefois corriger les inconvénients d'une dissymétrie géométrique. La démarche consiste à faire coïncider le centre des masses avec le centre des rigidités en positionnant les éléments résistants rigides à des endroits adéquats.

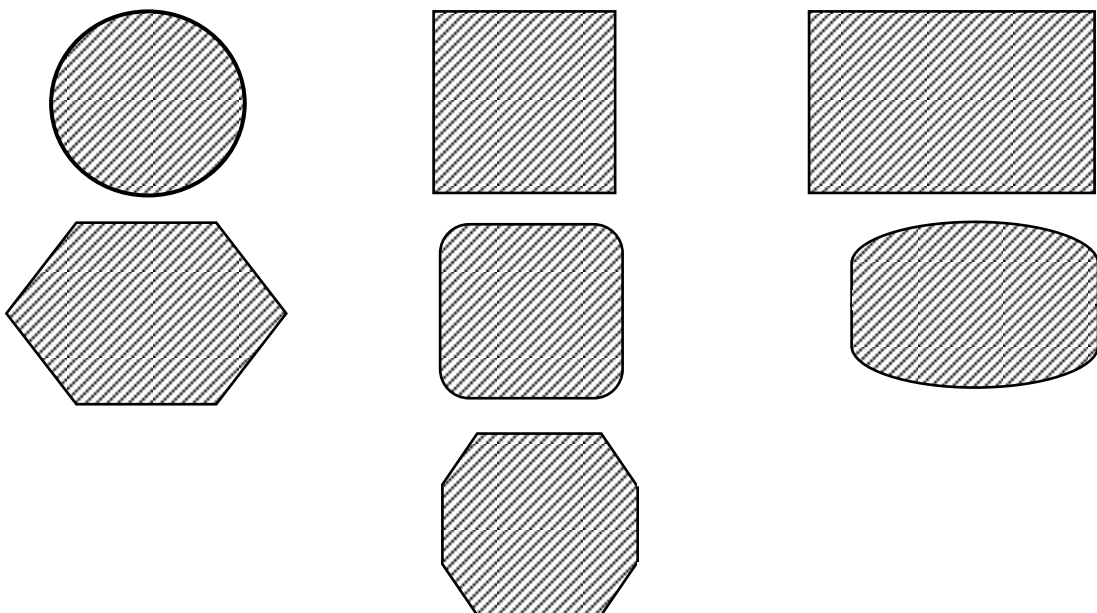


Figure 3.2 : Régularité en plan (formes favorables)

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 (Figure 3.3)

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction. (Figure 3.3)

Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

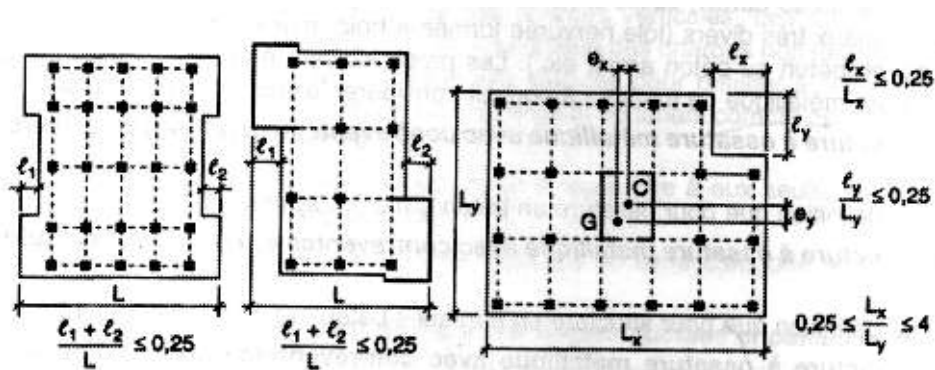


Figure 3.3 : *Limites des décrochements en plan*

La figure 3.4 montre un exemple réel de dommage dû à l'irrégularité en plan (structure irrégulière de forme).



Figure 3.4 : *Exemple de dommage dû à l'irrégularité en (Structure irrégulière de forme).*

B- Critère de régularité en élévation :

En élévation, la régularité des formes, la répartition homogène des masses et des rigidités sont des critères importants qui conditionnent la stabilité et la résistance des structures sous séisme.

Dans la vue en élévation, les principes de simplicité et de continuité se traduisent par un aspect régulier de la structure primaire, sans variation brutale de raideur. De telles variations entraînent des sollicitations locales élevées.

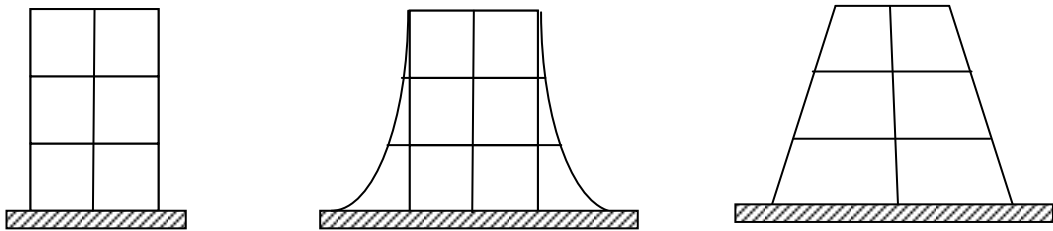


Figure 3.5 : Régularité en élévation (formes favorables)

Les formes irrégulières en élévation donnent lieu à des oscillations différentielles. Les parties de bâtiment de volume et/ou de hauteur distinctes vont osciller différemment et les éléments porteurs peuvent être soumis à des efforts de sens contraire, situation très défavorable pour la solidité de l'ouvrage.

Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

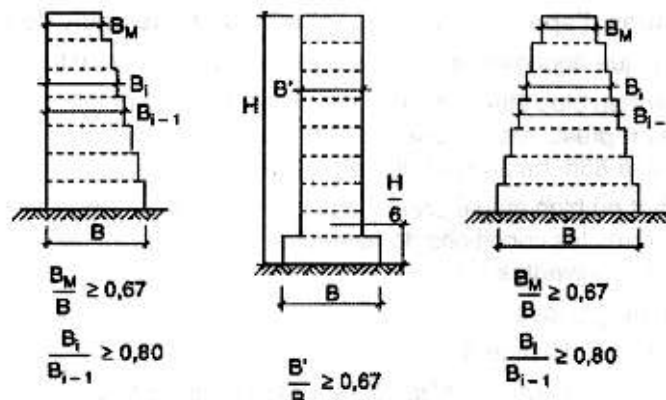


Figure 3.6 : Limites des décrochements en élévation

La figure 3.7 montre un exemple de dommage dû à l'irrégularité en élévation (Variation des géométries).



Figure 3.7 : *Exemple de dommage dû à l'irrégularité en élévation (Variation des géométries).*

3.2.4. Résistance et rigidité dans les deux directions, (effet de la torsion) :

Dans le cas d'une distribution asymétrique des éléments de contreventement, la construction est soumise pendant les séismes, à des efforts supplémentaires dus à la torsion d'axe vertical.

En effet, les charges sismiques sont communiquées principalement aux éléments de contreventement en raison de leur rigidité. La résultante des forces de résistance aux charges horizontales passe donc nécessairement par le centre de rigidité. Si celui-ci se trouve décalé par rapport au centre des masses (centre de gravité) où passe la résultante des charges sismiques, la construction est soumise à une torsion d'axe vertical d'autant plus importante que la distance entre le centre des masses et le centre de rigidité est grande. C'est autour de ce dernier que la rotation se produit ; il joue le rôle de centre de torsion (figure 3.8).

La torsion affecte le plus les poteaux d'angle et les liaisons entre les diaphragmes horizontaux et le contreventement vertical. Les dommages aux éléments verticaux augmentent avec leur distance au centre de rigidité. Les poteaux situés aux extrémités du bâtiment opposées au centre de torsion peuvent subir des déplacements différentiels importants entre leur tête et leur pied, déplacement pouvant entraîner leur éclatement.

La répartition symétrique ou quasi symétrique des éléments de contreventement, permettant que les centres de rigidité de la gravité de la construction soient confondus ou rapprochés, et par conséquent une caractéristique essentielle d'une bonne construction parasismique.

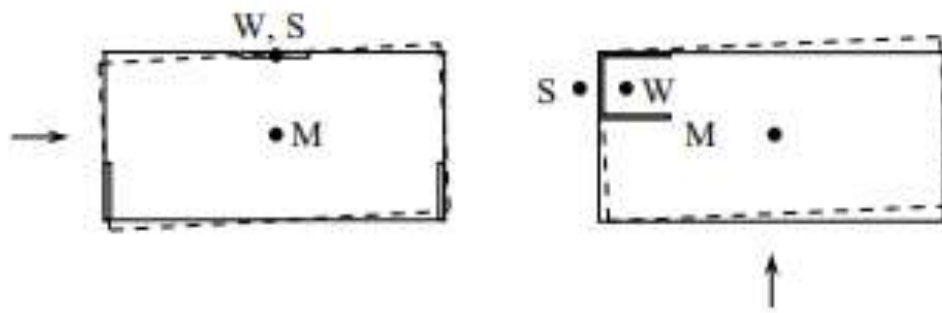


Figure 3.8 : Raideur et résistance à la torsion

3.2.5. Action des diaphragmes au niveau des étages :

Les diaphragmes d'un bâtiment sont les structures horizontales qui reportent l'action horizontale, résultant de la mise en mouvement des masses des planchers et de leurs charges, vers les structures verticales de contreventement.

Le diaphragme est un ouvrage plan rigide, horizontal ou incliné, assurant trois fonctions principales :

- Transmettre les charges sismiques horizontales sur les éléments verticaux de contreventement (murs, travées triangulées ou portiques) (Figure 3.9).
- Raidir les bâtiments à la manière d'un couvercle de boîte : Le raidissage vise à prévenir le déversement des éléments porteurs verticaux.
- Coupler les éléments verticaux : Tous les éléments solidaires du diaphragme "travaillent" en phase et participent à la résistance en proportion de leur rigidité (si le diaphragme est plus rigide que les palées de stabilité).

Les diaphragmes doivent être peu déformables dans leur plan, de manière à assurer une distribution efficace de l'action horizontale entre les différentes structures verticales. Idéalement, ils assurent à chaque niveau où ils sont présents une absence de déplacement horizontal relatif entre les structures verticales.

En général, la structure d'un bâtiment peut être considérée comme constituée de plusieurs systèmes verticaux liés par des diaphragmes horizontaux. L'analyse de la structure est plus rapide si les diaphragmes peuvent être considérés comme rigides, c'est à dire si les déplacements relatifs des points du diaphragme sont nuls lors du séisme.

Un diaphragme peut être considéré comme rigide si, lorsqu'il est modélisé avec sa flexibilité en plan effective, ses déplacements horizontaux n'excèdent en aucun point de plus de 10 %

les déplacements horizontaux absolus trouvés aux mêmes points dans l'hypothèse du diaphragme rigide et sous l'action sismique de calcul.

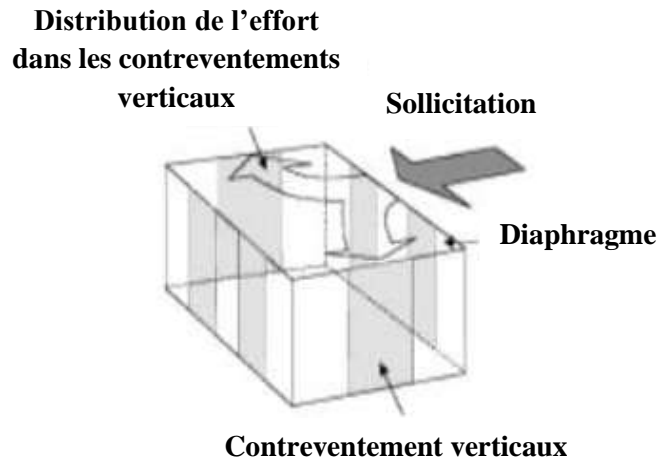


Figure 3.9 : *Distribution de l'effort horizontal du diaphragme aux contreventements verticaux*

3.2.7. Fondations adéquates :

La conception parasismique d'un ouvrage doit s'étendre à celle de ces fondations. D'une manière générale, les fondations doivent transmettre les efforts de la structure porteuse au sous-sol sans subir de plastification. Dans ce but, il faut privilégier un système de fondation homogène. Par ailleurs, étant donné que les sollicitations sismiques proviennent du sol, la solidarisation des points d'appui de la structure est indispensable pour s'opposer à leur déplacement relatif dans le plan horizontal. La solidarisation peut être assurée par des longrines, des semelles filantes ou un radier.

Dans le cas de sols de mauvaise qualité, une amélioration préalable de leurs caractéristiques peut être nécessaire.

Les fondations peuvent être classées en deux catégories : les fondations profondes et superficielles. Evidemment, quel que soit le type de fondations, il faut garantir une bonne liaison entre la structure porteuse et les éléments de fondation.

CHAPITRE 4

Critères de classification

4.1. Règles parasismique algérien RPA-99 :

La réglementation parasismique est le document technique « DTR BC 2-48 » dit : « REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA99 ». La première application de loi nationale Algérienne sur la conception de la résistance des bâtiments aux tremblements de terre date de 1983, et ce à la suite du tremblement de terre d'El Asnam 1980 qui avait une magnitude de 7,3 sur l'échelle de Richter. Avant cette date, en Algérie le code du bâtiment français a été appliqué, et il ne prévoyait pas une conception parasismique des bâtiments face aux tremblements de terre. En 1980, une loi a été adoptée, et qui a, par la suite été révisée en 1988, 1999 et 2003 suite au tremblement de terre dévastateur de Boumerdes.

4.2. Classification :

Pour définir la situation sismique, choisir la méthode et les paramètres de calcul des forces sismiques, un ensemble de classification est nécessaire :

4.2.1. Classification par zone sismique :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone O : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone II : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée

4.2.2. Classification des ouvrages selon leur importance :

Une classification des bâtiments en catégories d'importance est établie en fonction du risque pour la sécurité des personnes et le risque socio-économique que représenterait leur défaillance.

Donc cette classification vise à protéger les personnes, puis les biens économiques et culturels ou historiques de la communauté.

Le RPA99-version 2003 (Art-3.2) classe les ouvrages selon leurs importances en 4 catégories définis ci-après (Tableau 4.1) :

Tableau 4.1 : Classification des ouvrages selon leur importance

<p>Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale</p>	<p>Ouvrages vitaux qui doivent demeurer opérationnels après un séisme majeur pour les besoins de la survie de la région, de la sécurité publique et de la défense nationale, soit:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Bâtiments abritant les centres de décisions stratégiques • Bâtiments abritant le personnel et le matériel de secours et (ou) de défense nationale ayant un caractère opérationnel tels que casernes de pompiers, de police ou militaires, parcs d'engins et de véhicules d'intervention d'urgence et de secours • Bâtiments des établissements publics de santé tels que les hôpitaux et centres dotés de services des urgences, de chirurgie et d'obstétrique. • Bâtiments des établissements publics de communications tels que les centres de télécommunications, de diffusion et de réception de l'information (radio et télévision), des relais hertziens, des tours de contrôle des aéroports et contrôle de la circulation aérienne. • Bâtiments de production et de stockage d'eau potable d'importance vitale • Ouvrages publics à caractère culturel, ou historique d'importance nationale • Bâtiments des centres de production ou de distribution d'énergie, d'importance nationale • Bâtiments administratifs ou autre devant rester fonctionnels en cas de séisme
<p>Groupe 1B : Ouvrages de grande importance</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Ouvrages abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes • Bâtiments recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes tels que grande mosquée, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels et commerciaux, scolaires, universitaires, constructions sportives et culturelles, pénitenciers, grands hôtels. • Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur dépasse 48 m. - Ouvrages publics d'intérêt national ou ayant une importance socio-culturelle et économique certaine. • Bâtiments de bibliothèque ou d'archives d'importance régionale, musée, etc. • Bâtiments des établissements sanitaires autres que ceux du groupe 1A • Bâtiments de centres de production ou de distribution d'énergie autres que ceux du groupe 1A • Châteaux d'eau et réservoirs de grande à moyenne importance
<p>Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Ouvrages non classés dans les autres groupes 1A, 1B ou 3 tels que : • Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m. • Autres bâtiments pouvant accueillir au plus 300 personnes simultanément tels que, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels,... • Parkings de stationnement publics,...
<p>Groupe 3 : Ouvrages de faible importance</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Bâtiments industriels ou agricoles abritant des biens de faibles valeurs. • Bâtiments à risque limité pour les personnes • Constructions provisoires

4.2.3. Classification des ouvrages selon leur configuration :

Chaque bâtiment (sa structure) doit être classé selon sa configuration en plan et en élévation, en bâtiment régulier ou non, selon les critères introduits dans le Règlement parasismique Algérien RPA 99 (Art 3.5). On doit vérifier la régularité en plan et en élévation.

La régularité en plan : Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

La régularité en élévation : En élévation, la régularité des formes, la répartition homogène des masses et des rigidités sont des critères importants qui conditionnent la stabilité et la résistance des structures sous séisme. Donc, un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation sont respectés. Cependant, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

4.2.4. Classification des sites :

L'action sismique consiste en un mouvement du sol sur le site de la construction. Ce mouvement est largement influencé par la nature du sol à l'échelle de quelques hectomètres ou kilomètres et des couches de sol situées sous la construction.

Afin de rendre compte de cette influence d'une façon simple, les sols sont classés en 4 catégories (S_1 : Site rocheux, S_2 : Site ferme, S_3 : Site meuble, S_4 : Site très meuble) dans lesquelles sont prises en compte à la fois la stratigraphie des sols du site et les caractéristiques mécaniques des différentes couches (Tableau 4.2). Ces dernières sont notamment représentées par la vitesse de propagation des ondes de cisaillement V_s . La valeur moyenne de v_s sur les 30 premiers mètres de profondeur ($V_{s,30}$) est choisie comme paramètre lorsque le sol est homogène sur cette profondeur. Lorsque le site est constitué de différentes couches de sols de raideurs pas trop différentes, $V_{s,30}$ peut être évaluée par la formule :

$$\bar{V}_s = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{V_{si}}\right)_i}$$

Tableau 4.2 : Classification des sites

Catégorie	Description	q_c (MPa) (c)	N (d)	p_l (MPa) (e)	E_p (MPa) (e)	q_u (MPa) (f)	V_s (m/s) (g)
S ₁	Rocheux (a)	-	-	>5	>100-	>10	≥800
S ₂	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	≥400 - < 800
S ₃	Meuble	1.5 ~ 15	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	01 ~ 0.4	≥200 - < 400
S ₄	Très Meuble ou Présence de 3m au moins d'argile molle (b)	<1.5	<10	<1	<5	< 0.1	≥100 <200

4.2.5. Classification des systèmes de contreventement :

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure lors des secousses. Le rôle du contreventement horizontal est de transmettre les actions latérales aux éléments verticaux appelés palées de stabilité.

Pour assurer le contreventement horizontal, les planchers et toitures faisant office de diaphragme rigide ne devraient pas être affaiblis par des percements trop grands ou mal placés pouvant nuire à leur résistance et leur rigidité. Les diaphragmes flexibles devraient être évités pour combattre le déversement des murs notamment en maçonnerie.

Le contreventement vertical par palées devrait répondre à des critères spécifiques tels que :

- leur nombre : au moins trois palées non parallèles et non concourantes par étage.
- leur disposition : elles seront situées le plus symétriquement possible par rapport au centre de gravité des planchers et de préférence aux angles avec une largeur suffisante.
- leur distribution verticale : être régulière ; les palées seront de préférence superposées afin de conférer aux différents niveaux, une rigidité comparable aussi bien en translation qu'en torsion.

Selon le RPA99, on distingue 23 catégories (Tableau 4.3) :

Tableau 4.3 : Classification des systèmes de contreventement

<p>Structure en béton armé</p>	<p>1.a : Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide 1.b : Portiques autostables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide 2. : Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé 3. : Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé 4.a : Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles 4.b : Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé. 5. : Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes 6. : Système à pendule inverse</p>
<p>Structure en charpente métallique</p>	<p>7. : Ossature contreventée par portiques autostables ductiles 8 : Ossature contreventée par portiques autostables ordinaires 9. : Ossature contreventée par palées triangulées concentriques 9.a. : Système d'ossature contreventée par palées triangulées en X 9.b. : Système d'ossature contreventée par palées triangulées en V 10. : Ossature avec contreventements mixtes 10.a : Système d'ossature contreventée par cadres ductiles et palées en X 10.b : Système d'ossature contreventée par cadres ductiles et palées en V 11. : Portiques fonctionnant en console verticale</p>
<p>Structure en maçonnerie</p>	<p>12. : Structures en maçonnerie porteuse chaînée</p>
<p>Autres structures</p>	<p>13. : Structures à ossature métallique avec contreventement par diaphragme 14. : Structure à ossature métallique avec contreventement par noyau en béton armé 15. : Structure à ossature métallique avec contreventement par voiles en béton armé 16. : Structure à ossature métallique avec contreventement mixte composé d'un noyau en béton armé et de palées et/ou portiques métalliques en périphérie 17. : Système comportant des transparences (étages souples)</p>

CHAPITRE 5

Règles de calcul de la force sismique - Méthode statique équivalente

5.1. Introduction :

Les forces latérales déterminées à partir des règlements parasismiques sont généralement inférieures (et dans certains cas largement) à celles exigées pour maintenir la structure dans le domaine élastique quand elle est soumise à un séisme majeur. Cette réduction de force est du fait de la prise en compte du facteur de comportement (Miranda, 1997).

Le coefficient de comportement qui permet de tenir compte du comportement non-linéaire réel est un élément essentiel. La plupart des codes ou règlement, prennent en compte une valeur forfaitaire unique de ce facteur peu applicable à un même type de contreventement et ce quel que soit la zone sismique, l'intensité des charges verticales, etc....

5.2. Conditions d'application de la méthode :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III du RPA-99 (paragraphe 3.5) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II- a et à 30m en zones II-b et III.
- b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II-a: groupe d'usage 3

- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1 B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone II-b et III

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA 99 (Art 4.1.2).

5.3. Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. (RPA-99)

La notion de l'équivalence ne provient pas de l'équivalence des forces mais plutôt des équivalences des effets.

La méthode statique équivalente nous amène à considérer une déformée de la structure qui ressemble au mode fondamentale.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure. (RPA-99)

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément. (RPA-99)

5.4. Force sismique :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{ADQ}{R} W \quad (5.1)$$

A : coefficient d'accélération de zone :

Le niveau de sismicité est représenté dans le RPA99-version 2003 par un coefficient d'accélération qui représente l'accélération maximale du sol au niveau de la roche, la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Dans la réglementation ce coefficient dépend de la classification des ouvrages selon leur importance et de la zone sismique (Tableau 5.1).

Tableau 5.1. : Coefficient d'accélération de zone A.

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

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (5.2)$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le Tableau 5.2.

Tableau 5.2 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
$T_1, (s)$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_2, (s)$	0,30	0,40	0,50	0,70

η : facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad (5.3)$$

où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (Tableau 5.3).

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

Tableau 5. 3 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Q : Le facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \tag{5.4}$$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au Tableau 5.4.

Les critères de qualité Q à vérifier sont :

➤ **Conditions minimales sur les files de contreventement**

- **Systeme de portiques** : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excede pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.
- **Systeme de voiles** : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité..

➤ **Redondance en plan**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

➤ **Régularité en plan**

La structure est classée régulière en plan.

➤ **Régularité en élévation**

La structure est classée régulière en élévation.

➤ **Contrôle de la qualité des matériaux**

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

➤ **Contrôle de la qualité de l'exécution**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

Tableau 5.4 : Valeurs des pénalités P_q

	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

R : Le facteur de comportement

Les sollicitations sismiques sont déduites par affinité d'un rapport $1/R$ de celles appliquées à sa structure résistante. Cette dernière est supposée douée d'un comportement idéal c'est à dire infiniment élastique et linéaire. Le coefficient 'R' est appelé facteur de comportement.

Une définition plus restrictive consiste à dire que le facteur de comportement est essentiellement là pour traduire le fait que la structure en béton armé a un comportement différent de celui idéal supposé au début.

Le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003 désigne le facteur de comportement par R, sa valeur est donnée par le Tableau 5.5 en fonction du système de contreventement classé en quatre catégories:

- **catégorie A** : Structures en béton armé.
- **catégorie B** : Structures en acier.
- **catégorie C** : Structures en maçonnerie.
- **catégorie D** : Autres structures.

Tableau 5.5 : Valeurs du facteur de comportement selon le RPA 99.

Catégorie	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	Béton armé :	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau.	3.5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendules inverses	2
B	Acier :	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossatures contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossatures contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en consoles verticales	2
C	Maçonnerie :	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2.5
D	Autres systèmes :	
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	3.5
16	Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métallique en façades	4
17	Systèmes comportant des transparences (étages souples)	2

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

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

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

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le Tableau 5.6.

Tableau 5.6 : Valeurs du coefficient de pondération β

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

5.5. Estimation de la période fondamentale de la structure :

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (5.5)$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le Tableau 5.7.

Tableau 5.7 : Valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09h_N\sqrt{D} \quad (5.6)$$

D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (5.6) et (5.7).

5.6. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

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

$$V = F_t + \sum F_i \mathbf{V} = \quad (5.7)$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :

$$F_t = 0.07TV$$

où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0,7 secondes.

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule:

$$F_i = \frac{(V-F_t)Wh_i}{\sum_{j=1}^n W_jh_j} \quad (5.8)$$

5.7. Distribution horizontale des forces sismiques :

L'effort tranchant au niveau de l'étage k :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad (5.9)$$

5.8. Conclusion :

Plusieurs méthodes d'évaluation de la réponse des structures vis-à-vis d'un séisme sont appliquées selon la nature de l'ouvrage et sa destination, parmi ces méthodes celle décrite dans ce chapitre.

La méthode statique équivalente est la méthode la plus utilisée dans la plupart des règlements de calcul. C'est une méthode approximative appliquée surtout aux structures régulières, malgré le fait qu'elle permette un calcul rapide des différents paramètres de par sa facilité, elle fournit une surestimation des efforts sismiques, ce qui la rend peu précise, non économique, mais cependant conservative et cela est dû à la prise en compte du facteur de comportement d'une façon forfaitaire. Conscient de l'importance de ce facteur dans les

calculs, beaucoup d'attentions se sont orientées pour la formulation du coefficient de comportement pour une conception plus réaliste de la structure.

CHAPITRE 6

Méthode dynamique modale spectrale

6.1. Introduction :

L'analyse modale d'une structure est l'opération qui consiste à rechercher les caractéristiques des modes propres de cette structure. Cette méthode est la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures ; elle est caractérisée par :

- L'action du séisme définie par un spectre de réponse.
- Le comportement linéaire de la structure permettant le calcul des modes propres.

Sous une sollicitation sismique dans une direction horizontale, les mouvements sont utilisés pour estimer la réponse dynamique des structures, à partir de la valeur lue directement sur le spectre pour une valeur de fréquence et un amortissement donnés.

6.2. Définition de la méthode :

L'analyse modale permet de mettre en évidence les fréquences, les coefficients de participation et les masses effectives dans chaque direction d'excitation de chacun des modes de la structure. Chaque mode de vibration est caractérisé par sa pulsation ω_i et par le vecteur propre associé Φ_i . (Betbeder-Matibet, 1985)

La détermination de la réponse de la structure et son dimensionnement peuvent se faire par cette méthode de calcul selon la nature de sollicitation sismique qui est décrite sous forme d'un spectre de réponse. (Capra, 1985)

6.3. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

6.4. Principes de base de la méthode de l'analyse modale spectrale :

Le mouvement vibratoire d'un bâtiment est la superposition des mouvements vibratoires découplés des modes propres du bâtiment se comportant comme des oscillateurs simples indépendants. Nous pouvons donc étudier séparément l'action du séisme sur chaque mode, puis combiner l'ensemble.

Le but final du calcul est de trouver les valeurs maximales des déplacements, des efforts, des contraintes sous l'effet de l'action des deux composantes horizontales et de la composante verticale du séisme.

En pratique, l'analyse modale spectrale décrite ci-après ne prend en considération que l'effet des composantes sismiques horizontales sur le bâtiment.

Les étapes d'un calcul par analyse modale spectrale sont résumées ci-dessous.

6.5. Les hypothèses de calcul :

- Masse concentrée au niveau du nœud principal.
- Seuls les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés comme rigides dans leurs plans.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participations modales soit au moins égale à 90%.

6.6. Spectre de réponse :

6.6. 1. Définition d'un spectre de réponse :

Un spectre de réponse est une courbe de réponse maximale en termes de déplacements, de vitesses ou d'accélération pour un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation sismique (Chanti, 2000).

La figure 6.1 représente la procédure de la construction du spectre de déplacements à partir des déplacements maximaux de plusieurs oscillateurs simples avec différentes masses et plusieurs valeurs d'amortissement.

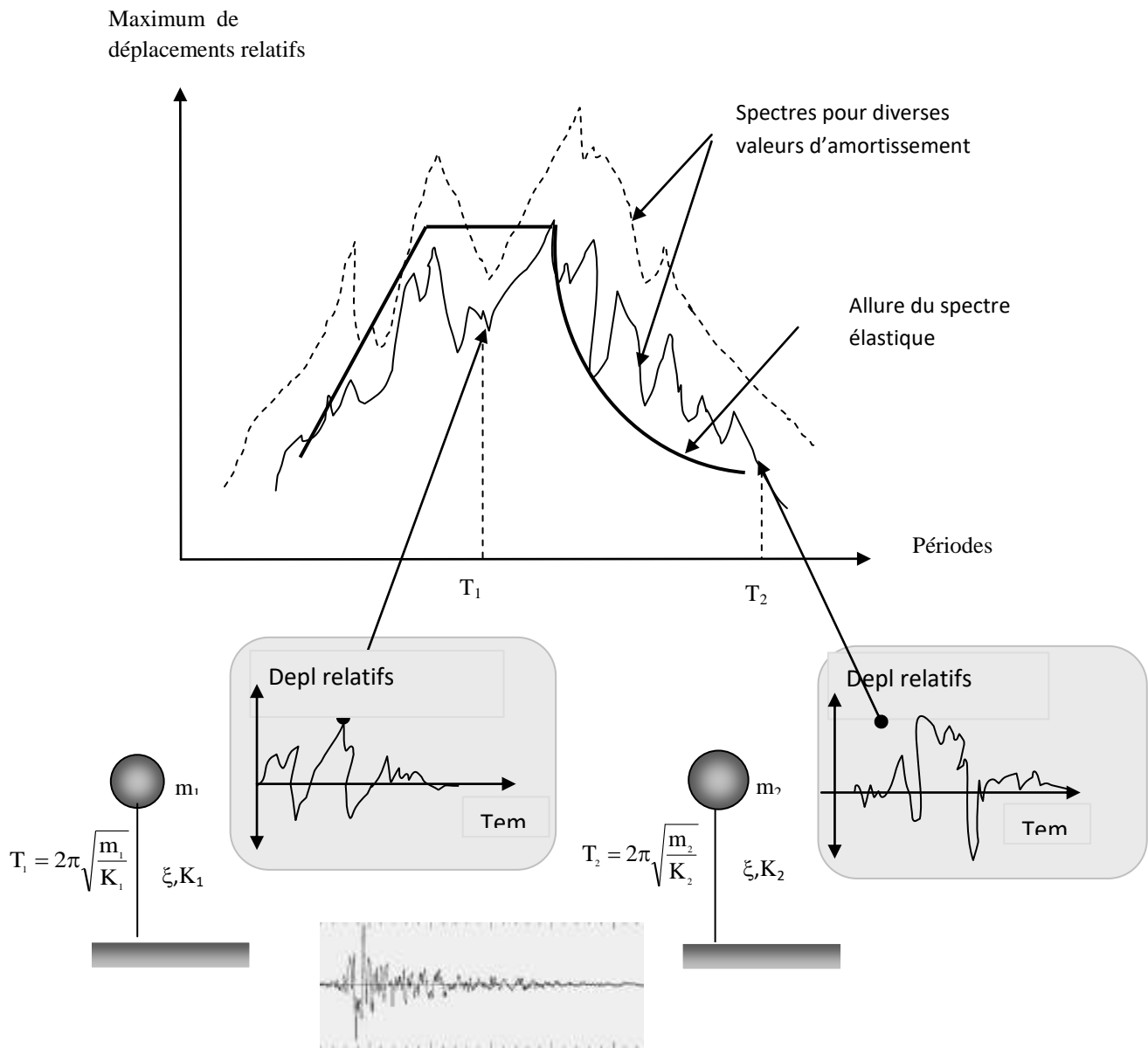


Figure 6.1 : Construction d'un spectre de déplacement

Pour une valeur d'amortissement donnée ξ , les courbes suivantes représentent respectivement le spectre de déplacement, le spectre de vitesse et le spectre d'accélération pour un séisme donné (Chanti, 2000) :

- Spectre de déplacement : $S_{de}(\omega, \xi) = S_{de}$ (6.1)

- Spectre de vitesse : $S_{ve}(\omega, \xi) = \omega S_{de}$ (6.2)

- spectre d'accélération : $S_{ae}(\omega, \xi) = \omega^2 S_{de}$ (6.3)

Un exemple de l'allure de ces spectres est présenté par les figures 6.2, 6.3, 6.4 (Mekki, 2004) :

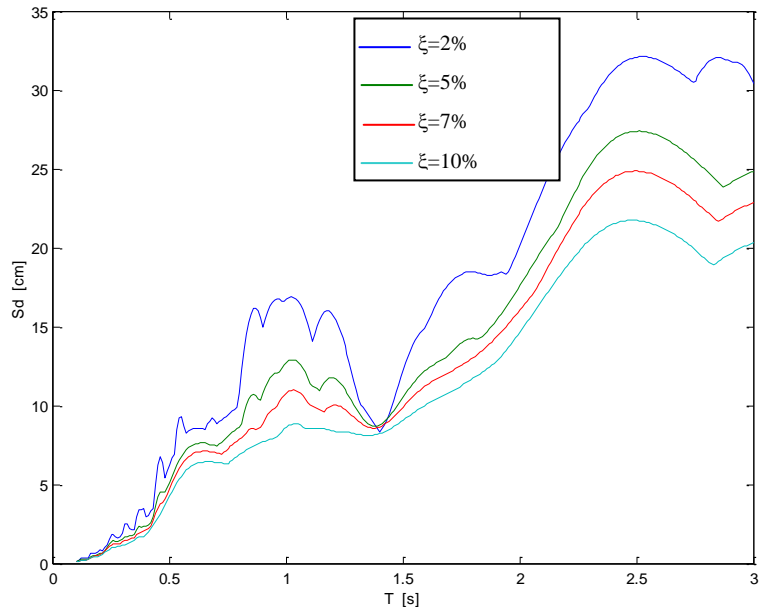


Figure 6.2 : Spectre de déplacement pour différentes valeurs de l'amortissement ($\xi=2$ à 10%)

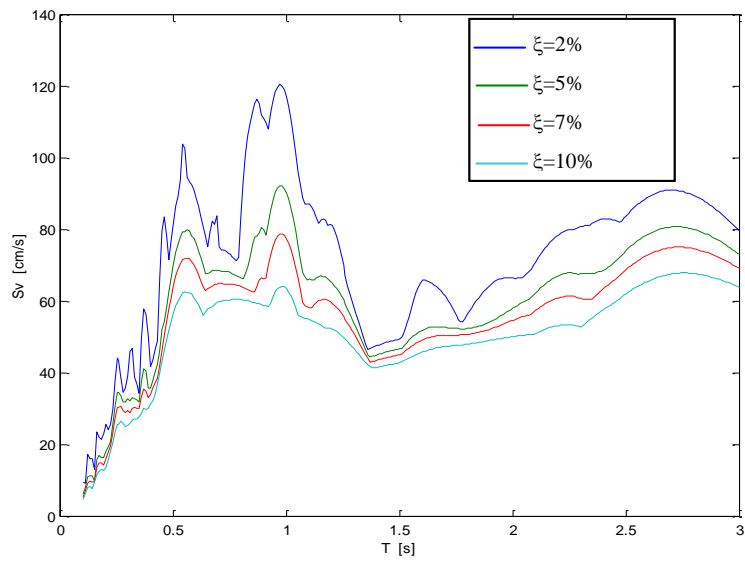


Figure 6.3 : Spectre de vitesse pour différentes valeurs de l'amortissement ($\xi=2$ à 10%)

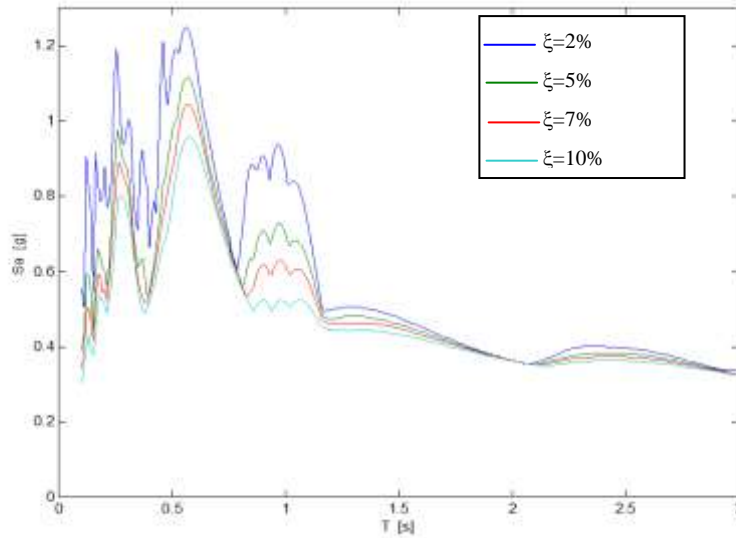


Figure 6.4 : Spectre d'accélération pour différentes valeurs de l'amortissement ($\xi=2$ à 10%)

6.6. 2. Spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (6.4)$$

Le spectre de dimensionnement en accélération dépend de :

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 5.1)

η : facteur de correction d'amortissement

ξ : pourcentage d'amortissement critique (tableau 5.3)

R : coefficient de comportement de la structure (tableau 5.5)

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 5.2)

Q : facteur de qualité (tableau 5.4)

Dans la détermination de la valeur de Q, il y a lieu de tenir compte que les irrégularités en plan et en élévation ont déjà été prises en charge par le modèle. Par ailleurs, en cas d'analyse tridimensionnelle il y a lieu de prendre comme valeur de Q la plus pénalisante, des valeurs calculées suivant les deux directions orthogonales de référence.

L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leur sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure. Pour les structures ayant leurs éléments de contreventement distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation.

6.7. Les procédures de l'analyse modale :

L'analyse dynamique linéaire basée sur la méthode modale spectrale s'effectue à travers les étapes suivantes :

A- Modélisation du bâtiment :

- Modélisation du bâtiment d'une manière qui reproduise au mieux son comportement dynamique réel. Une bonne modélisation nécessite en général un ensemble de réflexions et de choix sur les points suivants : (Betbeder-Matibet, 1985)
 - Modélisation tridimensionnelle, 3D est souvent inutile pour des structures suffisamment symétriques.
 - La détermination d'un modèle, tenant compte d'une connaissance détaillée des sollicitations dans les différents éléments ou simplement une réponse globale qui fournira des données pour des analyses locales fines (le choix de la taille et du nombre des éléments doit être suffisant pour que la modélisation soit physiquement valable) (Davidovici, 1999).
 - Représentation des éléments non structuraux qui ne contribuent pas à la résistance de l'ouvrage et qui peuvent modifier considérablement le comportement de la structure. Leur présence peut influencer sur la réponse de l'ouvrage, par exemple : rigidification éventuelle due aux matériaux de remplissage, qui peut modifier les fréquences propres dans un sens défavorable, amplification des réactions d'appui des matériels (équipements) (Betbeder-Matibet, 1985)
 - La détermination d'un modèle tenant compte de la caractérisation des propriétés mécaniques des matériaux et leurs modifications éventuelles sous fortes sollicitations.
 - Dans le cas de séisme, il faut représenter un modèle pour les modes propres dont les fréquences sont inférieures à la fréquence de coupure du spectre, c'est-à-dire la fréquence au delà de laquelle il n'y a plus d'amplification dynamique significative

(cette fréquence est généralement de l'ordre de 25-33 Hz) (Philippe et Michel, 1999 ; Betbeder-Matibet, 1985).

B- Détermination des caractéristiques dynamiques ω_i et ϕ_i

- La méthode de superposition modale est utilisée pour calculer la réponse des structures à l'excitation sismique dans le comportement élastique linéaire. Les différents modes propres sont orthogonaux par rapport aux matrices de masse M et de rigidité K . Il y a donc n modes orthogonaux et réels qui forment une base sur laquelle nous allons travailler. Cette base s'appelle base modale.

Recherche des modes propres de vibration de l'oscillateur multiple constitué par la structure, soumise à un chargement dynamique quelconque.

La décomposition modale permet donc de ramener l'étude d'un système à N degrés de liberté à celle de n oscillateurs simples et reconduire ainsi les conclusions auxquelles on a abouti pour l'oscillateur simple.

Les modes sont numérotés dans l'ordre des périodes décroissantes, celui dont la période est la plus grande étant désigné parfois comme le mode fondamental (figure 6.7).

Les modes propres de vibration de la console peuvent se calculer mathématiquement. Chacun d'eux est caractérisé par sa période propre (ou pulsation ω_i) et sa déformée propre ϕ_i . Un mode propre est donc une configuration particulière de vibration de la structure, si la structure vibre selon son seul mode propre i , de période propre T_i et de déformée propre ϕ_i , tous les points de la structure vont osciller horizontalement, selon un mouvement sinusoïdal de période T_i , entre deux positions extrêmes correspondant aux situations ϕ_i et $-\phi_i$.

Pour chaque mode :

$$([K] - \omega_i^2[M])\{\phi_i\} = 0 \quad (6.5)$$

C- Sélection des modes utiles :

Notre but est de rechercher les premiers modes propres. En toute rigueur, il pourrait être envisagé de prendre en compte d'autres degrés de liberté. Lorsque le rang de la matrice de masse est élevé, il est possible de déterminer toutes les valeurs propres. Mais ce serait dépendre d'un coût calcul élevé et d'une augmentation de la mémoire vive. En outre, les très

faibles gains de précision ajoutons que l'erreur commise conduit à sous estimer les périodes des modes propres ce qui en calcul sismique, va dans le sens de la sécurité.

Donc le cas du séisme, il est d'ailleurs inutile de calculer les modes dont la fréquence propre est supérieure à la fréquence de coupure du spectre du sol. (Philippe et Michel, 1999).

Il est en fait plus commode de raisonner sur les masses modales effectives $M_i(x)$, qui représentent la part de la masse totale du bâtiment mobilisée dans chaque mode. En effet, la somme des masses effectives pour une direction x est égale à la masse totale ; par conséquent, si la masse effective cumulée des modes pris en compte est suffisamment proche de la masse totale, nous serons sûrs de ne pas oublier un mode influent.

Sélection des modes selon le critère des masses modales cumulées : en pratique, la majorité des règles parasismiques demandent de rechercher les n premiers modes correspondant à une masse modale cumulée d'au moins 90% de la masse totale pour les deux directions de calcul.

Le mouvement vibratoire de la structure est donc la superposition des mouvements découplés des premiers modes propres de la structure, réagissant indépendamment les uns des autres à l'action sismique de direction x . Le facteur de participation du mode j selon la direction x , caractérise la réponse du mode j à une excitation extérieure de direction x .

$$\alpha_i = \frac{\left(\sum_{k=1}^n W_k \phi_k^i\right)^2}{\sum_{k=1}^n W_k (\phi_k^i)^2 \sum_{k=1}^n W_k} \quad (6.6)$$

i: Niveau et k: étage

D- Calcul du coefficient de distribution pour chaque niveau k

$$\gamma_{i,k} = \phi_k^i \frac{\sum_{k=1}^n \phi_k^i}{\sum_{k=1}^n W_k (\phi_k^i)^2} \quad (6.7)$$

E- Evaluation de la force sismique appliquée au niveau k par le mode i

$$F_{i,k} = \frac{S_a}{g} \gamma_{i,k} W_k \quad (6.8)$$

W_k : Poids du niveau k

Exemple :

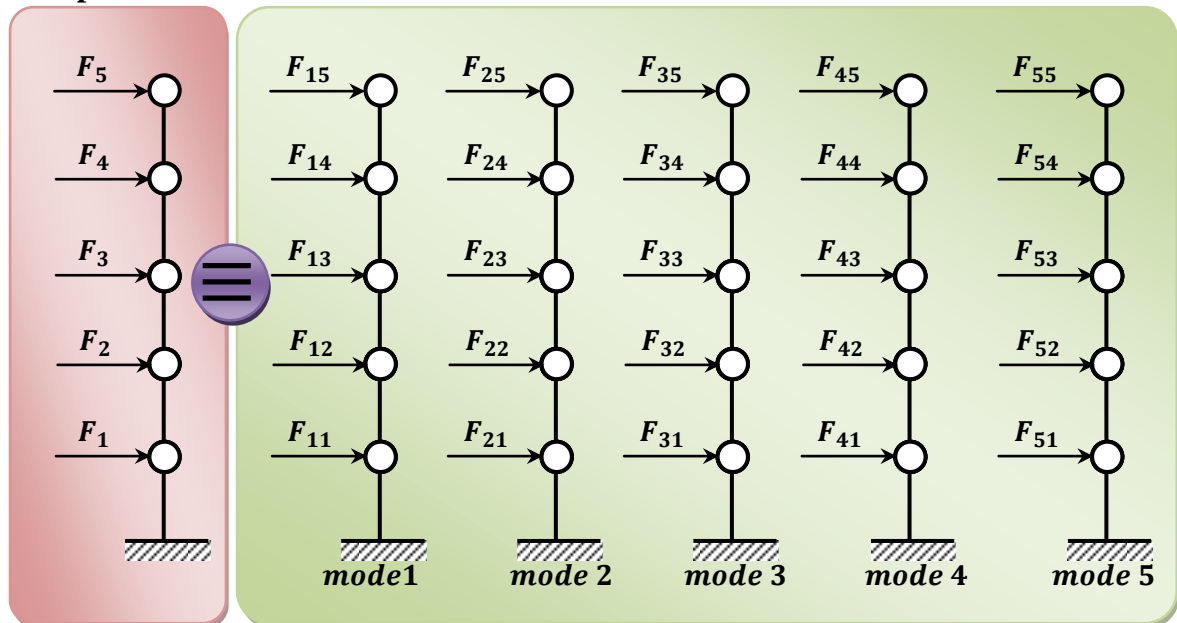


Figure 6.5 : Evaluation de la force sismique

F- Déplacement modal maximal : Nous avons vu qu'un mode propre se comporte dynamiquement comme un oscillateur simple.

Considérons donc un oscillateur simple, caractérisé par sa période T et son coefficient d'amortissement ξ et dont le support est soumis à une secousse sismique décrite par son accélérogramme.

$$y_n = \frac{L_n}{M_n \omega_n^2} S_{an}(T_n, \xi_n) \quad (6.9)$$

où

$$L_n = \sum_{j=1}^k m_j \cdot \Phi_{jn} \quad (6.10)$$

$$M_n = \sum_{j=1}^k m_j \cdot \Phi_{jn}^2 \quad (6.11)$$

Avec m_j : masse correspondant au niveau j .

La quantité $\frac{L_n}{M_n}$ représente le coefficient de répartition des déplacements ou des accélérations aux divers nœuds. Pour un oscillateur simple, sa valeur est égale à l'unité.

F- **Le déplacement maximal** : Le déplacement maximal de la structure est calculé comme suit:

$$x_{jn} = \frac{L_n}{M_n \omega_n^2} \Phi_{jn} S_{an}(T_n, \xi_n) \quad (6.12)$$

G- **L'effort tranchant et le moment** : L'effort tranchant V_n et le moment M_n pour le mode n sont donnés par :

$$f_{jn} = \frac{L_n}{M_n} m_j \cdot \Phi_{jn} S_{an}(T_n, \xi_n) \quad (6.13)$$

$$V_n = \sum f_{jn} \quad (6.14)$$

$$M_n = \sum h_j \cdot f_{jn} \quad (6.15)$$

Avec h_j : hauteur du niveau j .

Les étapes générales d'un calcul par analyse modales spectrale sont résumées dans les figures (6.6), (6.7) et (6.7 suite):

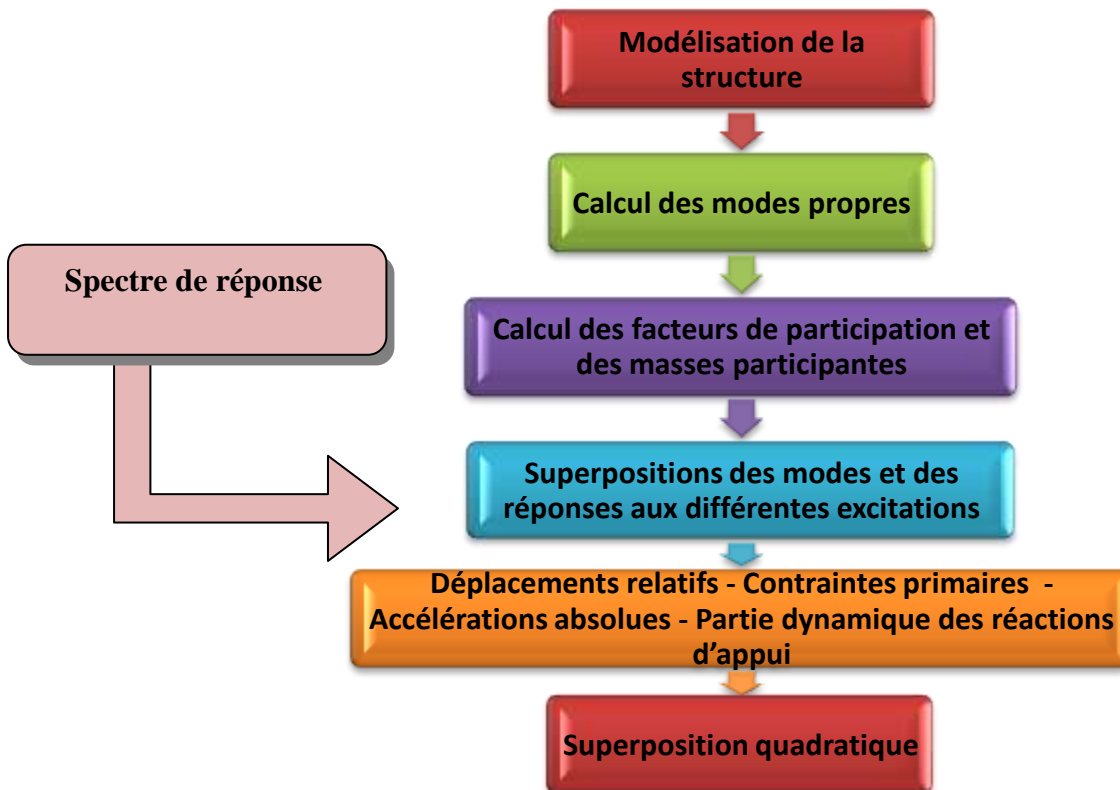
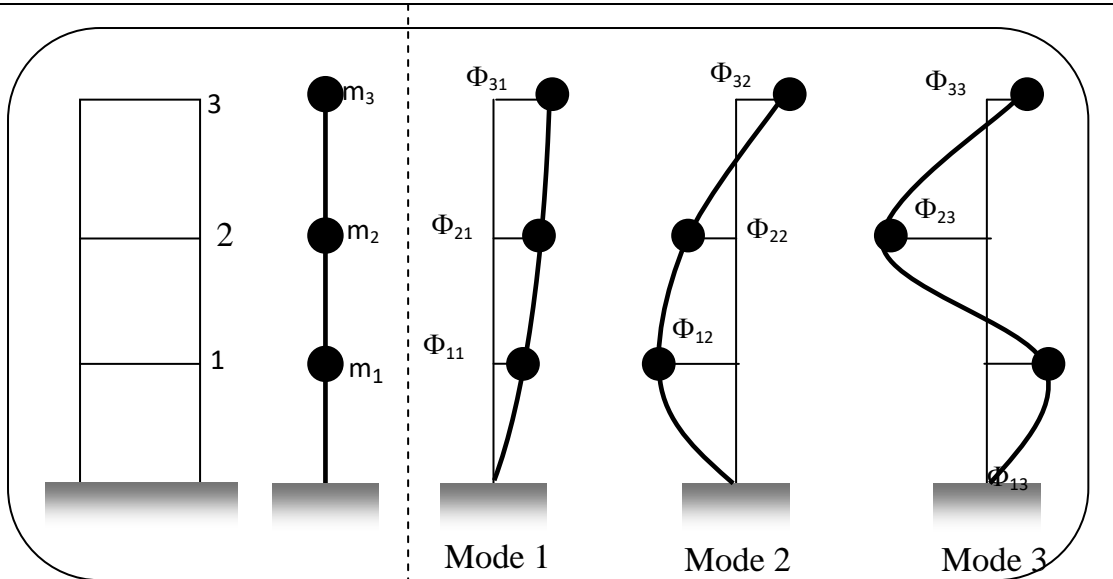
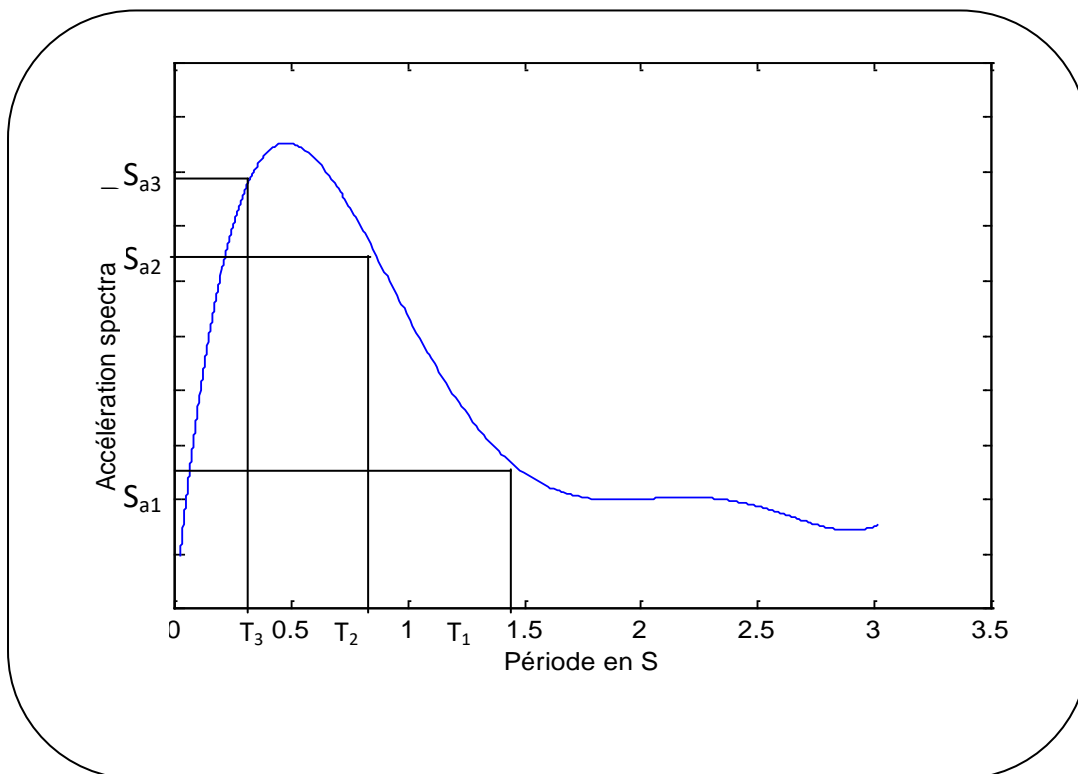


Figure 6.6 : Schéma de l'organisation des calculs



(1) : Modes propres d'un oscillateur multiple.



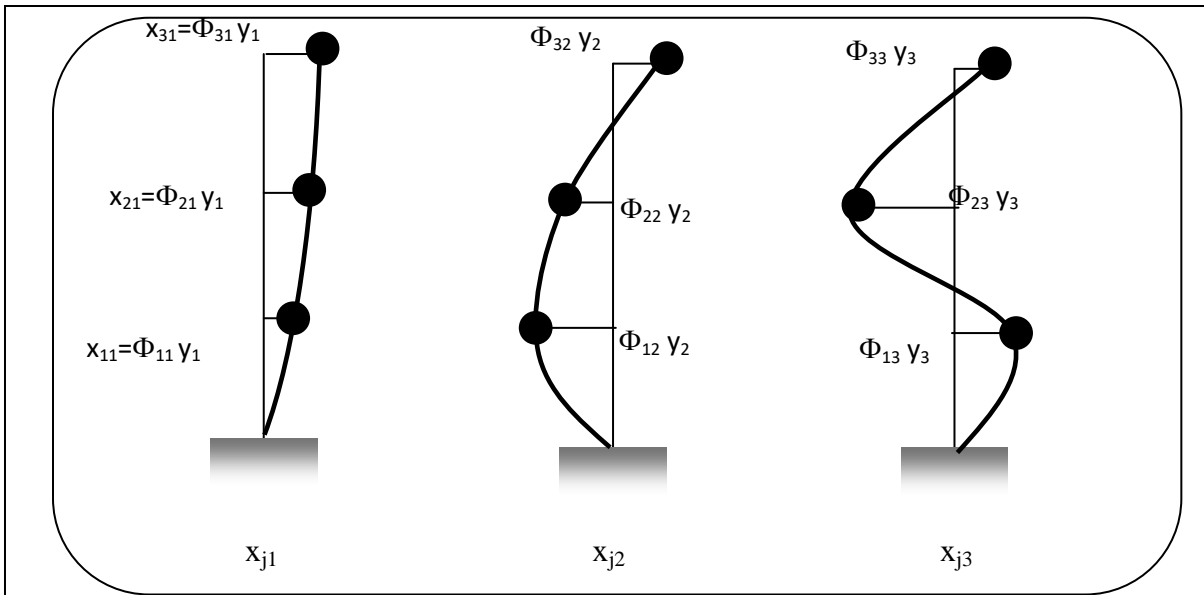
(2) Lecture du spectre : accélérations spectrale $[S_{a1}, S_{a2}, S_{a3}]$ pour chacun des modes

$$L_n = \sum_{j=1}^3 m_j \cdot \Phi_{jn} \quad M_n = \sum_{j=1}^3 m_j \cdot \Phi_{jn}^2$$

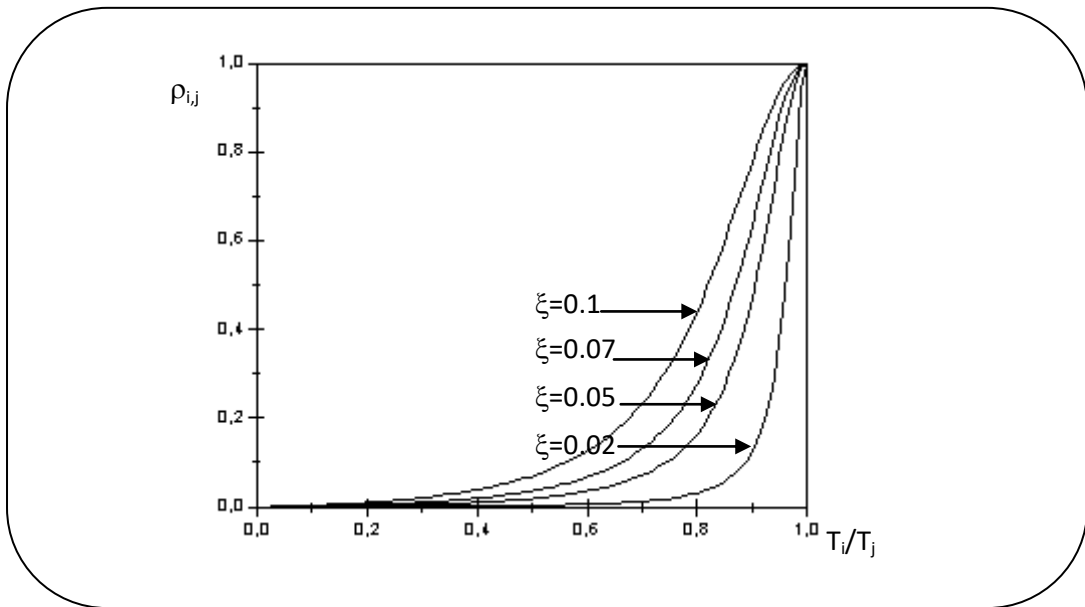
$$y_n = \frac{L_n}{M_n \omega_n^2} S_{an}(T_n, \xi_n) \quad \text{avec } n=1,2,3$$

(3) Réponses modales

Figure 6.7 : Principes de l'analyse à l'aide d'un spectre de réponse.



(4) : Réponses maximales de la structure pour chaque mode.



(5) Terme de couplage

$$X_{k,max} = \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N X_{ki} \rho_{ij} X_{kj}}$$

(6) Combinaison quadratique des valeurs obtenues.

Figure 6.7 (suite): Principes de l'analyse à l'aide d'un spectre de réponse.

6.8. Combinaisons des réponses modales :

Le calcul à l'aide d'un spectre permet de connaître le maximum de la réponse pour chacun des modes étudiés. Il reste à savoir donc, comment calculer la réponse maximale.

Il n'y a aucune raison pour que les maximums arrivent tous en même temps. La procédure de l'analyse modale fournit seulement la réponse maximale dans chaque mode de vibration. Les quantités de la réponse (déplacements maximaux, forces, moments...), à évaluer pour chaque mode devraient être combinées pour obtenir la réponse totale de la structure.

Pour tenir compte du couplage des modes propres, deux méthodes de superposition peuvent être employées.

- La méthode de superposition quadratique (SRSS).

SRSS : Square **R**oot of the **S**um of the **S**quares.

- La méthode de superposition quadratique complète(CQC).

CQC : Complete **Q**uadratic **C**ombination.

La méthode de superposition quadratique (SRSS) :

La réponse totale s'obtient en superposant les réponses des différents modes. Toutefois, la simple addition des réponses maximums conduit à des valeurs trop défavorables car les maximums ne coïncident généralement pas dans le même temps.

Lorsque les modes propres sont découplés, les réponses modales peuvent être considérées comme des variables aléatoires indépendantes et la réponse résultante $x_{i,max}$ est alors donnée par la relation :

$$x_{k,max} = \sqrt{\sum_{i=1}^N x_{ki,max}^2} \quad (6.16)$$

N : nombre de modes.

La méthode de superposition quadratique complète (CQC) :

Il serait donc très pénalisant d'ajouter les valeurs obtenues pour chaque mode (ou leurs valeurs absolues...) afin d'obtenir la valeur maximum statistiquement probable pour x, sous l'effet de la composante sismique considérée. Elle constitue une bonne approximation de la réalité dans le cas où le spectre définissant le mouvement sismique possède une large bande de fréquences et où les modes de la structure sont bien séparés les uns des autres et se

situent à l'intérieur ou au voisinage de cette bande ; dans d'autres cas (modes de fréquences voisines ou modes dont les fréquences sont éloignées du pic d'excitation), sa validité n'est pas établie et diverses propositions ont été présentées pour obtenir une meilleure approximation ; parmi celles-ci, on peut citer : des combinaisons quadratiques complètes, de la forme présentée ci-dessus : Pour tenir compte de cette non-concomitance des maximums, on calculera x comme étant la racine carrée de $x_1^2+x_2^2+\dots+x_n^2$.

Cette opération porte le nom de moyenne ou combinaison quadratique. Elle fournit pour x une valeur qui correspond au maximum statistiquement probable pour une combinaison aléatoire des modes.

Si deux modes i et j ont une période très voisine, l'hypothèse de non-concomitance des maximums est à nuancer : les règles parasismiques introduisent dans ce cas un coefficient ρ_{ij} qui permet d'ajouter le terme croisé $\rho_{ij} \cdot x_i \cdot x_j$ dans la somme des carrés vue précédemment. On parle alors de combinaison quadratique complète (CQC).

La réponse résultante x_k est calculée suivant la formule :

$$x_{k,max} = \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N x_{ki} \rho_{ij} x_{kj}} \quad (6.17)$$

où : x_{ki} et x_{kj} sont les déplacements modaux qui correspondent respectivement aux modes i et j .

Les coefficients ρ_{ij} de cette moyenne quadratique sont des fonctions très compliquées. Ils donnent différentes valeurs pour différents amortissements. Leur expression a été établie en supposant que les périodes propres sont faibles vis à vis de la durée du séisme. Il est donné par l'expression suivante :

$$\rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1+r) \cdot r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot r \cdot (1+r)^2} \quad (6.18)$$

$$\text{avec } r = \frac{\omega_j}{\omega_i}$$

(6.19)

ρ_{ij} est égal à 1 pour $i=j$ et décroît rapidement lorsque le rapport $\frac{\omega_j}{\omega_i}$ augmente à partir de 1.

$$i \neq j \Rightarrow \rho_{ij} = 0 \quad (6.20)$$

$$i=j \Rightarrow \rho_{ij} = 1 \quad (6.21)$$

Selon les dernières équations les réponses modales seraient donc indépendantes.

Nous avons avec ces hypothèses une valeur moyenne égale à :

$x_{k,\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^N x_{ki\max}^2}$ qui est une combinaison quadratique simple. Donc la combinaison quadratique habituelle n'est qu'un cas particulier de la méthode CQC.

Combinaisons d'actions sismiques :

Pour chaque quantité calculée de réponses (pour les déplacements ou sollicitations (effort interne, contrainte,...)) correspondant chacune à une des trois directions x, y et z nous obtenons ainsi trois résultats correspondant aux valeurs maximum probables que cette quantité peut atteindre pour chacune des trois composantes (2 horizontales et 1 verticale) de calcul.

Ces résultats obtenus pour chaque direction de calcul doivent ensuite être combinés entre eux selon les formules de combinaison de Newmark pour obtenir les valeurs maximum probables correspondant au séisme de calcul :

$$\begin{aligned} E &= \pm E_x \pm \nu E_y \pm \nu E_z \\ E &= \pm \nu E_x \pm E_y \pm \nu E_z \\ E &= \pm \nu E_x \pm \nu E_y \pm E_z \end{aligned} \quad (6.22)$$

E_x , E_y et E_z étant les valeurs des effets (déplacements ou sollicitations) du chargement sismique pour les directions x, y et z.

E : la réponse totale.

Dans certaines règles, ν est pris égal à 0,4.

Les valeurs trouvées sont sans signes car issues de combinaisons quadratiques (racines carrées de sommes de carrés), mais elles doivent bien sûr être exploitées avec les deux signes puisque les mouvements du bâtiment sont alternés.

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2} \quad (6.23)$$

6.9. Conclusion :

La détermination de l'aléa sismique permet de rendre les données utilisables dans les calculs, or, l'intensité, la magnitude ou les accélérations maximales du sol sont insuffisants pour caractériser une action dynamique complexe telle que l'action sismique. On utilise le plus souvent la caractérisation par le spectre de réponse pour représenter le mouvement du sol. L'intérêt du spectre de réponse revient à ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration qui se comportent comme des oscillateurs simples indépendants. Et puisque on ne s'intéresse qu'à la réponse maximale de la structure pour déterminer les efforts maximaux qui s'y développent, la variation temporelle de l'accélération du sol n'est pas nécessaire.

L'analyse dynamique des structures au séisme se déroule habituellement selon une approche linéaire modale-spectrale sur des structures modélisées en comportement élastique. Traditionnellement, les spectres de réponse sont tracés en accélérations spectrales et périodes/fréquences. Une telle représentation est utilisée en raison du dimensionnement basé sur le calcul des efforts. Cependant, cette approche élastique des efforts globaux surestime bien souvent les efforts réels, et par ailleurs ne permet pas de calculer les déplacements réels de la structure.

Afin de justifier le sous dimensionnement des structures soumises aux sollicitations sismiques lors d'un calcul élastique, il a fallu développer un nouveau calcul permettant de prendre en compte les non-linéarités matérielles. Cette procédure, doit pouvoir prendre en compte l'historicité du chargement et les dissipations d'énergie liées à la plastification des armatures, et à la fissuration du béton.

7. Conclusion :

L'objet de ce polycopié de cours est de servir de guide aux étudiants de génie civil de l'Université des sciences et de la technologie d'Oran et aux personnes souhaitant avoir une vue d'ensemble sur le génie parasismique.

Des références bibliographiques sont données ci-après pour permettre au lecteur d'approfondir chaque sujet abordé.

8. Bibliographie :

A. Capra. Pratique de l'analyse modale dans le calcul des structures, Génie parasismique (éd. V. Davidovici), Presses de l'ENPC, Paris, 1985.

A. Chanti. Calcul dynamique des structures .interprétation des logiciels de calcul. Office des publications universitaires 2000.

ATC 34. A Critrial of current approaches to earthquake resistant design, Applied Technologie Council, 555 Twil Dolphin Drive, Suite 555, Redwood City, California 94065, 94p.

C. Chintanapakdee & A. K. Chopra. (2003). Evaluation of modal pushover analysis using generic frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32, 417-442.

E. Melmoux. Secousses sismiques et équipements électriques, cahier technique N° 180, DTE-Grenoble, 1995.

E. Miranda. Strength reduction factors in performance based design. National center for disaster prevention (CENAPRED) Berkeley, California 1997

Eurocode8. (2004). Eurocode 8 : Design of Structures for Earthquake Resistance. European Committee for Standardisation: Brussels, Belgium, The European Standard EN 1998-1: 2004.

J. Betbeder-Matibet. Etat de l'art en matière de calcul dynamique des structures, Génie parasismique (éd. V. Davidovici), Presses de l'ENPC, Paris, 1985.

J. Despeyroux. le projet de construction parasismique. Presse de L'ENPC 1985

M. Mekki, La détermination des spectres de réponse d'une structure à partir de diverses méthodes d'intégrations temporelle. Mémoire de magister 2004.

M. Phillipe et P. Michel. Ouvrages en interaction, HERMES Science Publications, Paris, 1999.

V. Davidovici. La construction en zone sismique. Edition le Moniteur 1999