

CHAPITRE 4 :

ETUDE DYNAMIQUE

4.1. Notion de construction parasismique

Il n'existe aucune construction totalement à l'abri des conséquences d'un séisme. Cependant, toute construction peut être rendue résistante à une certaine intensité de séisme (magnitude). C'est pourquoi on parle plutôt de construction parasismique que de construction antisismique. Une construction est dite parasismique lorsqu'elle est étudiée, implantée et conçue afin de résister à un niveau d'agression sismique défini réglementairement pour sa zone de sismicité. À ce niveau de sismicité défini, si la construction peut subir des dommages irréparables, elle ne doit pas s'effondrer sur ses occupants. Toutefois, lors d'un séisme d'un niveau d'agression sismique inférieur à celui défini, une construction parasismique résistera mieux et subira moins de dégâts qu'une construction n'ayant pas été étudiée, implantée et conçue comme parasismique [13].

4.2. Principe de construction parasismique

Le principe de la construction parasismique repose sur différents piliers indissociables qui sont:

4.2.1. Choix du site

a) Apparition d'une faille en surface :

Ne pas implanter au voisinage immédiat d'une zone faillée reconnue active. Les constructions qui seraient implantées à cheval sur une faille verraient leurs fondations cisailées par ce déplacement pouvant atteindre plusieurs décimètres (avec des répercussions sur l'ensemble de la structure) (figures 4.1 et 4.2). Les solutions constructives permettant d'absorber des déplacements différentiels importants sont en général complexes et coûteuses [13].

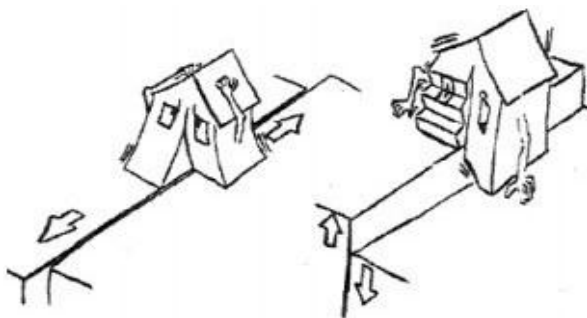


Figure 4.1 : Déplacements relatifs des lèvres d'une faille [13].



Figure 4.2 : Immeuble sur faille Seisme de Chi-Chi (Taïwan 1999) [13].

b) Sol alluvionnaire de forte épaisseur :

Les constructions fondées sur des sols meubles subissent, en général, des dommages sismiques plus importants que celles implantées sur un sol rocheux (figure 4.3). Les sols meubles donnent lieu à des mouvements sismiques globaux et différentiels de grande amplitude, ainsi qu'à des accélérations importantes dans les basses fréquences de vibration. La vulnérabilité des ouvrages sur sol meuble est d'autant plus grande que leur fondation est moins profonde. L'importance des dommages augmente généralement avec l'épaisseur des dépôts sédimentaires reposant sur le substratum rocheux. Afin de minimiser l'effet des oscillations des sols meubles sur les constructions, il est impératif d'éviter le phénomène de résonance et d'opter pour des fondations profondes atteignant, si possible, le substratum [13].

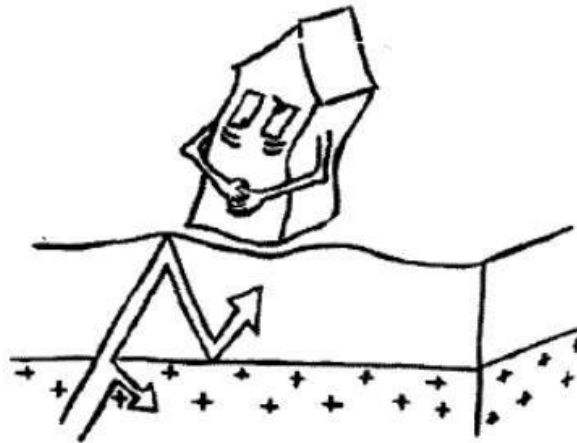


Figure 4.3 : Fondation sur sol meuble. Des mouvements sismiques de forte amplitude sont fréquents, de même qu'une amplification par effet de site dans le cas de fortes épaisseurs de couches compressibles [13].

c) Terrain en pente (effet induit) :

Les séismes peuvent induire un glissement de terrain en pente, susceptible d'emporter toute construction, parasismique ou non (figures 4.4 et 4.5). Avant de construire, l'avis d'un géotechnicien spécialisé sur la stabilité de la pente est donc nécessaire [13].

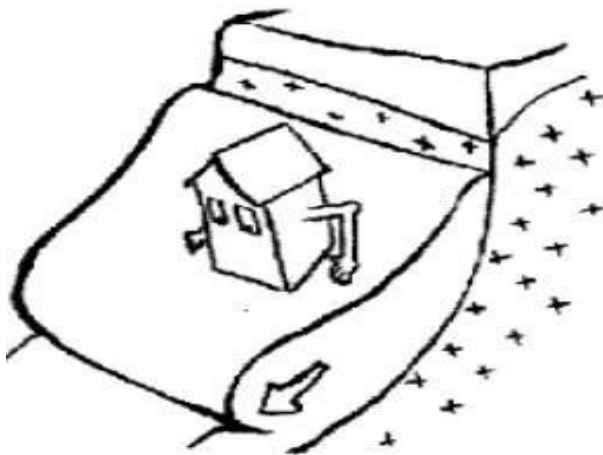


Figure 4.4 : Un glissement de terrain peut emporter toute construction, parasismique [13].

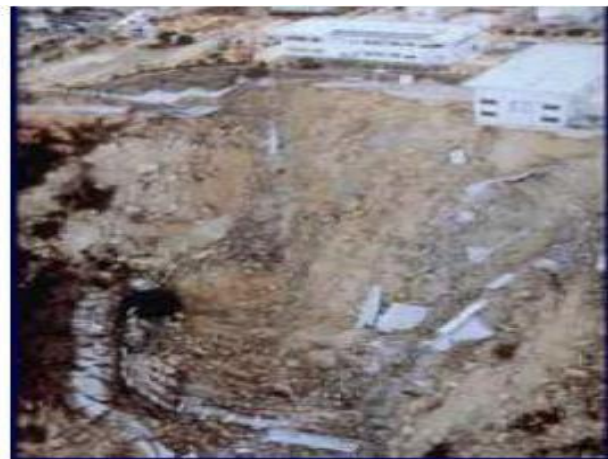


Figure 4.5 : Séisme de Kobé, Japon 1995 [13]

d) Terrains saturés d'eau (effet induit) :

En cas de tremblement de terre, les sables lâches de granulométrie fine et relativement uniforme, saturés d'eau, sont sujets à la liquéfaction. La pression engendrée dans l'eau par les secousses sépare les grains de sable qui, sans contact, perdent pratiquement toute leur capacité portante (sur une profondeur de 15 à 20 m maximum). Les ouvrages qui y sont fondés s'enfoncent dans le sol ou basculent (figures 4.6 et 4.7). Si on décide de construire sur de tels terrains, il est nécessaire soit de traiter le sol, soit de traverser les couches liquéfiables par un sous-sol ou des fondations profondes. Dans ce dernier cas, les fondations doivent résister à l'action latérale des couches liquéfiées [13].

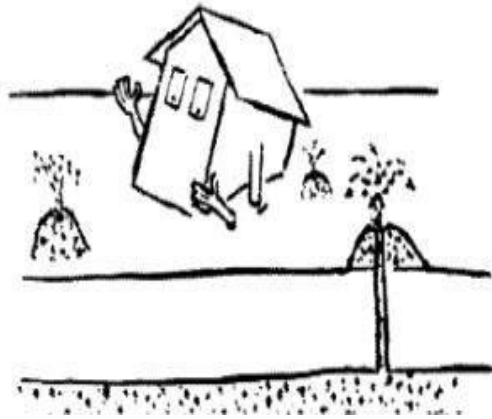


Figure 4.6 : Ejection de sable et perte de capacité portante du sol [13].



Figure 4.7 : Immeuble enfoncé dans le sol lors du séisme de Caracas, Venezuela, 1967 [13].

4.2.2. Conception architecturale de la construction

Les bâtiments possédant une architecture régulière et symétrique (figure 4.8) se comportent mieux et sont plus résistants que les bâtiments aux formes géométriques complexes. En effet, les bâtiments aux formes complexes (L, T, etc.) (figure 4.8) sont moins résistants par rapport aux bâtiments symétriques car la jonction de deux parties formant une pièce complexe est soumise à des contraintes importantes. Chaque forme géométrique possède sa propre réaction.

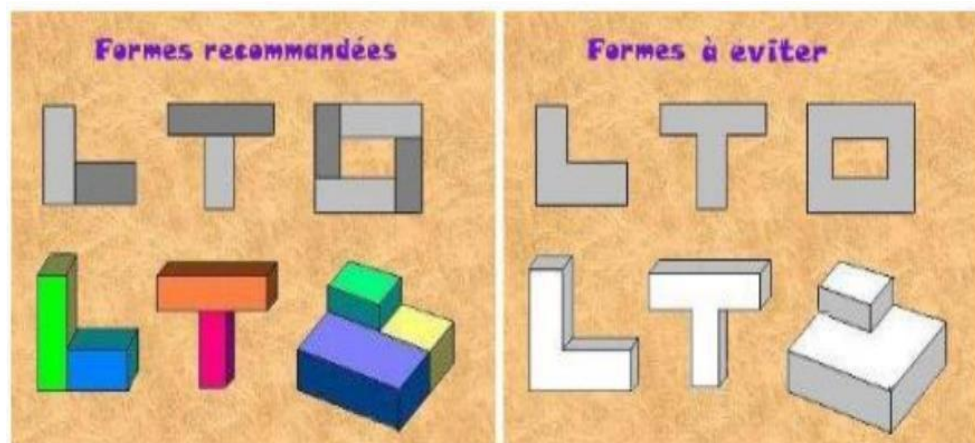


Figure 4.8 : Des formes complexes aux formes simples.

Les bâtiments irréguliers en plan ou en élévation ne se comportent pas d'une façon sécuritaire sous l'action sismique. Cependant, la partie dans laquelle se situe le décrochement présente une zone de concentration des contraintes et des déformations c'est-à-dire une zone fortement sollicitée de la structure sous l'action sismique, en raison de la réduction brusque de la résistance et de la raideur de cette dernière, ce qui va engendrer la ruine des panneaux de maçonnerie au niveau du décrochement et par la suite l'apparition d'un étage transparent (souple), donnant naissance à une ruine par mécanisme d'étage.

Les conditions de régularité en plan et en élévation sont présentées dans les figures 4.9 et 4.10 respectivement (RPA99/V 2003 : Art ; 3.5).

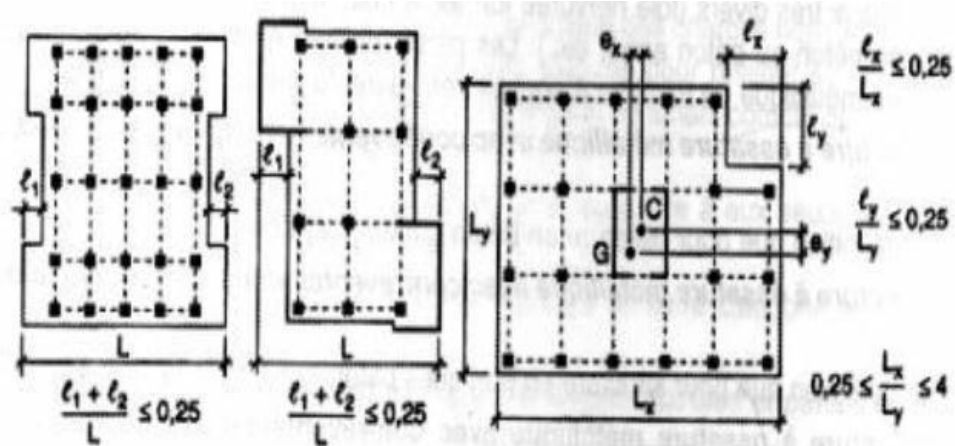


Figure 4.9: Irrégularité en plan RPA99/V 2003 [5].

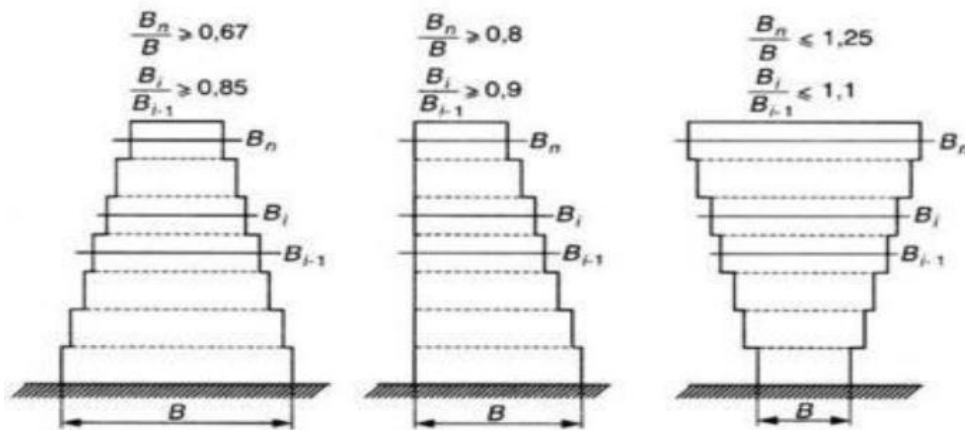


Figure 4.10: Irrégularité en élévation RPA99/V 2003[5].

4.2.3. Niveaux transparents

Les déplacements imposés par les tremblements de terre sont concentrés dans le niveau transparent car il est plus flexible (figure 4.11). Les poteaux subissent de grandes déformations latérales qui s'avèrent souvent « fatales », lors des séismes d'une certaine importance. Leur rupture peut entraîner l'écrasement du niveau. Ce problème se présente fréquemment dans les immeubles qui comportent des commerces ou des parkings en rez-de-chaussée et qui nécessitent de larges ouvertures pour leurs besoins d'exploitation ou de fonctionnement [13].

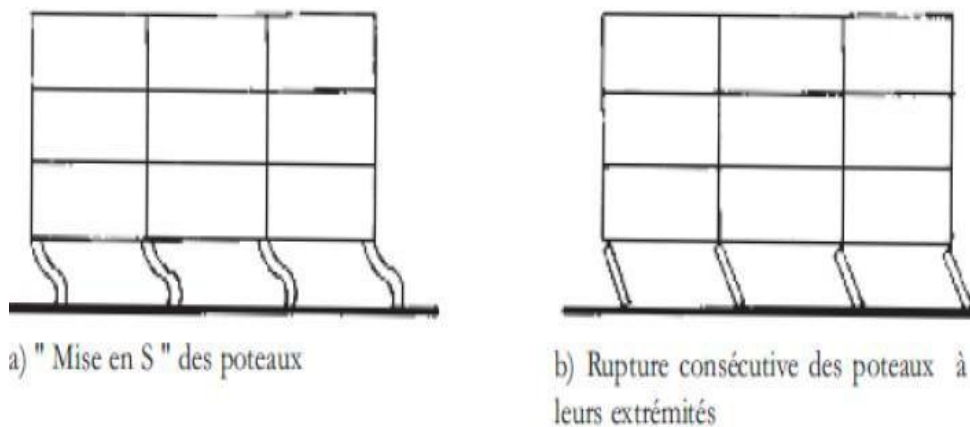


Figure 4.11 : Comportement des niveaux " souples " sous charges sismiques [13].

4.2.4. Hauteur d'étage

Lorsque certains niveaux d'un bâtiment ont une hauteur d'étage plus grande que les niveaux courants (figure 4.12), ils sont exposés au même phénomène que les transparences car leur rigidité est plus faible, les déformations imposées par les tremblements de terre se produisent essentiellement dans ces niveaux, ce qui est source de dommages graves. Il est donc souhaitable de rigidifier les niveaux de hauteur plus importante pour que la construction ait une rigidité régulière sur toute sa hauteur. La rigidité pourra être obtenue par adjonction de murs ou de palées de stabilité dans les niveaux concernés [13].

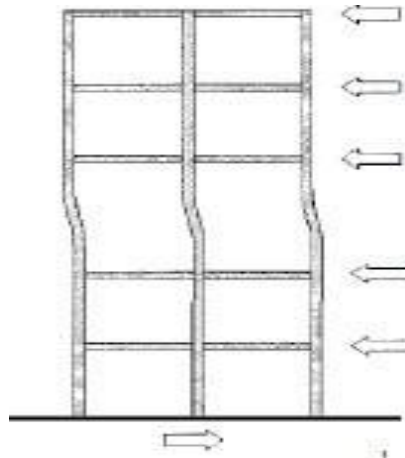


Figure 4.12 : Bâtiment comportant un niveau ayant une hauteur plus grande que les autres niveaux [13].

4.2.5. Partie du bâtiment : l'escalier

La conception des escaliers demande une attention particulière. Lorsque les volées d'escalier ou les paliers intermédiaires sont portés par des poteaux, un effet de " poteau court " est à craindre car leur hauteur libre est réduite. Il est donc préférable d'utiliser des voiles de béton, dont le cisaillement n'entraîne généralement pas d'effondrement (figure 4.13) [13].

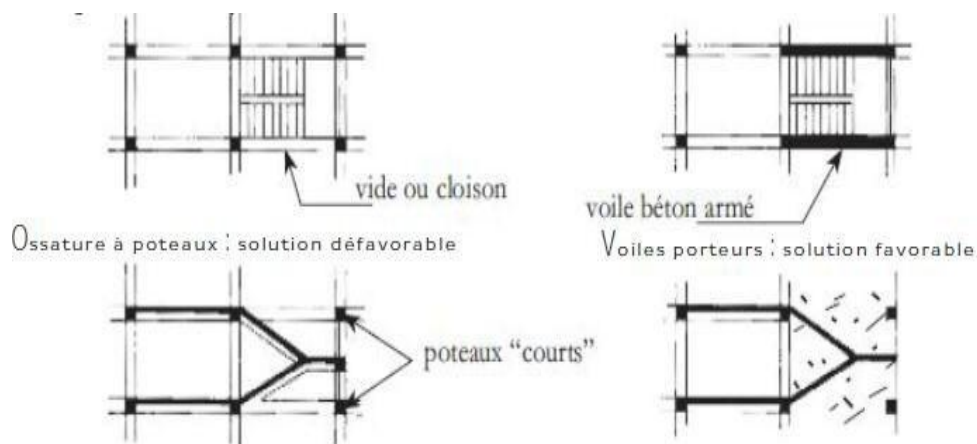


Figure 4.13 : Structure de l'escalier [13].

4.2.6. Respect des règles parasismiques qui est impératif. Pour la construction neuve, elles fixent les niveaux de protection requis pour la structure. Ces règles définissent également les modalités de calcul et de dimensionnement des différents organes de la structure.

4.2.7. Qualité de l'exécution est également importante. Elle concerne non seulement les matériaux et éléments non structuraux, mais également le respect des règles de l'art. La protection contre le feu est un point important de la construction parasismique.

4.2.8. Maintenance des bâtiments permet de garantir l'efficacité de la construction parasismique sur le long terme.

4.3. Contreventements

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement) [13].

Afin d'assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins 3 plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal; on distingue donc les contreventements verticaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations) des contreventements horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion dus à ces efforts) [13].

4.4. Choix du Contreventements

Le contreventement vertical par voiles devrait répondre à des critères spécifiques tels que [13]

- ✓ Leur nombre ;
- ✓ Leur disposition ;
- ✓ Leur distribution verticale.

4.4.1. Nombre d'éléments de contreventement

Le nombre d'éléments de contreventement doit être tel que sous l'action sismique, leurs résistances ne soient pas dépassées ni que leur déplacement soient excessifs. Lorsque les planchers et les toitures peuvent être considérés comme parfaitement rigides dans leur plan, théoriquement, il suffit de trois éléments de contreventement par niveau, à condition qu'ils soient non concourants et non parallèles (figure 4.14) [13].

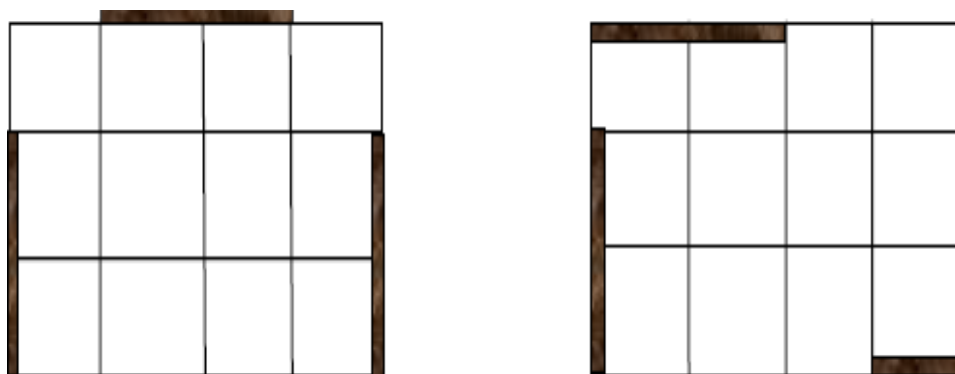


Figure 4.14 : Nombre minimal d'éléments verticaux de contreventement : deux pour s'opposer aux translations du -diaphragme respectivement dans les directions x , y , et un troisième produisant avec l'un des deux autres, un couple résistant à la torsion d'axe vertical [13].

Il est cependant nettement préférable d'en utiliser un nombre plus élevé (système hyperstatique) afin de [13] :

- ✓ Répartir les charges horizontales sur plusieurs éléments ;
- ✓ Éviter la flexibilité, dans le plan, des planchers de grandes longueurs ;

4.4.2. Dispositions des éléments verticaux de contreventement

D'une manière générale, ces éléments devraient apporter à la construction sensiblement la même rigidité dans les directions transversale et longitudinale (figure 4.15). Afin de constituer un système de contreventement efficace, ils devraient être :

- ✓ Les plus larges possible, courant éventuellement sur plusieurs travées. Les éléments étroits sont soumis à des efforts élevés, donnant lieu à des déformations importantes ;

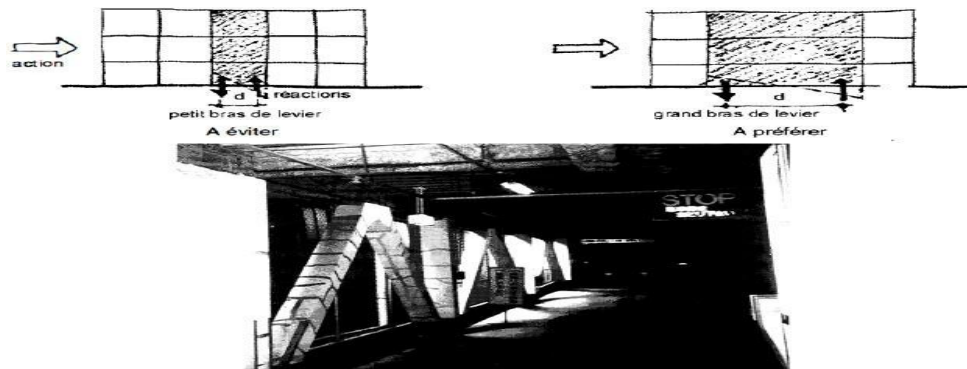


Figure 4.15 : Largeur des éléments verticaux de contreventement [13].

- ✓ Disposés en façade ou près des façades pour donner un grand bras de levier au couple résistant à la torsion (figure 4.16 et 4.17).

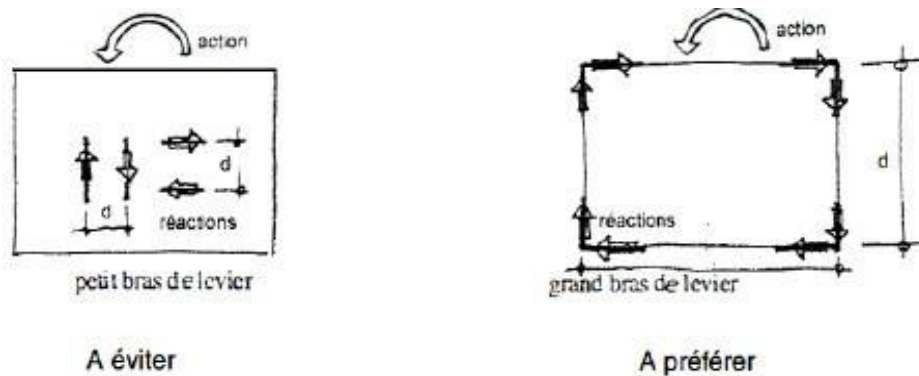


Figure 4.16 : Distance entre les éléments de contreventement. Une grande distance entre les éléments parallèles favorise la résistance de la structure à la torsion grâce à un bras de levier important dans le plan horizontal [13].

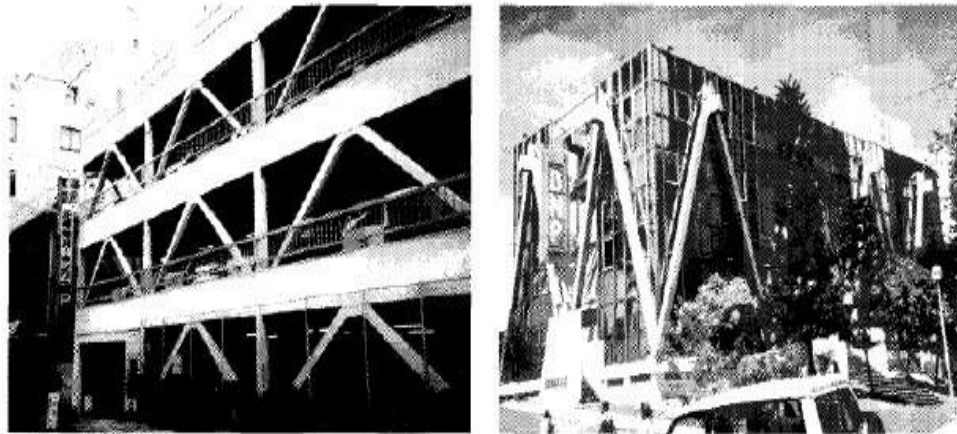


Figure 4.17 : Façade formant des éléments de contreventement [13].

- ✓ Disposés symétriquement par rapport au centre de gravité du niveau (figure 4.18). Dans le cas d'une distribution asymétrique des éléments de contreventement, la construction est soumise, par le vent et les séismes, à des efforts supplémentaires dus à la torsion d'axe vertical

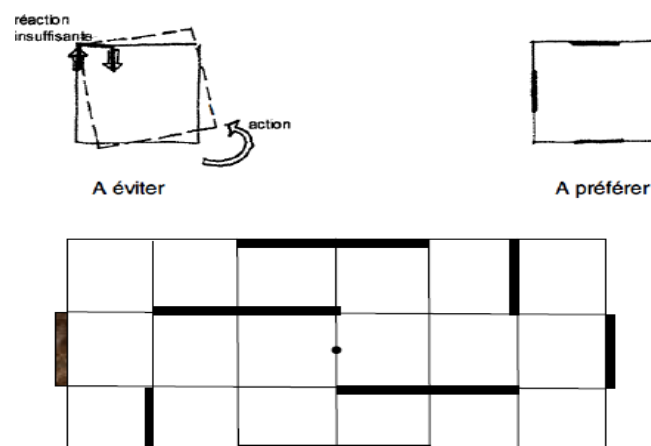


Figure 4.18 : Disposition des éléments de contreventement par rapport au centre de gravité des niveaux [13].

4.4.3. Distribution des éléments verticaux de contreventement

La distribution doit être régulière ; les voiles seront de préférence superposées afin de conférer aux différents niveaux, une rigidité comparable aussi bien en translation qu'en torsion.

4.5. Critère de classification

Ces classifications sont nécessaires à la définition de la situation sismique étudiée et au choix de la méthode et des paramètres de calcul des forces sismiques.

4.5.1. Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en 5 zones de sismicité croissante **RPA99/V2003 [5]** :

- **Zone 0** : sismicité négligeable.
- **Zone I** : sismicité faible.
- **Zones IIa et IIb**: sismicité moyenne.
- **Zone III**: sismicité élevée.

4.5.2. Classification des ouvrages selon leur importance

Le règlement parasismique Algérien **RPA99/V2003 [5]** considère 4 groupes d'ouvrages selon leur importance pour la collectivité :

✓ **Groupe 1A : ouvrage d'importance vitale**

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 (ex : centres de décisions stratégiques, hôpitauxetc.).

✓ **Groupe 1B : ouvrages de grande importance**

Ouvrages abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes (comme les grandes mosquées, les universités et les grandes hôtels) et ouvrages publics d'intérêt national (tels que les bibliothèques, les châteaux d'eaux.....).

✓ **Groupe 2 : ouvrage courants ou d'importance moyenne**

Ouvrages non classés dans les autres groupes (tels que les bâtiments d'habitation collective ou de bureau dont la hauteur ne dépasse pas 48m, les parkings,).

✓ **Groupe 3 : ouvrages de faible importance**

Tels que les constructions provisoires, ...

4.5.3. Classification des sites

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent **RPA99/V2003 [5]**.

✓ **Catégorie S1 : Site rocheux**

Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement $V_s \geq 800$ m/s.

✓ **Catégorie S2 : Site ferme**

Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile surconsolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec $V_s \geq 400$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

✓ **Catégorie S3 : site meuble**

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200$ m/s à partir de 10m de profondeur.

✓ **Catégorie S4 : site très meuble**

Dépôts des sables très lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres Dépôt d'argile molle à moyennement raide avec $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres [5].

4.6. Choix de la méthode de calcul

Les méthodes de calcul sont réglementées, le **RPA99/V2003 [5]** prescrit les trois méthodes ci-dessous :

- ✓ La méthode statique équivalente ;
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

4.6.1. Méthode statique équivalente

4.6.1.1. Conditions d'application

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Aux bâtiments réguliers en plan et en élévation dont la hauteur ne dépasse pas 65m en zone I et IIa, et 30m en zone IIb et III.
- b) Aux bâtiments irréguliers respectant les conditions de hauteur citée ci-dessus ainsi qu'aux conditions suivantes [5] :

Zone I : - tous groupes d'usages.

Zone IIa : - groupe d'usage 3.

- groupe d'usage 2 si $H \leq 7$ niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B si $H \leq 5$ niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A si $H \leq 3$ niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III :

- groupe d'usage 3 et 2 si $H \leq 5$ niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1B si $H \leq 3$ niveaux ou 10 m.
- groupe d'usage 1A si $H \leq 2$ niveaux ou 8 m.

4.6.1.2. Principe de la méthode statique équivalente

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 [5].

4.6.1.3. Modélisation

- ✓ Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau.
- ✓ Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

4.6.1.4. Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule (art4.2.3 du RPA99/V2003 [5]) :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (4.1)$$

A : Coefficient d'accélération de zone, donné par le **tableau 4.1** du (RPA99/V2003 [5] **Art : 4.2.3**) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

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

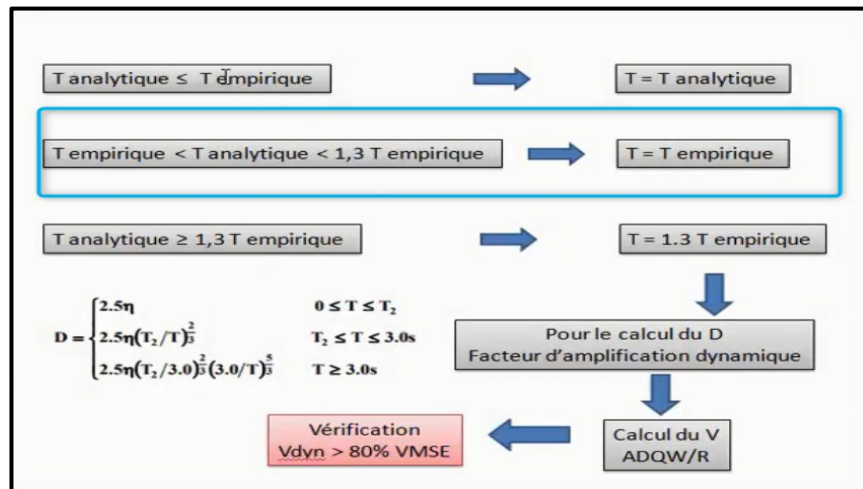
$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad (4.2)$$

T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

T : Période fondamentale de la structure, peut être estimée à partir de la formule empirique du RPA99/V 2003 [5] Art : 2.4.2).

La période empirique « T » :

La période trouver avec logiciel doit être comprise entre la période empirique et celle majoré.



- La formule empirique à utiliser pour le cas des portiques sans remplissage en maçonnerie est la suivante :

$$T = C_t \cdot h_n^{3/4} \quad (4.3)$$

h_N : hauteur mesurée en mètre 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 est donné par le tableau (4.6) du (RPA 99/V2003 [5] Art : 4.2.4).

- Pour le cas des portiques avec maçonnerie ou le cas des voiles, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = \frac{0.09h}{\sqrt{D}} \quad (4.4)$$

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Note : dans chaque direction considérée, on prend **la plus petite valeur** donnée respectivement par (4.3) et (4.4)

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7) du (RPA 99/V2003 [5] Art : 4.3.3).

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \quad (4.5)$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau (4.2) du RPA 99/V2003 [5].

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

Q : Facteur de qualité, il est en fonction de :

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

Cette valeur est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q \quad (4.6)$$

P_q : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité "q" est satisfait ou non. Sa valeur est donnée par le **tableau (4.4)** du (RPA99/V2003 [5] Art : 4.2.3).

R : Coefficient de comportement de la structure, sa valeur dépend de système de contreventement et donnée par le **tableau (4.3)** du (RPA99/V2003 [5] Art : 4.2.3).

W : Poids totale de la structure, est donnée par la formule suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (4.7)$$

Avec:

$$W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du 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 (4.5)** du (RPA 99/V2003 [5] Art : 4.2.3).

4.1.1.1. Distribution 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 :

$$V = F_t + \sum F_i \quad (4.8)$$

F_t : Est une force concentrée au sommet de la structure, elle permet de tenir en compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.

Avec :

$$F_t = 0.07 \times T \times V \leq 0.25V \quad \text{Pour } T \geq 0.7 \text{ sec}$$

$$F_t = 0 \quad \text{Pour } T \leq 0.7 \text{ sec}$$

Où T : est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule donnée par (RPA 99/V2003 [5] Art : 4.2.5) :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j} \quad (4.9)$$

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i .

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force.

h_j : Niveau du plancher quelconque .

W_i, W_j : Poids revenant aux planchers i et j .

4.9.1.6. Distribution horizontale des forces sismiques

L'effort tranchant au niveau de l'étage K est donné selon le (RPA 99/V2003 [5] Art : 4.2.6) :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad (4.10)$$

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

4.1.2. Méthode dynamique modale spectrale

4.1.2.1. Domaine d'application

Il s'agit de la méthode la plus utilisée pour le calcul des structures du fait de sa simplicité, elle est bien adaptée aux moyens de calcul des ingénieurs. Elle peut être utilisée dans tous les cas et en particulier lorsque la « **méthode statique équivalente** » n'est pas applicable (**RPA 99/version 2003 [5] Art.4.1.2**).

4.1.2.2. Principe

A travers cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentés par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

4.1.2.3. Modélisation

Pour le calcul sismique selon la méthode spectrale le RPA99/V2003 propose 3 modélisations :

- ✓ Bâtiments **réguliers** comportant des planchers rigides : le modèle de calcul dans chaque direction est « la console à masses concentrées au niveau des centres de gravités des planchers » avec **un seul DDL** en translation horizontale dans chaque direction.
- ✓ Bâtiments **irréguliers** comportant des planchers rigides et exposés à la torsion : modèle de calcul tridimensionnel avec masses concentrées au centre de gravité des planchers avec **3DDL (2 translations + 1 rotation)**.
- ✓ Bâtiments réguliers ou non comportant des planchers flexibles : modèle tridimensionnel avec **plusieurs (DDL)** par plancher.

4.1.2.4. Spectres de réponse

Le spectre de calcul du RPA est un spectre d'accélération (S_a/g), il est défini par 4 fonction relatives à 4 intervalles (Art 4.3.3, formule 4.13 du RPA99/V2003 [5]) :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) \rightarrow 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \rightarrow T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) \rightarrow T > 3.0s \end{cases} \quad (4.11)$$

T : Période de vibration du mode considéré.

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

η : Facteur de correction d'amortissement.

A : Coefficient d'accélération de zone.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement de la structure.

4.1.2.5. Vérification de la période

D'après le **RPA 99/V2003 [5] Art : 4.2.3** Les valeurs de T, calculées à partir de la méthode numérique (résultats du **ROBOT**) ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%.

$$T_{analytique\&Logiciel-(X,Y)} \leq 1.3 \times T_{empirique-RPA} \quad (4.12)$$

4.1.2.6. Vérification des modes propres (RPA 99/V2003 [5] Art : 4.3.4)

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a au moins à **90%** de la masse totale de la structure.

4.1.2.7. Vérification de la résultante des forces sismique (RPA 99/V2003 [5] Art : 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base (V_t) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être **inférieur à 80%** de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalent V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{T-logiciel} \leq 0,80 V_{MSE}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport **0.8V/Vt**.

4.1.2.8. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA 99/V2003 [5] Art : 7.1.3.3** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (obtenu par ROBOT).

B_c : l'aire (section brute) de cette dernière ;

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton.

4.1.2.9. Vérification vis à vis des déformations

Selon le **RPA 99/V2003 [5] Art : 5.10**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1.0%** de la hauteur de l'étage. Selon le **RPA 99/V2003 [5] Art : 4.43**, Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (4.14)$$

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \quad (4.15)$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_1 (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

4.1.2.10. Vérification vis à vis l'effet P-Δ

Selon le **RPA 99/V2003 [5] Art : 5.9**, Les effets du 2^{ème} ordre (**ou effet P-Δ**) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10 \quad (4.16)$$

Tel que :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi}) \quad (4.17)$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k » :

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i \quad (4.18)$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_k : Hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- ✓ Si $\theta_k > 0,2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.