

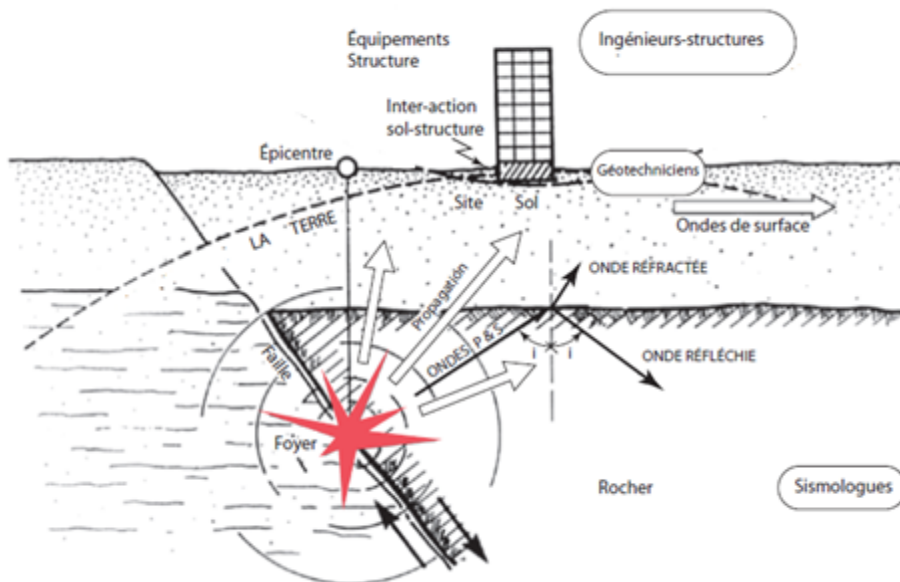
Polycopié de Cours Génie Parasismique

Présentée par

Dr KHEFFACHE Toufik

Filière : Génie Civil

Option : Structures



Préambule

Les séismes à travers le monde sont des phénomènes dévastateurs, qui ont fasciné le monde, ils sont responsable de la destruction de villes entières, de la mort de milliers de personnes et souvent des conséquences économiques désastreuses. La publication des règlements parasismiques et des normes de construction ainsi que le développement des moyens de calcul ont eu pour conséquence l'amélioration du savoir en génie parasismique et l'évolution de la prise en compte du risque sismique. La construction dans des zones à risque sismique nécessite l'implication de l'ingénieur dans la conception des structures à fin de réduire le risque.

Dans les zones sismiques, l'aléa sismique doit être pris en compte aux premiers stades de la conception d'un bâtiment, ce qui permet ainsi de réaliser un système structural qui, pour un coût acceptable, respecte les exigences fondamentales des règlements. La complexité de la réponse des structures, durant un mouvement sismique, à l'échelle globale (de la structure) est prise en compte dans les règlements généralement par l'introduction d'un coefficient de comportement et au niveau locale (les zones de concentration de contraintes) via des déformations plastiques, permet à la structure d'avoir un comportement ductile.

Pour concevoir une structure parasismique, le concepteur doit connaître mieux le phénomène, le comportement de la structure, avoir des notions de base et les phases essentielles du calcul dynamique, ainsi que, maîtrisé la simulation numérique. On dispose ainsi d'un ensemble de méthodes de calculs pour prédire la réponse sismique des structures. Le génie parasismique traite de l'impact des séismes sur les structures et des moyens d'y remédier. Il s'appuie notamment sur une excellente connaissance des méthodes de dimensionnement parasismique.

Dans ce cours intitulé « Génie Parasismique » destiné à l'étudiant de Master 2 génie civil, on a abordé de manière synthétique et didactique un ensemble de notions et d'aspect importants sur la conception et le calcul parasismiques des structures. Les notions générales sur la sismicité et les principes de base de la conception et le calcul parasismiques des structures sont présentés. Ce cours offre une vue exhaustive de l'ensemble des moyens mis à disposition de l'ingénieur pour limiter l'impact des manifestations sismiques sur les constructions. Il montre toute l'importance de la prise en compte des sollicitations sismiques lors de la phase de conception et d'exécution des structures. Il présente et explique en détail les spécificités du comportement sismique et les méthodes de dimensionnement, développées pour le cas sismique. L'application de ces méthodes est traitée dans le cadre des normes de construction les plus récentes.

En effet, dans le premier chapitre on a présenté des éléments de sismologie à savoir la cause des tremblements de terre, la propagation des ondes, les systèmes de mesures des séismes et l'aléa sismiques. Le second chapitre porte sur objectifs de la protection parasismique et méthodes de dimensionnement. Par la suite dans le troisième chapitre des notions sur les caractéristiques des bâtiments résistant aux séismes sont données. Le 4^{ème} chapitre, présente les critères de classification selon le règlement. Le cinquième et le sixième chapitre portent sur les règles de calcul de la force sismique, entre-autre la méthode statique équivalente et la méthode dynamique modale spectrale. En fin le septième chapitre traite l'ensemble des concepts de ductilité et dispositions constructives.

Sommaire

Chapitre 1 : Eléments de sismologie

1.1. Généralités	1
1.2. Causes des tremblements de terre	1
1.2.1. Séismes tectonique terre	1
1.3. Les ondes	2
1.3.1. Les ondes de volume	2
a. Les ondes P	2
b. Les ondes S	3
1.3.2. Les ondes de surface	3
a. Les ondes L	3
b- Les ondes R (Rayleigh)	3
1.3.3. Vitesse de propagation des ondes sismiques	4
1.4. Localisation d'un séisme.....	5
1.4.1. Détermination de l'épicentre par la méthode des cercles	5
1.4.2. Méthodologie	6
1.5. Caractérisation d'un séisme.....	6
1.5.1. L'intensité d'un séisme.....	6
1.5.2. La magnitude.....	7
a- L'échelle de Richter, ou magnitude locale, M_L	7
b-Magnitude de durée M_D	8
c-Magnitude des ondes de surface M_S	8
d-Magnitude des ondes de volume M_B	8
e-Magnitude de moment ou de Kanamori M_w	8
1.5.3. Instrument d'enregistrement	9
1.5.4. Sismogramme.....	9
1.6. Notion d'un cycle sismique	10
1.7. La surveillance sismique en Algérie	10
1.8. Aléa Sismique	12
1.8.1. Evaluation de l'aléa sismique	13

Chapitre 2 : Objectifs de la protection parasismique et méthodes de dimensionnement

2.1. Introduction	15
2.2. Objectifs de comportement	15
2.2.1. Facteurs responsables du comportement d'une structure parasismique.....	16
2.3. Méthodes de dimensionnement.....	16
2.3.1. Méthodes de dimensionnements conventionnels	16
2.3.2. Méthode de dimensionnement en capacité	16
2.3.4. Méthodes de calculs les plus utilisés	17
2.3.5. Evaluer les contraintes et dimensionner la structure.....	18
2.4. Principe de vérification	18
2.4.1. Vérification de la stabilité	18
A. Stabilité au glissement	18
B. Stabilité des fondations	19
C. Stabilité au renversement	19
2.4.2. Vérification de la résistance	19
2.4.3. Vérification des Déformations	19
2.4.4. Conditions de ductilité	20

2.5. Principes de conception	20
a. Le choix du site	20
b. La conception architecturale	21
c. Respect des règles parasismiques	22
d. Objectifs de la conception parasismique	22

Chapitre 3 : Caractéristiques des bâtiments résistant aux séismes

3.1. Introduction	
3.2. Principes de conception parasismique des bâtiments.	24
3.2.1. Simplicité de la structure.	24
3.2.2. Uniformité et symétrie	25
3.2.3. hyperstaticité	26
3.2.4. Résistance et raideur dans les deux directions	27
3.2.5. Résistance et raideur à la torsion	27
3.2.6. Action des Diaphragmes	28
a) Action des diaphragmes au niveau des étages	28
b) Exigences constructives	30
c) Calculs des Diaphragmes Selon le RPA 99	30
3.2.7 Solutions adéquates pour les fondations	31
3.3. Critères de régularité de la structure.....	33
3.3.1. Régularité de la structure	33
3.3.2. Critères de régularité en plan	34
3.3.3. Régularité en élévation	35

Chapitre 4 : Critères de classification

4.1. Introduction	36
4.2. Classification des Zones sismiques selon le RPA99	36
4.3. Coefficient d'accélération	36
4.4. Classification des ouvrages selon leur importance.....	37
4.5. Sites d'implantation - facteur d'amplification dynamique moyen	38
4.5.1. Classification des sites	38
4.5.2. Classification des sites RPA99	39
4.5.3. Cas nécessitent des investigations approfondies	40
4.5.4. Facteur d'amplification dynamique moyen	40
4.6. Systèmes de contreventement	42
4.6.1. Contreventement vertical	42
A. Contreventement assuré par portiques	42
B. Contreventement assuré par pans rigides	42
C. Contreventement triangulé	42
D. Contreventement avec voile en béton	43
E. Contreventement par remplissage en maçonnerie	43
F. Solutions mixtes	43
4.6.2. Contreventement horizontale	44
4.6.3. Classification des systèmes de contreventements selon le RPA99	44
4.7. Facteur de comportement	44
4.7.1. Méthodes d'évaluation du facteur de comportement	44
4.7.2. Valeurs du coefficient de comportement pour les structures selon les règlements.	44
	45

Chapitre 5 : Règles de calcul de la force sismique - Méthode statique équivalente

5.1. Présentation de la méthode statique équivalente... ..	46
------------------------------------------------------------	----

5.2. Principe	46
5.3. Conditions d'application selon le RPA99.....	46
5.4. Modélisation	47
5.5. Calcul de la force sismique totale	47
5.5.1. Estimation de la période fondamentale de la structure (RPA99)	49
5.5.2. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	50
5.5.3. Distribution horizontale des forces sismiques	50
5.6. Effet de la Torsion et distribution des efforts sur les refonds	50
5.6.1. Centre de cisaillement et excentrement.	51
5.6.2. Effet accidentel de la torsion	52
5.6.3. Effet de la torsion d'axe vertical selon le RPA99	52
5.7. Justification de la sécurité -combinaisons d'actions	53

Chapitre 6 : Méthode dynamique modale spectrale

6.1 Introduction.....	54
6.2. Réponse sismique de l'oscillateur a n degrés de liberté	54
6.2.1. Equation de l'équilibre dynamique.....	54
6.2.2. Décomposition modale	55
6.2.3. Solution temporelle.....	56
6.2.4. Calcul des efforts.....	57
6.2.5. Valeurs maximales de la réponse.....	57
6.2.6. Cumulation des sollicitations des divers modes	58
6.3. Méthode dynamique modale spectrale.....	58
6.3.1. Principe.....	58
6.3.2. Modélisation.....	58
6.3.3. Procédure de calcul.....	59
a) Détermination des caractéristiques dynamiques de la structure : ω et D_j	59
b) Détermination des coefficients de participation modale α_i	59
c) Détermination du facteur d'amplification dynamique	60
6.3.4. Spectre de réponse de calcul	60
6.3.5. Utilisation des spectres de réponse pour les oscillateurs multiples.....	61
6.3.6. Nombre de modes à considérer	62
6.3.7. Combinaison des réponses modales	63
6.4. Résultante des forces sismiques de calcul	63
6.5. Prescriptions communes aux méthodes « statique » et « dynamique »	64
6.5.1. Stabilité au renversement	64
6.5.2. Composante verticale de l'action sismique	64
6.5.3. Calcul des déplacements	64
6.6. Justification de la sécurité	64

Chapitre 7. Concept de ductilité et Dispositions constructives

7.1. Concepts de ductilité.....	67
7.2. Quantification de la ductilité dans une structure	67
7.2.1. Ductilité de déformation.....	67
7.2.2. Ductilité de courbure.....	68
7.2.3. Ductilité de déplacement	68
7.2.4. Relation entre le coefficient de comportement R et la ductilité.....	68
7.2.5. Mécanismes de ruine.....	69
A. Mécanisme dû à la rotation excessive des poteaux d'un même étage	70
B. Mécanisme dû à la formation des rotules plastiques dans les poutres.....	71

7.3. Dimensionnement en capacité.....	73
7.3.1. Structures poteaux poutres.....	73
7.3.2. Structures à voiles faiblement armés de grandes dimensions.....	74
7.3.3. Structures à voiles ductiles.....	75
7.4. Dispositions constructives.....	75
7.4.1. Dispositions vis-à-vis de la résistance.....	75
7.4.2. Dispositions vis-à-vis de la ductilité.....	76
7.4.3. Spécifications particulières aux éléments structuraux (RPA99).....	76
7.4.4. Prescriptions complémentaires aux éléments non structuraux.....	79
7.5. Zones dissipatives et dispositions constructives.....	80

1.1. Généralités

Les séismes, ou tremblements de terre, ont de tout temps fasciné l'homme. Ils provoquent inquiétude et réactions irrationnelles en raison de la menace constante qu'ils représentent sur les personnes et les biens. La *sismologie*, ou séismologie, est une discipline scientifique qui s'intéresse aux séismes et à la propagation des ondes sismiques à la surface. Elle est de nos jours une science en rapide évolution qui tente de répondre à aux éventuelles menaces, et aussi d'utiliser les informations apportées par les séismes pour mieux connaître la structure interne de la Terre et de construire des structures résistantes.

1.2. Causes des tremblements de terre

Un séisme ou tremblement de terre est une secousse du sol résultant de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Cette libération d'énergie se fait par rupture le long d'une faille, généralement préexistante.

Un séisme peut avoir différentes origines. Il peut être d'origine tectonique, d'origine volcanique ou alors d'origine artificielle. On peut les classer selon leur mode de génération tableau 1.

Tableau 1.1 : Classement des séismes

Mécanisme au foyer	Séismes naturels	Séismes artificiels
Jeu d'une faille	Séismes tectoniques : rupture soudaine des roches	Séismes induits par l'activité humaine : mise en eau d'un grand barrage, exploitation de gaz, etc.
Explosion	Séismes volcaniques : fracturation des roches due à l'intrusion de magma, dégazage, oscillation propre du réservoir	Tirs d'exploration sismique, tirs de mines et carrières, essais nucléaires souterrains
Implosion	Séismes d'effondrement : effondrement de cavités dans le gypse ou le calcaire, effondrement lié à un grand glissement de terrain	Effondrements d'anciennes mines

1.2.1. Séismes tectonique

La tectonique des plaques est un modèle scientifique expliquant la dynamique globale de la lithosphère terrestre. Elle caractérise l'ensemble des mouvements des plaques plus ou moins rigides constituant la lithosphère terrestre (elles sont dites tectoniques ou lithosphériques).

Les séismes tectoniques sont de loin les plus fréquents et les plus dévastateurs, la plupart du temps ils ont lieu aux limites des plaques tectoniques. Une grande partie des séismes tectoniques a lieu aux limites des plaques, où se produit un glissement entre deux milieux rocheux. Une autre partie a lieu sur le long d'un plan de fragilité existant ou néoformé. Ce glissement, localisé sur une ou plusieurs failles, est bloqué durant les périodes inter-sismiques (entre les séismes) de déplacement aisé des deux blocs séparés par la zone de rupture

potentielle (la faille est alors inactive), et l'énergie s'accumule par la déformation élastique des roches

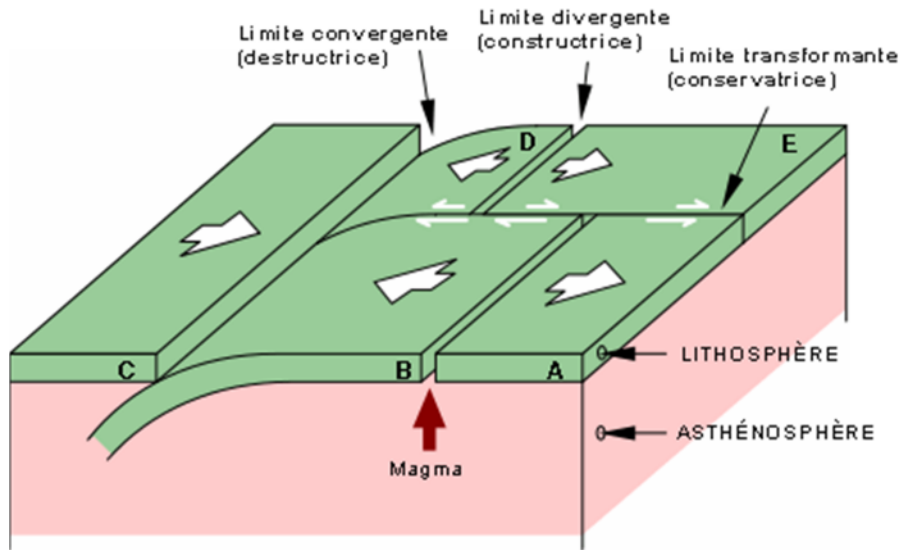


Figure 1.1 : Représentation du mouvement des plaques.

1.3. Les ondes

1.3.1. Les ondes de volume

Les ondes de volume se propagent à l'intérieur du globe à partir du foyer. Leur vitesse de propagation dépend de la densité des matériaux traversés et d'une manière générale elle augmente avec la profondeur. Durant la traversée des différentes couches ces ondes peuvent être réfléchies ou réfractées, c'est-à-dire divisées à chaque changement de milieu. On distingue :

a. Les ondes P

Ce sont les premières arrivées, suite à un séisme. Elles se déplacent donc très vite. Elles ont généralement une amplitude moyenne, une fréquence importante et un amortissement rapide. Ce sont des ondes compressées dans le sens de la propagation, on dit que ce sont des ondes longitudinales de compression et de décompression. Elles se déplacent dans les solides et les fluides (voir tableau pour les vitesses de déplacement en fonction des milieux). Les ondes P ont des propriétés similaires aux ondes sonores.

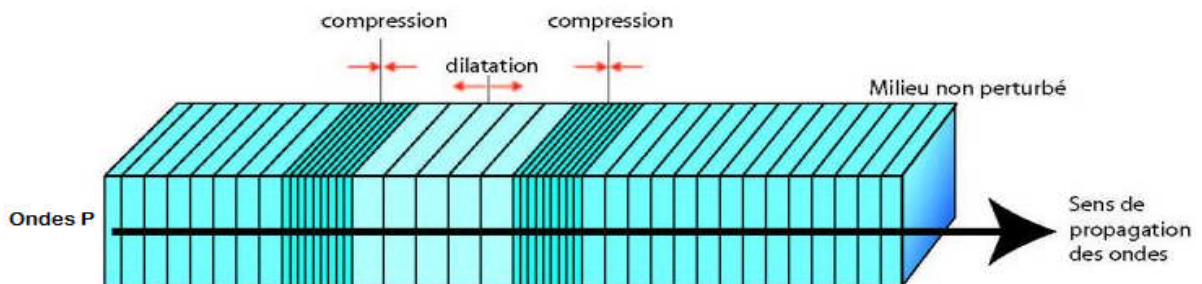


Figure 1.2 : Les ondes P

b. Les ondes S :

Les ondes S ou ondes secondaires appelées aussi ondes de cisaillement ou ondes transversales. Ce sont les plus difficiles à distinguer sur la composante verticale. Elles ont une amplitude moyenne à forte; une fréquence un peu plus faible et un amortissement rapide. Ces ondes ne se propagent pas à travers les liquides, donc elles ne sont pas toujours observables sur les sismogrammes. On dit que c'est la zone d'ombre. Ce sont des ondes transversales de cisaillement. Elles forment des micros vibration à la surface de la Terre, comme lorsqu'on agite une corde. Elles sont donc les plus dangereuses pour les constructions humaines.

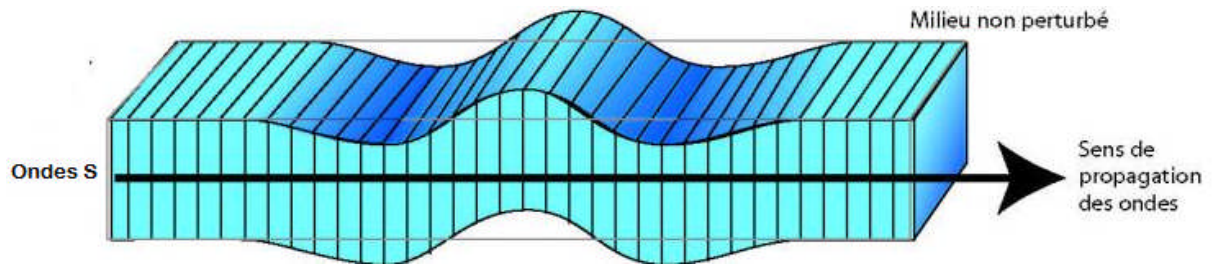


Figure 1.3 : Ondes S

1.3.2. Les ondes de surface

Ce type d'ondes, contrairement aux ondes de volume, sont guidées par la surface terrestre. La particularité de ces ondes est de former des rides comme à la surface du lac. Certes leur vitesse est moindre que celle des ondes de volume mais leurs amplitudes et donc leurs puissances sont plus élevées.

a. Les ondes L

Ondes L ou ondes de Love. Elles sont caractérisées par une amplitude importante, une fréquence faible et un amortissement plus lent. Ce sont des ondes de surface qui se déplacent perpendiculairement au foyer. Elles provoquent des cisaillements uniquement dans le plan horizontal. Elles sont donc perpendiculaires aux ondes S. Elles peuvent être aussi très dangereuses pour les constructions. Ces ondes n'étaient pas enregistrées par les anciens sismographes. Seuls les sismographes à 2 dimensions peuvent les enregistrer.

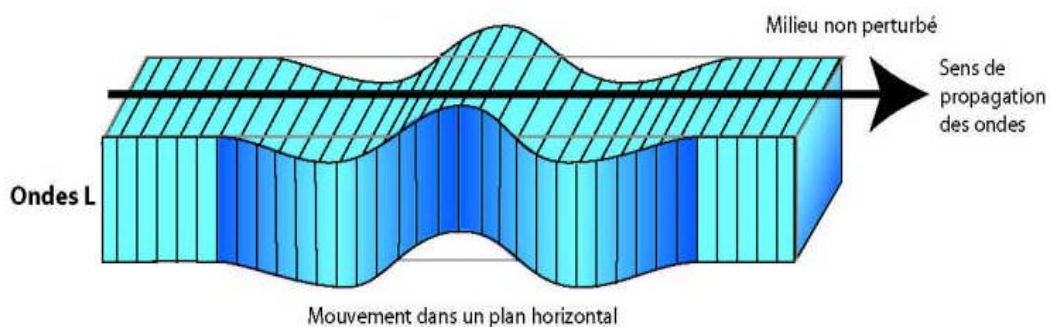


Figure 1.4 : Les ondes L

b- Les ondes R (Raleigh)

Ondes de Raleigh. Elles ne sont mesurables que sur les sismomètres modernes et difficiles à analyser. Elles ne seront pas étudiées dans ce cours. Elles sont assimilables à une vague dans le sens où les molécules du sol se déplacent dans celui-ci comme les molécules d'eau dans une vague.

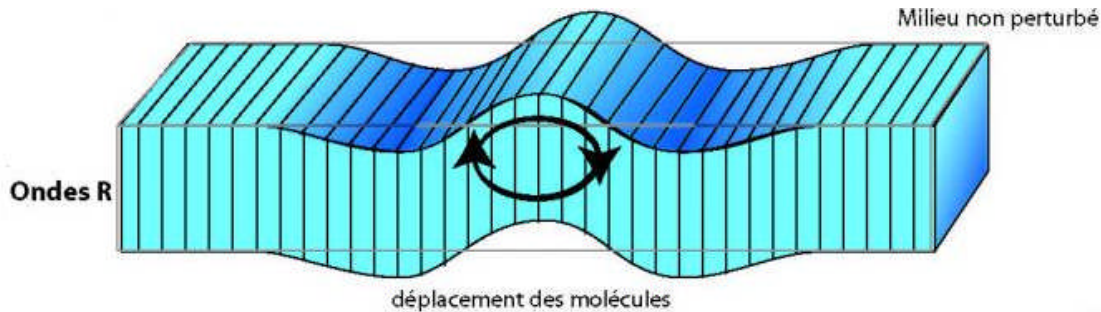


Figure 1.5 : Les ondes R (Raleigh)

Les sismomètres actuels sont tous synchronisés sur des horloges précises et synchronisés afin que les informations récoltées puissent permettre de déterminer l'épicentre d'un séisme. Le sismomètre va établir un graphique : le sismogramme sur lequel on va pouvoir définir les différents types d'ondes.

Remarque :

- Les ondes de surface (L et R) vont se propager uniquement à la surface de la croûte terrestre.
- Les ondes de volume (P et S) elles vont diffuser à travers tout le globe terrestre et seront donc affectées par la structure de celui-ci.
- les ondes S qui ne se propagent pas dans le milieu liquide et qui vont donc disparaître des sismogrammes à partir d'une certaine distance de l'épicentre.

1.3.3. Vitesse de propagation des ondes sismiques

Les ondes sismiques ont des vitesses de déplacement différentes en fonction de leurs propriétés intrinsèque, mais aussi en fonction du milieu dans lesquelles elles se propagent. Pour la plupart, leur vitesse de déplacement est plus élevée lorsque le milieu est solide (voir tableau ci-dessous).

Tableau 1.2 : Vitesse de propagation des ondes

	Ondes P en m/s	Ondes S en m/s
eau	1500	0
air	300	0
calcaire	3500 - 5000	2000 - 3000
argiles	1100 - 5000	650 - 1500
Roches cristallines	5000 - 6000	3000 - 3300

1.4. Localisation d'un séisme

La localisation d'un séisme passe par la définition des éléments suivant (Voir fig1.6)

L'épicentre : est le point de la surface du sol le plus proche du foyer.

Le foyer : est l'endroit où, sur une faille démarre la rupture est appelé foyer du tremblement de terre ou hypocentre.

Distance épacentrale : c'est la distance entre l'épicentre et la station d'observation.

La distance focale : c'est la distance entre le foyer et la station d'observation.

Profondeur focale : est la profondeur du foyer par rapport à la surface

1.4.1. Détermination de l'épicentre par la méthode des cercles

La méthode nécessite l'utilisation d'au moins 3 stations d'enregistrement situées en des lieux différents et qui enregistrent la composante verticale des ondes P et S. On considère donc, que le trajet emprunté par l'onde est une ligne droite.

Avec une seule station, on peut écrire :

Temps d'arrivée de l'onde P:

$$t_p = t_0 + \frac{d}{V_p} \quad \dots \dots \dots (1)$$

Temps d'arrivée de l'onde S:

$$t_s = t_0 + \frac{d}{V_s} \quad \dots \dots \dots (2)$$

Avec:

d : Distance épacentrale

t_0 : Temps origine ;

V_p : vitesse de l'onde P ;

V_s : vitesse de l'onde S ;

Le problème consiste à trouver d , ne connaissant pas le temps origine t_0 .

En faisant la différence entre les deux relations (1 et2) précédentes, on arrive à :

$$t_s - t_p = d \left(\frac{1}{V_s} - \frac{1}{V_p} \right)$$

On connaît à peu près les vitesses des ondes P et S dans la croûte et on admet le plus souvent que :

$$\left(\frac{1}{V_s} - \frac{1}{V_p} \right) = \frac{1}{8}$$

On peut alors écrire :

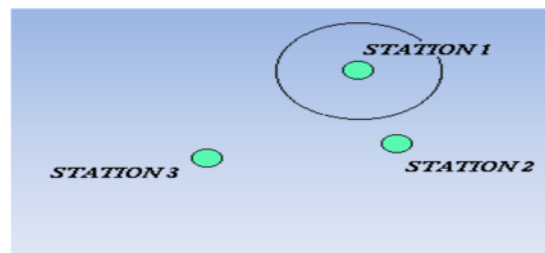
$$d = 8(t_s - t_p)$$

NB: Quand les vitesses ne sont pas connues, on utilise pour déterminer d , des abaques, établis expérimentalement permettant graphiquement et rapidement d'obtenir une valeur.

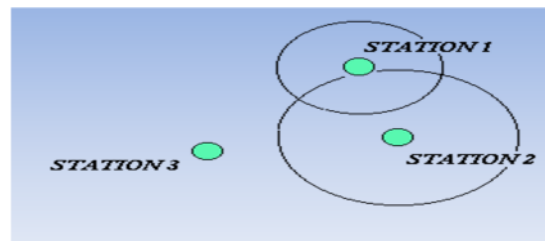
1.4.2. Méthodologie

Le lieu des points à la distance d d'une station est un cercle ayant pour rayon la distance épacentrale d et comme centre la station. Par la suite on procède à déterminer d et tracer les cercles correspondant pour plusieurs stations. Car avec une station, on ne peut pas déterminer la position du séisme. Il en faut au moins trois et on définit alors trois cercles de rayon d_1 , d_2 et d_3 . Chaque distance d définit un Cercle. Les trois sphères se coupent à une profondeur que l'on ignore et la projection en surface donne la zone où s'est produit le séisme.

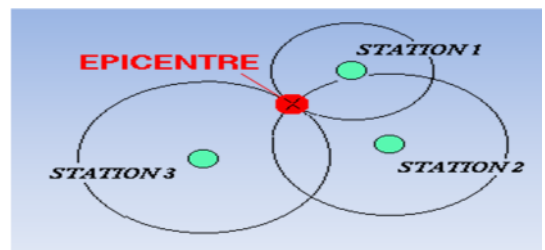
A partir de la position de la station 1, on trace un cercle dont le rayon correspond à la distance épacentrale d_1 (c'est-à-dire la distance séparant le foyer du séisme de la station 1)



On effectue la même opération pour la station 2. Les cercles se coupent en deux points



Avec la station 3, on obtient trois arcs de cercle qui se coupent exactement en un seul point si le séisme



1.5. Caractérisation d'un séisme

1.5.1. L'intensité d'un séisme

L'intensité est une caractérisation de l'importance des effets matériels observés en surface et de la perception par la population. L'Intensité d'un séisme est définie en un lieu par rapport aux effets produits par ce séisme, qu'ils soient seulement observés ou ressentis par l'homme (réveil, chute d'objets, fissures ...) ou qu'ils aient causés des dégâts plus ou moins importants aux constructions. Alors elle dépend du lieu d'observation des effets causés par le séisme. Elle décroît généralement lorsqu'on s'éloigne de l'épicentre du séisme mais varie aussi selon la structure géologique.

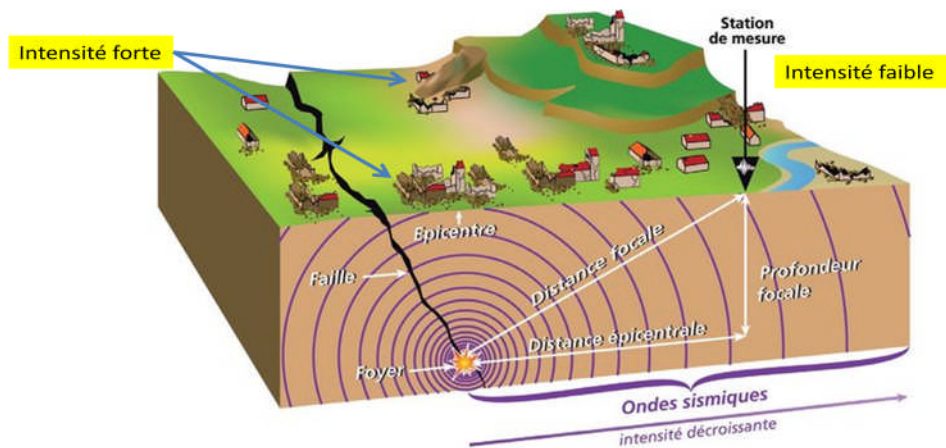


figure 1.6 : Illustration de l'intensité d'un séisme

1.5.2. La magnitude

Les médias emploient souvent les termes d'échelle de Richter ou d'échelle ouverte de Richter. en sismologie elle est la représentation logarithmique du moment sismique qui est lui-même une mesure de l'énergie libérée par un séisme.

La magnitude d'un séisme est une valeur intrinsèque du séisme ne dépendant ni du lieu d'observation ni des témoignages de la population. Elle a été introduite en 1935 par l'américain Charles Francis Richter pour les séismes locaux californiens afin d'estimer l'énergie libérée au foyer d'un tremblement de terre et de pouvoir ainsi comparer les séismes entre eux. On parle depuis de l'échelle de Richter. Plus le séisme a libéré d'énergie, plus la magnitude est élevée : un accroissement de magnitude de 1 correspond à une multiplication par 30 de l'énergie et par 10 de l'amplitude du mouvement.

La magnitude n'est pas une échelle en degré, mais une fonction continue, qui peut être négative ou positive et, en principe, n'a pas de limites. En réalité, sa valeur minimale est liée à la sensibilité du sismographe. Un sismographe très sensible peut enregistrer une magnitude de l'ordre de -2, équivalente à l'énergie dégagée par la chute d'une brique sur le sol d'une hauteur de 1 mètre.

On distingue plusieurs types de magnitudes on cite :

a- L'échelle de Richter, ou magnitude locale, M_L

La définition originale donnée par Richter en 1935, appelée désormais magnitude locale

M_L , est une échelle logarithmique simple de la forme

$$M_L = \log(A) - \log(A_0) + c + \log(\Delta)$$

A : représente l'amplitude maximale mesurée sur le sismogramme,

A_0 : est une amplitude de référence correspondant à un séisme de magnitude 0 à 100 km,

Δ : est la distance épacentrale (km)

c : est une constante d'étalonnage.

Magnitude locale M_L , utilisée pour des séismes proches dits séismes locaux. Elle est définie à partir de l'amplitude maximale des ondes P. Elle est toujours moyennée sur plusieurs stations en tenant compte des corrections locales.

b-Magnitude de durée M_D

Utilisée pour des séismes proches mais définie à partir de la durée du signal.

$$M_D = \log t + a + c \log \delta$$

Où

t est la durée du signal mesuré en s ,

a et c des constantes d'étalonnage ;

δ est la distance en km .

c-Magnitude des ondes de surface M_s

Utilisée pour les séismes lointains, dits télé-séismes, dont la profondeur est inférieure à 80km. Elle se calcule à partir de l'amplitude des ondes de surface.

$$M_s = \log(A/T) + a + c \log \delta$$

Où

A est l'amplitude du mouvement du sol en μm ;

T est la pseudo-période de l'onde mesuré en s ;

a et c : sont des constantes d'étalonnage ;

δ : est la distance en km ;

d-Magnitude des ondes de volume M_B

Définie pour tous les télé-séismes et en particulier pour les séismes profonds, car ceux-ci génèrent difficilement des ondes de surface. Elle est calculée à partir de l'amplitude de l'onde P qui arrive au début du sismogramme.

$$M_B = \log(A/T) + a + c \log \delta$$

e-Magnitude de moment ou de Kanamori M_w

Mieux adaptée aux très gros séismes. Elle est calculée à partir d'un modèle physique de source sismique et est reliée au moment sismique m_0

$$M_w = \log \left(\frac{m_0}{1,5} \right) - 0.6$$

Avec:

μ : rigidité du milieu

D : Déplacement moyen sur la faille

S : Surface de la faille

Remarque :

À noter que la magnitude change d'une unité lorsque l'amplitude du mouvement varie d'un facteur 10. Par exemple, l'amplitude du mouvement d'un séisme de magnitude 6 est dix fois plus élevée que celle d'un séisme de magnitude 5 et cent fois plus pour un séisme de magnitude 4.

On ne doit pas confondre magnitude et intensité :

- A l'inverse de la magnitude qui se calcule, l'intensité d'un séisme ne peut donner lieu qu'à une estimation.
- La magnitude est une valeur associée uniquement au séisme. L'intensité est associée au lieu d'observation.
- Il n'existe pas de véritable relation entre magnitude et intensité. Ainsi deux séismes de même magnitude peuvent donner en surface des intensités différentes. Inversement deux séismes de même intensité en un lieu peuvent avoir des magnitudes différentes.

Tableau 1.4 : Magnitudes et effets

Moins de 1.9	Micro-séisme impossible à ressentir.
De 2.0 à 2.9	Micro-séisme impossible à ressentir mais enregistrable par les sismomètres.
De 3.0 à 3.9	Ne cause pas de dégâts mais commence à pouvoir être légèrement senti.
De 4.0 à 4.9	Séisme capable de faire bouger des objets mais ne causant généralement pas de dégâts.
De 5.0 à 5.9	Séisme capable d'engendrer des dégâts importants sur de vieux bâtiments ou bien des bâtiments présentant des défauts de construction. Peu de dégâts sur des bâtiments modernes.
De 6.0 à 6.9	Fort séisme capable d'engendrer des destructions majeures sur une large distance (180 km) autour de l'épicentre.
De 7.0 à 7.9	Séisme capable de destructions majeures à modérées sur une très large zone en fonction de la distance.
De 8.0 à 8.9	Séisme capable de destructions majeures sur une très large zone de plusieurs centaines de kilomètres.
Au dessus de 9	Séisme capable de tout détruire sur une très vaste zone.

1.5.3. Instrument d'enregistrement

Un sismographe est un instrument de mesure équipé d'un capteur des mouvements du sol, le sismomètre, capable de les enregistrer sur un support visuel, le sismogramme.

Il existe deux grands types de sismographes :

- Les sismographes verticaux qui sont sensibles aux déplacements verticaux du sol.
- Les sismographes horizontaux qui sont sensibles aux déplacements horizontaux du sol.

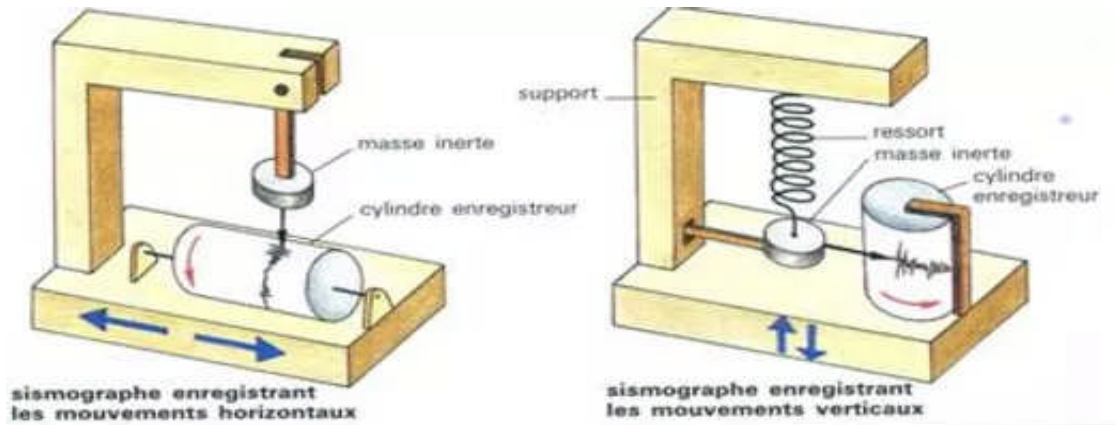


Figure 1.10 : sismographe

1.5.4. Sismogramme

Un sismogramme ou séismogramme est l'enregistrement des ondes sismiques qui se propagent lors d'un séisme, généralement réalisé au moyen d'un sismographe. L'abscisse du graphique représente habituellement le temps alors que l'ordonnée représente la valeur instantanée de l'accélération du point de mesure de l'onde sismique selon un ou des axes donnés (x, y, ou z)

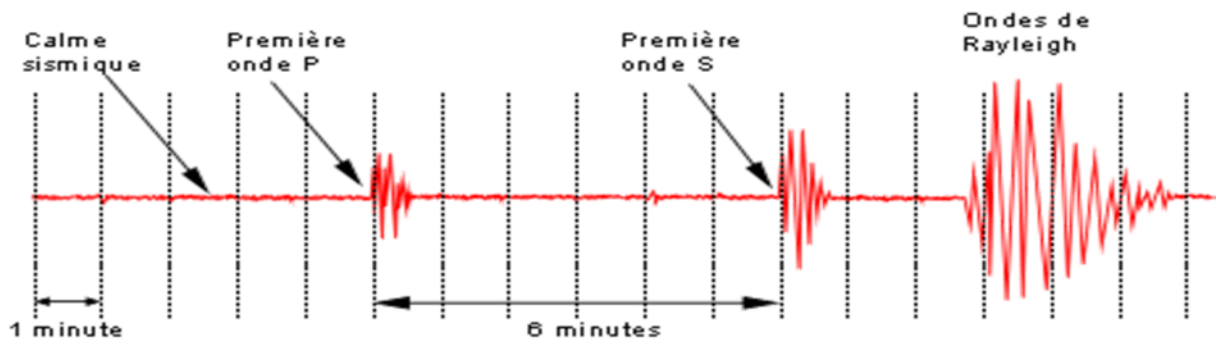


Figure 1.11: sismogramme

1.6. Notion d'un cycle sismique

La rupture sismique accommodant le déplacement des plaques tectoniques va se répéter sur des échelles se comptant en siècles. Selon l'intensité de la rupture et la dimension de la zone de rupture, l'intervalle de temps séparant deux séismes varie de quelques dizaines d'années à quelques milliers d'années. On parle de temps de retour caractéristique.

Ces cycles sismiques permettent une prédiction à long terme car nous pouvons identifier les zones sismiques et caractériser l'ampleur des séismes dans ces zones. Cette caractérisation des séismes correspond à la prédiction à moyen terme, importante pour l'aménagement du territoire car elle fixe le séisme maximal attendu dans la zone.

1.7. La surveillance sismique en Algérie

Pour assurer la surveillance sismique de la partie active du nord de l'Algérie, plusieurs stations sismologiques ont été installées depuis 1910 jusqu'à aujourd'hui.

- La période instrumentale sismologique a débuté en 1910, La première station sismologique a été installée à l'Observatoire de Bouzareah (Roussel, 1973a). Cette station a été équipée d'un sismographe mécanique « Bosch-Mainka ».
- Plus tard, trois autres stations sismologiques équipées de sismographe « Grenet-Coulomb » furent installés dans différentes régions du nord de l'Algérie telles que: la station d'Oued-Fodda (El-Asnam), installée en 1935, la station Benaouda (Relizane), installée en 1955, la station de la ville de Sétif en 1958(Roussel, 1973). L'installation de ces stations a marqué le début des activités de recherche en sismologie en Algérie.
- Aujourd'hui, il existe deux réseaux sismologiques :
 - 1- le réseau analogique (REALSAS) Réseau Algérien de Surveillance et d'Alerte Sismique, été installé en 1985 et qui est en voie de cessation d'activité en raison de l'obsolescence du matériel.
 - 2- - le réseau numérique récent ADSN (Algerian Digital Seismic Network), été installé à partir de 2006.

La sismicité Algérienne est généralement modérée mais parfois des événements destructeurs se produisent. Parmi les plus récents, ceux :

- du 24 juin 1910 à Aumale ($M_s=6.6$)
- du 09 septembre 1954 à Orléanville ($M_s=6.7$)
- du 10 Octobre 1980 à El Asnam ($M_s=7.3$)
- du 25 Octobre 1985 à Constantine ($M_s=6.0$)
- du 29 octobre 1989 à Tipaza (Mont Chenoua) ($M_w=6.0$),
- du 22 Décembre 1999 à Ain Temouchent ($M_w=5.7$)
- du 21 Mai 2003 de Boumerdes ($M_w=6.8$).

Ces événements sismiques qui ont générés des effets désastreux ont montré la vulnérabilité de notre pays face au risque sismique en raison d'une importante concentration démographique et industrielle existante dans le nord de l'Algérie.

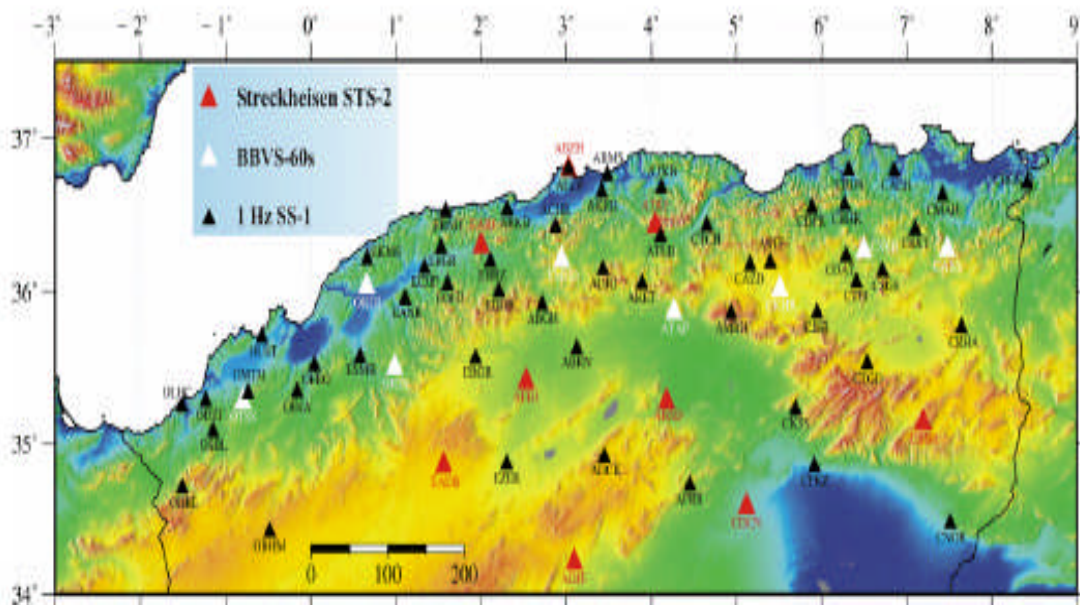


Figure 1.12: Réseau Permanent de surveillance sismique

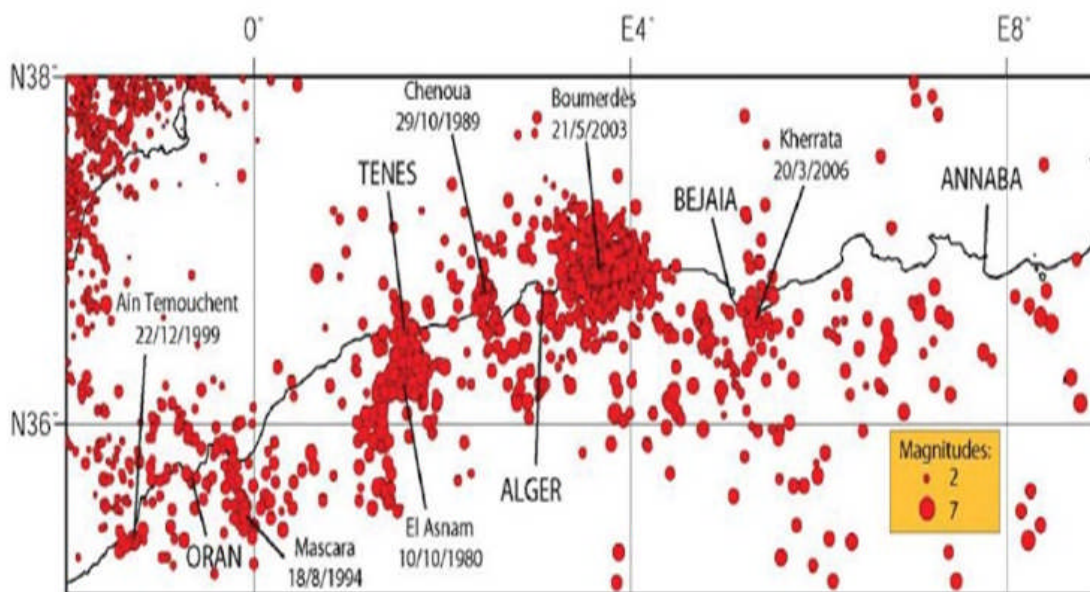


Figure 1.13 : les épacentres du nord de l'Algérie depuis 1973 à 2006

1.8. Aléa Sismique

L'aléa est une estimation de la probabilité qu'un événement naturel survienne dans une région donnée et dans un intervalle de temps donné. L'aléa sismique est donc la probabilité, pour un site, d'être exposé à une secousse tellurique de caractéristiques données.

L'évaluation de l'aléa sismique intègre la magnitude, l'ampleur et la période de retour des séismes.

En pratique, l'on distingue généralement:

- ✓ l'aléa dit « local » qui prend en compte les modulations des mouvements du sol liés aux « effets de site » ainsi que les « effets induits ».
- ✓ l'aléa dit « régional », qui représente le niveau d'aléa pour un sol dur (ou « au rocher ») sans topographie marquée.

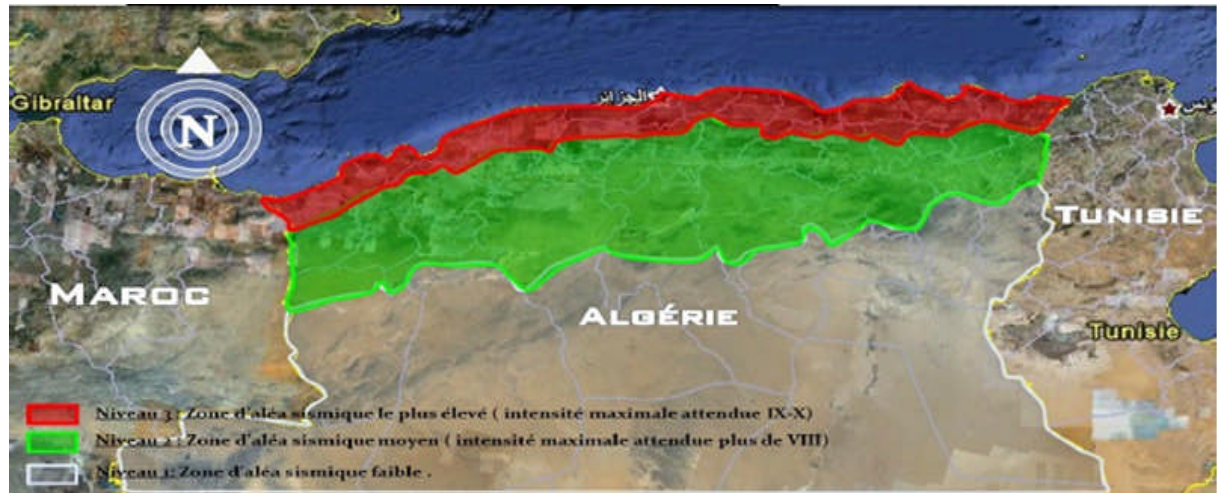


Figure 1.14 : Niveaux d'aléa sismique en Algérie

1.8.1. Evaluation de l'aléa sismique

Evaluer l'aléa sismique, c'est déterminer la probabilité qu'au cours d'une période de référence, une secousse sismique atteigne ou dépasse une certaine intensité sur un site.

Une étude d'aléa sismique comporte deux étapes :

- 1- La première porte sur la caractérisation des sources sismiques en termes de localisation, magnitude et récurrence : la caractérisation des sources sismiques en termes de localisation, magnitude et récurrence. Elle aboutit, à l'issue d'un travail de synthèse de données géologiques et sismologiques éventuellement, complété par l'acquisition de données de terrain, à la réalisation d'un zonage sismotectonique.
- 2- La seconde conduit à la définition de mouvements du sol de référence : conduit à la définition de mouvements du sol de référence qui dépendent à la fois des sources sismiques potentielles déduites du zonage sismotectonique, de l'atténuation des ondes et de la configuration géologique et topographique des sites.

Principes

Les principes d'évaluation de l'aléa sismique sont les suivants :

- a. **Prise en compte des effets de site et des effets induits.**
- b. **Identification des sources sismiques**

L'identification des sources sismiques et réalisation d'un zonage sismotectonique consiste à :

- localiser les failles actives,
 - évaluer leur potentiel sismique
 - établir un zonage sismotectonique, soit une délimitation de surfaces géographiques au sein desquelles la probabilité d'occurrence d'un séisme de caractéristiques données (magnitude ou intensité, profondeur, période de retour) peut être considérée homogène en tout point.
- c. Calcul du mouvement sismique de référence, dit « au rocher »**

Le mouvement sismique (ou vibration) du sol considéré « au rocher » est évalué selon une méthode déterministe ou probabiliste. Ce mouvement sismique au rocher dépend à la fois des paramètres du séisme de référence (dédit du zonage sismotectonique) et de l'atténuation des mouvements du sol avec la distance. Ce sont ces mouvements sismiques « au rocher » qui sont présentés dans le cadre de l'outil cartographique.

d. Risque sismique

Déterminer le risque sismique, c'est calculer la probabilité et le niveau des dommages au cours d'une période de référence et dans une région considérée.

Deux notions à ne pas confondre :

Aléa sismique : probabilité d'apparition d'un séisme en un site donné pendant une période de référence donnée.

Risque sismique : probabilité d'un dommage causé par un séisme

Le risque sismique est donc fonction :

- *de l'aléa sismique*
- *des dispositions constructives prises pour diminuer le risque*

Risque sismique :

- peut être évalué pour une construction, une ville, une région spécifique
- probabilité de perte en biens, en activités productives et en vies humaines dans un laps de temps donné

Il augmente avec :

- *la densité de population*
- *le potentiel économique du pays*

$$\text{Risque sismique} = \text{Aléa sismique} + \text{Vulnérabilité}$$

$$\text{Vulnérabilité} = \frac{\text{coût des dommages attendus pour un séisme d'une intensité donnée}}{\text{coût de la construction}}$$

2.1. Introduction

L'objectif global du projet d'une ossature 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 projets d'ossatures de divers types et de divers degrés de capacité de dissipation d'énergie par déformations plastiques en particulier des ossatures où ; les déformations sont essentiellement élastiques, qui forment une seule zone plastique significative, où sont formées de nombreuses zones dissipatives.

Dans ce qui suit en présente les points essentiels sur les Objectifs de comportement et de protection parasismique ainsi les méthodes de dimensionnement.

2.2. Objectifs de comportement

Pour chaque structure, l'exigence de comportement en cas de séisme est fonction du rôle de celle-ci, de sa destination, du type de scénario ayant donné lieu au classement risque spécial ainsi que de l'environnement d'implantation. La définition du niveau d'exigence de comportement dépende de la structure étudiée. Ces exigences sont typiquement : l'opérabilité, l'intégrité, la stabilité, l'absence d'interaction, ou d'autres exigences spécifiques.

Les objectifs de comportement c'est :

- ✓ Définir un niveau de performance de sécurité qui procure une sécurité suffisante pour les personnes vis-à-vis d'événement sismique appropriés.
- ✓ Définir un niveau de performance fonctionnel qui permettra la continuité de l'usage du bâtiment vis-à-vis d'événements sismiques.
- ✓ Définir un niveau de performance économique qui procure une protection suffisante des biens vis-à-vis d'événements sismiques.

Les règles de construction parasismique visent à assurer la protection acceptable de vies humaines et des structures vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

L'objectif global du projet d'une ossature 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 projets d'ossatures de divers types et de divers degrés de capacité de dissipation d'énergie par déformations plastiques en particulier :

- Des ossatures où les déformations sont essentiellement élastiques ;
- Des ossatures qui forment une seule zone plastique significative, généralement en base. Exemple : structure à noyau en béton armé ;
- Des ossatures où sont formées de nombreuses zones dissipatives.

Pour les ouvrages dits courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

- d'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux, par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.

- d'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquates pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Pour certains ouvrages importants, la protection visée est encore plus sévère puisqu'il faudra que l'ouvrage puisse demeurer opérationnel immédiatement après un séisme majeur.

2.2.1. Facteurs responsables du comportement d'une structure parasismique

Le comportement d'une structure durant un séisme peut être affecté par plusieurs facteurs, à savoir :

- ✓ La sismicité.
- ✓ L'intégrité.
- ✓ La résistance latérale et la ductilité.
- ✓ Les irrégularités du bâtiment.
- ✓ La nature du sol formant l'assise.

2.3. Méthodes de dimensionnement

Le comportement réel d'une structure soumise à une violente sollicitation sismique est fortement non linéaire et très complexe. Pour dimensionner une structure au séisme l'enjeu sera de maîtriser les niveaux de contraintes dues à l'action du séisme et les déformations élastiques (et le cas échéant plastiques), en fonction des objectifs de comportement recherchés.

D'une manière générale, les méthodes de dimensionnement parasismique peuvent être subdivisées en deux catégories :

- dimensionnement conventionnel,
- dimensionnement en capacité.

2.3.1. Méthodes de dimensionnements conventionnels

Les méthodes de dimensionnement conventionnel considèrent l'action sismique au même titre qu'une action traditionnelle. Elle ne tient pas compte du caractère spécial de la sollicitation sismique, en particulier de son aspect cyclique et des déformations plastiques importantes qu'elle entraîne.

La principale lacune de ces méthodes réside dans l'absence de précautions spécifiques visant à garantir un comportement sismique adéquat de la structure comme l'exclusion de ruptures non ductiles, par exemple.

2.3.2. Méthode de dimensionnement en capacité

La méthode de dimensionnement en capacité évite de manière élégante l'écueil du comportement sismique complexe des structures. Contrairement aux méthodes de dimensionnement conventionnelles, cette méthode base le dimensionnement sur la capacité de la structure plutôt que sur les sollicitations.

La méthode vise en premier lieu à garantir un comportement ductile adéquat de la structure. Au lieu de se focaliser sur les sollicitations reste très imprécise, le dimensionnement en capacité se base sur la capacité de la structure en visant à lui conférer les amplitudes nécessaires à supporter favorablement les sollicitations sismiques par la dissipation de l'énergie.

2.3.4. Méthodes de calculs les plus utilisés

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; il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes (on cite uniquement certaines méthodes les plus utilisées par les règlements parasismiques) :

- *Analyse par forces latérales.* Cette analyse est en réalité le calcul statique équivalent qui implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :
 - le seul mode fondamental est pris en compte, les masses modales négligées étant reportées sur ce mode,
 - la déformée du mode fondamental est arbitrairement assimilée à une droite pour les structures à portiques et à une parabole pour les structures à voiles ;
- *Analyse modale spectrale.* Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre (caractéristique de la structure) et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale à un instant donné. De point de vue du génie parasismique, la réponse maximale d'un ouvrage, au cours d'un séisme, importe plus que la chronologie détaillée du mouvement dans le temps ;
- *Analyse temporelle (transitoire).* À partir des accélérogrammes,, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps. L'analyse transitoire est en fait une analyse modale pour laquelle l'accélération de chaque mode est déterminée en fonction du temps par l'intégrale de Duhamel de l'accélérogramme. Elle se différencie donc principalement de l'analyse modale« spectrale» par le fait que pour cette dernière méthode, le spectre de réponse d'oscillateur donne directement le maximum d'accélération pour chaque mode (mais non pas sa variation) ;
- *Analyse non linéaire.* Ces méthodes tentent d'apporter une évaluation raisonnable de la ductilité effectivement développée dans la structure et de quantifier rationnellement la diminution des efforts sismiques perçus par la structure. La méthode permet également de vérifier l'homogénéité en résistance de la structure et de réaliser des optimisations. Cette méthode peut aussi guider l'ingénieur dans la mise au point des renforts pour des projets de diagnostic et confortement parasismiques.

En générale ce sont essentiellement les deux premières méthodes qui sont utilisées en projet, soit dans des modèles plans, soit dans des modèles spatiaux (ou tridimensionnels ou 3D).

L'utilisation de modèles plans et l'analyse par forces latérales sont limitées par le respect de conditions relatives à la régularité de la structure ;

Les limites d'utilisation des méthodes de calcul

Les limites d'utilisation des méthodes de calcul s'établissent :

- soit par réglementation;
- soit à partir de l'expérience acquise par l'ingénieur ;
- soit après l'examen des ouvrages à la suite d'un séisme ;
- soit, encore, à partir des essais.

2.3.5. Evaluer les contraintes et dimensionner la structure

Globalement pour le dimensionnement des structures susceptibles à des mouvements sismique doit se faire de manière à avoir un comportement qui tiens compte de la nature de la sollicitation. Le cheminement pour évaluer les contraintes et dimensionner la structure de façon à maîtriser les déformations est le suivant:

- Caractérisation du (des) séisme(s) de référence,
- Caractérisation des mouvements du sol d'implantation,
- Caractérisation de la réponse de l'ouvrage considéré comme un oscillateur sollicité par les déplacements aléatoires de ses fondations (spectres et t),
- Evaluation des efforts maximums exercés sur les divers éléments,
- Reprise de ces efforts par la structure avec ou sans incursions dans le domaine post-élastique : dimensionnement et dispositions constructives,

2.4. Principe de vérification

La vérification du respect des règles de construction parasismique est délicate car elle nécessite un suivi attentif à toutes les étapes de l'opération (qualité des études préliminaires de conception et d'exécution, qualité de l'exécution sur le chantier). En principe la vérification porte sur les états ultimes, mettant en cause la sécurité du public et des biens, et les états limites d'utilisation mettant en cause la fonctionnalité des structures. Une structure est considérée répondre aux exigences de sécurité et de fonctionnalité dans les zones sismique si la vérification de la stabilité, de la résistance et des déformations limite est satisfaite. La vérification doit être effectuée conformément au règlement parasismique en vigueur.

2.4.1. Vérification de la stabilité

La structure doit être stable sous l'effet de l'ensemble des actions issues des combinaisons d'actions. Le bâtiment doit être stable sous l'effet de l'ensemble des actions issues des combinaisons sismiques de calcul et les vérifications au niveau du sol

A. Stabilité au glissement

Lorsque les structures sont en pente, il est nécessaire de vérifier, par toute méthode scientifique, que le massif défini par la surface de glissement la plus critique reste stable. Le bâtiment doit être dimensionné pour résister à une poussée de glissement.

B. Stabilité des fondations

On doit toujours vérifier que le système de fondations a été dimensionné de sorte que les déformations du sol, d'assise des fondations restent dans le domaine élastique, autrement dit sans déformations résiduelles importants.

Les vérifications des critères de dimensionnement doivent être appliquées pour les fondations. L'état limite ultime, la stabilité des semelles doit être vérifiée afin d'éviter la rupture par glissement et la rupture par perte de capacité portante. La capacité portante de la fondation doit être calculée en utilisant des diagrammes ou des formules qui tiennent compte de l'inclinaison et de l'excentricité des actions provenant des forces d'inertie de la structure, ainsi que des effets des forces d'inertie dans le sol de fondation.

C. Stabilité au renversement

La structure doit être dimensionnée pour résistés aux effets de renversement dus aux combinaisons des actions de calcul. Un ancrage est exigé si les effets des charges de calcul tendent a provoquer ce phénomène est supérieur à l'effet de stabilisation.

2.4.2. Vérification de la résistance

La résistance doit être vérifiée pour tous les éléments de la structure. La relation suivante doit être satisfaite pour tous les éléments structuraux, y compris les assemblages, et pour les éléments non structuraux concernés

$$E_d < R$$

E_d : valeur de calcul de l'effet considéré, dû aux combinaisons sismiques de calcul.

R : résistance de calcul correspondante de l'élément, calculée conformément aux règles spécifiques pour le matériau considéré et aux modèles mécaniques associés au système structural

Il n'est pas nécessaire de prendre en compte les effets de second ordre (effets $P-P - \Delta$) lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les étages. $\theta < 0.01$

θ : Coefficient de sensibilité au déplacement relatif entre étages (voire paragraphe effet (P-delta)).

2.4.3. Vérification des Déformations

Cette vérification est effectuée dans le but de savoir que la structure évolue dans le domaine de ses propriétés par la prise en compte dans le calcul et contenir les dommages structuraux dans les limites acceptables. On doit vérifier que, sous l'effet des actions d'ensemble, les déformations des éléments de la structure restent limités aux valeurs maximales fixés par les règlements.

Les déplacements latéraux inter-étages évalués à partir des actions de calcul doivent être limités à des valeurs définies dans les règlements. Selon le RPA 99, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

2.4.4. Conditions de ductilité

Il y a lieu de vérifier que les éléments structuraux ainsi que la structure dans son ensemble possèdent une ductilité convenable, en tenant compte de la demande de ductilité associée au système structural choisi et au coefficient de comportement.

2.5. Principes de conception

Dans le contexte sismique, les meilleurs projets en termes de sécurité sont obtenus en respectant les « principes de conception ». Le respect des principes de conception a pour résultat principal de minimiser le supplément de prix nécessaire pour passer d'une structure normale à une structure parasismique. En outre, la sécurité est en général mieux assurée dans une structure bien conçue et calculée de manière approchée que dans une structure mal conçue pour laquelle des calculs compliqués sont effectués.

La conception parasismique repose sur cinq piliers:

- Le choix du site,
- La conception architecturale ;
- Respect des règles parasismiques ;
- Une exécution de qualité ;
- La maintenance régulière ;

a. Le choix du site

Pour le choix du site, une attention particulière doit être portée aux conditions défavorables ou pénalisantes suivantes :

- présence de failles reconnues actives
- zones suspectes de liquéfaction
- terrains instables (Pentes instables, Terrains tassant, Présence de cavités souterraines,...)
- topographie superficielle accidentée (Crêtes, pitons rocheux, Bords de vallées encaissées...)

Le choix définitif du site sera arrêté sur la base des résultats d'investigations dont l'importance sera en rapport avec celle de l'ouvrage projeté.

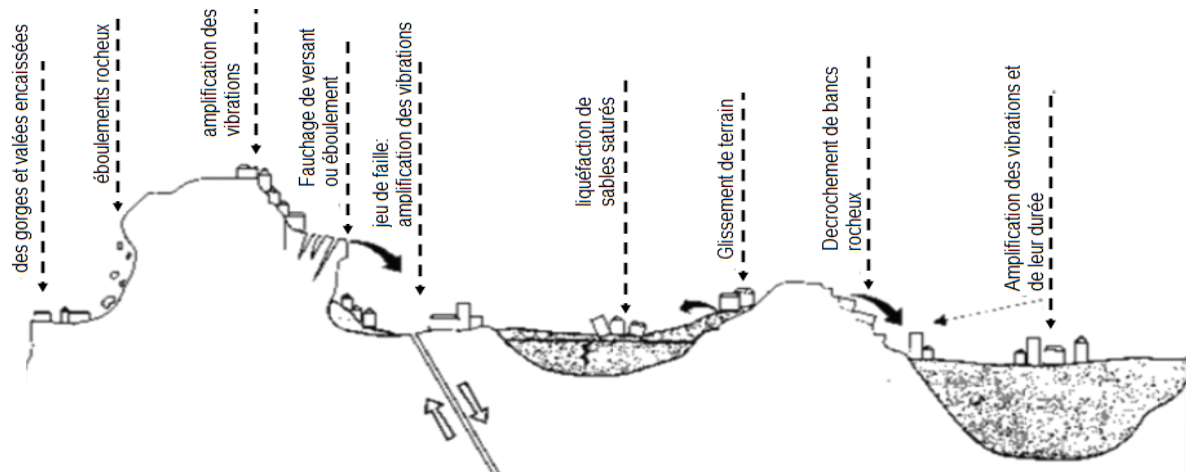


Figure 2.1: effet du site.

b. La conception architecturale

Certes l'ingénieur génie civile s'intéresse aux principes du calcul et de dimensionnement, mais dans le cas de génie parasismique il doit s'intéresser à la conception architecturale du point de vue forme globale de la structure. Le comportement du bâtiment est influencé par sa forme. Certaines configurations amplifient considérablement les sollicitations dues aux secousses et donc créent de mauvaises conditions de résistance.

Il est important de maîtriser la distribution des masses et des rigidités en plan, La symétrie éventuellement recherchée par la forme architecturale pour éviter les phénomènes de torsion n'est efficace que si la structure est également symétrique (masses, rigidités). La forme globale de la structure doit présenter une Symétrie selon deux axes en plan; les plans carrés ou proches du carré conviennent très bien. La forme en élévation doit être régulière en évitant les décrochements. Le centre de rigidité de la structure doit être confondu avec son centre de gravité (la torsion de l'ensemble est un facteur aggravant, quand les éléments de contreventement sont décentrés. Alors d'une manière simple, on doit s'intéresser à:

- Simplicité de la structure ;
- La symétrie en plan ;
- La simplicité du plan ;
- Symétrie et simplicité en élévation ;
- Non Présence de niveaux ouverts ;
- Hauteur d'étage adéquate.

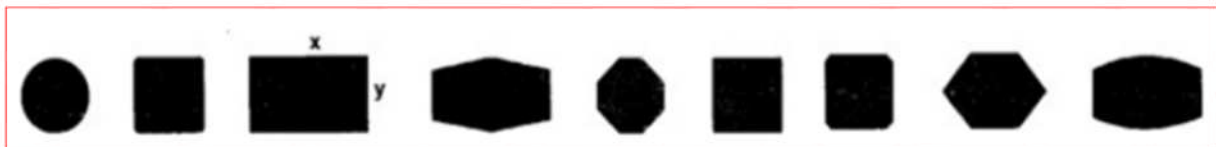


Figure 2.2: Configurations favorables, Formes simples à deux axes de symétrie.

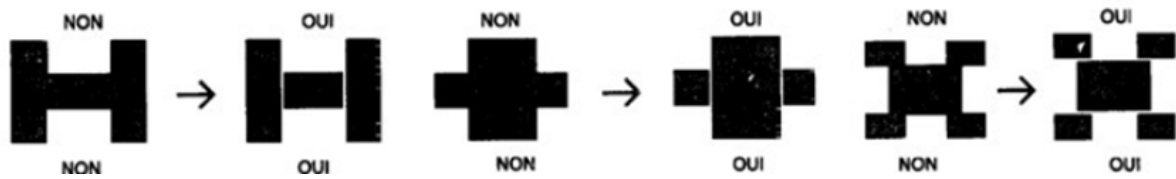


Figure 2.3: plans complexes à deux axes.

c. Respect des règles parasismiques

L'ingénieur concepteur, doit prendre en compte dans toutes les phases du projet de construction : la conception, le calcul, et les réalisations, toutes les prescriptions et recommandations réglementaires dictées par les documents techniques réglementaires.

d. Objectifs de la conception parasismique

L'objectif de ces dispositions c'est :

- 1- d'adopter un cheminement « clair et direct » des efforts sismiques afin de minimiser les incertitudes dans les calculs et de faciliter la mise en œuvre des dispositions constructives ;
- 2- de donner au bâtiment une rigidité suffisante pour limiter les mouvements dus à la torsion, en privilégiant la répartition des éléments de contreventement sur la périphérie du bâtiment ;
- 3- de donner aux planchers une rigidité suffisante pour qu'ils jouent leur rôle de diaphragme, répartiteur des efforts sismiques dans les contreventements verticaux ;
- 4- de prévoir des fondations susceptibles d'assurer une répartition uniforme du mouvement sismique dans l'ensemble du bâtiment ;
- 5- En cas de fondations isolées, de les relier par une dalle ou des longrines, selon les deux directions principales du bâtiment.

3.1. Introduction

L'éventualité d'un séisme est un aspect important à prendre en compte dans la conception d'un bâtiment en région sismique. Cet aspect est à prendre en considération dès la phase initiale de conception et de dimensionnement du bâtiment, permettant ainsi la réalisation d'un système structural, qui, dans des limites de coût acceptable, satisfait aux prescriptions fondamentales, conformément aux règles de la construction.

Dans ce but, la conception des bâtiments en zones sismiques, doit, autant que possible, refléter les considérations citées dans les paragraphes suivants.

3.2. Principes de conception parasismique des bâtiments

Dans les zones sismiques, l'aléa sismique doit être pris en compte aux premiers stades de la conception d'un bâtiment, ce qui permet ainsi de réaliser un système structural qui, pour un coût acceptable, respecte les exigences fondamentales des règlements.

Les principes qui guident la conception vis-à-vis de l'aléa sismique sont :

- simplicité de la structure ;
- régularité et symétrie ;
- hyperstaticité ;
- résistance et raideur dans les deux directions horizontales principales ;
- résistance et raideur à la torsion ;
- rôle de diaphragme assuré à chaque étage ;
- fondations appropriées.

Ces principes sont développés dans les paragraphes suivants.

3.2.1. Simplicité de la structure.

La simplicité de la structure, caractérisée par l'existence de cheminements clairs et directs des forces sismiques, est un objectif important à poursuivre, puisque la modélisation, le calcul, le dimensionnement, les dispositions constructives et la mise en œuvre des structures simples sont alors sujets à beaucoup moins d'incertitudes, et ainsi la prévision de leur comportement sismique est beaucoup plus fiable.

La simplicité d'ensemble concourt à la simplicité des détails. La forme des bâtiments très importants en génie parasismique. Plus la forme du bâtiment est complexe, plus son comportement face aux séismes sera imprévisible et irrégulier.

Une configuration fiable à l'action sismique est basée sur la conception suivante :

- des formes simples (circulaires, carrés, rectangles avec $L/l < 4$)
- des contreventements aussi symétriques que possibles suivant deux directions perpendiculaires ;
- une répartition des masses régulière,

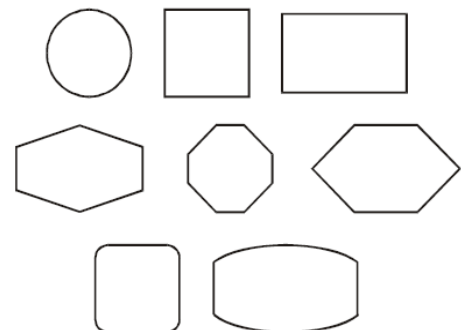


Figure 3.1 : configurations simples

a. Simplicité en plan.

Le mouvement sismique horizontal est un phénomène bidirectionnel. La structure du bâtiment doit être capable de résister à des actions horizontales suivant toutes les directions et les éléments structuraux doivent des caractéristiques de résistance et de rigidité similaires dans les deux directions principales, ce qui se traduit par le choix de formes symétriques.

La forme idéale n'est pas seulement symétrique suivant deux axes, mais se rapproche de l'axisymétrie, car des dégâts importants ont souvent été observés à la jonction des pans dans des structures composées de plusieurs plans perpendiculaires.

Une forme simple et compacte est plus adéquate vis-à-vis de l'action sismique. Inversement, les formes complexes (en T, en L, en X ...) se traduisent par des rigidités latérales différentes, donc des comportements oscillatoires différentiels entre les différentes parties. Il en résulte des concentrations de contraintes, généralement au niveau des angles rentrants, très néfastes pour la structure.

b. Simplicité en élévation

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.

Les problèmes rencontrés dans les irrégularités en élévations sont les distributions de la masse, la rigidité et la résistance ainsi que les oscillations différentielles (Figure 3 et 4). La structure devrait avoir une distribution uniforme et continue de la masse, de

Le principe de distribution continue et uniforme des éléments résistants de la structure primaire demande d'assurer une continuité des colonnes et des murs structurels, sous peine de créer la situation d'« étage mou ».

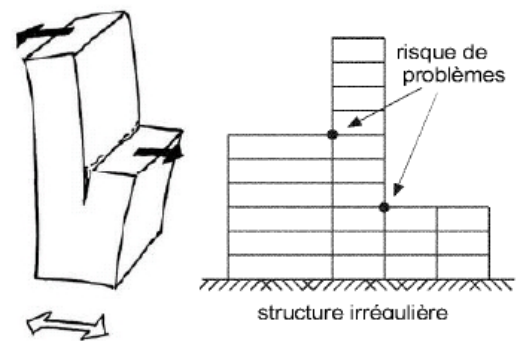
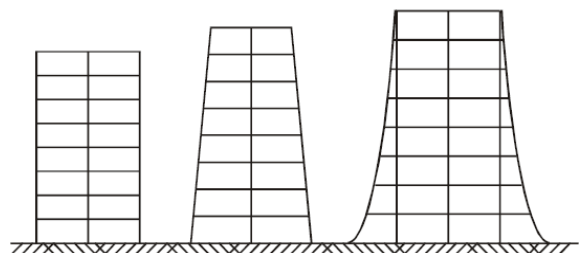


Figure3.2: structure avec décrochement



3.2.2. Uniformité et symétrie

L'uniformité, qui d'une certaine manière est liée à la simplicité, se caractérise par une distribution régulière des éléments structuraux, laquelle permet, lorsqu'elle est satisfaite en plan, des transmissions courtes et directes des forces d'inertie liées aux masses réparties du bâtiment. Si nécessaire, l'uniformité en plan peut être réalisée en divisant le bâtiment, par des joints, en entités dynamiquement indépendantes.

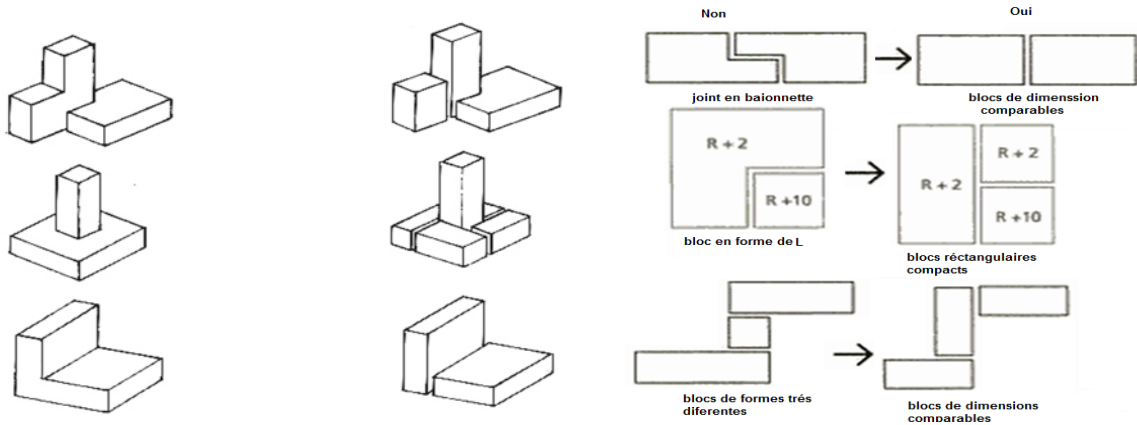


Figure 3.3 : Décomposition en sous structures

L'uniformité de la structure en élévation est également souhaitable, puisqu'elle tend à éliminer l'apparition de zones sensibles, où soient des concentrations de contraintes, soit des demandes importantes de ductilité, pourraient causer une rupture prématurée.

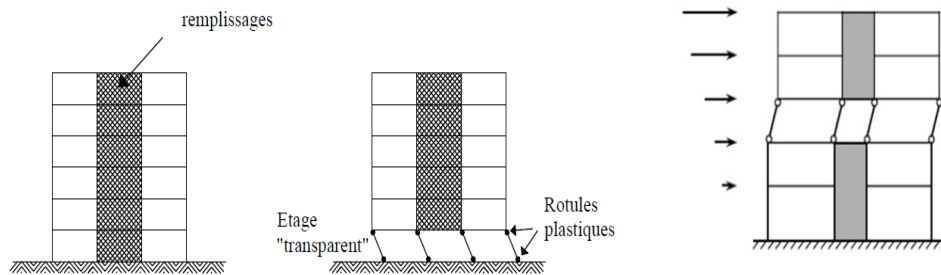


Figure 3.4 : continuité des rigidités en élévation

Une bonne corrélation entre la distribution des masses et la distribution de résistance et de raideur élimine naturellement des excentricités importantes entre masse et raideur.

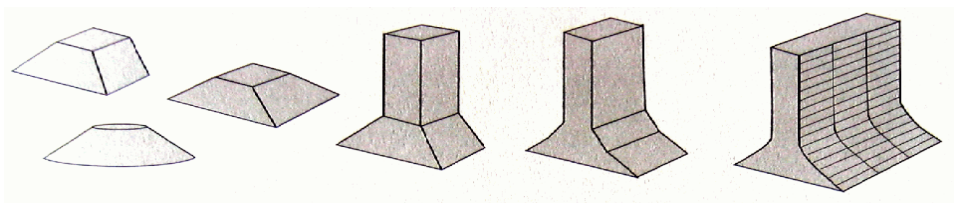


Figure 3.5 : Distribution régulière des masses.

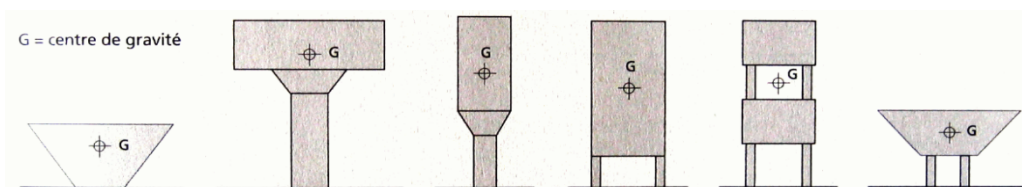


Figure 3.6 : Distribution régulière des masses.

Dans des configurations de bâtiments symétriques ou quasi symétriques, une solution évidente pour obtenir l'uniformité est de disposer les structures symétriquement, et de les distribuer régulièrement en plan.

Enfin, l'utilisation d'éléments structuraux régulièrement distribués contribue à la redondance et permet une répartition plus favorable des effets de l'action et une dissipation de l'énergie répartie sur l'ensemble de la structure.

3.2.3.hyperstaticité

Un degré élevé d'hyperstaticité, accompagné d'une capacité de redistribution, doit être recherché pour obtenir une dissipation d'énergie largement distribuée et une augmentation de l'énergie dissipée totale.

Un degré élevé d'hyperstaticité permet en principe une plus large distribution de la dissipation d'énergie entre les zones dissipatives et une augmentation du potentiel total d'énergie dissipable. Comme l'énergie totale à dissiper est relativement indépendante du nombre de zones dissipatives, la demande de déformation plastique par zone dissipative est plus faible si les zones dissipatives sont plus nombreuses. En conséquence, des valeurs plus faibles des coefficients de comportement sont attribuées aux systèmes structuraux faiblement hyperstatiques. Cependant, une hyperstaticité élevée n'est pas à elle seule le gage de l'existence de nombreuses zones dissipatives. Il faut encore que soit appliqué au dimensionnement:

- des critères de hiérarchie conduisant à la formation d'un mécanisme plastique global de la structure et empêchant, par exemple la formation d'un mécanisme d'étage, peu dissipatif et très catastrophique.
- des règles de ductilité locale garantissant que les zones plastiques premières formées soit capables de se déformer sans rupture jusqu'à la formation du mécanisme plastique global prévu de la structure.

3.2.4. Résistance et raideur dans les deux directions

Le mouvement sismique horizontal est un phénomène bidirectionnel et c'est pourquoi la structure doit être capable de résister à des actions horizontales suivant toutes les directions.

En conséquence, les éléments structuraux devraient être disposés de manière à conférer une telle résistance. Celle-ci est réalisée en général en organisant les éléments de structure en un réseau orthogonal en plan, tout en assurant des caractéristiques de résistance et de raideur similaires dans les deux directions principales.

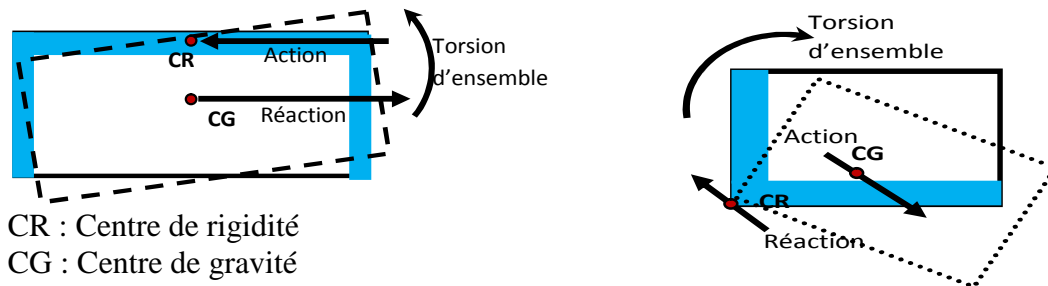


Figure 3.7 : influence de la raideur dans les deux directions

En outre, le choix des caractéristiques de raideur de la structure, tout en essayant de limiter les effets de l'action sismique (tenant compte des spécificités du site), doit tendre également à limiter les déplacements qui, s'ils étaient excessifs, pourraient conduire à des instabilités dues aux effets de second ordre, ou à des désordres importants.

3.2.5. Résistance et raideur à la torsion

Les structures de bâtiment doivent posséder, en plus de leur résistance et de leur raideur vis-à-vis d'actions latérales, une résistance et une raideur appropriées à la torsion, afin de limiter les mouvements dus à la torsion qui tendent à solliciter de façon non uniforme les divers éléments de la structure. Dans ce but, il est avantageux de distribuer les éléments résistants principaux à proximité de la périphérie du bâtiment.

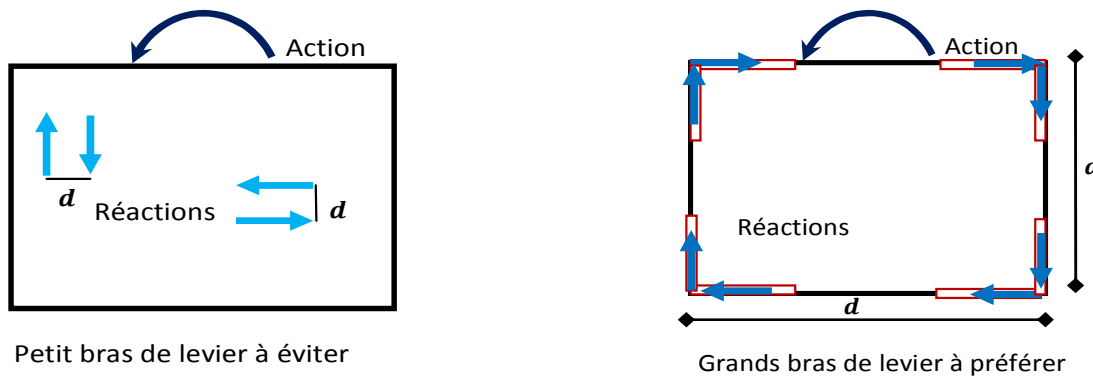


Figure 3.8 : raideur à la torsion

La distribution des contraintes dans un solide soumis à torsion est telle qu'il faut que les éléments susceptibles de donner la raideur/résistance torsionnelle à la structure soient portés le plus possible vers la périphérie du bâtiment pour atteindre leur effet maximal.

Une excentricité entre le centre de masse et le centre de cisaillement ajoute des sollicitations de torsion aux efforts horizontaux. La torsion amplifie les déformations subies par les éléments de la structure. En cas de disposition asymétrique des éléments de stabilisation latérale, le centre de rigidité ne coïncide pas avec le centre de masse et le phénomène de torsion apparaît naturellement.

En effet, pour un moment de torsion M_t donné, la résultante de cisaillement V dans chaque contreventement sera déduite de l'équilibre des moments, c'est à dire d'une relation du type

$$V = \frac{M_t}{d}$$

Plus d sera grand plus V sera Petit. Une résistance et une rigidité appropriées à la torsion sont nécessaires pour limiter les mouvements du bâtiment et les sollicitations des éléments structuraux dus à la torsion.

Le modèle du bâtiment doit représenter de manière adéquate la distribution de raideur et de masse, de telle sorte que toutes les déformations significatives et les forces d'inertie soient représentées convenablement vis-à-vis des actions sismiques considérées. Une résistance et une rigidité appropriées à la torsion sont nécessaires pour limiter les mouvements du bâtiment et les sollicitations des éléments structuraux dus à la torsion. 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. Pour la torsion, les éléments reprenant la torsion doivent être distribués assez symétriquement. Le non respect de ce principe peut conduire à une déformation permanente importante et gauchie de la structure.

3.2.6. Action des Diaphragmes.

a) 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.

1/ Transmettre les charges sismiques horizontales sur les éléments de contreventement vertical.

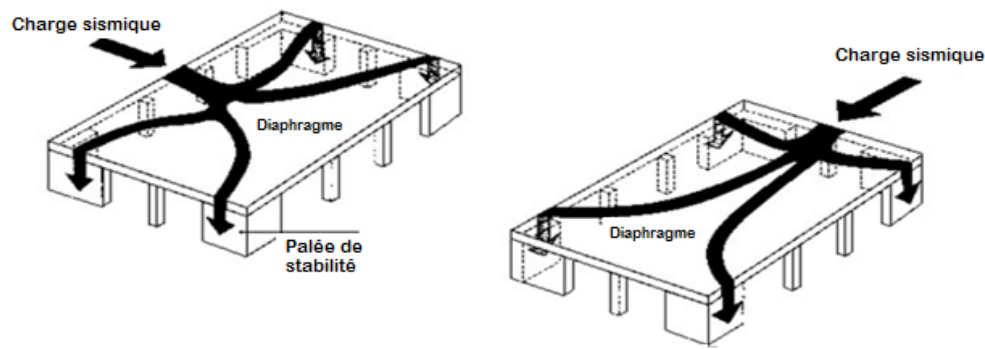


Figure 3.9 : Transmission des charges sismiques horizontales sur les éléments

La transmission des charges s'effectue par effet de poutre, car le diaphragme se comporte comme une poutre située dans le plan des charges horizontales. Les charges horizontales sont transmises sur les éléments de contreventement vertical qui, en résistant, produisent des réactions d'appui.

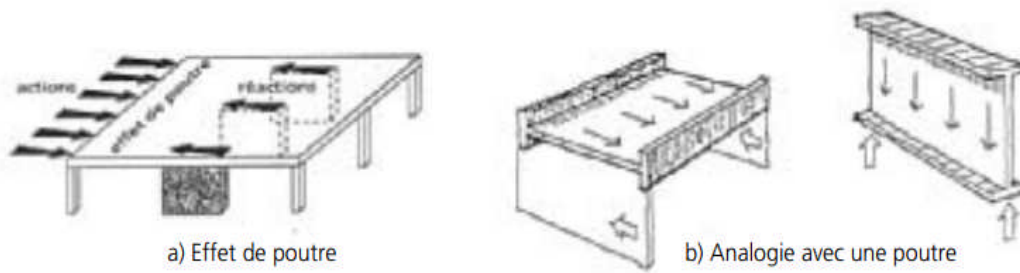


Figure 3.10 : Action des diaphragmes

Afin de donner lieu à une distribution des charges favorable, il est hautement souhaitable que les diaphragmes soient plus rigides dans leur plan que le contreventement vertical. Néanmoins, les diaphragmes "flexibles", c'est-à-dire moins rigides que le contreventement vertical, ne sont pas interdits. Mais cette situation peut donner lieu à une répartition défavorable des charges sur les éléments verticaux.

2/Raidir les bâtiments à la manière d'un couvercle de boîte. Le raidissage vise à prévenir le déversement des éléments porteurs verticaux.

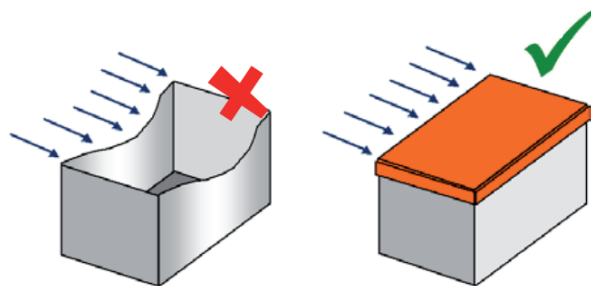
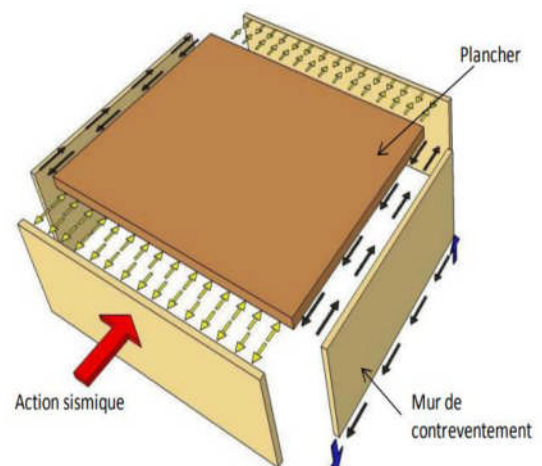


Figure 3.11: Effet raidisseur des diaphragmes.

3/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 le contreventement vertical).

- Dans les bâtiments, les planchers (y compris le toit) jouent un rôle très important dans le comportement sismique d'ensemble de la structure. Ils agissent comme des diaphragmes horizontaux qui collectent les forces d'inertie et les transmettent aux éléments structuraux verticaux et rendent ces éléments solidaires pour résister à l'action sismique horizontale. L'action des planchers en tant que diaphragmes est particulièrement importante en cas de dispositions complexes et non uniformes des systèmes structuraux verticaux ou



lorsque des systèmes ayant des caractéristiques de déformabilité horizontale différentes travaillent ensemble (par exemple, systèmes à contreventement mixte).

- Il convient que les systèmes de planchers et le toit soient dotés d'une résistance et d'une rigidité en plan adéquates et que leurs liaisons avec les systèmes structuraux verticaux soient efficaces. Il y a lieu d'accorder une attention particulière en cas de formes non compactes ou très allongées en plan et en présence d'ouvertures importantes dans les planchers ; si ces dernières sont situées à proximité des éléments structuraux verticaux principaux, elles peuvent empêcher la réalisation d'une liaison efficace entre les éléments verticaux et horizontaux de la structure.

- Il convient que les diaphragmes présentent une rigidité en plan suffisante pour la distribution des forces d'inertie horizontales aux systèmes structuraux verticaux conformément aux hypothèses de l'analyse (notamment lorsqu'il y a des changements significatifs de rigidité ou des décalages des éléments verticaux au-dessus et en dessous du diaphragme.

b) Exigences constructives :

- Ancrage périphérique : tous les éléments constitutifs doivent être ancrés en rive
- Continuité mécanique sur appuis intermédiaires
- Solidarisation des composants juxtaposés et superposés

Ces exigences sont obtenues par des dispositions constructives propres à chaque type d'ouvrage.

c) calculs des Diaphragmes Selon le RPA 99

Les diaphragmes ou contreventements horizontaux des planchers et des toitures doivent être calculés pour résister aux forces sismiques déterminées par la formule :

$$F_{pk} = \frac{F_t + \sum_{i=k}^n F_i}{\sum_{i=k}^n FW_i} W_{pk}$$

W_{pk} = poids du diaphragme et des éléments tributaires du niveau k comprenant un minimum des charges d'exploitation (voir tableau 4.6 RPA99).

F_i : Forces horizontales appliquées aux niveaux « i »

F_t : Partie de l'effort tranchant à la base, appliquée au niveau « i » en plus de F_i

F_{pk} : Force horizontale appliquée à un diaphragme au niveau « k »

La force sismique exercée sur le diaphragme sera bornée comme suit :

$$0,80 A W_{pk} < F_{pk} < 1,60 A W_{pk}$$

3.2.7 Solutions adéquates pour les fondations

Eu égard à l'action sismique, le dimensionnement et la mise en œuvre des fondations et de leurs liaisons avec la superstructure doivent assurer l'uniformité de l'excitation sismique du bâtiment. Le mouvement des fondations de la structure sur support flexible est différent du mouvement en champ libre et peut comprendre un balancement de la structure à base fixe autour d'un axe horizontal ;

Pour des bâtiments ayant des fondations isolées (semelles ou pieux), l'utilisation d'un radier ou de longrines reliant ces éléments suivant les deux directions principales est préférable, sous réserve du respect des critères dictés par les règlements parasismiques.

Ainsi, pour les structures composées de murs de contreventement isolés, généralement d'épaisseur et de raideur différentes, on devrait choisir une fondation rigide de type caisson ou alvéolé, avec un radier et une dalle supérieure.

Les forces horizontales équivalentes au séisme sont équilibrées en base de la structure par une résultante de cisaillement et un moment de flexion. Ce dernier entraîne :

- des tractions à la fondation
- des compressions à la fondation
- un risque de soulèvement en base du côté traction.

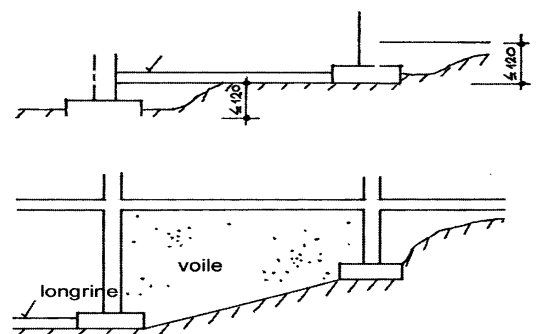
Les fondations doivent transmettre au sol, en plus des charges verticales, les charges sismiques horizontales qui sont parfois importantes. Cela requiert d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure et d'autre part, un bon ancrage au sol. Pour les structures dans les zones sismiques le concepteur doit porter attention aux points suivants :

• **Choix du système de fondations**

Le choix du système de fondation, moyennant quelques précautions (limitation de pente), est effectué dans les mêmes conditions qu'en situation non sismique.

• *Homogénéité du système de fondations*

La fondation d'un ouvrage doit constituer un système homogène pour une même unité. L'action du séisme ne doit pas être aggravée par un comportement non homogène au niveau des fondations. La problématique est rendue plus complexe par les fortes pentes et les sols non homogènes. Le liaisonnement des semelles situées à des niveaux différents est plus délicat à réaliser que sur sol plat ou à faible pente, car les fondations en amont ne doivent pas solliciter les fondations situées en aval.



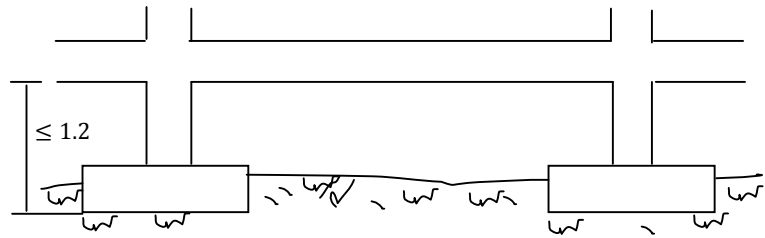
• **Figure 3.12 :** *Homogénéité du système de fondations*

• *Solidarisation des points d'appui*

Les points d'appui d'un même bloc de construction, doivent être solidarisés par un réseau bidimensionnel de longrines tendant à s'opposer à leur déplacement relatif dans le plan

horizontal. La liaison peut également être assurée par le plancher du vide sanitaire dans certains cas. Selon le RPA99, les ossatures au dessous du niveau de base, formées de

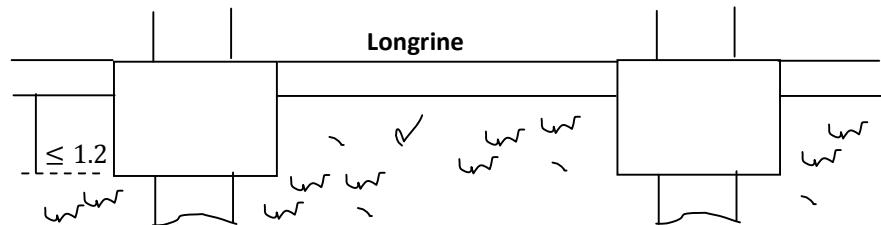
poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles, radier...) et le niveau de base.



• **Figure 3.13** : Solidarisation des points d'appui

Pour les éléments de la structure de contreventement, on peut réduire les sollicitations à la fondation en réalisant un radier général raidi par des murs en béton armé plutôt que de multiples fondations sur semelles.

Le radier répartit les réactions sur la plus grande surface possible, ce qui réduit les contraintes appliquées au sol.



• **Figure 3.14** Solidarisation des points d'appui pieux

Les massifs isolés des éléments de fondations profondes doivent être reliés par un système de liaisons parasismiques (longrines, dallage armé) situé à 1,20 m au plus au-dessus de la sous-face des massifs.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines selon le RPA9 sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S₂ et S₃

30 cm x 30 cm : site de catégorie S₄

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$$

Avec: N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarifiés.

α = coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Liaisonnement avec la structure

Dans le cas de fondations profondes, sauf cas particuliers, il doit être établi entre la structure et ses fondations une liaison tendant à s'opposer à leur déplacement relatif.

Joint de fractionnement

Dans le cas où la configuration et la nature du sol de fondation entre deux blocs de construction seraient de nature et de caractéristiques différentes, il est nécessaire de créer un joint de rupture permettant d'assurer l'indépendance de chaque bloc.

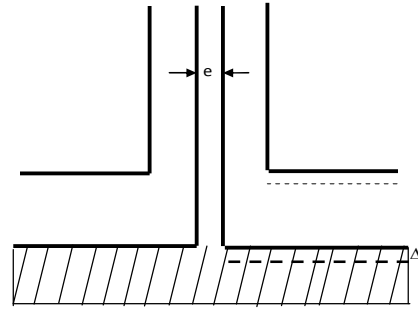


Figure3.15 : joint de fractionnement

3.3. Critères de régularité de la structure

Chaque bâtiment (et sa structure) doit être classée selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non, selon les critères ci-dessous

3.3.1. Régularité de la structure

Dans le cas du calcul sismique, on distingue les structures de bâtiment régulières et irrégulières. Cette distinction a des implications sur les aspects du dimensionnement sismique à savoir :

- le modèle de structure peut être simplifié plan, ou bien tridimensionnel ;
- la méthode d'analyse peut être soit simplifiée monomodale, soit multimodale ;
- la valeur du coefficient de comportement R peut être minorée selon le type d'irrégularité en élévation.

Ces irrégularités peuvent être classées comme suit :

- irrégularité géométrique dépassant les limites indiquées par les règlements ;
- distribution irrégulière de la surcapacité, en élévation, dépassant les limites indiquées par les règlements.

En ce qui concerne les conséquences de la régularité de la structure sur son dimensionnement, on prend en compte séparément la régularité du bâtiment, en plan et en élévation, conformément au règlement. Les critères de régularité donnés par le règlement doivent être considérés comme des conditions nécessaires. Le concepteur doit vérifier que la régularité envisagée pour la structure prend en compte l'ensemble des éléments structuraux ou non structuraux susceptibles d'affecter la distribution des raideurs et des masses.

Chaque bâtiment (et sa structure) doit être classée selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non, selon les critères ci-dessous.

3.3.2. Critères de régularité en plan

Selon le RPA99/2003 une la vérification de la régularité en plans s'effectue en vérifiant les conditions suivantes :

1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

2. 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.
3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.

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.

4. 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.

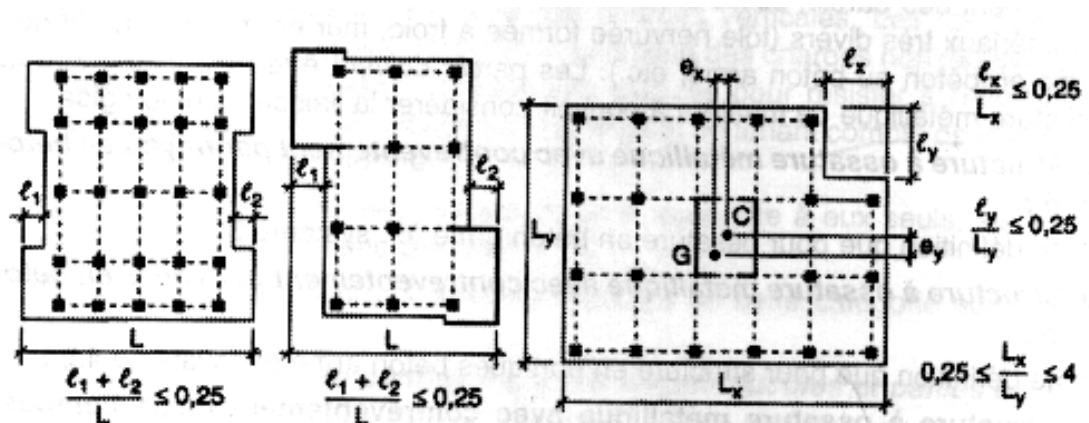


Figure 3.16 : Limites des décrochements en plan

3.3.2. Régularité en élévation

b1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

b2 Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment

b4. 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.

Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs etc. pourront ne pas respecter les règles b3 et b4 et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires

D'une manière générale, se reporter aux schémas illustratifs ci-après.

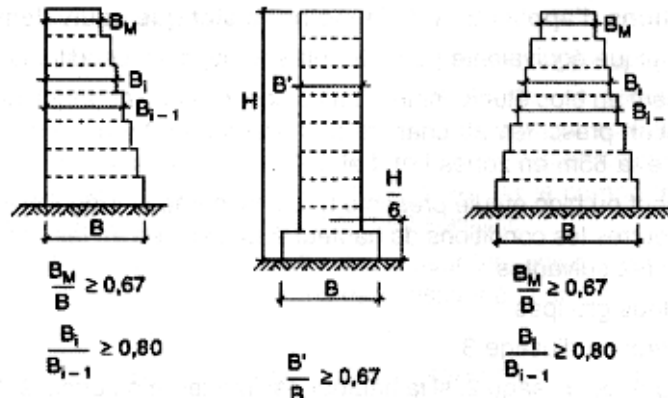


Figure 3.17 : Limites des décrochements en élévation

Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan (a1 à a4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait

Un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation (b1 à b4) sont respectés.

Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

Un bâtiment est classé régulier s'il est à la fois régulier en plan et en élévation.

4.1. Introduction

Pour le dimensionnement d'une structure en zone sismique, il est nécessaire de définir un ensemble de paramètres qui interviennent dans l'estimation de l'effort correspondant. La détermination de l'effort sismique dépend de la nature du sol, du type de la structure et de la zone sismique.

Dans ce chapitre on va présenter les différents critères de la classification à savoir : la classification des zones sismiques en Algérie, la classification des sites et des ouvrages selon le RPA 99, par la suite on va donner certaines notions sur les contreventements et le coefficient de comportement.

4.2. Classification des Zones sismiques selon le RPA(99)

Selon le RPA99 le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

zonage sismique RPA 99	zonage sismique
Zone O : sismicité négligeable	Zone 0 : Sismicité négligeable
Zone I : sismicité faible	Zone I : Sismicité faible
Zone II : sismicité moyenne	Zones II a et II b : Sismicité moyenne
Zone III : sismicité élevée	Zone III : Sismicité élevée

La figure 4. 1 représente la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas.

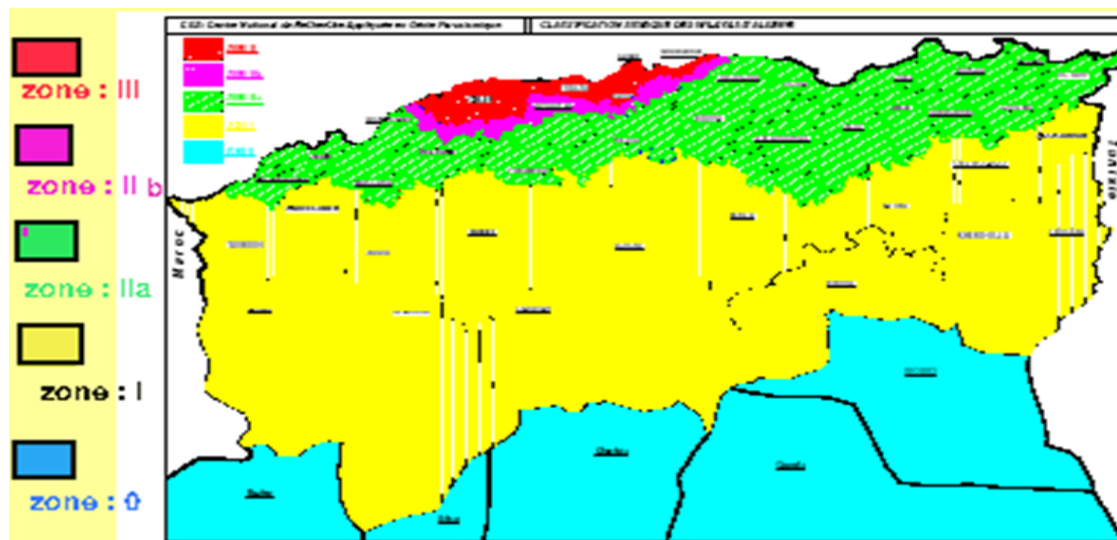


Figure4.1 : carte de zonage sismique en Algérie.

4.3. Coefficient d'accélération

Le RPA99/v2003, considère le coefficient d'accélération en combinaison avec la classification des zones dans un seul coefficient qui est le coefficient d'accélération des zones A. les tableaux suivants donnent les valeurs du coefficient d'accélération "A" selon le RPA99 et RPA99/2003 pour les différentes zones.

Tableau 4. 1 : Coefficient d'accélération

	ZON		
Grp	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

Anciennes valeurs

	ZON			
Grp	I	II a	II b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.4
1B	0.12	0.20	0.25	0.3
2	0.10	0.15	0.20	0.2
3	0.07	0.10	0.14	0.1

Nouvelles valeurs

4.4. Classification des ouvrages selon leur importance

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. La classification préconise des seuils minima de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage pour une protection accrue, compte tenu de la nature et de la destination de l'ouvrage vis à vis des objectifs visés. Dans ce qui suit en présentera la classification des ouvrages selon le règlement parasismique Algériens(RPA99) :

Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale

Selon le règlement parasismique, les ouvrages vitaux 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, ces ouvrages sont:

- 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

Groupe 1B : Ouvrages de grande importance

Ce groupe concerne les 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.

On distingue aussi pour ce groupe, 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

Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne

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,...

Groupe 3 : Ouvrages de faible importance

- ✓ Bâtiments industriels ou agricoles abritant des biens de faibles valeurs.
- ✓ Bâtiments à risque limité pour les personnes
- ✓ Constructions provisoires

4.5. Sites d'implantation - facteur d'amplification dynamique moyen

4.5.1. Classification des sites

L'expérience montre que les conditions de sol ont une incidence majeure sur le degré de dommages sismiques. Le sol de fondation idéal est horizontal, sain, sec ferme et homogène sur une épaisseur relativement importante. Il doit rester stable sous l'action de l'eau ou de vibration. Les sols rocheux transmettent facilement des vibrations grâce à leur rigidité, il s'avèrent plus favorables que les sols meubles. Ceux-ci peuvent donner lieu à des mouvements globaux et différentiels de grandes amplitudes. La similitude des périodes propres des structure et le sol de fondations peut entraîner une résonance. Les actions sismiques sont caractérisées généralement par des spectres paramétrés :

- d'une part par des « accélérations d'ancrage », dépendant d'une part de la zone de sismicité et de la classe d'importance du bâtiment ;

• et d'autre part des formes spectrales normalisées dépendant de conditions de site ; Dans ce qui suit, on présentera la classification des sols selon le règlement parasismique algérien, ainsi les différents paramètres qui interviennent dans la classification.

4.5.2. Classification des sites RPA99

La classification des sites est déterminée sur la base des paramètres géotechniques résultants de la reconnaissance des sols. Selon le RPA 99 (2003) les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Catégorie S₁ (site rocheux) : Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement (V_s) \geq à 800m/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 10 m de profondeur.

Catégorie S₄ (site très meuble) :

- Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

- Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres

Par ailleurs, outre les valeurs des vitesses d'ondes de cisaillement, les valeurs moyennes harmoniques d'autres résultats d'essais (pénétrömètre statique, SPT, pressiomètre...) peuvent être utilisées pour classer un site, les valeurs des paramètres de classification pour les différents essais sont obtenues sont donné par les formules suivants :

<p>1 - Pénétrömètre statique</p> $\bar{q}_c = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{q_{ci}}\right)}$	<p>q_{ci} résistance de pointe moyenne à travers la couche (i) h_i épaisseur de la couche</p>
<p>2 - Essai SPT :</p> $\bar{N} = \frac{h_s}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{N_i}\right)}$	<p>$N_i < 100$ nombre de coups moyens non corrigé, enregistré à travers la couche(i) d'épaisseur h_i. h_s épaisseur totale des couches de sols granulaires (sable et/ou gravier)</p>
<p>3 Pressiomètre</p> $\bar{P}_l = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{P_{li}}\right)}$ $\bar{E}_P = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{E_{pi}}\right)}$	<p>P_{li}: Pression limite moyenne à travers la couche(i) d'épaisseur h_i. E_{pi} Module pressiométrique moyen à travers la couche(i) d'épaisseur h_i.</p>
<p>4- Résistance en compression simple :</p> $\bar{q}_u = \frac{h_c}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{q_{ui}}\right)}$	<p>h_c : épaisseur totale des couches de sols cohérents, argile et/ou marne. q_{ui}: résistance en compression simple à travers la couche(i) d'épaisseur h_i.</p>
<p>5 - Vitesse des ondes de cisaillement</p> $\bar{V}_s = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{V_{si}}\right)}$	<p>V_{si}: Vitesse d'onde de cisaillement à travers la couche(i) d'épaisseur h_i.</p>

--	--

Les valeurs obtenues peuvent être utilisées pour classer un site selon le tableau suivant(RPA99) :

Tableau 4.2 : Classification des sites selon RPA99

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	0.1 ~ 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

4.5.3. Cas nécessitent des investigations approfondies

Le comportement dynamique des sols est complexe et les mesures des caractéristiques dynamiques sur le site, comme au laboratoire, font appel à des techniques variées. La nature et le nombre d'essais à effectuer dépendent du sol : plus le sol est hétérogène, plus les essais seront nombreux et détaillés. Dans certains cas les conditions de site nécessitent des investigations approfondies, ces cas sont les suivantes :

- ✓ présence de sols instables sous les actions sismiques tels que : sols liquéfiables, sols faiblement cimentés, anciens remblais.
- ✓ présence de sols vaseux ou d'argile avec une très forte teneur en matière organique sur une épaisseur de plus de 3 m.
- ✓ présence d'argile très plastique (indice de plasticité $I_p > 75$) sur une épaisseur de plus de 6 m.
- ✓ présence sur une épaisseur de plus de 30 m d'une couche d'argile molle à moyennement raide ($q_c = 1.5$ à 5 MPA, $p_l = 0.5$ à 2 MPA, $E_p = 5$ à 25 MPA, $q_u = 0.1$ à 0.4 MPA).

4.5.4. Facteur d'amplification dynamique moyen

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

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

T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau suivant :

Tableau 4.3(RPA9) : Valeurs de T_1 et T_2 (RPA99)

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

Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique à la figure 4.2 suivante pour un amortissement $\xi = 5\%$:

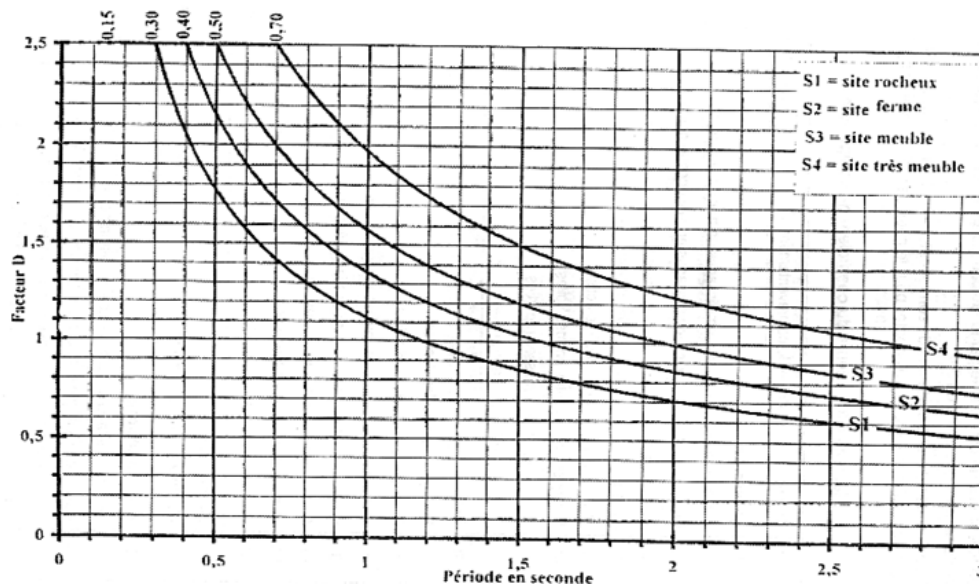


Figure 4.2 : facteur d'amplification dynamique moyen

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

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

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

4.6. Systèmes de contreventement

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.). Afin d'assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins trois 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). Pour le cas des bâtiments, on distingue des contreventements horizontaux et des contreventements verticaux.

4.6.1. Contreventement vertical

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

- **leur nombre** : le nombre d'éléments de contreventement doit être choisis de manière à les disposer sans affecté la conception de la structure.
- **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. Les contreventements doivent être contenus verticalement.

Les éléments **verticaux de contreventement** peuvent être classés en plusieurs catégories à savoir :

A. Contreventement assuré par portiques

Les portiques doivent être conçus pour résister non seulement aux forces de pesanteur, mais également aux forces horizontales ; celle résistance implique la rigidité des nœuds. Cette solution conduit en général à des sections de béton et d'armatures plus importantes, et à des dispositions de ferrailage plus complexes que celles usuellement adoptées dans les structures les plus courantes de bâtiments.

B. Contreventement assuré par pans rigides

La rigidité des pans de contreventement peut être assurée :

- soit par des triangulations en béton armé ;
- soit par des voiles en béton armé ;
- soit éventuellement par des remplissages en maçonnerie de résistance suffisante entre éléments (poteaux et poutres) de l'ossature en béton armé.

C. Contreventement triangulé

La présence des triangulations crée souvent des difficultés pour la réalisation d'ouvertures dans les pans de contreventement : on peut quelquefois trouver une solution plus satisfaisante en disposant les éléments de triangulation non plus sur la hauteur d'un étage, mais sur celle de deux étages (figures 4.3).

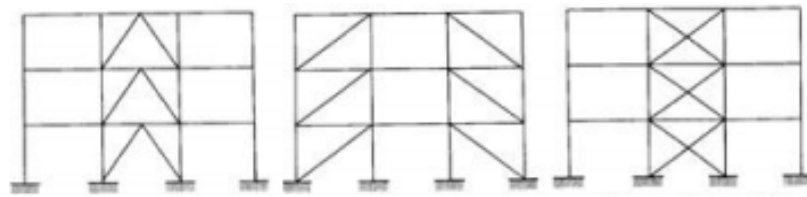


Figure 4.3 : pans triangulés

D. Contreventement avec voile en béton

La solution de contreventement avec voiles en béton armé est actuellement très répandue ; très souvent, les voiles en cause, disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales, sans être obligatoirement renforcés par des poteaux. Ils assurent ainsi, dans des conditions économiques, à la fois la transmission des charges de pesanteur et le contreventement dans la direction transversale des bâtiments.

Classification des types de voiles

- ❖ -Voile pleine où -voile sans raidisseur (Figure 4.4a)
- ❖ -voile avec raidisseur (Figure 4.4 b)
- ❖ -Voile avec une seule file d'ouverture (Figure 4.4c)
- ❖ -Voile avec plusieurs files d'ouvertures (Figure 4.4 d)

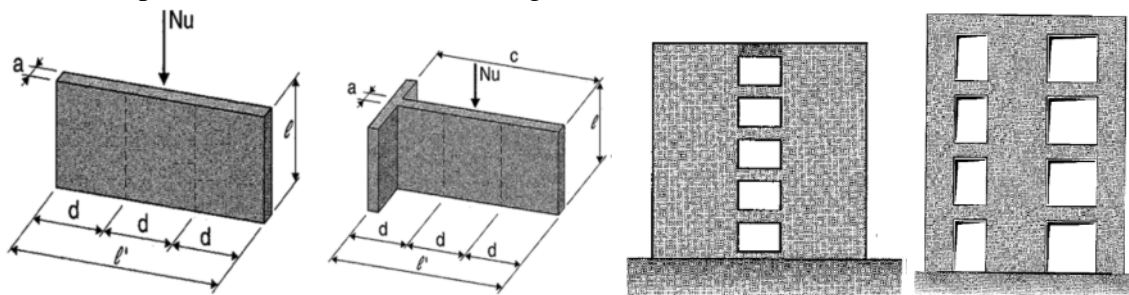


Figure 4.4 : Classification des types de voiles

E. Contreventement par remplissage en maçonnerie

La solution d'assurer le contreventement par des remplissages en maçonnerie de résistance suffisante est plus spécialement à retenir dans le cas de bâtiments comportant un nombre limité d'étages. Il faut évidemment pour ce type de contreventement, s'assurer que les murs en maçonneries ne sont pas appelés à disparaître ou à être modifiés par percement ultérieur d'ouvertures.

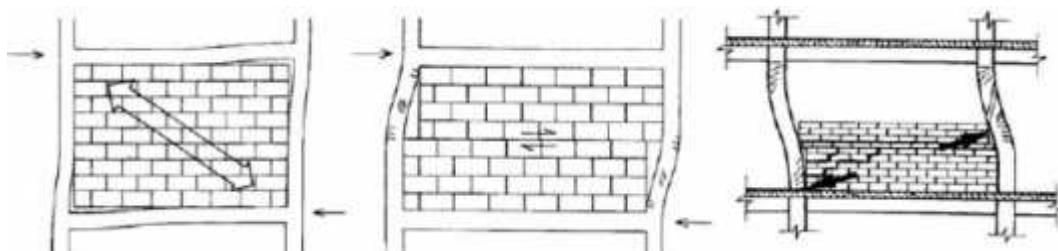


Figure 4.5 : contreventement par remplissage en maçonnerie.

F. Solutions mixtes

On peut très bien avoir recours à des solutions mixtes, utilisant simultanément plusieurs des solutions mentionnées précédemment. La difficulté essentielle est de définir la répartition des forces horizontales entre les divers pans de contreventement, dont les déformabilités peuvent être très différentes en raison de leurs dimensions et de leur constitution.

4.6.2. Contreventement horizontale

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.

4.6.3. Classification des systèmes de contreventements selon le RPA99

Dans le règlement parasismique Algérien (RPA99), la classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique. Les systèmes de contreventement retenus dans les règles sont classés selon les catégories tableau 4.3.

Conditions minimales sur les files de contreventement selon le RPA

- *système de portiques* : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

- *système 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.

4.7. Facteur de comportement

Le coefficient de comportement est un Coefficient forfaitaire caractérisant la capacité d'une structure à dissiper l'énergie dans le domaine des déformations non élastiques, c'est-à-dire au prix de dommages. Le facteur de comportement est un facteur introduit dans les règlements parasismiques pour réduire les forces élastiques obtenues d'une analyse élastique linéaire, pour tenir compte de la dissipation d'énergie au court du tremblement de terre. Ce facteur de comportement tient compte globalement de la capacité dissipative hystérétique de la structure, permettant de ramener son dimensionnement à un niveau de comportement élastique avec l'introduction de forces sismiques équivalentes d'intensité réduite (et même de type statique).

Le coefficient de comportement ou bien le facteur réducteur des efforts (en anglais : Structural Response Modification Factor) noté R dans le code américain UBC et le règlement parasismique algérien RPA et q dans les eurocodes, proposé pour la première fois par le code ATC-3-06 en 1978, est défini comme le rapport entre la force latérale maximale élastique

(V_e) et la force latérale inélastique de dimensionnement (V_d). Il est donné par l'expression suivante :

$$R = \frac{V_e}{V_d}$$

Le facteur de comportement qui est considéré comme l'ingrédient principal des analyses élastique sert donc à réduire l'effort tranchant élastique à la base à un effort tranchant de dimensionnement beaucoup plus faible que le premier. En effet, puisqu'un effort n'est que la multiplication d'une contrainte par une section, donc réduire l'effort veut dire réduire les sections, en d'autre terme par exemple pour un coefficient de comportement qui est égal à 5, une section qui faisait 1m² sera réduite en une section égale à 0.2m², ce qui mène à respecter les critères économiques.

4.7.1. Méthodes d'évaluation du facteur de comportement

Plusieurs méthodes ont été proposées dans la littérature pour l'évaluation du facteur de comportement des structures. On cite les méthodes basées sur :

La ductilité :	l'approche énergétique :	l'accumulation des
Méthode de Newmark et Hall	Méthode de Como et Lanni	dommages
Méthode de Giuffre et Giannini		Facteur de sur-résistance
Méthode de Krawinkler et Nassar		Facteur de redondance

4.7.2. Valeurs du coefficient de comportement pour les structures selon les règlements

a. Règlement européen Eurocode8

Eurocode8 définit les valeurs du coefficient de comportement comme le produit de cinq facteurs. Ce produit doit être supérieur à 1.5 :

$$q = q_0 K_D K_W K_R K_{\eta} \geq 1,5$$

k_D : coefficient dépendant de la classe de ductilité.

k_R : coefficient dépendant de la régularité en élévation de la structure.

k_w : coefficient reflétant le mode de rupture prédominant dans les systèmes à murs.

K_{η} : coefficient reflétant la densité de cloisonnement et autres éléments secondaires participant à la dissipation d'énergie.

q_0 : valeur de base du coefficient de comportement, dépendant du type de structure. Les valeurs de q_0 sont regroupées dans le tableau ci-après :

b. Règlement parasismique algérien (RPA)

La valeur unique du coefficient de comportement pour les structures est donnée par le tableau 4.3(RPA) en fonction du système de contreventement. En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

Tableau 4.4 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	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 des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
B	Acier	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature 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 console verticale	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	
16	Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades	3,5 4
17	Systèmes comportant des transparences (étages souples)	2

Le coefficient de comportement dépend de la classification des systèmes de contreventement et de ductilité des structures et d'autres paramètres. Dans l'EC 8 est déterminé par une formule approché par contre dans le RPA99/V2003 est donné par des valeurs selon le type de contreventement.

5.1. Présentation de la méthode statique équivalent

L'approche statique équivalente a comme principe de base de substituer aux efforts dynamiques développés dans une structure par le mouvement du sol des sollicitations statiques calculées à partir d'un système de forces dans la direction du séisme et dont les effets causés équivalent à ceux de l'action sismique. La force statique équivalente est donnée par une expression forfaitaire qui relie d'une façon quantitative les paramètres de mouvement du sol, les propriétés physiques et dynamiques du bâtiment et son usage principale.

5.2. Principe

Pour la méthode statique équivalente, les forces dynamiques réelles 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.

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.

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.

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

- Une ductilité suffisante
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures

5.3. Conditions d'application selon le RPA99

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

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : • Tous groupes

Zone II : • Groupe d'usage 3

• Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

• Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

• Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

- Zone III :**
- Groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
 - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

5.4. Modélisation

a) 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 sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

5.5. 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 :

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

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1(RPA99) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

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).

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

T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7(RPA99).

Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique à la figure 4.1(RPA99) pour un amortissement $\xi = 5\%$.

R : coefficient de comportement global de la structure (voir tableau 4.4 chapitre 4) ;

Q : facteur de qualité ;

La valeur de Q est déterminée par la formule :

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

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 5.1 (Tiré du RPA99).

Tableau 5.1 : pénalité à retenir

Critère 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

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

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

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

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

Tableau 5.2 : valeurs de ξ (RPA99)

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

W : poids total de la structure,

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

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

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 4.5(RPA99).

Tableau 5.3 : 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

5.5.1. Estimation de la période fondamentale de la structure (RPA99)

Selon le RPA99, la valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

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

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

- 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 5.4:

Tableau 5.4 : valeurs du coefficient C_T (RPA99)

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 :

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

où 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 les deux relations précédentes.

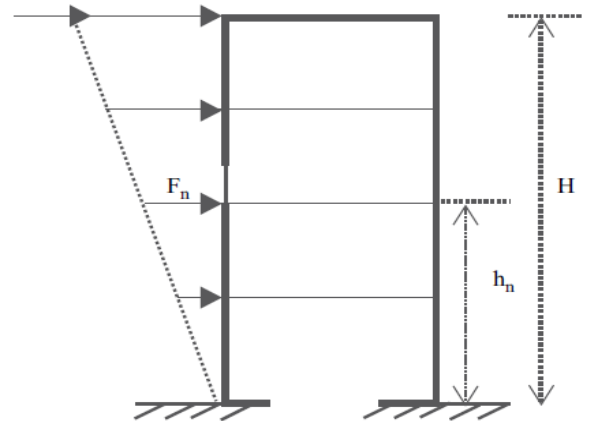
5.5.2. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

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

$$V = F_t + \sum F_i$$

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

- F_t doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$ 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 petit 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 :



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

5.5.3. Distribution horizontale des forces sismiques

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

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

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

5.6. Effet de la Torsion et distribution des efforts sur les refonds

Dans le contexte de l'action sismique, plusieurs faits sont à l'origine de la torsion des bâtiments. Il y a d'abord l'existence d'excentricités structurales entre les centres de gravité G_i et les centre de rigidité C_{Ri} (ou centre de torsion à chaque niveau i).

Les composantes horizontales de l'action sismique induisent dans une structure, outre la flexion et le cisaillement, de la torsion, car le centre de gravité G_i , point de passage de la force

d'inertie engendrée par le tremblement de terre à un niveau i donné, n'est généralement pas confondu avec le centre de torsion S (C_R) de cet étage. Il en résulte les moments de torsion.

$$\begin{cases} Mt = V_y \cdot e_x \\ \text{ou} \\ Mt = V_x \cdot e_y \end{cases}$$

Dans une construction multi - étagée, les centres de masses G_i des différents étages i ne sont pas nécessairement sur une même verticale, pas plus que les centres de torsion CR_i . Un niveau j dont le centre de masse G_j serait confondu avec le centre de torsion CR_j peut donc quand même être soumis à une torsion résultant des décalages entre G et S aux niveaux supérieurs.

5.6.1. Centre de cisaillement et excentrement.

Le centre de cisaillement représente le centre de gravité des moments d'inerties des éléments de la stabilisation.

Les coordonnées x_s et y_s du centre de cisaillement se déterminent selon les équations suivantes :

$$x_s = \frac{\sum_i I_{ix} \cdot x_i}{\sum_i I_{ix}}$$

$$y_s = \frac{\sum_i I_{iy} \cdot y_i}{\sum_i I_{iy}}$$

La répartition des forces dans les refond dues à un effort V_y est représenté sur la figure. L'effort V_y étant une force d'inertie, elle agit au centre de masse G . pour les déformations de l'étage, il faut considérer les efforts par rapport au centre de cisaillement S et y ramener l'effort V_y qui doit alors être accompagné d'un moment de torsion T_s dont l'intensité $V_y \cdot e_x$, le produit de l'effort par l'excentricité.

Aux efforts de translation s'ajoute alors des efforts supplémentaires de la torsion.

Les efforts sur chaque refond (viol, poteau.) se déterminent par les formules suivantes :

$$V_{ix} = V_x \frac{I_{iy}}{\sum_i I_{iy}} - T_s \frac{I_{iy} \bar{y}}{\sum_i (I_{ix} \bar{x}_i^2 + I_{iy} \bar{y}_i^2)}$$

ET

$$V_{iy} = V_y \frac{I_{ix}}{\sum_i I_{ix}} + T_s \frac{I_{ix} \bar{x}}{\sum_i (I_{ix} \bar{x}_i^2 + I_{iy} \bar{y}_i^2)}$$

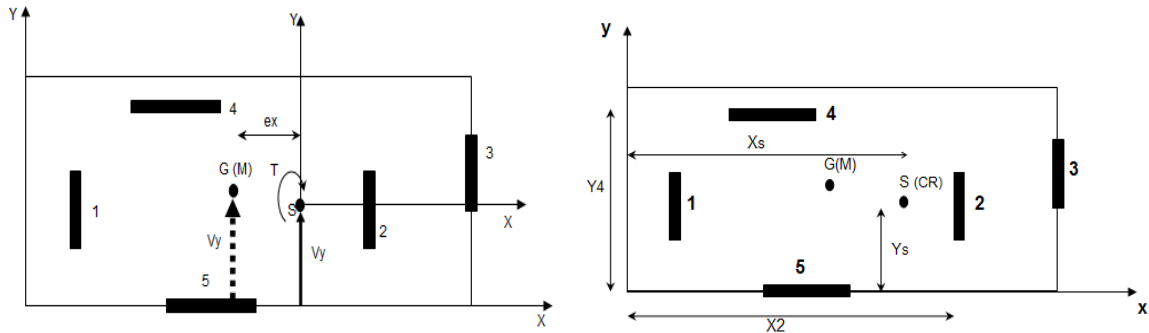


Figure 5.2 : Centre de cisailment et excentrement

La torsion résultant de la non-coïncidence des centres de gravité G avec les centres de torsion S , qu'on appelle la torsion "naturelle", cependant que la distance entre G et $S(CR)$ est appelée excentricité structurale e_0 .

5.6.2. Effet accidentel de la torsion

En complément à l'excentricité calculée, et afin de tenir compte des incertitudes concernant la localisation des masses et la variation spatiale du mouvement sismique, le centre de gravité calculé de la masse de chaque plancher i doit être déplacé dans chaque direction, par rapport à sa position nominale, d'une excentricité accidentelle additionnelle.

La torsion résultant des incertitudes et phénomènes additionnels divers, qu'on appelle dans la torsion "accidentelle" et qui est traduite dans une excentricité accidentelle e_a additionnelle à l'excentricité structurale e_0 .

$$e_{ai} = \pm 0,05 Li$$

Où e_{ai} est l'excentricité accidentelle de la masse du niveau i par rapport à sa position nominale, appliquée dans la même direction à tous les niveaux et Li est la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Pour un séisme de direction y , les moments de torsion de calcul à considérer dans l'analyse simplifiée sont :

$$Mt1 = Vi (e_{0x} + 0,05 Li)$$

Et

$$Mt2 = Vi (e_{0x} - 0,05 Li).$$

De même pour un séisme de direction x .

5.6.3. Effet de la torsion d'axe vertical selon le RPA99 :

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs:

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion)
- excentricité théorique résultant des plans.

5.7. Justification de la sécurité -combinaisons d'actions

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limites.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$G + Q + E \quad (1)$$

$$0.8 G \pm E \quad (2)$$

Pour les poteaux dans les ossatures autostables, la combinaison (1) est remplacée par la combinaison suivante:

$$G + Q + 1.2 E \quad (3)$$

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation non pondérées

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

Bien qu'aucune mention n'ait été faite des effets de l'accélération verticale due aux séismes, ces effets sont inclus comme suit :

La combinaison (1) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge d'exploitation est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (environ 40% à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

La combinaison (2) tient compte de la réduction de la charge verticale qui se produira à cause des effets de l'accélération verticale

Dans les combinaisons précédentes, il y a lieu de tenir compte de la réversibilité des charges sismiques.

Pour les poteaux, la combinaison **G+P+1.2 E** en (3) a pour objet de leur fournir une meilleure résistance aux effets des moments de renversement dus aux mouvements sismiques majeurs.)

6.1. Introduction

La méthode modale spectrale est donnée comme l'une des méthodes de référence par le RPA99. Le comportement de la structure étudiée est supposé élastique et la sollicitation sismique est décrite à l'aide d'un spectre de repose appelé spectre de calcul. Cette méthode est très utilisée vue que les logiciels permettent une saisies interactive de la géométrie et des paramètres sismiques.

Dans ce chapitre on présente les bases théoriques de la méthode, puis on la présente dans son aspect d'application réglementaire.

6.2. Réponse sismique de l'oscillateur a n degrés de liberté

6.2.1. Equation de l'équilibre dynamique

La figure suivante schématise le système à étudier. C'est un système a plusieurs degrés de libertés.

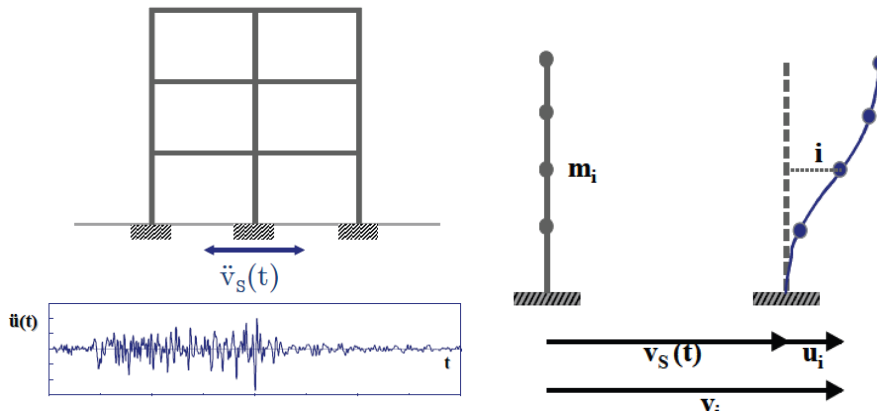


Figure 6.1 : Système à N DDL

On introduit deux référentiels, l'un fixe et l'autre lié au support du système. Les degrés de liberté (translations et rotations) des différents nœuds du modèle sont représentés dans le repère fixe par le vecteur \mathbf{V} de composantes $\{V_1, V_2, \dots, V_N\}$ où N est le nombre de degrés de liberté; soit \mathbf{U} le vecteur donnant les mêmes quantités dans le repère mobile lié au support.

$$\mathbf{V} = \mathbf{U} + \mathbf{I}\mathbf{V}_s(t)$$

Où \mathbf{I} est le vecteur donnant la direction de la sollicitation. Le vecteur \mathbf{I} a pour composantes 1 dans la direction du mouvement de translation, 0 pour les autres degrés de liberté. Ainsi pour le portique de la figure (6.1), si on considère que chaque nœud possède trois degrés de liberté (deux translations dans le plan et une rotation autour d'un axe perpendiculaire au plan de la figure), le vecteur \mathbf{I} s'écrira en ordonnant les degrés de liberté-translation horizontale, translation verticale et rotation d'axe horizontal:

$$\mathbf{I}^T = \{1, 0, 0, 1, 0, 0, \dots, \dots\}$$

Dans ces conditions, les différentes forces agissant sur les masses du système sont :

- la force de rappel élastique $F_s = K \cdot u$
- la force de rappel de l'amortisseur $F_D = C \cdot \dot{u}$

- la force d'inertie $F_I = M\ddot{V}$

On notera que les forces internes, élastiques et d'amortissement, s'expriment en fonction des matrices de rigidité et d'amortissement et des déplacements et vitesses *relatives*.

Les forces d'inertie s'expriment en fonction de la matrice de masse et des accélérations *absolues*. L'équation d'équilibre dynamique du système s'obtient en écrivant la nullité de l'ensemble de ces efforts, soit :

$$F_s + F_D + F_I = 0$$

$$M(\ddot{V}) + c\dot{u} + Ku = 0$$

Alors on aura :

$$M\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -M\ddot{V}_s(t)$$

Avec

$$P(t) = -M\ddot{V}_s(t)$$

6.2.2. Décomposition modale

Écriture d'un problème aux valeurs propres

$$[M]\{\ddot{U}\} + [K]\{U\} = \{0\}$$

Alors

$$\{\ddot{U}(t)\} = -\omega^2\{U(t)\} = -\omega^2\{\bar{U}\}e^{i\omega t}$$

On pose une solution de la forme :

$$\{U(t)\} = \{\bar{U}\}e^{i\omega t}$$

Alors on obtient

$$-\omega^2[M]\{\bar{U}\} + [K]\{\bar{U}\} = \{0\}$$

Donc l'écriture générale d'un problème aux valeurs propres sera :

$$([K] - \omega^2[M])\{\bar{U}\} = \{0\}$$

Avec

$$\begin{cases} \omega^2 = a = \text{valeurs propres} \\ \text{et} \\ \{\bar{U}\} = D_j = \Phi_j = \text{vecteur propre} \end{cases}$$

On calcule

$$\det([K] - \omega^2[M]) = 0$$

On obtient les ω_j^2

Pour chaque ω_j^2 on calcule :

$$([K] - \omega_j^2[M])\{D_j\} = 0$$

Et on trouve le vecteur $\{D_j\}$ correspondant.

Appelant Φ la matrice de dimensions $N \times N$ contenant les N vecteurs modaux $D_j = \phi_j$, sur la base modale, le vecteur U s'exprime par :

$$U = \Phi Y = \sum_{j=1}^N D_j Y_j(t) \quad (6)$$

Tenant compte des propriétés d'orthogonalité des vecteurs propres par rapport aux matrices \mathbf{K} et \mathbf{M} , et en faisant l'hypothèse que la matrice \mathbf{C} possède la même propriété, on obtient les N équations découplées :

$$\ddot{y}_j(t) + 2\xi_j \omega_j \dot{y}_j(t) + \omega_j^2 y_j(t) = \frac{p_j(t)}{m_j} \quad , j = 1, N \quad (7)$$

Dans laquelle on a posé avec les notations usuelles :

Masse généralisée

$$m_j = D_j^T M D_j$$

Raideur généralisée

$$k_j = D_j^T k D_j$$

Amortissement

$$\xi_j = \frac{D_j^T C D_j}{2m_j \omega_j}$$

Pulsation propre

$$\omega_j^2 = \frac{k_j}{m_j}$$

Chargement généralisé

$$p_j = -D_j^T M I \ddot{V}_s(t) = -L_j \ddot{V}_s(t) \quad (8)$$

6.2.3. Solution temporelle

Les méthodes d'analyse fréquentielle, ou temporelle, permettent alors d'obtenir les solutions des N équations découplées :

$$y_j(t) = -\frac{L_j}{m_j \omega_{Dj}} \int_0^t \ddot{V}_s(\tau) e^{-\xi_j \omega_j(t-\tau)} \sin[\omega_{Dj}(t-\tau)] d\tau \quad (9)$$

Posant :

$$\alpha_j = \frac{D_j^T M I}{D_j^T M D_j} \quad (*)$$

α_j est appelé *facteur de participation*, montre clairement que la valeur de α_j dépend de la norme adoptée pour le mode propre D_j . Le mode propre D_j étant défini à une constante multiplicative près, une multiplication de D_j par un coefficient λ , divise le facteur de participation par λ .

On notera la propriété remarquable relative aux facteurs de participation:

$$\sum_{j=1}^N \alpha_j D_j = I \quad (**)$$

Qui s'obtient immédiatement en pré-multipliant (***) par $D_i^T M$ et en tenant compte de la propriété d'orthogonalité des modes propres et de la relation (*) :

$$D_i^T M \sum_{j=1}^N \alpha_j D_j = D_i^T M D_j \alpha_i = D_i^T M I$$

Le déplacement U_j dans le mode j s'écrit

$$U_j = D_j y_j(t) = \alpha_j D_j q_j(t)$$

Où $q_j(t)$ est solution de l'équation différentielle

$$\ddot{q}_j(t) + 2\xi_j \omega_j \dot{q}_j(t) + \omega_j^2 q_j(t) = -V_s(t) \quad , j = 1, N$$

Une fois la réponse de chaque mode déterminée, le déplacement total s'obtient par sommation sur l'ensemble des modes :

$$U = \sum_{j=1}^N U_j = \sum_{j=1}^N \alpha_j D_j q_j(t)$$

6.2.4. Calcul des efforts

La réponse en déplacement dans le mode j étant déterminée, l'effort élastique dans le système s'obtient par :

$$F_j = K U_j = \alpha_j K D_j q_j(t)$$

Tenant compte du fait que D_j est un vecteur propre :

$$K D_j = \omega_j^2 M D_j$$

D'où

$$F_j = \alpha_j \omega_j^2 M D_j q_j(t)$$

L'effort total résultant de la superposition de l'ensemble des modes s'écrit :

$$F = \sum_{j=1}^N F_j = \sum_{j=1}^N \alpha_j \omega_j^2 M D_j q_j(t)$$

6.2.5. Valeurs maximales de la réponse

$q_j(t)$ peut être obtenue par sa variation temporelle donnée par l'intégrale de Duhamel :

$$q_j(t) = -\frac{1}{\omega_{Dj}} \int_0^t \ddot{V}_s(\tau) e^{-\xi_j \omega_j(t-\tau)} \sin[\omega_{Dj}(t-\tau)] d\tau \quad (7.19)$$

Pour le dimensionnement d'un système, la connaissance de la variation temporelle de l'effort F , donc des $q_j(t)$, n'est pas obligatoirement nécessaire et seule la valeur maximale est requise.

Par analogie avec les développements pour l'oscillateur à un degré de liberté, le *spectre de réponse* de la sollicitation $\ddot{V}_s(t)$ permet d'accéder, pour chaque mode, à cette grandeur. On rappelle que le spectre de réponse en déplacement est pour l'ensemble des couples (ω_j, ξ_j) la quantité :

$$S_D(\omega_j, \xi_j) = \max \left[-\frac{1}{\omega_{Dj}} \int_0^t \ddot{V}_s(\tau) e^{-\xi_j \omega_j (t-\tau)} \sin[\omega_{Dj}(t-\tau)] d\tau \right]$$

Introduisant la *pseudo-accélération* définie par :

$$S_a(\omega_j, \xi_j) = \omega_j^2 S_D(\omega_j, \xi_j)$$

Le déplacement maximal et l'effort maximal dans le mode j sont alors donnés par :

$$U_{j \max} = \alpha_j D_j S_D(\omega_j, \xi_j)$$

$$F_{j \max} = \alpha_j M D_j S_a(\omega_j, \xi_j)$$

6.2.6. Cumulation des sollicitations des divers modes

L'utilisation du spectre de réponse ne permet d'accéder qu'à la valeur maximale de la réponse dans chaque mode. Ces maxima ne se produisent pas tous au même instant et se pose alors le problème du cumul des réponses modales.

Les valeurs des pseudos accélérations $S_D(T_j)$ données par le spectre de réponse sont des maxima dans chaque mode et il est peu probable que ces maxima surviennent au même instant t . Une addition pure et simple des efforts internes correspondant aux valeurs maximales de déformation dans chaque mode est donc l'hypothèse la plus pessimiste et on n'y a recours que dans des cas particuliers. Différentes méthodes de cumulation sont utilisées, en regard des données particulières à chaque problème.

6.3. METHODE dynamique modale spectrale

6.3.1. Principe

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

6.3.2. Modélisation

- a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

- b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

6.3.3. Procédure de calcul

a) Détermination des caractéristiques dynamiques de la structure : ω et D_j

On connaissant les matrices de masse et de rigidité ($[M]$ et $[K]$ de la structure on obtient ω_i^2 par le calcul de suivant :

$$1. \text{ Ecriture d'un problème aux valeurs propres} \quad [M]\{\ddot{U}\} + [K]\{U\} = \{0\}$$

On pose une solution de la forme : $\{U(t)\} = \{\bar{U}\}e^{i\omega t}$
 L'écriture générale d'un problème aux valeurs propres : $([K] - \omega^2[M])\{\bar{U}\} = \{0\}$

Avec

$$\begin{cases} \omega^2 = a = \text{valeurs propres} \\ \text{et} \\ \{\bar{U}\} = D_j = \text{vecteur propre} \end{cases}$$

On calcule $\det([K] - \omega^2[M]) = 0$ on obtient les ω_j^2

Pour chaque ω_j^2 on calcul $([K] - \omega_j^2[M])\{D_j\} = 0$ et on trouve le vecteur $\{D_j\}$ correspondant.

b) Détermination des coefficients de participation modale α_i

α_i est appelé « facteur de participation modale du mode i »; il fixe l'importance de la participation de la déformée modale ($\phi^i = D_i$) en fonction de la distribution des masses dans

la structure ; sa valeur en module, comparée aux autres modes donne une idée de l'importance relative de la contribution des différents modes à la configuration déformée de la structure.

$$\alpha_j = \frac{D_j^T M I}{D_j^T M D_j}$$

Ou par une formule simplifiée :

$$\alpha_i = \frac{(\sum_{k=1}^n w_k \cdot \phi_k^i)^2}{\sum_{k=1}^n w_k \cdot (\phi_k^i)^2} \frac{1}{\sum_{k=1}^n w_k}$$

Avec $\sum_{k=1}^n \alpha_i = 1$

ϕ_k^i : Forme propre du $i^{\text{ème}}$ mode au $k^{\text{ème}}$ étage est le vecteur « déformée modale » du mode i
 w_k Poids de l'étage k .

c) Détermination du facteur d'amplification dynamique

Moyennant le spectre de réponse de la courbe (figure 4.1) RPA99, on affecte à chaque période T_i une valeur du facteur d'amplification dynamique moyen D_i .

6.2.4. Spectre de réponse de calcul

Pour le calcul d'une structure, à une distance donnée du site où a été enregistré un accélérogramme, il convient d'établir un spectre de calcul qui résulte de l'enveloppe d'un certain nombre de spectres provenant d'accélérogrammes enregistrés dans des lieux où la nature du sol est comparable. Pour le RPA99 l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

A : Coefficient d'accélération de zone ;

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5) ;

ξ : Pourcentage d'amortissement critique ;

R : coefficient de comportement de la structure ;

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site ;

Q : Facteur de qualité ;

Tableau (4.7 RPA) : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

6.3.5. Utilisation des spectres de réponse pour les oscillateurs multiples

Introduisant la *pseudo-accelération* définie par S_a l'effort maximal dans le mode i sont alors donnés par:

$$F_{imax} = \alpha_i [M] \{\phi\}^i S_a(\omega_i, \varepsilon_i)$$

Où on en déduit pour chaque masse m_k la force statique équivalente F_k correspondant au mode i comme suit:

$$F_{ki} = m_k \gamma_{ki}$$

Avec

$$\gamma_{ki} = S_a(T_i) \alpha_i \phi_{ki}$$

Les composantes du vecteur des pseudos accélérations à appliquer aux masses m_k est donné pour chaque mode i de période T_j par γ_{ki} .

a) Calcul du coefficient de distribution γ_{ik} pour chaque niveau

$$\gamma_{ik} = \phi_k^{(i)} \frac{\sum_{k=1}^n w_k \cdot \phi_k^i}{\sum_{k=1}^n w_k \cdot (\phi_k^i)^2}$$

b) Evaluation de la force sismique appliquée au niveau k

$$F_{ik} = \frac{A \cdot Q}{R} D \gamma_{ik} \cdot w_k$$

c) Détermination de la résultante sismique au niveau k :

La pratique de cumulation la plus courante consiste à effectuer une moyenne quadratique des effets des différents modes. La moyenne quadratique est la racine carrée de la somme des carrés des contributions de chaque mode (en anglais SRSS, Square Root of the Sum of the Squares).

Chaque fois que toutes les réponses modales prises en compte peuvent être considérées comme indépendantes les unes des autres, la valeur maximale F_k de l'effet d'une action sismique peut être prise égale à :

$$\bar{F}_k = \sqrt{(F_{ik})^2}$$

Où F_k est l'effet de l'action sismique considéré (force, dans notre cas.) ;

F_{ik} est la valeur de cet effet de l'action sismique due au mode de vibration i .

d) Evaluation de la valeur de l'effort sismique à la base pour le mode i

$$V_i = \sum_{k=1}^n F_{ik}$$

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.

6.3.6. Nombre de modes à considérer

Un système réel possède un nombre élevé de degrés de liberté. La détermination de tous les modes, au nombre de N, du système n'est pas réaliste et peut donner une fausse illusion de rigueur : en effet, la discrétisation d'un système, qui par nature possède un nombre infini de degrés de liberté, en un système à N degrés de liberté introduit une erreur d'autant plus importante que la fréquence est élevée. Les fréquences élevées, si elles représentent correctement celles du système discrétisé n'ont qu'un rapport lointain avec celles du système réel.

Heureusement, l'expérience montre que la réponse d'un système est contrôlée par les premiers modes jusqu'à l'ordre K tel que $K \ll N$. La question posée est celle du choix du nombre K de modes à retenir dans l'analyse.

A cette fin, on introduit le paramètre m_j^* , dénommé masse modale :

$$m_j^* = \frac{L_j^2}{m_j} = \frac{(D_j^T M I)^2}{D_j^T M D_j}$$

Plus la masse modale des modes négligés est faible, plus l'erreur commise est faible. Tenant compte de la remarque relative à la relation entre masse modale et erreur, on admet dans la pratique que si l'on s'intéresse à la *réponse d'ensemble* de la structure, on obtient une bonne approximation de celle-ci avec K modes dès que :

$$\sum_{j=1}^k m_j^* \geq 0,9M_t$$

Selon le RPA99

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, 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 à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$k \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.20 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_k la période du mode K .

6.3.7. Combinaison des réponses modales

a) Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j et d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport $r = \frac{T_i}{T_j}$ ($T_i \leq T_j$), vérifie :

$$r \leq \frac{10}{(10 + \sqrt{(\xi_i \xi_j)})}$$

b) Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

c) Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$\sqrt{(|E_1| + |E_2| + \sum_{i=3}^k E_i^2)}$$

6.4. Résultante des forces sismiques de calcul

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

Si $V_t < 0.80V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

6.5. Prescriptions communes aux méthodes « statique » et « dynamique »

6.5.1. Stabilité au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Quelque soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

6.5.2. Composante verticale de l'action sismique

Les effets de la composante verticale de l'action sismique doivent être pris en compte dans le calcul des porte-à-faux de plus de 1,50m de long et ceci, en zone sismique III.

A cet effet, outre la force descendante adéquate, une force sismique minimum ascendante nette doit être prise en considération

$$F_V = 0.5AW_p$$

w_p : poids propre de l'élément en porte à faux

A : coefficient sismique de zone

6.5.3. Calcul des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R\delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

6.6. Justification de la sécurité

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont réputés atteints si les critères ci-après relatifs à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations, les joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme (effet P- Δ) sont satisfaits simultanément.

a. Justification vis à vis de la résistance

Selo le réglemment parasismique algerien la condition de résistance suivante doit être satisfaite pour tous les éléments structuraux, leurs assemblages ainsi que les éléments non structuraux critiques :

$$S_d \leq R_d$$

S_d : Sollicitation agissante de calcul résultant des combinaisons définies ci-dessus, incluant éventuellement les effets du 2^o ordre.

R_d : Sollicitation résistante de calcul de l'élément, calculée en fonction des propriétés du matériau constitutif

b. Justification vis à vis de la ductilité

Certains règlements présentent les structures selon les classes de ductilité, pour le cas du RPA99, les exigences de ductilité minimale sont réputées satisfaites si toutes les dispositions constructives relatives au matériau et aux éléments structuraux telles que définies dans les chapitres correspondants du règlement sont appliquées.

c. justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions décrites dans les règlements.

d. justification vis à vis de la résistance des planchers

La capacité des planchers doit permettre de transmettre aux éléments verticaux de contreventement les effets des forces sismiques de calcul.

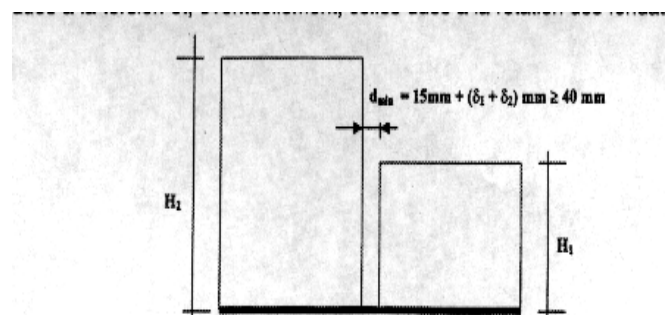
e. justification de la stabilité des fondations

Pour les justifications de la stabilité des fondations, il y a lieu de se référer aux prescriptions et /ou exigences (fondations et ouvrages de soutènement).

F. Justification de la largeur des joints sismiques

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15mm + (\delta_1 + \delta_2)mm \geq 40mm$$



δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations avec :

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion) ;

R : coefficient de comportement.

j. justification vis à vis de l'effet P- Δ

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.1$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »,

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

Si $0.10 < \theta_k \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

7.1. Concepts de ductilité

La ductilité est une caractéristique primordiale des structures devant résister au séisme par la formation d'un mécanisme plastique global. Quand une structure est soumise à un tremblement de terre sévère, les éléments constituant la structure sont soumis à de grandes déformations. Si les éléments n'ont pas assez de ductilité, ils subiront des dommages et la structure pourrait s'effondrer. En résistance des matériaux, la ductilité désigne la capacité d'un matériau à se déformer plastiquement sans se rompre. De façon générale, la ductilité est définie comme l'aptitude d'un matériau, d'un élément ou d'une structure toute entière à pouvoir se déformer de façon inélastique en conservant une raideur et une résistance qui n'altèrent pas la capacité portante.

La ductilité ou « la capacité de déformation » est souvent utilisée dans le concept d'ingénierie sismique et est considérée comme l'un des paramètres les plus critiques dans l'évaluation de la performance sismique des structures. Les structures soumises à des actions sismiques sévères sont appelées à développer des déformations inélastiques importantes afin de pouvoir dissiper toute l'énergie occasionnée par les efforts sismiques.

7.2. Quantification de la ductilité dans une structure

Le terme "ductilité" définit la capacité d'une structure et de différents éléments présélectionnés à se déformer inélastiquement sans perte excessive de résistance et de raideur. Il existe plusieurs manières pour évaluer la ductilité. On distingue trois manières de quantifier la ductilité dans une structure : la ductilité de déformation, la ductilité de courbure et la ductilité de déplacement. La première est liée à la capacité de déformation locale des matériaux, la deuxième est associée à la capacité de rotation dans une section et la troisième se réfère au comportement global de l'élément ou de la structure.

7.2.1. Ductilité de déformation

La ductilité de déformation est liée à la capacité de déformation locale des matériaux, peut être définie comme le rapport de la déformation maximale ε_u (correspondant à la contrainte maximale) sur la déformation ε_y (correspondant à la limite élastique), voir (figure 7.1). Le facteur de ductilité du matériau désigné par μ_ε a pour expression :

$$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y}$$

Le facteur de ductilité du matériau μ_ε élevé indique un matériau ductile par contre un facteur de ductilité du matériau μ_ε faible indique un matériau fragile.

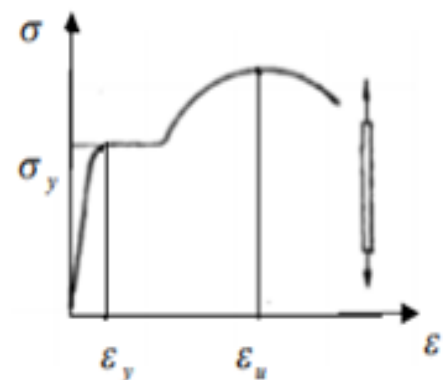


Figure 7.1 : Ductilité de déformation

7.2.2. Ductilité de courbure

La ductilité de courbure ne peut s'obtenir que si les déformations plastiques ont une possibilité de se développer sur une longueur suffisante de l'élément appelé longueur de la rotule plastique. Elle est définie comme étant le rapport de la courbure maximale à la courbure élastique, voir figure (7.2):

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y}$$

Elle caractérise la capacité de rotation des sections. Elle est directement associée à la capacité de déformation de l'élément soit en terme de rotation ou de déplacement.

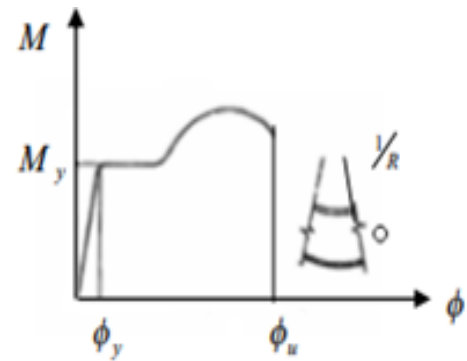


Figure 7.2 : Ductilité de courbure.

7.2.3. Ductilité de déplacement :

La ductilité de déplacement est généralement une mesure de la ductilité globale de l'élément. Elle est définie comme étant le rapport du déplacement latéral total au déplacement latéral élastique, voir figure (7.3):

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

N.B : Dans le cas d'une structure prise dans son ensemble, il est difficile, voir impossible de déterminer la part de la ductilité dans sa capacité à dissiper l'énergie.

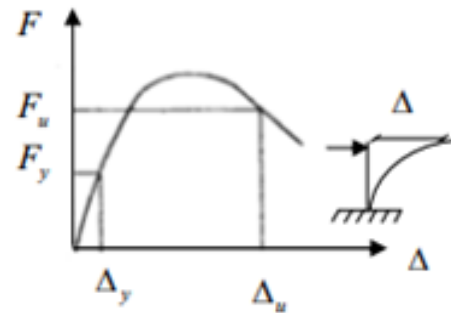
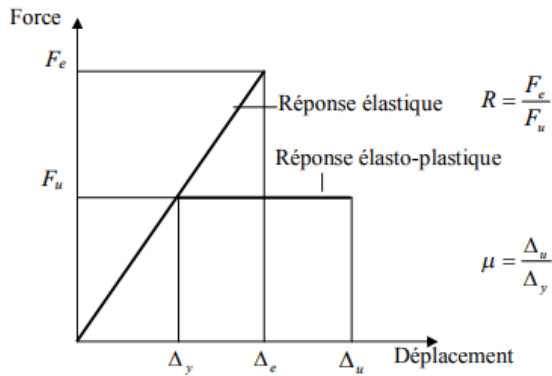


Figure 7.3 : Ductilité de déplacement

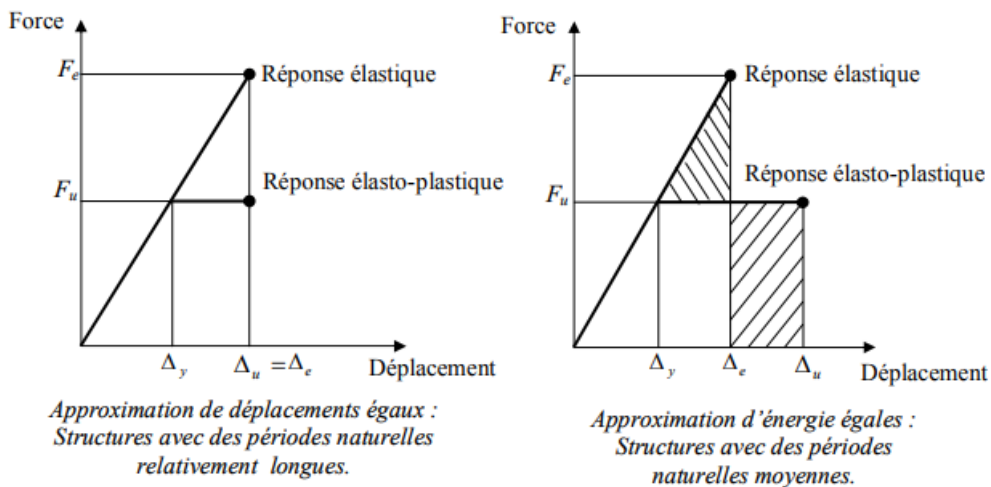
7.2.4. Relation entre le coefficient de comportement R et la ductilité

La grande diversité dans les formes de structures et le grand nombre d'incertitudes impliqués rend ,presque , quasi impossible de savoir niveau de ductilité doit on leur adopter. Dans ce cas le rapport μ_{Δ} est baptisé coefficient de comportement (R selon le RPA). ; celui-ci dépend naturellement des ductilités locales. Ainsi la dissipation d'énergie dans une structure soumise à une action sismique a pour effet de réduire les charges sismiques.

La figure (7.3) montre deux conditions définissant les limites de la relation entre le facteur de réduction des forces R, et le taux de ductilité d'ensemble μ_{Δ} .



a) Réduction de la force sismique et taux de ductilité



b) Les relations entre le facteur R et la ductilité

Figure 7.3: Relation entre facteur de réduction et demande de ductilité.

a) concept basé sur l'égalité des déplacements

$$\mu_{\Delta} = R$$

b) concept basé sur l'égalité des énergies.

$$\mu_{\Delta} = \frac{1}{2}(R^2 + 1)$$

Le cas (a) concerne beaucoup plus les systèmes de structures dont la période naturelle est relativement grande, cependant le cas (b) semble plus réaliste pour les structures dont la période naturelle est modérée.

7.2.5. Mécanismes de ruine

La position des rotules plastiques, dépend essentiellement de la demande de ductilité souhaitée, et elle est évaluée à l'aide des facteurs de ductilité m_j ou μ_{Δ} (en admettant certaines hypothèses).

Déplacement élastique en tête :

L'expression du déplacement élastique Δ_y en tête d'un portique à N étages est comme suit:

$$\Delta_y = \frac{l_c^2}{6} \left[\varphi_{c1} \left(N + \frac{1}{3} \right) + \varphi_{c2} + \varphi_{c3} + \dots + \varphi_{cN} \right]$$

Avec $\varphi_{c1} + \varphi_{c2} + \dots + \varphi_{cN}$ sont les courbures à la base des poteaux du 1^{er}, 2^{ème}, ..., N^{ème} niveau correspondantes au début de l'écoulement, voir figure (7.4).

Après cette phase élastique, les déplacements sont dus essentiellement à la rotation des rotules plastiques qui donnent naissance à deux possibilités de mécanisme de ruine.

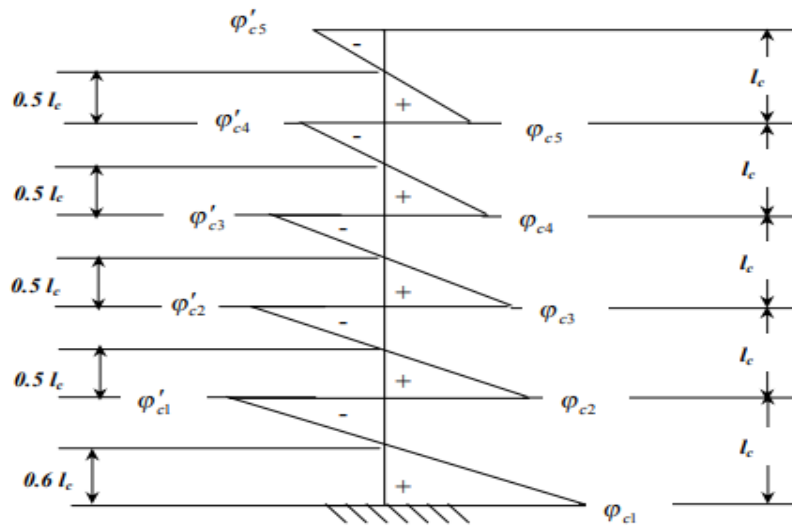


Figure 7.4 : distribution de la courbure dans un poteau typique.

A. Mécanisme dû à la rotation excessive des poteaux d'un même étage

La plastification se manifeste en premier dans les poteaux. La plastification affectant les poteaux du premier niveau en tête et en pied est fréquemment observée lors des séismes sévères, la figure (7.5) montre le mécanisme développé dans le i^{ème} niveau, seuls les déformations plastiques sont illustrées.

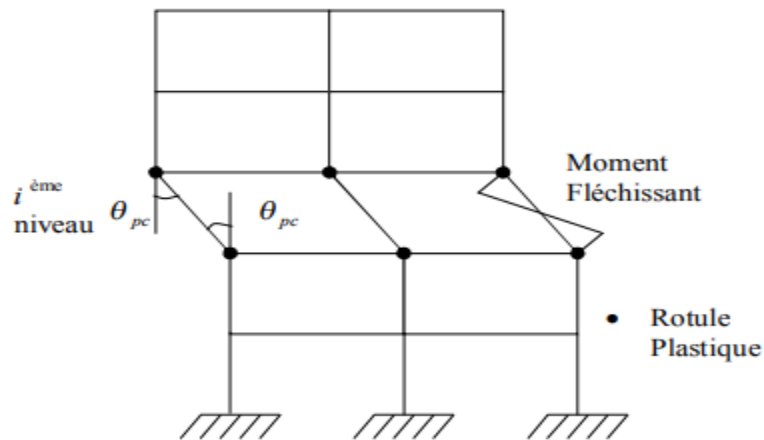


Figure 7.5 : Mécanisme relatif à la rotation des poteaux dans le i^{ème} niveau.

En général, la rotation plastique admissible des rotules plastiques des poteaux θ_{pc} est égale au

minimum de $(\phi_{uc} - \phi_{yc})l_{pc}$ et $(\phi'_{uc} - \phi'_{yc})l'_{pc}$ ou ϕ'_{uci} et ϕ_{uci} sont les courbures ultimes en tête et en pied du poteau du i ème niveau respectivement, ϕ'_{yci} et ϕ_{yci} sont les courbures élastiques en tête et en pied du poteau du i ème niveau respectivement, l_{pc} et l'_{pc} sont les longueurs des rotules plastiques équivalentes, voir figure (7.6).

Le déplacement latéral en tête correspondant à ce mécanisme est donné par la relation:

$$\Delta_u = \Delta_y + \theta_{pc}[l_c - 0.5(l_{pc} + l'_{pc})]$$

L'expression de μ_{Δ} est donnée par :

$$\mu_{\Delta c} = 1 + \frac{\theta_{pc}}{\Delta_y} [l_c - 0.5(l_{pc} + l'_{pc})]$$

L'expression de μ_{ϕ} est donnée par :

$$\mu_{\phi c} = 1 + \frac{(\mu_{\Delta c} - 1)[N - \frac{1}{3}]}{3 \frac{l_{pc}}{l_c} (1 - \frac{l_{pc}}{l_c})}$$

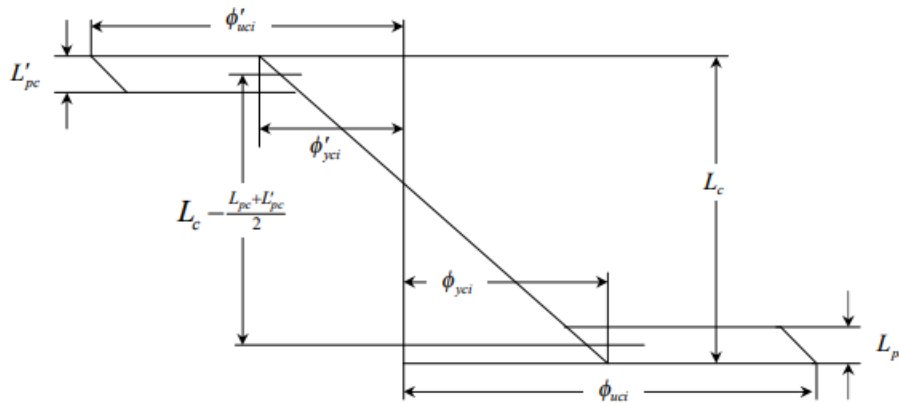


Figure 7.6 : Distribution de la courbure dans un poteau type au premier écoulement d'un portique.

Ce mécanisme exige une très grande demande de ductilité de courbure μ_{ϕ} qui est impossible à satisfaire pour les ossatures de grande hauteur, par conséquent la ruine est inévitable.

B. Mécanisme dû à la formation des rotules plastiques dans les poutres

La plastification dans les régions critiques des poutres précède celles des poteaux qui sont plus rigides, voir figure (7.7). La plastification à la base de ces derniers est nécessaire pour le développement d'un tel mécanisme, seulement le reste des poteaux reste élastique, La rotation plastique à la base de chaque poteau est donnée par :

$$\theta_{pc} = \frac{\Delta_u - \Delta_y}{Nl_c}$$

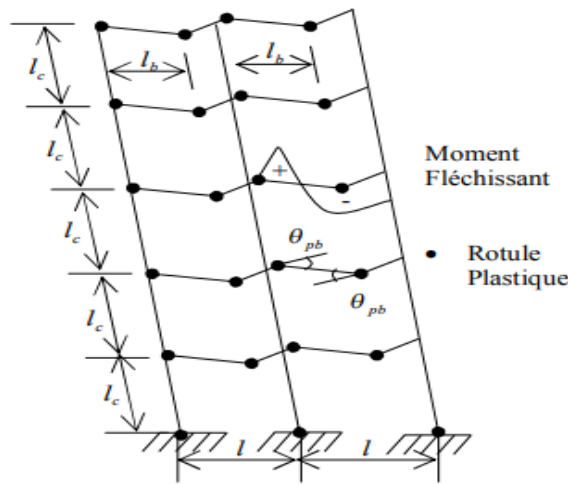


Figure 7.7 : Mécanisme relatif à la rotation des poutres.

Comme les déformations sont petites, les rotations plastiques dans les poutres sont reliées comme suit :

$$\delta = l\theta_{pc} = l_b\theta_{pb}$$

On substituant \$\theta_{pc}\$ de l'équation précédente

$$\theta_{pb} = \theta_{pc} \frac{l}{l_b} = \frac{\Delta_u - \Delta_y}{Nl_c} \frac{l}{l_b}$$

L'équation précédente nous donne :

$$\Delta_u = \Delta_y + \frac{Nl_cl_b}{l} \theta_{pb}$$

Où \$\theta_{pb}\$ est égale au minimum \$(\phi_{ub} - \phi_{yb})l_{pb}\$ ou bien \$(\phi'_{ub} - \phi'_{yb})\sum l'_{pc}\$ où le premier terme et le deuxième correspondent aux moments positifs et négatifs des rotules plastiques respectivement, en général elle est limitée par le moment négatif de la rotule plastique des poteaux à la base \$(\phi_{ub} - \phi_{yb})l_{pb}\$.

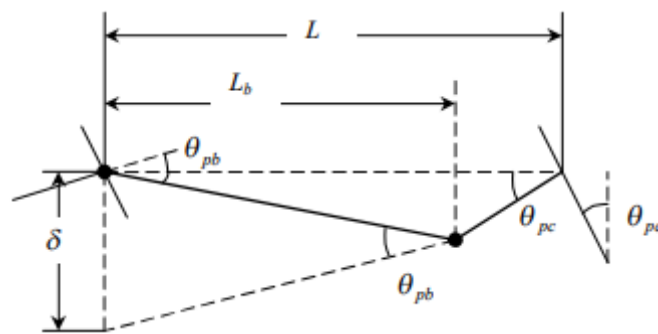


Figure 7.8: Géométrie des déformations plastiques dans un mécanisme de poutre.

L'expression de \$\mu_{\Delta}\$ en termes des rotules des poutres est donnée par :

$$\mu_{\Delta c} = 1 + \frac{Nl_cl_b}{l} \frac{\theta_{pc}}{\Delta_y}$$

à la base des poteaux :

$$\mu_{\Delta c} = 1 + N l_c \frac{\theta_{pc}}{\Delta_y}$$

$$\mu_{\phi c} = 1 + \frac{(\mu_{\Delta c} - 1) \left[N - \frac{1}{3} \right]}{3N \frac{l_{pc}}{l_c}}$$

Au niveau de la zone nodale des poutres :

$$\mu_{\Delta b} = 1 + N l_c \frac{\theta_{pb}}{\Delta_y}$$

$$\mu_{\phi b} = 1 + \frac{\alpha (\mu_{\Delta b} - 1) \left[N - \frac{1}{3} \right]}{3N \frac{l_{pb}}{l_c}}$$

Avec

$$\alpha = \frac{\phi_{yc}}{\phi_{yb}}$$

7.3. Dimensionnement en capacité

Le dimensionnement des structures sous séisme s'effectue de manière conventionnelle. Autrement dit, les structures sont conçues pour résister à une fraction de leur poids propre. Les efforts sont distribués de façon à obtenir les effets les plus défavorables. Avec l'approche du dimensionnement en capacité (dans les règlements) le dimensionnement des structures sous séisme est conduit en « prévoyant à l'avance » les modes de déformations pouvant conduire à des ruptures ductiles et favorables à un comportement sismique adapté.

Les zones dans lesquelles peuvent se produire les ruptures constituent les « zones critiques » des éléments de structures et sont dimensionnées localement en tenant compte des règles de calcul classiques (du béton armé) et des dispositions constructives associées (Exemple disposition du RPA99). De cette manière, il est possible de hiérarchiser les modes d'apparition des ruptures et de vérifier le comportement global de la structure.

7.3.1. Structures poteaux poutres

Dans les structures formées de poteaux et de poutres, les zones critiques sont situées à proximité des nœuds. C'est dans ces zones que se produisent les déformations sous efforts alternés et donc les rotules plastiques.

De plus, pour éviter tout effondrement, il est préférable de privilégier la formation des rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux (à l'exception des pieds de poteaux) de façon à conserver une conception poteau fort– poutre faible.

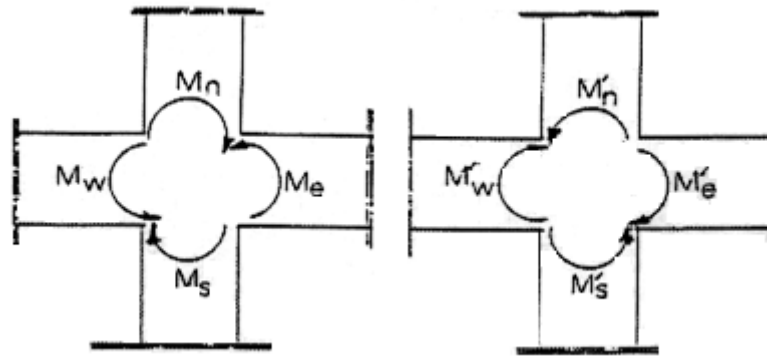


Figure 7.9 : Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau.

Le dimensionnement en capacité conduit donc à calculer les rotules plastiques des poteaux avec un coefficient de sur-résistance. Dans ce sens, les règles du RPA proposent de vérifier aux nœuds et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1.25 (|M'_w| + |M'_e|)$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

7.3.2. Structures à voiles faiblement armés de grandes dimensions

Les structures à voiles telles qu'envisagées dans certains règlements ne comportent pas de zones critiques proprement dites. En effet, ce type de voiles, rigides et peu élancés, sont assemblés de telle manière qu'il est difficile de prévoir la formation d'une rotule plastique en pied.

De manière générale, ces voiles présentent trois modes de rupture principaux qui dépendent de la prépondérance de l'effort tranchant :

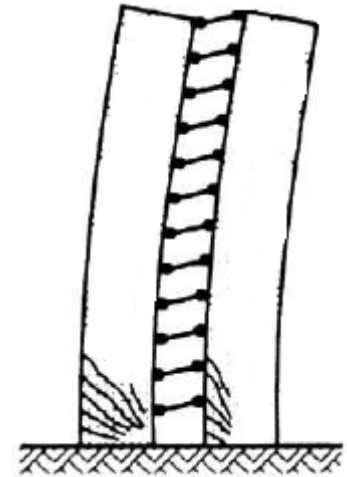
1. par fissuration diagonale. Ce mode de déformation et/ou rupture survient lorsque la part d'effort tranchant devient prépondérante ;
2. par flexion. C'est le mode de déformation recherché qui offre le maximum de possibilité de dissipation d'énergie sismique et donc de ductilité. Ce mode de déformation et/ou de rupture intervient lorsque les contraintes de cisaillement dues à l'effort tranchant sont relativement faibles ;
3. par glissement.

En pratique, la dissipation d'énergie par plastification des armatures tendues est faible pour ce type de voile. Elle est souvent accompagnée d'une dissipation par fissuration répartie sur toute la hauteur du mur et par une rotation de corps rigide.

La justification des armatures longitudinales pour un voile de grande dimension se fait à partir d'une analyse classique et un calcul des sections en flexion composée.

7.3.3. Structures à voiles ductiles

Une structure à voiles ductiles constitue un système de contreventement différent. Leur fonctionnement est analogue à celui d'une poutre verticale encastrée en pied. La ductilité de tels voiles est conditionnée par la formation d'une rotule plastique en pied sur une hauteur variant entre le tiers et le quart de la hauteur du voile. Ceci implique qu'une rotation de corps rigide est totalement inexistante et que les murs doivent donc être liés à leurs fondations sans qu'il y ait une possibilité de décollement de ces dernières.



Le dimensionnement en capacité des voiles ductiles consiste donc, comme pour une poutre, à déterminer les armatures longitudinales et transversales à pourvoir dans la zone critique d'une part et dans la zone située au dessus d'autre part, de façon à ce que la dissipation d'énergie escomptée se produise par plastification des armatures tendues dans la rotule plastique et éventuellement par « plastification » du béton grâce au confinement.

7.4. Dispositions constructives

La disposition et les liaisons entre les éléments structuraux d'une structure jouent un rôle très important dans son comportement et sa résistance à l'effort sismique. Pour assuré un comportement adéquat et répondre au objectifs de la conception parasismique un certain nombre de dispositions, généralement définies dans les règlements, doivent être prises en considération.

Les dispositions constructives proposées dans les règlement valident, , que la ductilité requise pour satisfaire une valeur plus ou moins élevée du coefficient de comportement, est largement influencée par les conditions de confinement, mais aussi, par d'autres paramètres rattachés à la géométrie de la section ou bien aux caractéristiques mécaniques des matériaux.

L'incertitude, due à la nature aléatoire de l'action sismique et aux incertitudes du comportement post-élastique cyclique des structures, est tres importante. C'est pourquoi des mesures appropriées doivent être prises pour réduire les incertitudes liées à la configuration de la structure, à l'analyse, à la résistance et à la ductilité.

7.4.1. Dispositions vis-a-vis de la résistance

Des incertitudes importantes concernant la résistance peuvent être dues à des écarts géométriques. Afin de réduire ce type d'incertitude, les règles suivantes doivent être appliquées :

- 1) Certaines dimensions minimales des éléments de structure doivent être respectées (voir RPA99) afin de réduire la sensibilité à des écarts géométriques.
- 2) Une limitation du rapport des dimensions minimales aux dimensions maximales des

éléments linéaires doit être respectée afin de réduire le risque d'instabilité latérale de ces éléments (voir RPA99).

- 3) Les déplacements entre étages doivent être limités afin de limiter les effets P- Δ dans les poteaux (RPA99).
- 4) Une proportion importante des armatures supérieures de continuité des poutres prévues dans leurs sections d'appui doit être prolongée sur toute la longueur de la poutre (voir RPA99) en raison des incertitudes concernant la position des points d'inflexion dans les poutres.
- 5) Il faut tenir compte des inversions de moments non prévues par le calcul en prévoyant des armatures minimales près de la face concernée des poutres .

7.4.2. Dispositions vis-avis-de-la ductilité

Afin de réduire au minimum les incertitudes sur la ductilité, les dispositions suivantes doivent être appliquées :

- 1) Une ductilité locale minimale doit être assurée dans chaque partie de la structure primaire, indépendamment de la classe de ductilité adoptée dans les calculs.
- 2) Une quantité minimale d'armatures tendues doit être prévue afin d'éviter des ruptures fragiles.
- 3) Une limite appropriée de la valeur de calcul de l'effort normal réduit doit être respectée afin de réduire les conséquences de l'éclatement des enrobages et d'éviter les incertitudes qui sont plus importantes sur la ductilité disponible à des niveaux élevés d'effort.

7.4.3. Spécifications particulières aux éléments structuraux (RPA99)

- **Poteaux**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions dictées généralement par les règlements en vigueur. Pour le règlement parassimique Algerien RPA99 les spécifications suivantes doivent être satisfaites :

a. Coffrage :

Sections b _x h	Pour les poteaux circulaires, le diamètre D
- Min (b ₁ ,h ₁) ≥25cm en zones I et II	D ≥ 25cm en zone I
- Min (b ₁ ,h ₁) ≥30 cm en zone III	D ≥ 30cm en zone II
- Min (b ₁ ,h ₁) ≥h _e /20	D ≥ 35cm en zone III
1/4 < b ₁ /h ₁ < 4	D ≥ h _e /15

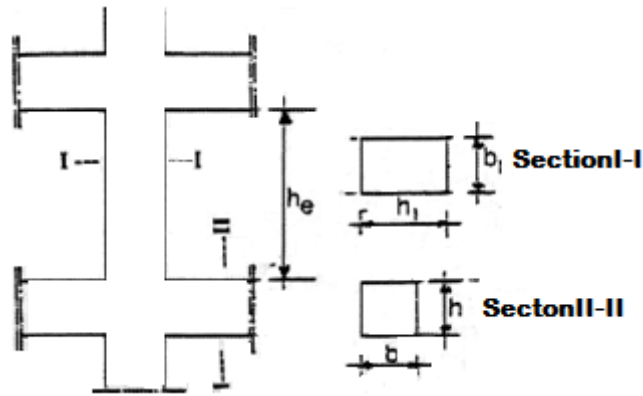


Figure 7.11 : coffrage des poteaux (RPA99)

b. Ferrailage

Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets et Le diamètre minimum est de 12mm :

leur pourcentage minimal	Leur pourcentage maximal	Leur pourcentage maximal sera de	La longueur minimale des recouvrements
- 0,7% en zone I - 0,8% en zone II - 0,9% en zone III	- 0,7% en zone I - 0,8% en zone II - 0,9% en zone III	-4% en zone courante -6% en zone de recouvrement	- 40 ϕ en zone I et II - 50 ϕ en zone III

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 25 cm en zone I et II
- 20 cm en zone III

- **Spécifications pour les poutres**

Concernant les poutres des prescriptions sont détaillées dans les règlements. Les dispositions constructives définissent le coffrage et le ferrailage minimale dans les différentes directions ainsi les liaisons avec les autres éléments structuraux.

Coffrage des poutres

Selon le RPA99 Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après

$$b \geq 20\text{cm}, h \geq 30\text{cm}, h/b \leq 4.0, b_{\max} \leq 1,5h + b_1$$

h peut-être ramené à 20cm dans les ouvrages contreventés par voiles

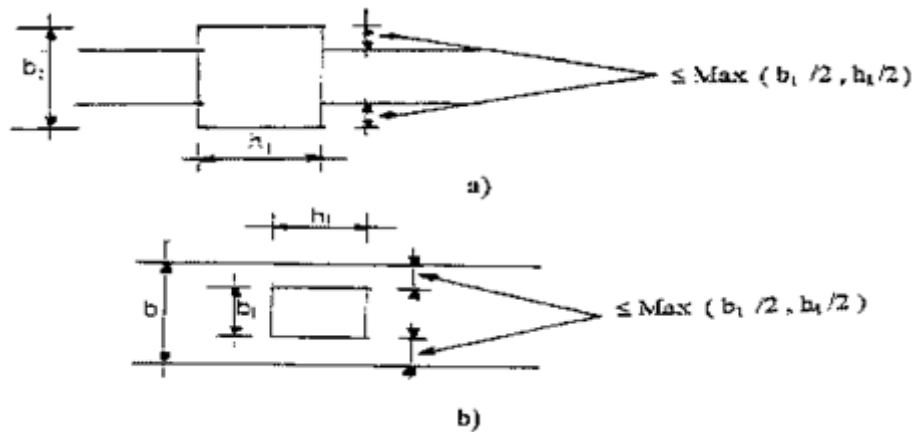


Figure 7.12: Dimension à respecter par les poutres (RPA99)

Ferraillage

Des spécifications sont bien définies dans le règlement parasismique algérien concernant :

- le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux ;
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux en zone courante et en zone de recouvrement ;
- la symétrie des armatures pour les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques ;
- La longueur minimale de recouvrement ;
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle ;
- la disposition des cadres dans les nœuds ;
- Les directions de recouvrement ;
- L'espacement maximum entre les armatures transversales.

- **Murs et voiles de contreventement**

Pour les murs et voiles des prescriptions aussi sont détaillées dans les règlements. Les dispositions constructives définissent le coffrage et le ferraillage minimal dans les différentes directions ainsi que les liaisons avec les autres éléments structuraux et non structuraux.

Coffrage

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué dans le règlement.

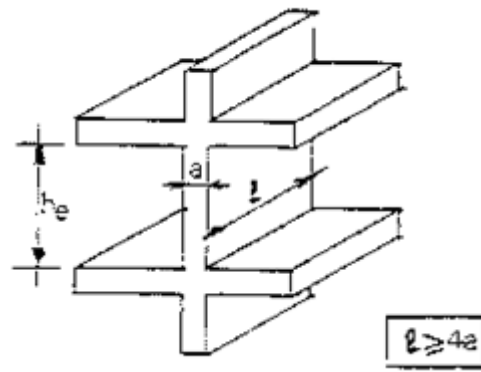


Figure 7.13 : coupe de voie en élévation (RPA99)

Ferailage

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$s \leq 1,5 a$$

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
- $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

• Dispositions propres aux dalles et aux diaphragmes

Il doit exister un chaînage périphérique continu, d'au moins 3 cm^2 de section d'acier et un chaînage au croisement de chaque élément de contreventement avec le plancher, de section minimale $1,5 \text{ cm}^2$ et respectant la règle de $0,28L$ dans le cas de contreventement par voile, et de $0,50L$, dans le cas de contreventement par portiques, L étant la largeur chaînée exprimée en mètres.

7.4.4. Prescriptions complémentaires aux éléments non structuraux

Chaque fois que, en plus des exigences fonctionnelles, le comportement sismique des éléments non structuraux peut mettre en danger la vie des habitants ou affecter la valeur des biens meubles, des décisions concernant le renforcement de ces éléments doivent être prises. Dans ces cas, il convient d'éviter l'effondrement partiel ou total de ces éléments par les

moyens suivants :

- liaisons appropriées avec les éléments de structure
- augmentation de la résistance des éléments non structuraux
- mesures d'ancrage destinées à prévenir les chutes possibles de parties de ces éléments.

Il y a lieu de tenir compte des conséquences possibles de ces dispositions sur le comportement des éléments structuraux.

7.5. Zones dissipatives et dispositions constructives

Dans la mesure où la résistance sismique d'une structure dépend largement du comportement de ses zones ou éléments dissipatifs, les dispositions constructives de la structure dans son ensemble et de ces zones ou éléments en particulier doivent être telles que la capacité à transmettre les efforts et à dissiper l'énergie dans des conditions de sollicitations sismiques soit maintenue. Dans ce but, il convient que la conception des liaisons entre éléments structuraux, ainsi que des zones où un comportement non linéaire est prévu, fasse l'objet d'une attention particulière lors de la conception et du dimensionnement.

Les exigences relatives aux matériaux et aux dispositions constructives de les zones ou éléments ductiles et dissipatifs portent sur :

A. Pour les structures béton

- La classe de résistance du béton,
- La nuance et la classe de ductilité de l'acier des armatures de béton armé,
- Le pourcentage, l'espacement, le recouvrement et l'ancrage des armatures longitudinales, et, le pourcentage, le diamètre, l'espacement et la forme des armatures transversales les tenant,

B. Pour les structures métalliques

- La classe de la section transversale pour les éléments dissipatifs comprimés ou fléchis,
- La limite d'élasticité, la limite d'élasticité réelle maximale, la limite à rupture et la ténacité de l'acier de construction métallique,
- La ténacité du métal d'apport pour les soudures,

C. Pour la maçonnerie

- Les dimensions, positions, liaisons et ancrages des chaînages,
- Les sections d'armatures longitudinales des chaînages,
- La classe de béton pour la maçonnerie chaînée,
- La position et la section d'armatures pour la maçonnerie armée.

D. Localisation des zones dissipatives

Il est recommandé que les zones dissipatives choisies par le concepteur soient facilement accessibles, inspectables et éventuellement réparables après séisme. Dans un bâtiment par exemple, il convient de ne pas obstruer l'accès à ces zones par des éléments non-amovibles.

