

TABLE DES MATIERES

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

PREAMBULE

CHAPITRE 1 : Elément De Sismologie

1.1. Introduction	1
1.2. Caractérisation des séismes	4
1.3. Les différents types d'ondes	7
1.3.1. Les ondes S	7
1.3.2. Les ondes P	8
1.3.3. Les ondes de Love ou ondes L	8
1.3.4. Les ondes de Rayleigh	9
1.4. Représentation du mouvement sismique	9
1.5. Des effets induits des tremblements de terre	10
1.5.1. Liquéfaction des Sols	10
1.5.2. Glissement de Terrain	11
1.5.3. Tsunami	12
1.6. Localisation des séismes	12

CHAPITRE 2 : Objectifs De La Protection Parasismique Et Méthodes De Dimensionnement

2.1. Introduction	14
2.2. Objectifs de comportement	14
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. Dimensionnement en capacité	17
2.3.3. Méthodes de calculs les plus utilisés	17
2.4. Principe de vérification	18
2.4.1. Vérification de la stabilité	19
2.4.2. Vérification de la résistance	19
2.4.3. Vérification des déformations	20
2.4.4. Conditions de ductilité	20

2.5. Principes de conception	20
------------------------------	----

CHAPITRE 3 : Caractéristiques Des Bâtiments Résistant Aux Séismes

3.1. Introduction	24
3.2. Concepts généraux	24
3.2.1. Concept général de stabilité des bâtiments sous action sismique	24
3.2.2. Objectif global du projet d'ossature parasismique	25
3.3. Principes de conception parasismique des bâtiments	27
3.3.1. Simplicité de la structure	27
3.3.2. Continuité	27
3.3.3. Régularité en plan	28
3.3.4. Régularité en élévation	29
3.3.5. Eviter l'étage souple	30
3.3.6. Raideur et résistance à la torsion	31
3.3.7. Diaphragmes efficaces	32
3.3.8. Créer les conditions d'un mécanisme plastique global	33
3.3.9. Largeur des contreventements	34
3.3.10. Largeur des fondations	35

CHAPITRE 4 : Presentation Et Discussion Des Resultats

4.1. Introduction	37
4.2. Classification des zones sismiques	37
4.3. Classification des ouvrages selon leur importance	38
4.4. Classification des sites	40
4.4.1. Catégories et Critères de classification	40
4.4.2. Conditions de site nécessitant des investigations approfondies	41
4.5. Classification des systèmes de contreventement	41
4.5.1. Définition du système de contreventement	41
4.5.2. Définition du coefficient de contreventement d'une structure	42
4.5.3. Classification	42

CHAPITRE 5 : Méthode Statique Equivalente

5.1. Introduction	46
5.2. Condition d'applicabilité de la méthode statique équivalente	46
5.3. Modélisation	46
5.4. Calcul de la force totale	47

5.5. Estimation de la période fondamentale de la structure	51
5.6. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	52
5.6.1. L'effort tranchant	52
5.6.2. Le moment à la base	53

CHAPITRE 6 : Méthode Dynamique Spectrale

6.1. Introduction	54
6.2. Conditions d'application	54
6.3. Modélisation	54
6.4. Calcul de l'effort tranchant à la base	55
6.4.1. Spectre de réponse de calcul	55
6.4.2. Nombre de modes à considérer	56
6.4.3. Combinaisons des réponses modales	56
6.5. Résultante des forces sismiques de calcul	57
6.6. Effets de la torsion accidentelle	57
6.7. Prescriptions communes aux méthodes « statique » et « dynamique »	57
6.7.1. Stabilité au renversement	57
6.7.2. Composante verticale de l'action sismique	58
6.7.3. Calcul des déplacements	58
6.7.4. Justifications de la sécurité	58
6.7.5. Justification vis-à-vis de la résistance	59
6.7.6. Justification vis-à-vis de la ductilité	59
6.7.7. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble	59
6.7.8. Justification vis-à-vis de la résistance des planchers	60
6.7.9. Justification de la largeur des joints sismiques	60
6.7.10. Justification vis-à-vis de l'effet $p-\delta$	61
6.7.11. Justification vis-à-vis des déformations	61

CHAPITRE 7 : Méthode Dynamique Spectrale

7.1. Introduction	62
7.2. Dissipativité et non Dissipativité	62
7.3. Concepts de ductilité	63
7.4. Quantification de la ductilité dans une structure	64
7.4.1. Ductilité de déformation	64
7.4.2. Ductilité de courbure	65
7.4.3. Ductilité de déplacement	66
7.4.4. Ductilité en rotation	66

7.4.5. Ductilité de énergétique	67
7.5. Classes de ductilité	67
7.6. Relation entre le coefficient de comportement R et la ductilité	68
7.7. Critères requis pour les structures ductiles dans différents règlements	69
7.8. Demande de ductilité	69
7.9. Mécanismes de ruine	70
7.9.1. Déplacement élastique en tête	70
7.10. Dimensionnement en capacité	76
7.11. Structures poteaux poutres	76
7.12. Dispositions constructives	77
7.12.1. Dispositions vis-à-vis de la résistance	77
7.12.2. Dispositions vis-avis-de-la ductilité	78
7.13. Spécifications particulières aux éléments structuraux (RPA99/V2003)	78
7.13.1. Spécifications pour les poteaux	78
7.13.2. Spécifications pour les poutres	79
7.13.3. Spécifications pour les murs et voiles de contreventement	80
7.13.4. Spécifications propres aux dalles et aux diaphragmes	82
7.14. Prescriptions complémentaires aux éléments non structuraux	82
7.15. Zones dissipatives et dispositions constructives	82

REFERENCES

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1. Figure 1.1. Carte du monde montrant les principales plaques tectoniques. (d'après Bristol University website: www.ideers.bris.ac.uk) [6]	1
Figure 1.2. Les zones de sismicité élevée se trouvent aux lignes inter – plaques (seismic hazard =alea sismique) [6]	2
Figure 1.3. Coulissage de la faille San Andreas (Californie) [6]	2
Figure 1.4. Composantes de l'action sismique [1]	3
Figure 1.5. Mécanisme de rupture entraînant la propagation d'ondes génératrices de tremblement de terre [6]	3
Figure 1.6. Les ondes sismiques de volume et de surface [6]	4
Figure 1.7. Description du Séisme selon Richter [6]	5
Figure 1.8. L'échelle M.S.K simplifiée [6]	6
Figure 1.9. Représentation des ondes S [6]	7
Figure 1.10. Représentation des ondes P [6]	8
Figure 1.11. Représentation des ondes de love [6]	8
Figure 1.12. Représentation des ondes de Rayleigh [6]	9
Figure 1.13. Représentation du séisme par un accélérogramme [5]	9
Figure 1.14. Liquéfaction des sols Séisme de Caracas, Venezuela 1967 [4]	11
Figure 1.15. Liquéfaction des sols, voire renversement du Bâtiment Séisme de Niigata 1964, au Japan [4]	11
Figure 1.16. Glissement du Terrain [4]	11
Figure 1.17. Effets d'un tsunami lors du séisme chilien de 1960 [4]	12
Figure 1.18. Localisation des séismes [6]	13
Figure 2.1. Comportement des structures [4]	15
Figure 2.2. Effet du site [9]	21
Figure 2.3. Plans favorables ; plans simples à deux axes de symétrie [3]	22
Figure 2.4. Plans complexes à deux axes [3]	22

Figure 3.1. Schéma général de fonctionnement en « boîte » pour la reprise des actions horizontales de séisme ou de vent [3]	25
Figure 3.2. Comportement d'ossatures de même période T soumises à une poussée progressive jusqu'au déplacement de projet $S_{De}(T)$: a) projet à réponse purement élastique DCL, b) projet modérément dissipatif DCM et c) projet très dissipatif DCH [5]	26
Figure 3.3. Plans favorables ; plans simples à deux axes de symétrie [7]	28
Figure 3.4. Limites des décrochements en plan [7]	28
Figure 3.5. Régularité en élévation [7]	29
Figure 3.6. Limites des décrochements en élévation [7]	30
Figure 3.7. Bâtiments avec niveaux transparents. Lorsque les niveaux transparents sont plus flexibles que les autres niveaux, les poteaux de ces niveaux subissent de grandes déformations qui peuvent provoquer la ruine du bâtiment [2]	31
Figure 3.8. 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 [3]	31
Figure 3.9. Une position décentrée des éléments de contreventement est à l'origine d'une sollicitation du bâtiment en torsion (en plus d'un bras de levier très faible) [3]	32
Figure 3.10. Effet d'un séisme sur une construction en maçonnerie sans et avec diaphragme [3]	32
Figure 3.11. L'objectif de projet 'poutres faibles — poteaux forts' b) Les rotules plastiques dans les poteaux entraînent des effets du second ordre plus importants [8]	34
Figure 3.12. La redondance et une assise large assurent une meilleure distribution des réactions d'appui [3]	35
Figure 3.13. Un radier général raidi par les murs de sous-sol base réduit les contraintes à la fondation [3]	36
Figure 4.1. Plans favorables ; plans simples à deux axes de symétrie [7]	37
Figure 4.2. Principe du coefficient de comportement [5]	42
Figure 6.1. Efforts de renversement sur la structure [7]	59
Figure 6.2. Largeur minimum du joint sismique [7]	60
Figure 7.1. Concept de ductilité [8]	63
Figure 7.2. Comportement d'un élément ductile et fragile [8]	64
Figure 7.3. Ductilité de déformation [8]	65
Figure 7.4. Ductilité de courbure [8]	65

Figure 7.5. Ductilité de déplacement [8]	66
Figure 7.6. Ductilité en rotation [8]	66
Figure 7.7 : Classes de ductilité [5]	67
Figure 7.8.a. Réduction de la force sismique et taux de ductilité [8]	68
Figure 7.8.b. Relation entre facteur de réduction (R) et demande de ductilité [8]	68
Figure 7.9. Distribution de la courbure dans un poteau typique [8]	71
Figure 7.10. Mécanisme relatif à la rotation des poteaux dans le ieme niveau [8]	71
Figure 7.11. Distribution de la courbure dans un poteau type au premier écoulement d'un portique [8]	72
Figure 7.12. Mécanisme relatif à la rotation des poutres [8]	73
Figure 7.13. Géométrie des déformations plastiques dans un mécanisme de poutre [8]	74
Figure 7.14. Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau [7]	76
Figure 7.15. Coffrage des poteaux [7]	79
Figure 7.16. Dimension à respecter par les poutres [7]	80
Figure 7.17. Coupe de voie en élévation [7]	81

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.1. Principe de dimensionnement, classe de ductilité des structures et limites supérieures des valeurs de référence des coefficients de comportement [5]	26
Tableau 4.1. Extrait de l'annexe 1, classification sismique des wilayas et communes d'Algérie selon RPA99/V2003 [7]	38
Tableau 4.2. Classification des sites selon RPA 99/V2003 [7]	41
Tableau 4.3. Valeurs du coefficient de comportement R selon RPA99/V2003 [7]	45
Tableau 5.1. Coefficient d'accélération de zone « A » [7]	47
Tableau 5.2. Valeurs de T_1 et T_2 [7]	48
Tableau 5.4. Valeurs des pénalités P_q [7]	50
Tableau 5.5. Valeurs du coefficient de pondération β [7]	50
Tableau 5.6. Valeurs du coefficient C_T [7]	51
Tableau 7.1. Valeurs de μ_ϕ pour une demande de ductilité de déplacement donnée	75
Tableau 7.2. Spécifications des dimensions de coffrages minimums des poteaux [7]	78
Tableau 7.3. Spécifications des dimensions de ferrailage minimums des poteaux [7]	79

Préambule

Les séismes sont des phénomènes naturels dévastateurs, touchent de nombreuses régions à travers le monde. Leur impact sur les infrastructures est considérable, entraînant souvent des pertes humaines et matérielles. Face à ce défi, la discipline du génie parasismique a émergé pour concevoir des structures capables de résister aux secousses sismiques.

Le présent polycopié intitulé (Génie parasismique), est destiné particulièrement aux étudiants de Master 2 en génie civil, option Structures vise à fournir les connaissances essentielles pour comprendre et maîtriser les principes du génie parasismique. Nous aborderons les concepts fondamentaux, les méthodes de dimensionnement, ainsi que les règles et normes en vigueur.

Ce polycopié de cours est structuré en sept chapitres conformément au canevas de Master 2, filière génie civile, spécialité structures :

Le premier chapitre présente les 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 les méthodes de dimensionnement. Par la suite dans le troisième chapitre des notions sur les caractéristiques des bâtiments résistant aux séismes sont données. Le 4ème 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.

CHAPITRE 1 (Elément De Sismologie)

1.1. Définition et causes du séisme

Les séismes majeurs sont liés à l'existence de mouvements tectoniques globaux continuellement en action qui soulèvent des chaînes de montagnes et creusent des tranchées océaniques à la surface de la terre. Ces mouvements affectent une quinzaine de "plaques" sphéroïdales et engendrent des contraintes sur les lignes de contact des plaques. Lorsque ces contraintes deviennent trop élevées et supérieures à la « **résistance au frottement** », une rupture brutale se produit : c'est un **tremblement de terre**, à la suite duquel un nouvel état provisoire de stabilité est réalisé [6].

Il résulte de cette description qu'il existe des régions du monde à plus ou moins haut risque sismique, suivant qu'elles sont plus ou moins proches des zones de jonctions des "plaques", (figure 1.1) [6].

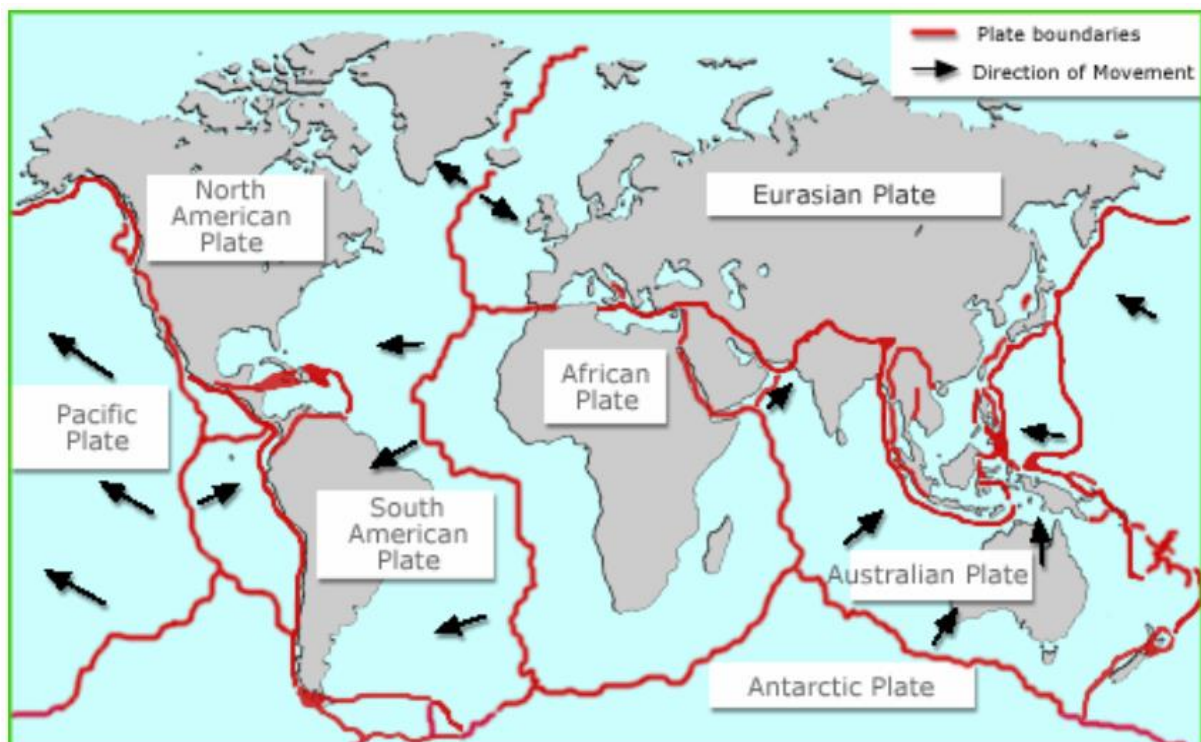


Figure 1.1. Carte du monde montrant les principales plaques tectoniques.
(d'après Bristol University website: www.ideers.bris.ac.uk). [6].

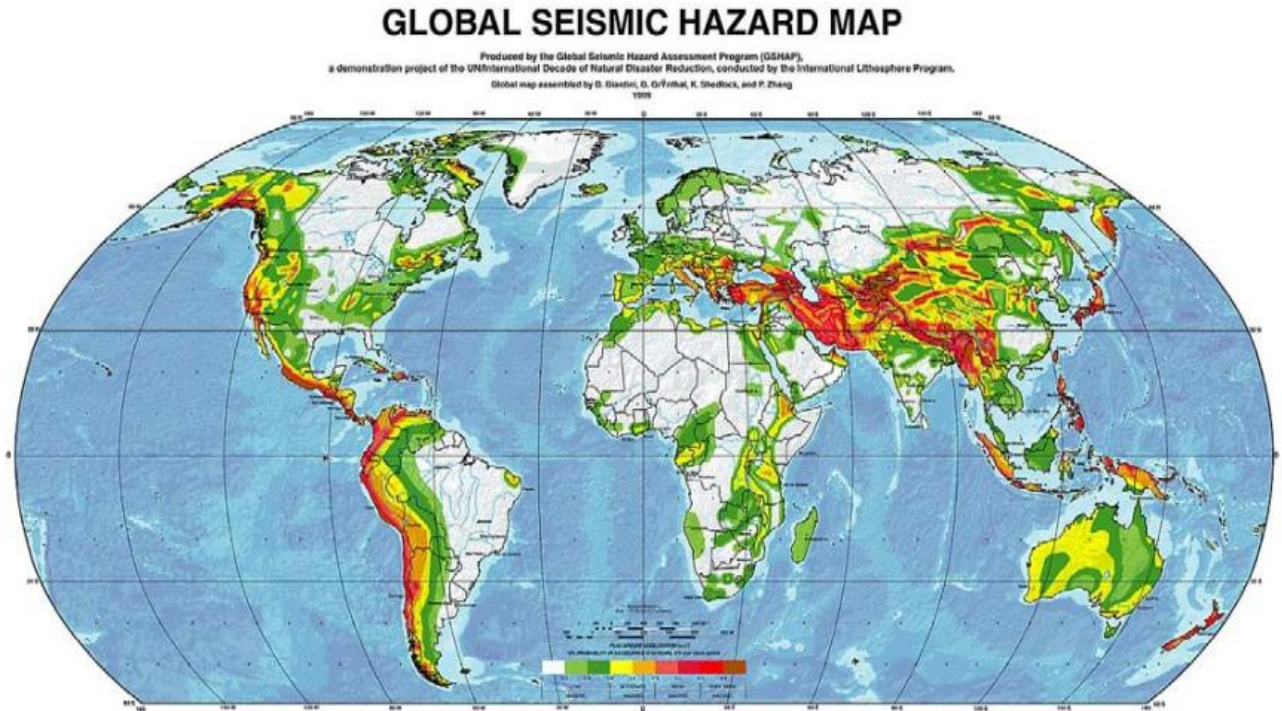


Figure 1.2. Les zones de sismicité élevée se trouvent aux lignes inter – plaques (seismic hazard =alea sismique) [6].

Pour les séismes importants, le mouvement relatif des bords de la faille peut être apparent en surface, (figure 1.3). Il existe différents types de mouvement relatif : coulissage horizontal, coulissage vertical. Ces déplacements relatifs permanents du sol s’observent près de l’épicentre du séisme, mais le choc du tremblement de terre entraîne aussi la création et la propagation d’ondes de compression et de cisaillement dans le sol à des distances très grandes ; en fait ces ondes font le tour de la terre en s’atténuant progressivement. A la surface du globe, l’effet de ces ondes est un mouvement de déplacement vertical et horizontal du sol. Le déplacement horizontal différentiel entraîne des rotations (figure 1.4) [1].



Figure 1.3. Coulissage de la faille San Andreas (Californie) [6].

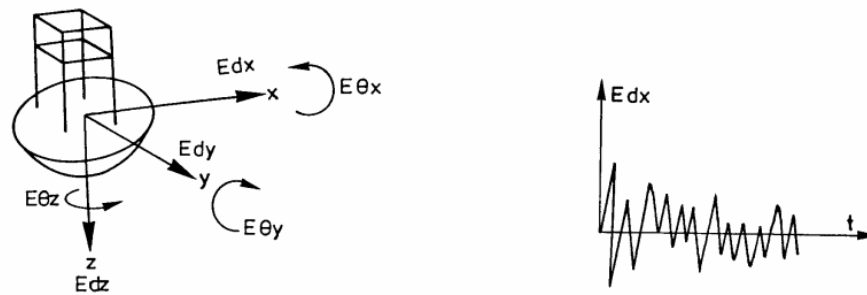


Figure 1.4. Composantes de l'action sismique [1].

L'importance relative des composantes du mouvement du sol en un point dépend de la position du point considéré par rapport au *foyer* (ou *hypocentre*) du séisme (figure 1.5) [6], le foyer représente la zone de la faille où s'est produite la rupture et d'où les ondes sismiques commencent à se propager. A l'aplomb de celui-ci (épïcéntré), correspond à la projection de l'hypocentre à la surface du globe (surface de la terre), et en général, il est associé au mouvement sismique le plus élevé, la composante verticale est du même ordre que la composante horizontale (figure 1.6) [6]. A plus grande distance, l'importance relative de la composante verticale diminue et vaut 50 à 70% de l'horizontale. Les composantes de rotation ont généralement des effets négligeables. Le mouvement vertical est souvent perçu comme moins dommageable que l'horizontal, partiellement en raison de l'importance généralement moindre de cette composante, mais surtout en raison du fait que les constructions sont naturellement conçues pour reprendre l'action verticale de la pesanteur avec une sécurité convenable alors qu'elles ne présentent pas les mêmes ressources pour une action horizontale.

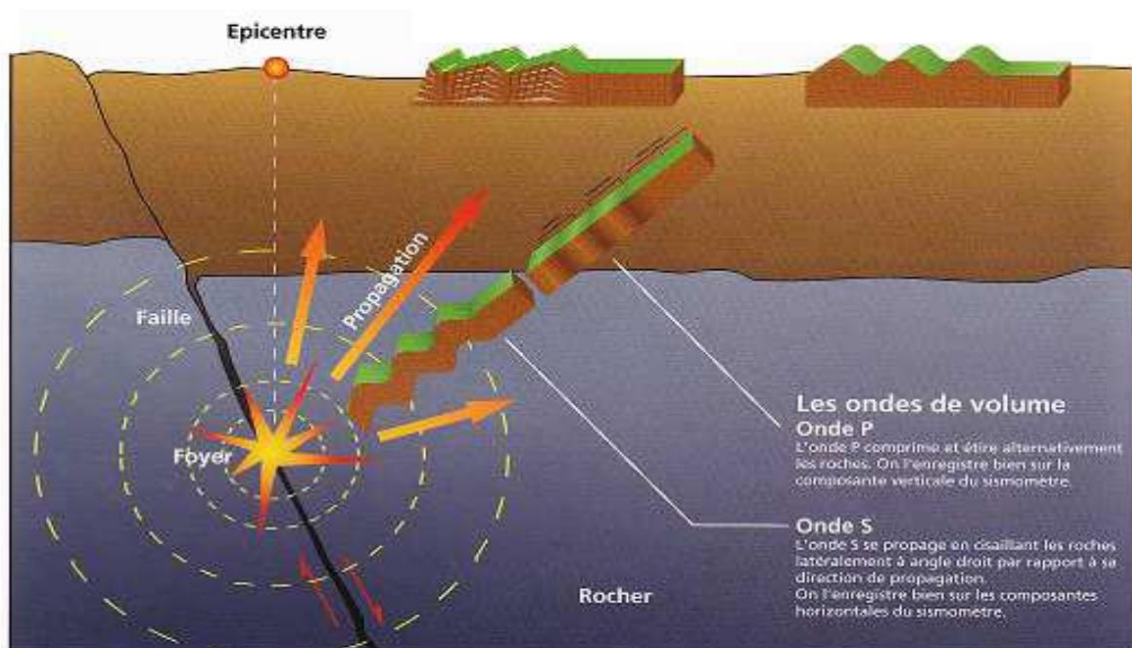


Figure 1.5. Mécanisme de rupture entraînant la propagation d'ondes génératrices de tremblement de terre [6].

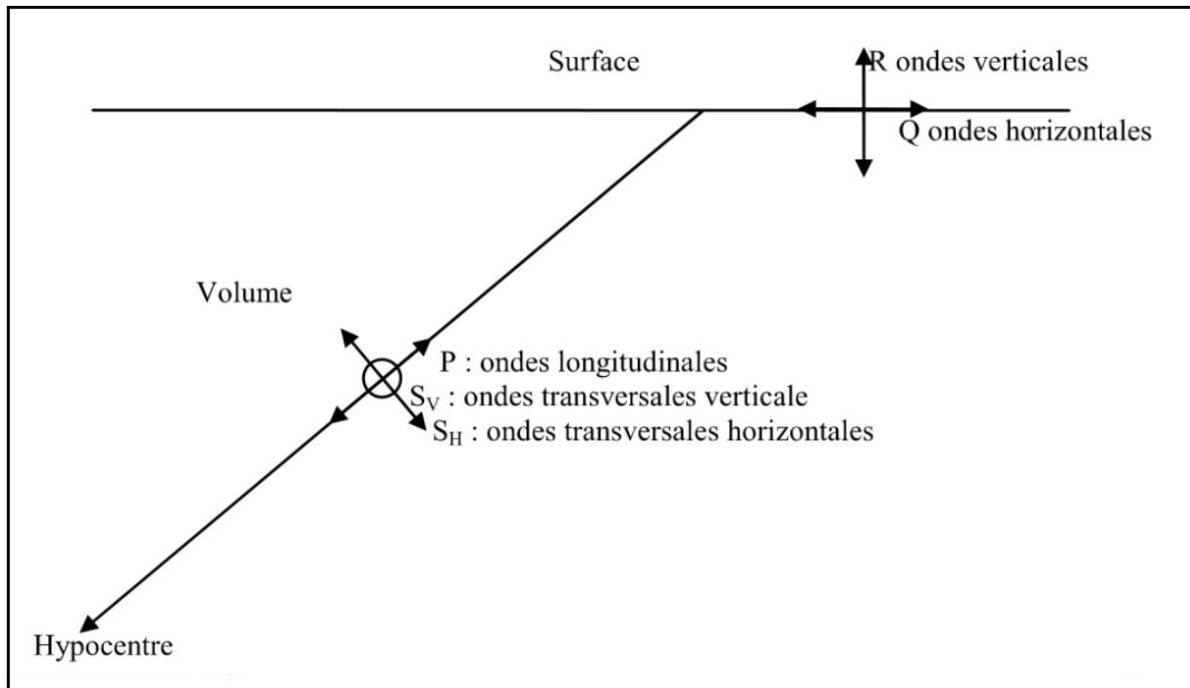


Figure 1.6. Les ondes sismiques de volume et de surface [6].

1.2. Caractérisation des séismes

On peut caractériser la "taille" du tremblement de terre par différents paramètres [6].

La magnitude M (Echelle de RICHTER) définie en 1935 par Richter pour les séismes de Californie, est une fonction de l'amplitude maximale qu'enregistre un séismographe particulier à 100 km de l'épicentre (figure 1.7), la magnitude M n'est pas une échelle mais une évaluation de l'énergie libérée au foyer du tremblement de terre. Comme telle, cette quantité n'est pas utilisable par l'ingénieur des constructions qui s'intéresse à un mouvement en surface et dans une zone géographique donnée. La magnitude de Richter mesure l'énergie émise sous forme d'ondes élastiques. Un séisme de magnitude 5.0 correspond à peu près à l'énergie dégagée par la bombe nucléaire qui a détruit Hiroshima. La relation qui existe entre la magnitude et l'énergie sismique libérée montre qu'un séisme de magnitude 7 libère à lui seul autant d'énergie qu'une trentaine de séisme de magnitude 6.

Plusieurs types de magnitude peuvent être utilisés pour caractériser un séisme [6] :

a - Magnitude locale M_l : définie pour des séismes locaux (courte distance), elle dépend d'une relation entre la distance d'enregistrement et l'amplitude maximale observée.

b- Magnitude des ondes de surface M_s : valable pour toutes les distances, elle est calculée à partir des ondes de surface de Rayleigh et caractérise des séismes importants à faible profondeur.

c- Magnitude des ondes de volume M_B : calculée à partir des ondes de compression P et elle est généralement utilisée pour les séismes profonds qui ne génèrent pas d'ondes de surface.

d- Magnitude de durée M_D : calculée pour des petits séismes, elle rend compte de la durée du signal entre l'arrivée de la première onde et l'instant où le signal retrouve le niveau du bruit de fond sismique initial.

e- Magnitude de moment M_w : directement reliée au moment sismique du séisme, elle est utilisée pour les gros séismes ($M_w > 7.5$) pour lesquels les M_s et M_l sous-estiment les énergies libérées.

Magnitude	Niveau	Fréquence	Description
Moins de 2,0	Micro	8 000 par jour	Micro tremblement de terre, non ressenti.
2,0 à 2,9	Très mineur	1 000 par jour	Généralement non ressenti mais détecté/ enregistré.
3,0 à 3,9	Mineur	49 000 par an	Souvent ressenti mais causant rarement des dommages.
4,0 à 4,9	Léger	6 200 par an	Secousses notables d'objets à l'intérieur des maisons, bruits d'entrechoquement. Dommages importants peu communs.
5,0 à 5,9	Modéré	800 par an	Peut causer des dommages majeurs à des édifices mal conçus dans des zones restreintes. Cause de légers dommages aux édifices bien construits.
6,0 à 6,9	Fort	120 par an	Peut être destructeur dans des zones allant jusqu'à 180 kilomètres à la ronde si elles sont peuplées.
7,0 à 7,9	Majeur	18 par an	Peut provoquer des secousses faibles dans des zones plus vastes.
8,0 à 8,9	Important	1 par an	Peut causer des dommages sérieux dans des zones à des centaines de kilomètres à la ronde.
9,0 et plus	Exceptionnel	1 tous les 20 ans	Dévaste des zones de plusieurs milliers de kilomètres à la ronde.

Figure 1.7. Description du Séisme selon Richter [6].

L'intensité I (Echelle de MERCALLI ou échelle MSK) d'un séisme n'est pas une mesure scientifique ; elle se détermine à partir de l'observation des conséquences d'un séisme sur une échelle de degrés d'intensité, comprend 12 degrés et elle a été établie après l'étude et la comparaison des effets d'un grand nombre de séismes au cours de plusieurs années d'observation (figure 1.8) [6].

L'intensité est donc fonction de la distance de l'épicentre puisque la secousse est ressentie la plus forte à l'épicentre. Il s'agit d'une grandeur traduisant le degré de violence d'un séisme déterminé d'après l'importance, la gravité des effets macrosismiques (ressentis et observés).

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

Figure 1.8. L'échelle M.S.K simplifiée [6].

L'accélération maximale (ag) du sol ou accélération de pointe, *PGA* (Peak Ground Acceleration) en anglais. Son ordre de grandeur est de **0,4g à 0,6g** en *zone très sismique* (Japon, Turquie) et de **0 à 0,1g** en *zone faiblement sismique*. L'amplitude de l'accélération maximale du sol permet de se faire une idée de la résultante de force **F** appliquée à la construction de masse **m** : $F = m.ag$ si la construction est indéformable et bouge comme le sol. C'est en termes de d'accélération maximale **ag** au niveau du *bedrock* qu'on exprime les cartes de zonation ou zonage sismique quantifiant le niveau sismique à prendre en compte pour l'application des règles de constructions parasismiques.

Déplacement maximal (dg) du sol, qui donne une idée de l'ordre de grandeur du déplacement relatif du centre de gravité de la structure par rapport à la base de la structure : *quelques cm en zone faiblement sismique, jusqu'à un m en zone très sismique*.

Durée du tremblement de terre : La durée du tremblement de terre est un paramètre significatif dans les processus de fissurations et dégradations progressives des éléments d'une construction. Elle est liée à la magnitude du séisme. *Cette durée est au maximum de l'ordre de 60s en zone très sismique, mais n'est que de quelques secondes en zone peu sismique.*

La caractérisation la plus explicite d'un tremblement de terre est évidemment constituée d'**accélérogrammes** enregistrés dans la zone géographique considérée (Voir paragraphe 1.4), qui contiennent à la fois les aspects accélérations, durée et contenu fréquentiel. Les accélérogrammes constituent une donnée d'action directement utilisable par la dynamique des structures [1].

Enfin, **les spectres de réponse** constituent la caractérisation des tremblements de terre la plus couramment utilisée par l'ingénieur des constructions. Ils sont des sous-produits des accélérogrammes et permettent un calcul simple des efforts internes dans une structure soumise à séisme [4].

1.3. Les différents types d'ondes

A partir du foyer la secousse sismique se propage sous forme d'ondes qui compte tenu de l'hétérogénéité du sol, engendrent en surface un mouvement vibratoire complexe difficilement prévisible en un site donné.

On distingue **deux grands** types d'ondes émises par un séisme : **les ondes de volume**, celles qui se propagent à l'intérieur de la terre et qui comprennent les ondes S (secondaire) et les ondes P (primaires), et **les ondes de surface**, celles qui ne se propagent qu'en surface et qui comprennent les ondes de Love et de Rayleigh [6].

1.3.1. Les ondes S : sont des ondes de **cisaillement** qui ne se propagent que dans les solides. Les particules oscillent dans un plan vertical, à angle droit par rapport à la direction de propagation de l'onde (figure 1.9) [6].

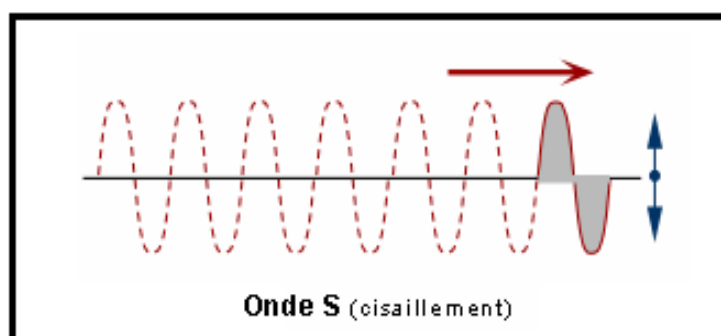


Figure 1.9. Représentation des ondes S [6].

1.3.2. Les ondes P : sont des ondes de *compression-traction* qui se propagent dans tous les états de la matière. Les particules se déplacent selon un mouvement *avant-arrière* dans la direction de la propagation de l'onde, elles sont plus rapides (environ 1.8 fois) que les ondes S (figure 1.10) [6].

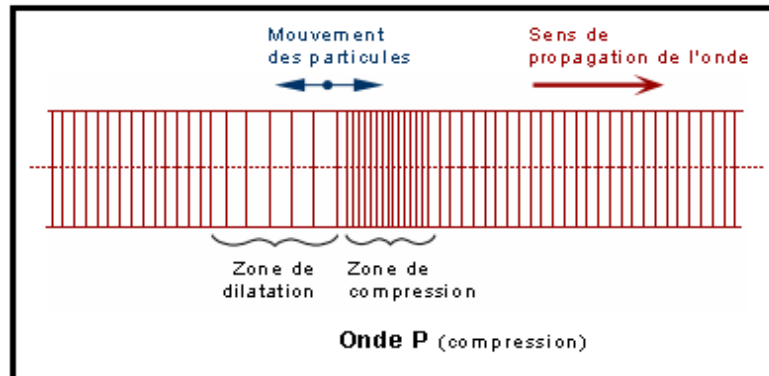


Figure 1.10. Représentation des ondes P [6].

Les vitesses des ondes primaires, V_p et secondaire V_s sont définies de la manière suivante :

$$V_p = \sqrt{\frac{k + \frac{4}{3}\mu}{\rho}} \quad \text{Eq (1.1)}$$

$$V_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \quad \text{Eq (1.2)}$$

k : Le module d'incompressibilité ou d'élasticité

ρ : Est la densité du milieu

μ : Le module de rigidité ou de cisaillement

1.3.3. Les ondes de Love ou ondes L : sont des ondes de cisaillement, comme les ondes S, mais qui oscillent dans un plan horizontal. Elles impriment au sol un mouvement de vibration latéral (figure 1.11) [6].



Figure 1.11. Représentation des ondes de love [6].

1.3.4. Les ondes de Rayleigh : sont assimilables à une vague ; les particules du sol se déplacent selon une ellipse, créant une véritable vague qui affecte le sol lors des grands tremblements de terre (figure 1.12) [6].

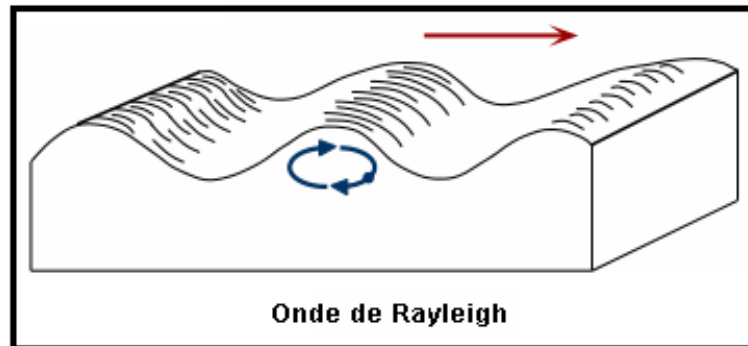


Figure 1.12. Représentation des ondes de Rayleigh [6].

1.4. Représentation du mouvement sismique

Un *sismographe* permet de restituer sous forme de représentation analogique les mouvements sismiques sous forme de *déplacement*, *vitesse* ou *accélération*. Les enregistrements correspondant à l'accélération en fonction du temps sont des *accélérogrammes* (figure 1.13) [5].

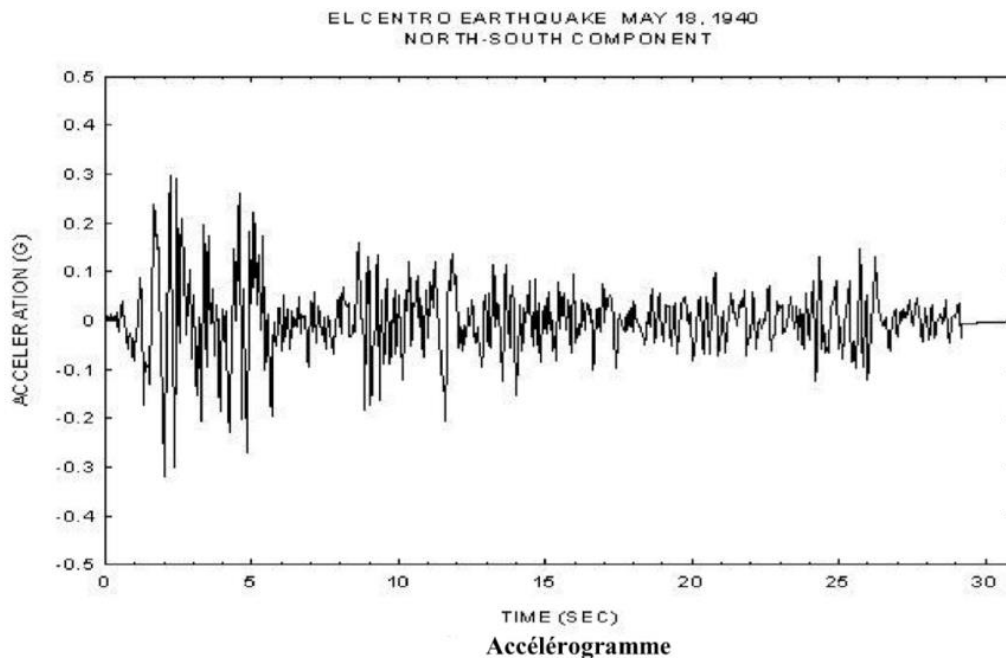


Figure 1.13. Représentation du séisme par un accélérogramme [5].

Ainsi, sur un enregistrement *accélérométrique*. Un *accélérogramme* $x(t)$ est donc une fonction à variations rapides et irrégulières autour de zéro dont la durée totale T peut varier de quelques secondes à quelques dizaines de secondes. Généralement, cette fonction se décompose en une phase initiale pour laquelle les accélérations sont faibles, une phase forte suivie d'une phase modérée et une phase progressive de retour à une accélération finale nulle. La durée totale d'un séisme est largement conditionnée par le seuil de déclenchement des appareils de mesures ce qui ne lui offre qu'une représentation physique limitée, d'autant plus que les phases à faibles accélérations, d'une durée variable, sont généralement sans intérêt pour l'analyse des structures. La durée de phase forte est en revanche plus significative pour conduire l'analyse sismique d'un ouvrage [5].

1.5. Des effets induits des tremblements de terre

1.5.1. Liquéfaction des Sols : La liquéfaction du sol est un phénomène sismique géologique, généralement brutal et temporaire, par lequel un sol saturé en eau perd une partie ou la totalité de sa portance, permettant ainsi l'enfoncement et l'effondrement des constructions (figures 1.14 et 1.15) [4].

L'explication du phénomène est la suivante :

La résistance au cisaillement d'un sol est donnée par la relation :

$$\tau_R = (\sigma - u) \operatorname{tg}\Phi \quad \text{Eq (1.3)}$$

avec : Φ : angle de frottement interne du sol $(\sigma - u)$: pression effective

σ : pression non déjaugée u : pression interstitielle de l'eau contenue dans le sol.

Comme la mise en mouvement du sol entraîne une montée de la pression interstitielle « u », il y a réduction de la résistance τ_R du sol, jusqu'à son annulation :

$$\tau_R = (\sigma - u) \operatorname{tg}\Phi = 0 \quad \text{Eq (1.4)}$$

Un matériau sans résistance au cisaillement se comporte comme un liquide, d'où le terme « liquéfaction » du sol.



Figure 1.14. Liquéfaction des sols Séisme de Caracas, Venezuela 1967 [4].

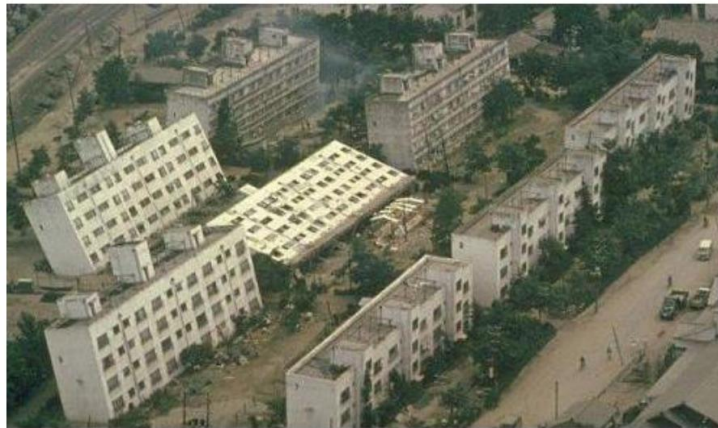


Figure 1.15. Liquéfaction des sols, voire renversement du Bâtiment Séisme de Niigata 1964, au Japan [4].

1.5.2. Glissement de Terrain : Le glissement du terrain est phénomène d'origine sismique, géologique et géophysique ou une masse de terre descend sur une pente (figure 1.16) [4].



Figure 1.16. Glissement du Terrain [4].

1.5.3. Tsunami : Ce phénomène provoque une formation d'onde en surface de l'eau (vague); cette vague se propage depuis la zone épiscopentrale sur des centaines de km ; sa hauteur peut atteindre la dizaine de mètres pour des séismes majeurs ; le « tsunami » est l'effet du déferlement de cette vague sur la côte : destruction de constructions, entrainement de bateaux à l'intérieur des terres, etc...(figure 1.17) [4].



Figure 1.17. Effets d'un tsunami lors du séisme chilien de 1960 [4].

1.6. Localisation des séismes

Pour localiser un tremblement de terre, il faut pour la région un modèle permettant de calculer les temps de propagation des ondes et, au minimum, *trois stations d'enregistrement*. Sur les sismogrammes on repère le temps d'arrivée des ondes **P** (t_p) et **S** (t_s) [6].

La différence ($t_s - t_p$) est proportionnelle à la distance au foyer **R**. En effet, en considérant un milieu de vitesses homogène V_p et V_s , les temps absolus d'arrivée des ondes **P** et **S** à la station sont données-ci-dessous.

$$t_p = \frac{R}{V_p} + t_0 \quad \text{et} \quad t_s = \frac{R}{V_s} + t_0 \quad \text{Eq (1.5)}$$

2 équations à 2 inconnues **R** et t_0 , d'où

$$R = f_v(t_s - t_p) \quad \text{Eq (1.6)}$$

Avec :

$$f_v = \frac{1}{\left(\frac{1}{V_s} - \frac{1}{V_p} \right)} \quad \text{Eq (1.7)}$$

D'où

$$R = \frac{(t_s - t_p)}{\left(\frac{1}{V_s} - \frac{1}{V_p}\right)} \tag{Eq (1.8)}$$

Où f_p est le facteur de proportionnalité qui dépend des vitesses des ondes S et P . En déterminant un choix de modèle, c'est-à-dire des valeurs moyennes de vitesse appropriée pour la région, ces équations permettent de déterminer le temps d'occurrence du séisme t_0 et sa distance à chaque station d'enregistrement R_i centrés sur les coordonnées géographiques des trois stations, donne le lieu de l'épicentre du séisme (figure 1.18).

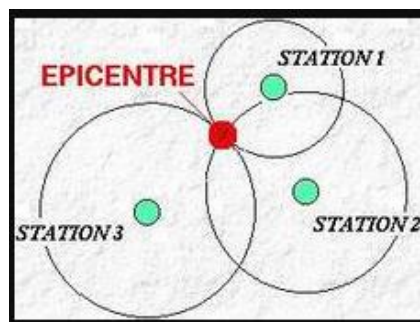
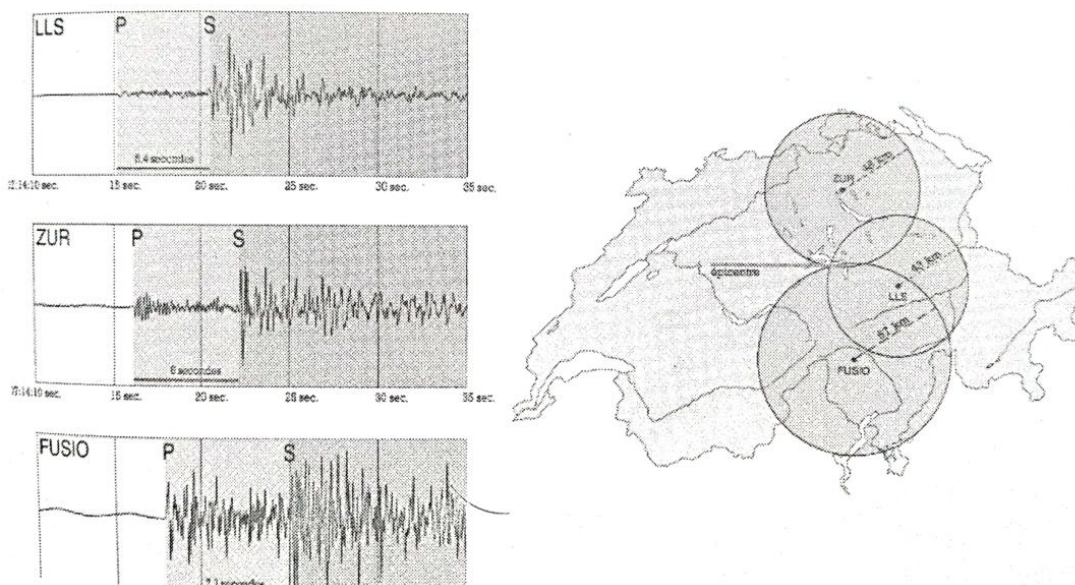


Figure 1.18. Localisation des séismes [6].

Exemple

Déterminer l'épicentre d'un séisme à l'aide de trois stations d'enregistrement (LLS, ZUR et FUSIO). La différence entre les temps d'arrivée des ondes P et S est respectivement de 5.4, 6 et 7.2 secondes. $V_p = 6.2km/s$ et $V_s = 3.5km/s$. En prenant comme facteur de proportionnalité $f_v = 8km/s$.



CHAPITRE 02 (Objectifs De La Protection Parasismique Et Méthodes De Dimensionnement)

2.1. Introduction

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

Dans ce qui suit en présente les points essentiels sur les objectifs de comportement et de protection parasismique ainsi que les méthodes de dimensionnement [4].

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 dépend de la structure étudiée. Ces exigences sont typiquement : l'opérabilité, l'intégrité, la stabilité, l'absence d'interaction, ou d'autres exigences spécifiques [4]. 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 bien vis-à-vis d'événements sismiques.
- ✓ Définir un niveau de performance économique qui procure une protection suffisant 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 avis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié [5].

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 (figure 2.1), en particulier :

- ✓ Des ossatures où les déformations sont essentiellement élastiques (structure résistante et rigide) ;
- ✓ 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.

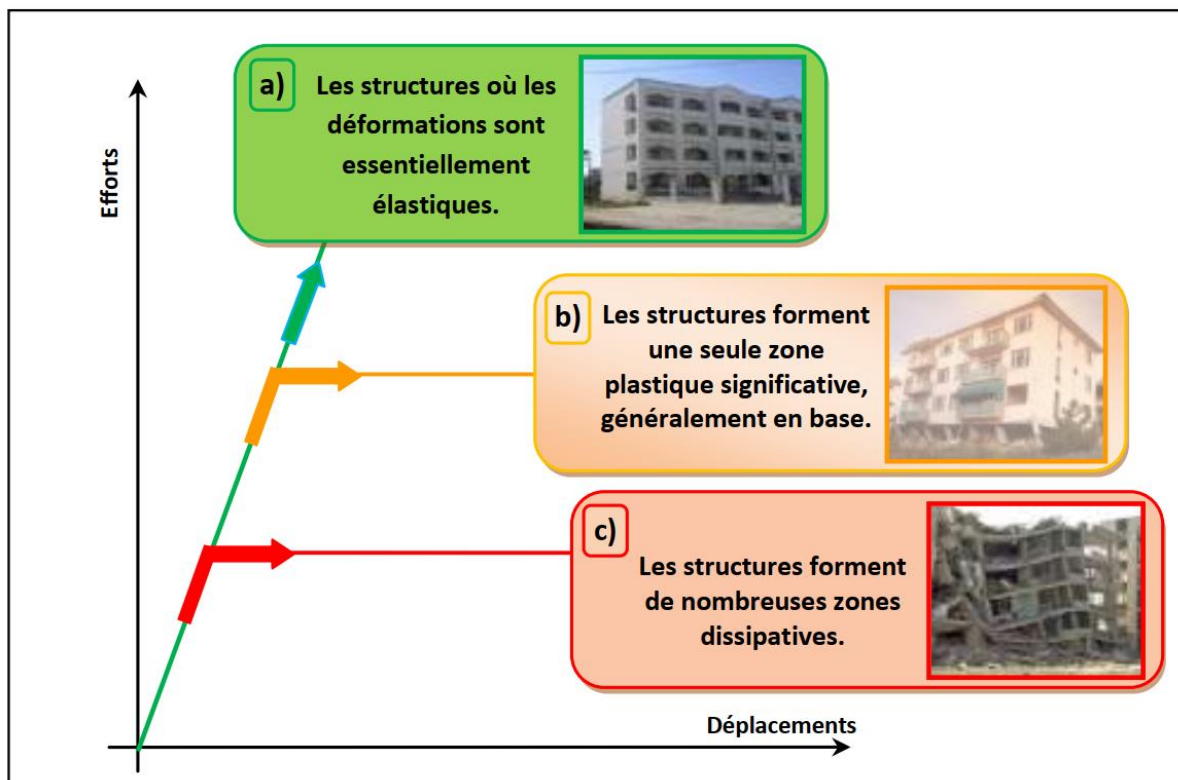


Figure 2.1. Comportement des structures [4].

Pour les ouvrages dits courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure [9] :

- ✓ 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 [3] :

- 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 [10].

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

- Dimensionnement conventionnel (non ductile),
- Dimensionnement en capacité (ductile).

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 [5].

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.

2.3.2. 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 de dimensionnement est basée sur la capacité de la structure plutôt que sur les sollicitations [5].

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 [5].

2.3.3. 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) [5] :

- **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 [10] :

- 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 génie parasismique, la réponse maximale d'un ouvrage, au cours d'un séisme, importe plus que la chronologie détaillée du mouvement dans le temps [10] ;

- **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) [10] ;

- **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 [10].

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 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 [5] ;

Les limites d'utilisation des méthodes de calcul

Les limites d'utilisation des méthodes de calcul s'établissent [10] :

- 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.

2.4. 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 [5].

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 [10].

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 [10].

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 [10].

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 à provoquer ce phénomène est supérieur à l'effet de stabilisation [10].

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 [7].

$$E_d < R \quad \text{Eq (2.1)}$$

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- Δ) lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les étages. $\theta < 0.01$.

θ : Coefficient de sensibilité au déplacement relatif entre étages (voir paragraphe effet (P-delta) [7]).

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 limitées aux valeurs maximales fixés par les règlements [7].

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 [7], 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 du RPA [7], 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 [7].

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 [5].

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 [9] :

- 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 2.2).

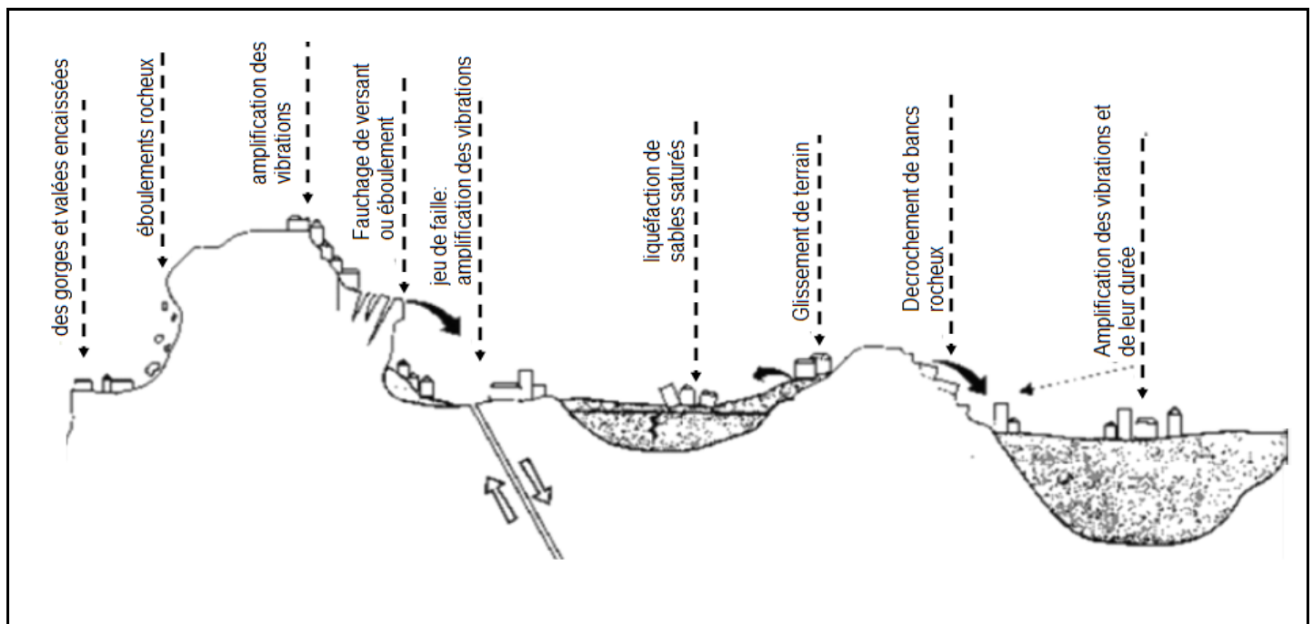


Figure 2.2. Effet du site [9].

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 [9].

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 (figures 2.3 et 2.4), [3].

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 [3]. 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.

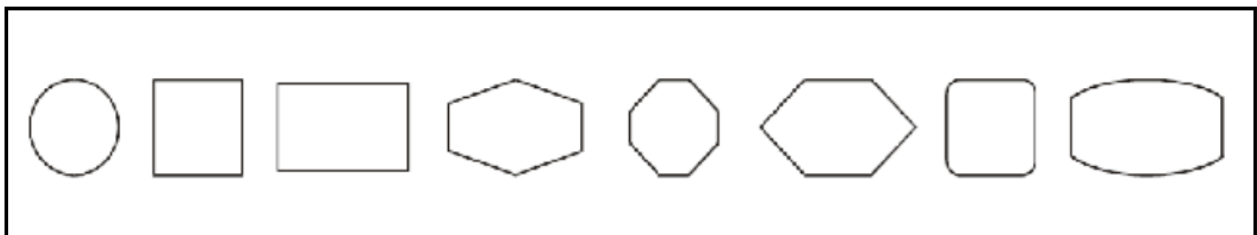


Figure 2.3. Plans favorables ; plans simples à deux axes de symétrie [3].

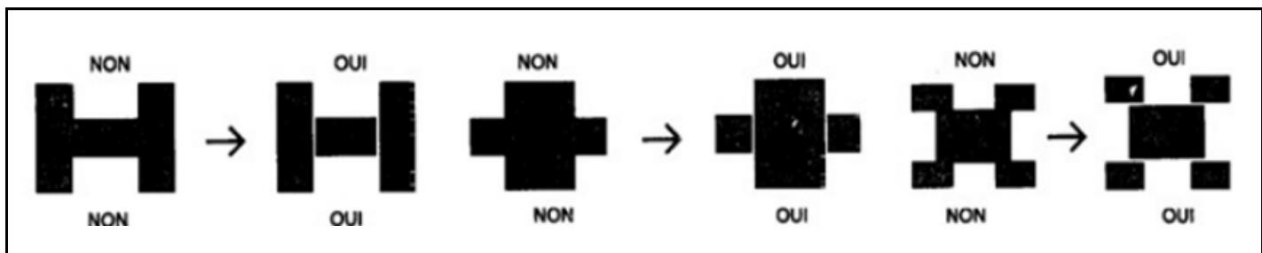


Figure 2.4. Plans complexes à deux axes [3].

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 [9].

d. Objectifs de la conception parasismique

L'objectif de ces dispositions c'est [3] :

- 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.

CHAPITRE 03 (Caractéristiques Des Bâtiments Résistant Aux Séismes)

3.1. Introduction

Le présent chapitre offre un large aperçu de l'art de la conception parasismique des bâtiments. Il expose des principes de base à suivre pour réaliser des ouvrages aptes à résister aux tremblements de terre.

Ces principes régissent essentiellement [3].

- **La conception et**
- **Les dispositions constructives**

Pour

- **la structure porteuse et**
- **les éléments non porteurs**

La conception et le choix des détails constructifs de la structure porteuse (murs, poteaux, dalles) et des éléments non-porteurs (cloisons intérieures, éléments de façade) jouent un rôle déterminant dans la tenue des bâtiments (comportement avant la rupture) et leur vulnérabilité face aux séismes (sensibilité à l'endommagement). Les principes exposés dans ce cours s'appliquent essentiellement aux nouvelles constructions [3].

3.2. Concepts généraux

3.2.1. Concept général de stabilité des bâtiments sous action sismique :

Tous les bâtiments constituent des « *boîtes* », dont le fonctionnement général est schématisé à la figure 3.1 et dont la stabilité implique le respect des trois (3) conditions suivantes [3] :

a. Une résistance adéquate des plans constituant la boîte :

- contreventements verticaux : murs, triangulations, portiques
- contreventements ou diaphragmes horizontaux ou sub-horizontaux : planchers, toitures, poutres «au vent », etc...

b. Un choix convenable de ces plans, tel que la géométrie globale de la boîte reste inchangée lors des mouvements sismiques : limitation des mouvements hors plan, gauchissement, ; ceci demande :

- un nombre convenable de plans de contreventement verticaux et horizontaux
- une bonne disposition relative de ces plans.

c. Des liaisons adéquates entre ces plans.

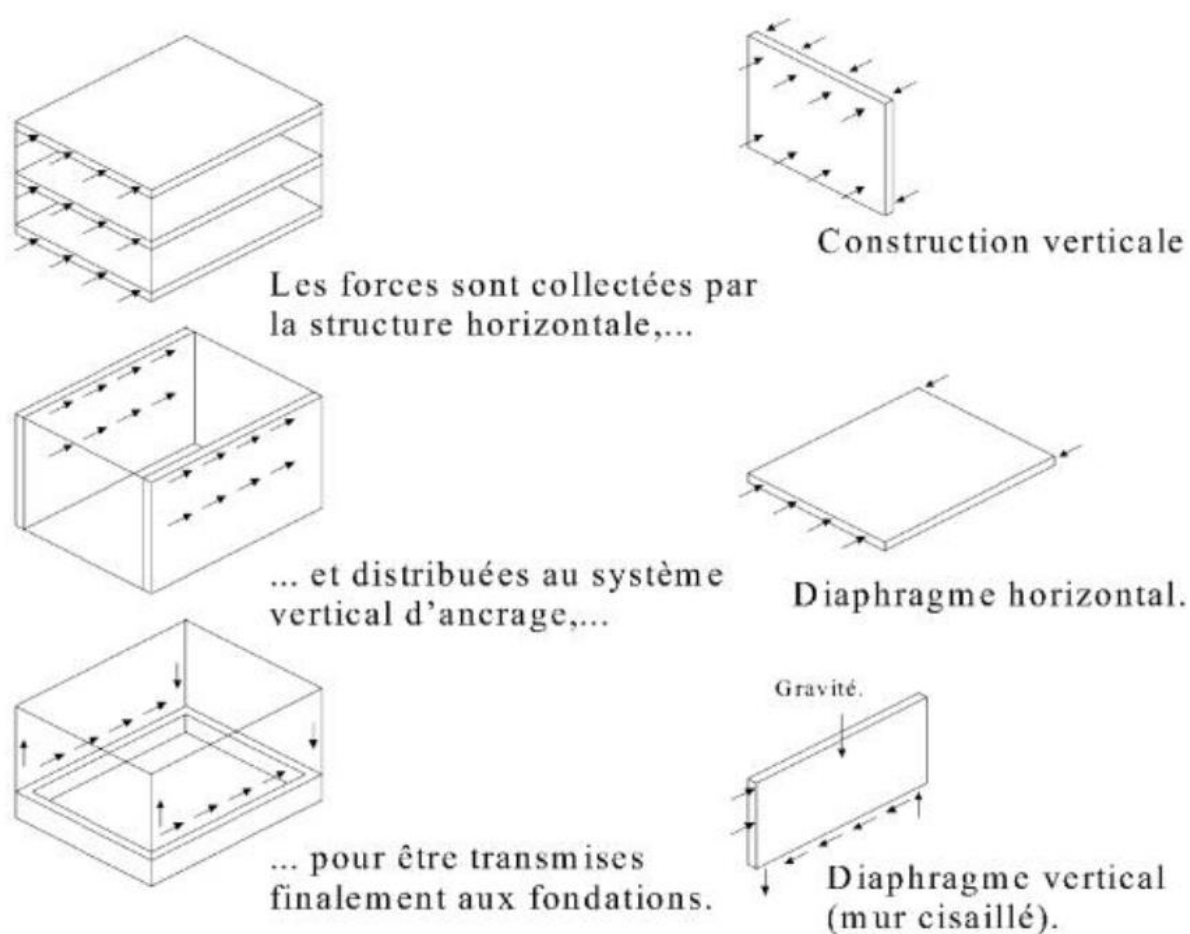


Figure 3.1. Schéma général de fonctionnement en « boîte » pour la reprise des actions horizontales de séisme ou de vent [3].

3.2.2. Objectif global du projet d'ossature parasismique :

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 (figure 3.2) en particulier [5] :

- 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.

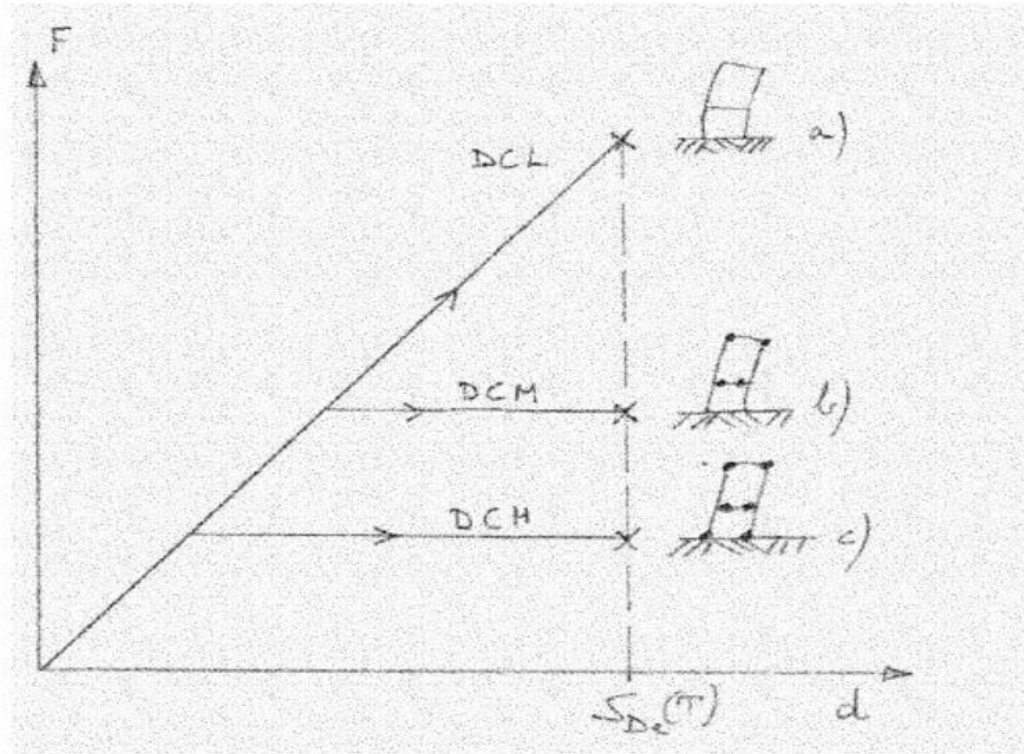


Figure 3.2. Comportement d’ossatures de même période T soumises à une poussée progressive jusqu’au déplacement de projet $S_{De}(T)$: a) projet à réponse purement élastique DCL, b) projet modérément dissipatif DCM et c) projet très dissipatif DCH [5].

Ces trois (03) niveaux possibles de dissipativité des projets sont distingués dans l’Eurocode 8 [5] par :

- des Classes de Ductilité de 3 niveaux, distinguées par les symboles **DCL**, **DCM** et **DCH** et par les valeurs du coefficient de comportement **q** (désigné dans le RPA99/V2003 par **R**) associé à ces classes (tableau 3.1).
- des exigences de dimensionnement associées au niveau visé de ductilité locale et globale

Tableau 3.1. Principe de dimensionnement, classe de ductilité des structures et limites supérieurs des valeurs de référence des coefficients de comportement [5].

Principe de dimensionnement	Classe de ductilité de la structure	Intervalle des valeurs de référence du coefficient de comportement q
comportement de structure faiblement dissipatif	DCL (limitée)	$q \leq 1,5 - 2$
comportement de structure dissipatif	DCM (moyenne)	$q \leq 4$ également limité par type d’ossature
	DCH (haute)	uniquement limité par type d’ossature

3.3. Principes de conception parasismique des bâtiments

3.3.1. Principe 1 : Simplicité de la structure :

Le comportement d'une structure simple est plus facile à comprendre et à calculer, le risque d'omettre un phénomène particulier, comme une interaction entre parties de raideur différente ou un cumul d'effets différents entre ces parties est faible. La simplicité d'ensemble concourt à la simplicité des détails [3].

3.3.2. Principe 2 : Continuité :

Toute discontinuité dans le dessin d'une structure conduit à une concentration de contraintes et de déformations. Une structure discontinue est toujours mauvaise, car le mécanisme de ruine qu'elle fait intervenir est local. Or la dissipation d'énergie dans la structure devrait être maximale, ce qui est obtenu en faisant intervenir le maximum d'éléments, de manière à constituer un mécanisme de ruine global et non local. Le comportement non homogène d'une structure présentant des discontinuités majeures est toujours source de problème, car il rend délicat le calcul de la structure, dans son ensemble, et difficile le dessin correct des nœuds cruciaux où doivent se produire les grandes déformations [3].

Le principe de continuité a un impact sur le dessin d'ensemble des structures, et se traduit aussi dans les détails de structure et dans la surveillance de chantier.

Dans les détails de la structure, il faut :

- éviter les affaiblissements de section (âmes évidées)
- réaliser des poutres et colonnes d'axes concourants ;
- éviter les changements brutaux de directions des éléments porteurs
- Eviter les changements brutaux de largeurs des éléments porteurs ; d'où il découle que les largeurs des poutres et colonnes concourantes doivent être peu différentes
- Soigner la conception des assemblages des éléments préfabriqués
- Positionner les joints de montage (acier, systèmes industrialisés en béton) ou les reprises (béton armé) en dehors des zones fortement contraintes.

Surveillance du chantier :

Il s'agit d'un aspect particulièrement important pour garantir la qualité réelle du travail effectué, en particulier [9] :

- Le positionnement des éléments préfabriqués en béton
- Le bétonnage de leurs joints d'assemblage

- La mise en place correcte des armatures, l'exécution soignée des reprises, en béton armé ;
- La qualité des matériaux mis en œuvre.

3.3.3. Principe 3 : Régularité en plan :

a1. 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 (RPA99/V2003) [7], (figure 3.3).

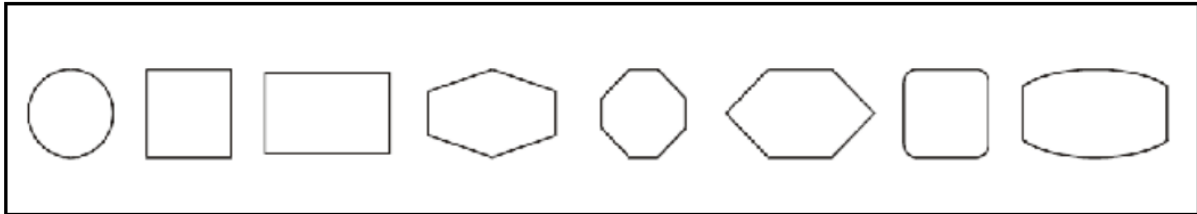


Figure 3.3. Plans favorables ; plans simples à deux axes de symétrie [7].

a2. 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 (RPA99/V2003) [57].

a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 (RPA99/V2003) [7].

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction, (figure 3.4) (RPA99/V2003) [7].

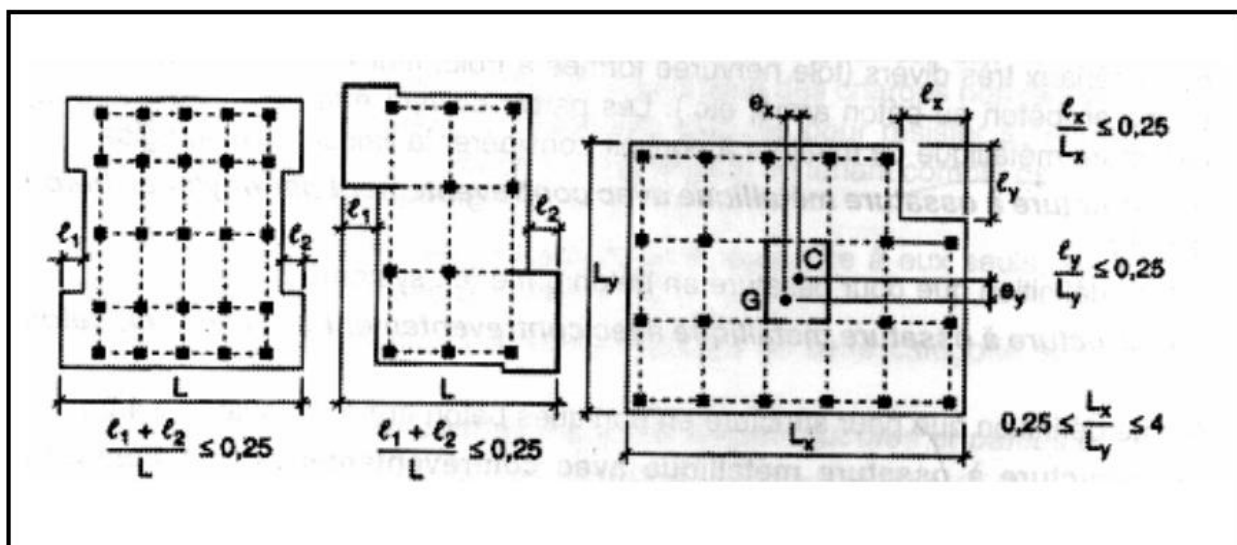


Figure 3.4. Limites des décrochements en plan [7].

a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan (RPA99/V2003) [7].

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier [7].

3.3.4. Principe 4 : 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 (RPA99/V2003) [7].

b2. Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment, (figure 3.5) (RPA99/V2003) [7].

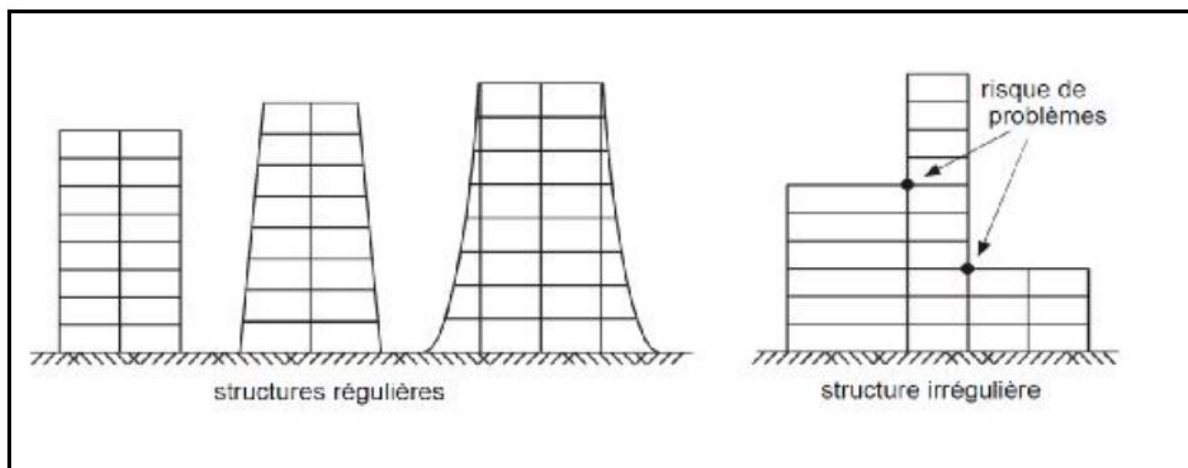


Figure 3.5. Régularité en élévation [7].

b3. Le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul [7].

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 (RPA99/V2003) [7].

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 3.6) (RPA99/V2003) [7].

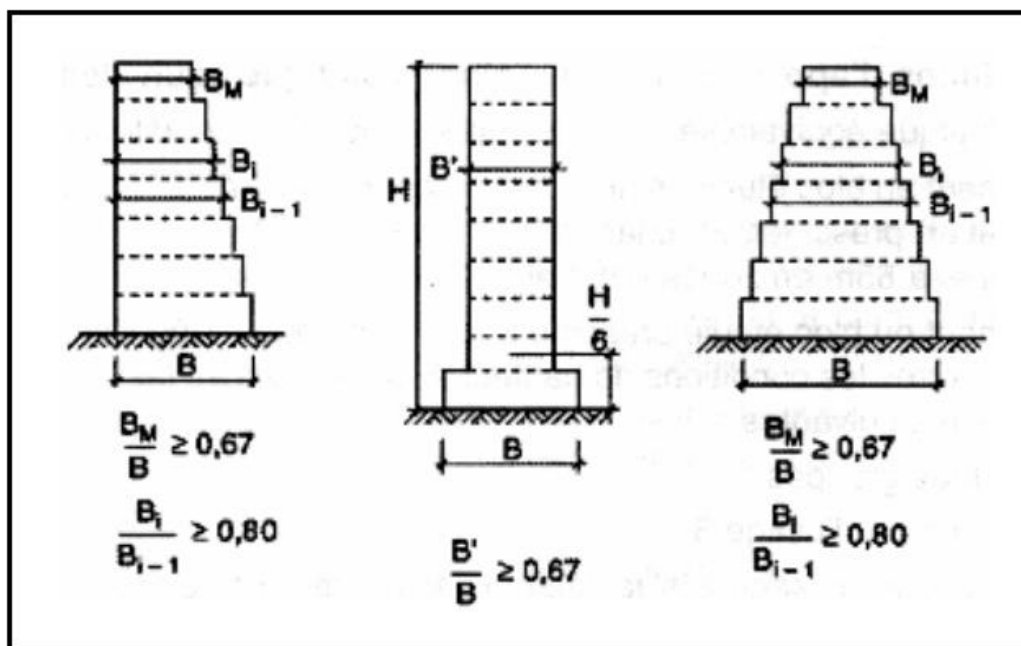


Figure 3.6. Limites des décrochements en élévation [7].

3.3.5. Principe 5 : Eviter l'étage souple :

L'effondrement d'un bâtiment soumis à un tremblement de terre est souvent imputable au fait que si les étages supérieurs sont bien contreventés (parois ou autres), le rez-de-chaussée ne comprend que des colonnes porteuses en raison de l'usage : commerces, bureaux, réception dans les hôtels, parkings. Il en résulte un niveau « mou » (« soft story »), flexible dans le plan horizontal [2]. Or les colonnes sont souvent incapables de suivre sans dégâts les déplacements relatifs entre le sol qui oscille et la partie supérieure du bâtiment qui tend à rester sur place. Les déformations plastiques, dites « rotules plastiques », qui apparaissent aux extrémités des colonnes déclenchent un mécanisme redouté dit « de colonnes » (ou « d'étage »), caractérisé par une concentration des déformations plastiques aux extrémités des colonnes. Il en résulte un comportement instable et l'effondrement du bâtiment est souvent inévitable, (figure 3.7) [2].

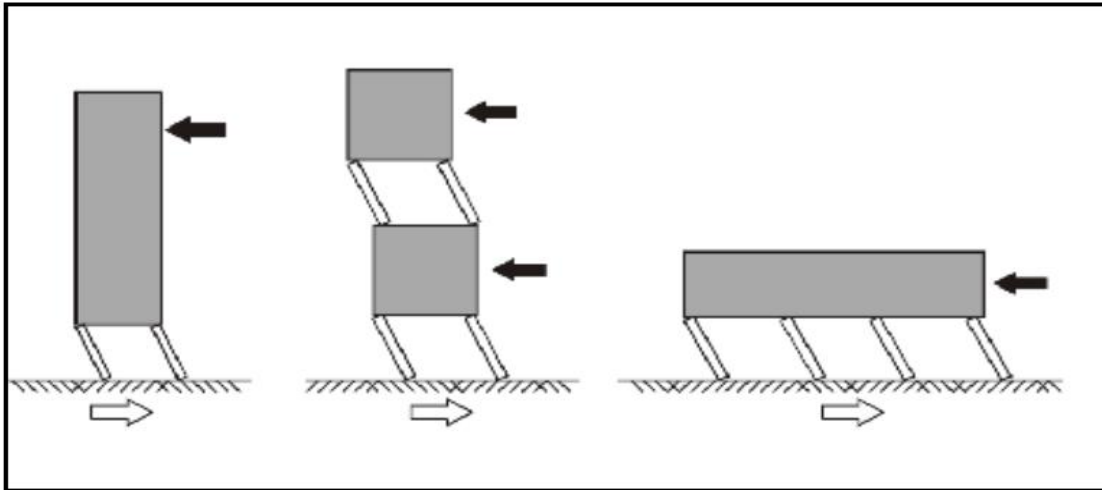


Figure 3.7. Bâtiments avec niveaux transparents. Lorsque les niveaux transparents sont plus flexibles que les autres niveaux, les poteaux de ces niveaux subissent de grandes déformations qui peuvent provoquer la ruine du bâtiment [2].

3.3.6. Principe 6 : Raideur et résistance à la torsion :

La distribution des contraintes dans un solide soumis à la 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, (figures 3.8 et 3.9).

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. La disposition constructive, classique en zone non sismique, où un seul noyau central (cage d'escalier et ascenseur) constitue le seul contreventement, offre peu de raideur torsionnelle et peut conduire à des sollicitations élevées des portiques périphériques [3].

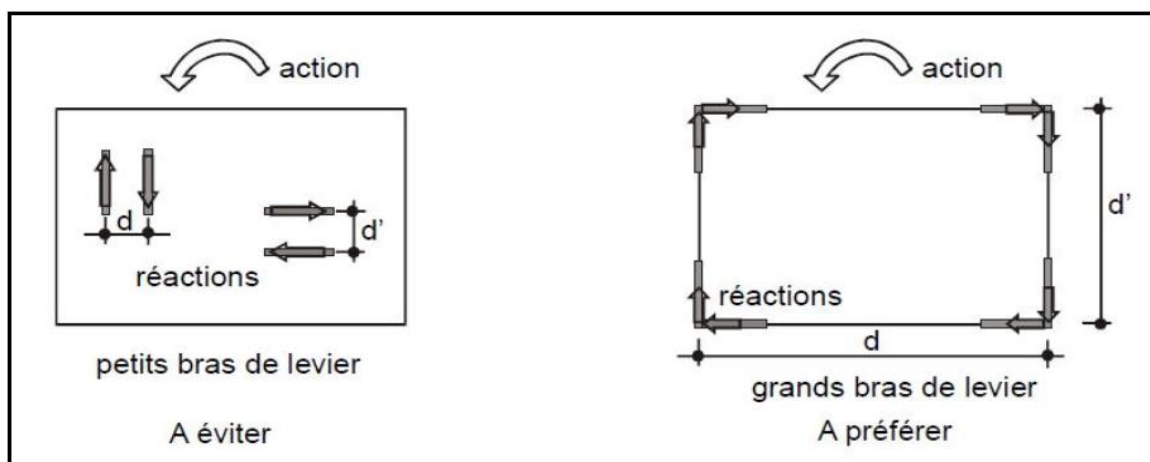


Figure 3.8. Une grande distance entre les éléments parallèles favorise la résistance de la structure à la torsion grâce à un bras de levier important dans le plan horizontal [3].

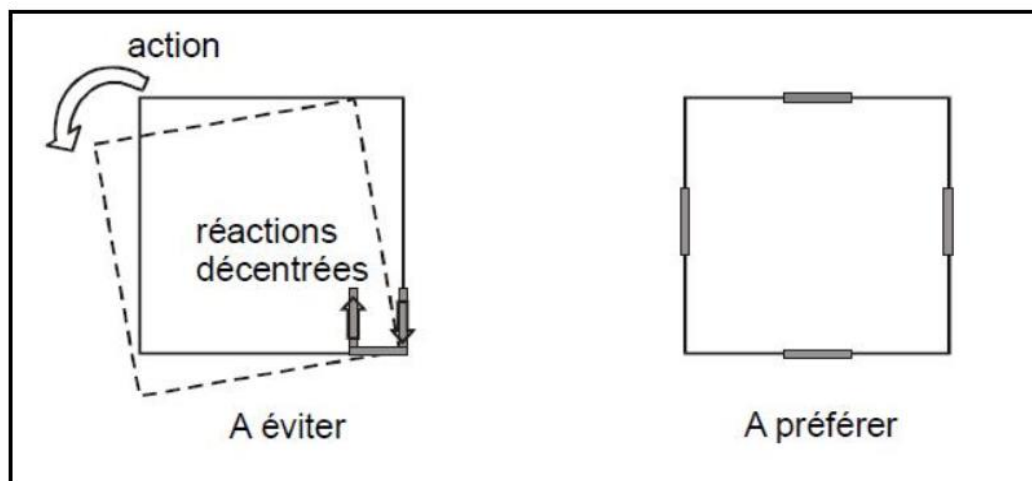


Figure 3.9. Une position décentrée des éléments de contreventement est à l'origine d'une sollicitation du bâtiment en torsion (en plus d'un bras de levier très faible) [3].

3.3.7. Principe 7 : Diaphragmes efficaces :

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. Les diaphragmes doivent être peu déformables dans leur plan, de manière à assurer une distribution efficace de l'action horizontale entre les différentes structures verticales. Idéalement, ils assurent à chaque niveau où ils sont présents une absence de déplacement horizontal relatif entre les structures verticales [3], (figure 3.10).

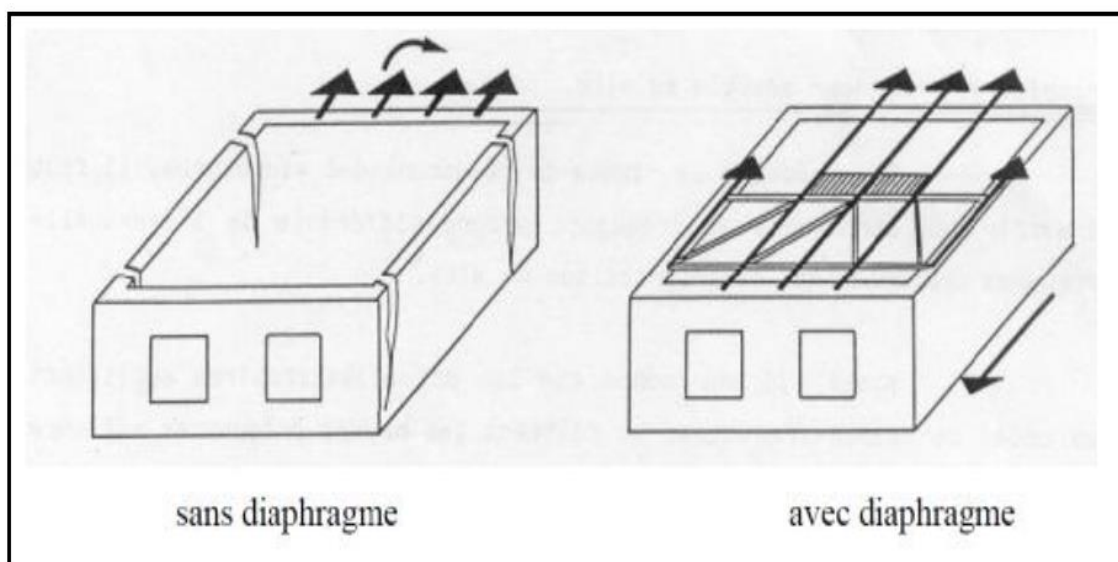


Figure 3.10. Effet d'un séisme sur une construction en maçonnerie sans et avec diaphragme [3].

Dans ce cas, l'action horizontale résultante à un niveau se répartit sur les contreventements verticaux proportionnellement à la raideur relative de ces derniers. Les éléments verticaux les plus rigides supportent ainsi les charges les plus importantes.

Lorsque la raideur d'un contreventement vertical diminue à cause de fissurations ou de sa ruine, les efforts qu'il ne peut plus reprendre sont automatiquement redistribués par le diaphragme horizontal sur les autres contreventements verticaux. Il est donc souhaitable que le nombre de contreventements verticaux soit supérieur au minimum nécessaire à la stabilité de la structure [9].

3.3.8. Principe 8 : Créer les conditions d'un mécanisme plastique global :

C'est le principe « **poteaux forts – poutres faibles** » pour la formation des **rotules plastiques** dans les poutres plutôt que dans les colonnes des ossatures en portiques [8], (figure 3.11).

Dans les bâtiments dont l'ossature primaire est faite de portiques qu'on souhaite faire travailler dans le domaine plastique sous séisme de projet (projets *DCM* ou *DCH*), il est fondamental pour la sécurité de développer les déformations plastiques dans les poutres et non dans les poteaux [5].

Plusieurs raisons justifient cette option [8] :

- C'est une condition nécessaire pour former un mécanisme plastique d'ossature de type global impliquant la formation de nombreuses rotules plastiques ; au contraire, la formation de zones plastiques dans les colonnes peut se limiter au seul niveau des premières rotules formées.
- L'effet $P - \delta$ est moins important dans ce cas.
- Des planchers et des poutres même fort endommagés ne s'effondrent pas individuellement, ils restent suspendus par les armatures ou les parties restantes des assemblages, alors que les dégâts aux poteaux entraînent facilement un effondrement d'ensemble.
- La ductilité est plus facilement réalisable dans des éléments purement fléchis.

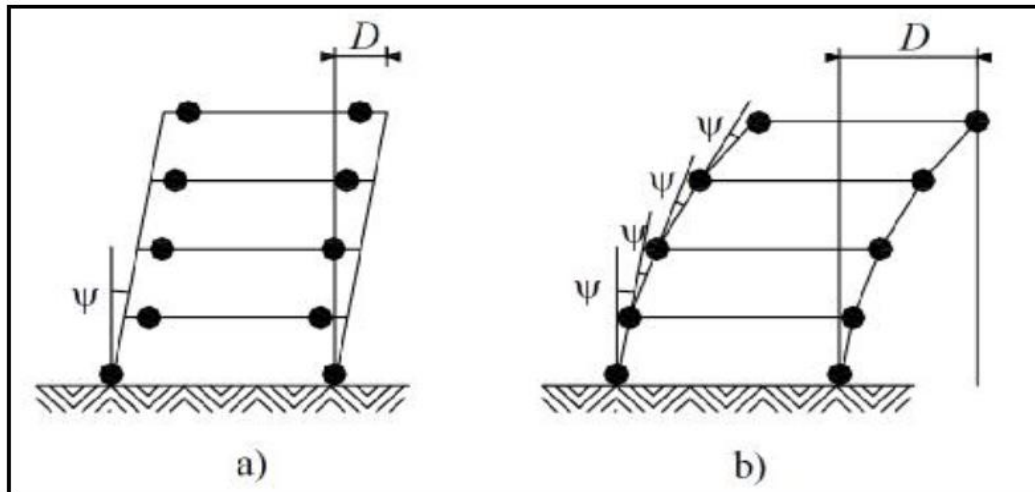


Figure 3.11. L'objectif de projet 'poutres faibles — poteaux forts" b) Les rotules plastiques dans les poteaux entraînent des effets du second ordre plus importants [8].

L'implication pratique de ce principe est la réalisation de poteaux dont le moment plastique $M_{1,Rd}$ est supérieur à celui des poutres, ce qui correspond à des sections de poutres moins hautes que celles des poteaux, très inhabituelles en dehors des zones sismiques. Il convient donc d'éviter les poutres voiles continues sur poteaux légères [8].

3.3.9. Principe 9 : Largeur des contreventements :

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 [3] :

- Des tractions dans les poteaux ou voiles ;
- Des compressions dans les poteaux ou voiles.

On peut réduire les contraintes correspondant à ces sollicitations dans la structure en élargissant le contreventement (voile en béton armé, ossature triangulée) : le bras de levier des efforts dans le plan vertical est augmenté, ce qui, à action constante, réduit les sollicitations (figure 3.12).

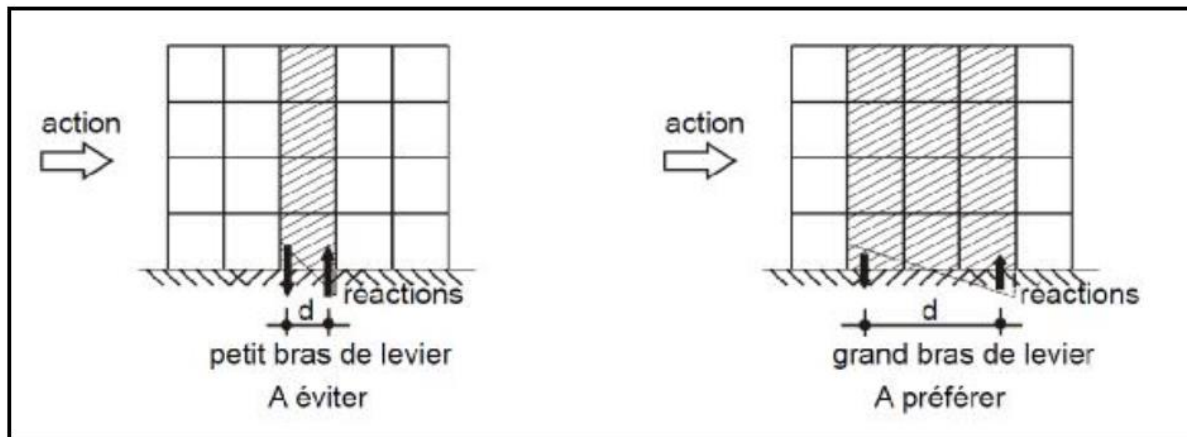


Figure 3.12. La redondance et une assise large assurent une meilleure distribution des réactions d'appui [3].

- Pour une structure dont la période T correspond à la branche descendante du spectre, l'augmentation de raideur résultant de l'augmentation de largeur des contreventements entraîne une augmentation de la résultante de cisaillement horizontal, de sorte qu'il n'y a pas nécessairement réduction des sollicitations.
- Pour une structure dont la période T correspond au palier du spectre (de « T_B » à « T_C » dans l'Eurocode 8 [5], la résultante de cisaillement horizontal est indépendante de la raideur et la réduction de sollicitation est à coup sûr effective.

3.3.10. Principe 10 : Largeur des fondations :

Les forces horizontales équivalentes au séisme sont équilibrées en base de la structure par une résultante de cisaillement et un moment de flexion [3]. Ce dernier entraîne :

- Des tractions à la fondation ;
- Des compressions à la fondation ;
- Un risque de soulèvement en base du côté traction.

Comme 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. Ce radier répartit les réactions sur la plus grande surface possible, ce qui réduit les contraintes appliquées au sol, en cas de fondation directe, ou les efforts dans les pieux (figure 3.13). Ceci est vrai quel que soit le type de contreventement utilisé : ossature en portique, voiles ou triangulation. Cette option de réduction des contraintes à la fondation est intéressante, car :

- Elle facilite le respect de la condition « contrainte calculée \leq contrainte admise »

- Des fondations fractionnées (semelles indépendantes) offrent plus de risque d'un comportement hétérogène et tassement différentiel, car les capacités portantes du sol sont souvent variables, même sur la largeur d'un bâtiment.

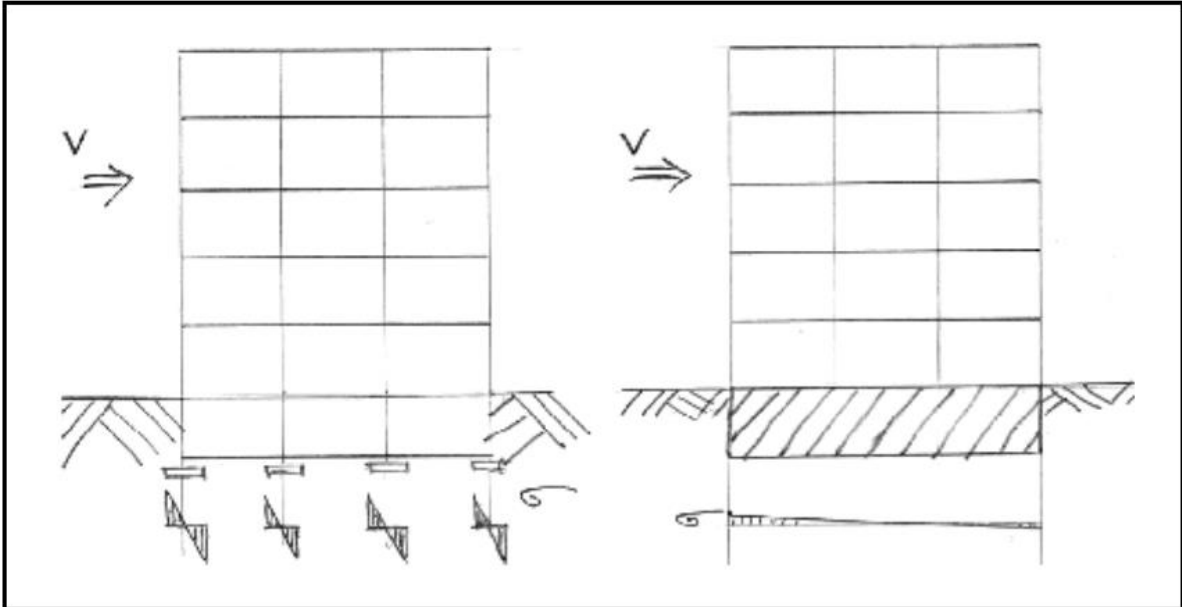


Figure 3.13. Un radier général raidi par les murs de sous-sol base réduit les contraintes à la fondation [3].

CHAPITRE 04 (Critères De Classification)

4.1. Introduction

Le présent chapitre expose un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique étudiée et au choix de la méthode et des paramètres de calcul des forces sismiques.

4.2. Classification des zones sismiques

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune [7], soit ;

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

La figure 4.1 représente la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas. L'annexe I du RPA 99/V2003 [7], donne la classification sismique par wilaya et par commune (lorsque la wilaya est partagée entre plusieurs zones sismiques différentes), (tableau 4.1).

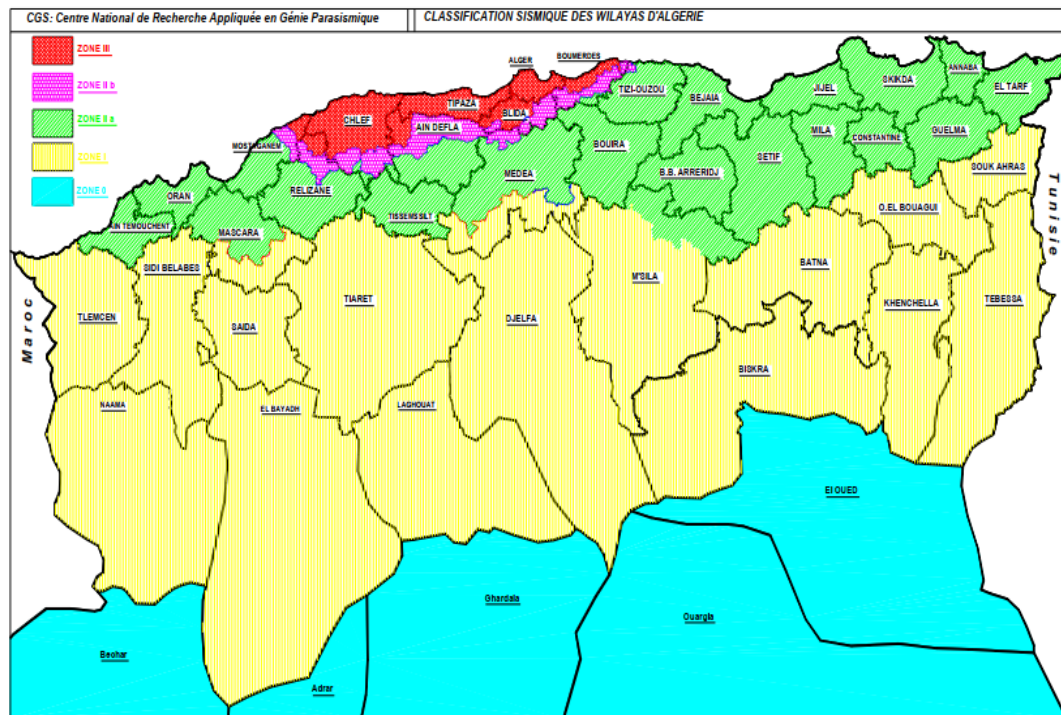


Figure 4.1. Plans favorables ; plans simples à deux axes de symétrie [7].

Tableau 4.1. Extrait de l'annexe 1, classification sismique des wilayas et communes d'Algérie selon RPA99/V2003 [7].

N°	WILAYAS OU COMMUNES	ZONE SISMIQUE
01	ADRAR	0
02	CHLEF	
	Groupe de communes A	III
	Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes B et C	
	Groupe de communes B	IIb
	El karimia, Harchoun, Sendjas, Oued Sly, Boukadir	
	Groupe de communes C	IIa
	Ouled Ben Abd El Kader, El Hadjadj	
03	LAGHOUAT	I
04	OUM EL BOUAGHI	I
05	BATNA	I
06	BEJAIA	IIa
07	BISKRA	I
08	BECHAR	0
09	BLIDA	
	Groupe de communes A	III
	Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B	
	Groupe de communes B	IIb
	Meftah, Djebabra, Souhane, Larbaa, Ouled Slama, Bougara, Hammam Melouane, Ain Romana	
10	BOUIRA	IIa
11	TAMENRASSET	0
12	TEBESSA	I
13	TLEMCEN	I
14	TIARET	I
15	IZI-OUZOU	
	Groupe de communes A	IIb
	Mizrana	
	Groupe de communes B	IIa
	Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes A	
16	ALGER	III
17	DJELFA	I
18	JJEL	IIa
19	SETIF	IIa
20	SAIDA	I

4.3. 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.

Les listes décrites ci-dessous permettent d'illustrer cette classification qui vise à protéger les personnes, puis les biens économiques et culturels de la communauté [7].

Cette 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. Tout ouvrage qui relève du

domaine d'application des présentes règles doit être classé dans l'un des quatre (04) groupes définis ci-après [7] :

Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale :

- Ouvrages vitaux qui doivent demeurer opérationnels après un séisme majeur pour les besoins de la survie de la région, de la sécurité publique et de la défense nationale, soit :

- 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 :

- Ouvrages abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes
 - Bâtiments recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes tels que grande mosquée, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels et commerciaux, scolaires, universitaires, constructions sportives et culturelles, pénitenciers, grands hôtels.
 - Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur dépasse 48 m.
- Ouvrages publics d'intérêt national ou ayant une importance socio-culturelle et économique certaine.
- Bâtiments de bibliothèque ou d'archives d'importance régionale, musée, etc.
 - Bâtiments des établissements sanitaires autres que ceux du groupe 1A.
 - Bâtiments de centres de production ou de distribution d'énergie autres que ceux du

groupe 1A.

- Châteaux d'eau et réservoirs de grande à moyenne importance

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 limite pour les personnes
- Constructions provisoires

4.4. Classification des sites

4.4.1. Catégories et Critères de classification :

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent [7].

Catégorie S, (site rocheux) :

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

Catégorie S2 (site ferme) :

Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile sur consolidée 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 (pénétromètre statique, SPT, pressiomètre...) peuvent être utilisées pour classer un site selon le tableau suivant (tableau 4.2) :

Tableau 4.2. Classification des sites selon RPA 99/V2003 [7].

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)
S1	Rocheux (a)	-	-	> 5	> 100	> 10	≥ 800
S2	Ferme	> 15	> 50	> 2	> 20	> 0.4	≥ 400 < 800
S3	Meuble	1.5 ~ 15	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	0.1 ~ 0.4	≥ 200 < 400
S4	Très Meuble ou Présence de 3 m au moins d'argile molle (b)	< 1.5	< 10	< 1	< 5	< 0.1	≥ 100 < 200

4.4.2. Conditions de site nécessitant des investigations approfondies :

Les conditions de site qui nécessitent des investigations approfondies sont les suivantes [7] :

- 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 $IP > 75$) 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. Classification des systèmes de contreventement

4.5.1. Définition du système de contreventement : C'est un ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales engendrées par le vent ou le séisme. Le rôle principal du contreventement est de transmettre les actions latérales aux éléments verticaux [7].

4.5.2. Définition du coefficient de contreventement d'une structure : Le facteur de comportement « R » 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 cours 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. Il est défini comme le rapport entre la force latérale maximale élastique (V_e) et la force latérale inélastique de dimensionnement (V_d), (figure 4.2) [5].

$$R = \frac{V_e}{V_d} \quad \text{Eq (4.1)}$$

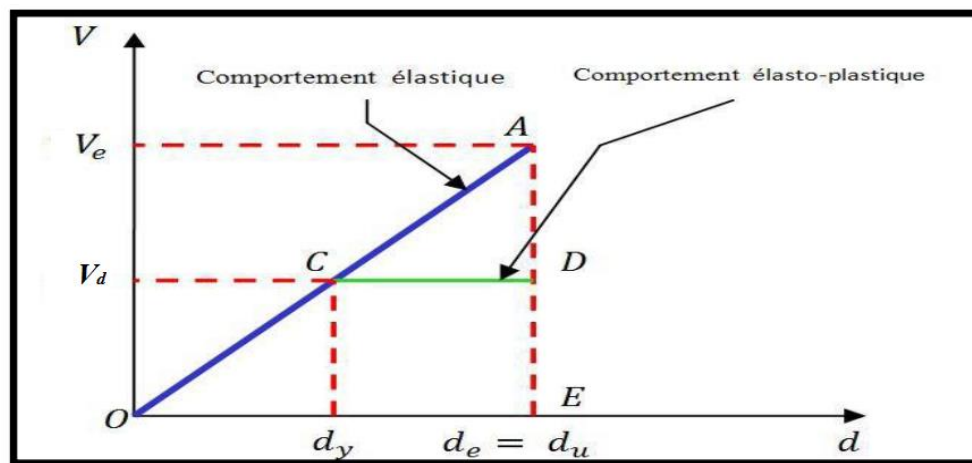


Figure 4.2. Principe du coefficient de comportement [5].

4.5.3. Classification :

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3 du RPA 99/V2003) [7]. 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 fixe 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 le règlement parasismique algérien (RPA99/V2003) [7] sont classés selon les catégories suivantes :

A) Structures en béton armé

1.a : Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques (cloisons désolidarisées ou cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le déplacement des portiques).

Par ailleurs, les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser cinq (05) niveaux ou dix-sept (17) mètres en zone I, quatre (04) niveaux ou quatorze (14) mètres en zone IIa, et trois (03) niveaux ou onze (11) mètres en zones IIb et III.

1.b : Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

Pour cette catégorie, les éléments de remplissage de la structure sont constitués par des murs en maçonnerie de petits éléments insérés dans le cadre poteaux poutres dont l'épaisseur (hors crépissage) ne dépasse pas 10 cm, exception faite pour les remplissages périphériques où les séparations entre deux (2) logements ou deux locaux d'un même niveau ou une deuxième paroi de 5 cm, du côté intérieur est tolérée ; Cette dernière peut éventuellement avoir une épaisseur de 10 cm à condition qu'elle ne soit pas insérée dans les cadres poteaux-poutres pour ne pas aggraver les phénomènes d'interaction maçonnerie-structure. En outre les remplissages concernés doivent être disposés en plan aussi symétriquement que possible par rapport au centre de masse de chaque étage de façon à ne pas aggraver une dissymétrie éventuelle du système de contreventement en béton armé de l'étage (portique auto-stable).

Les bâtiments concernés ne doivent pas, par ailleurs, dépasser cinq (05) niveaux ou dix-sept (17) mètres en zone I, quatre (04) niveaux ou quatorze (14) mètres en zone IIa, trois (03) niveaux ou onze (11) mètres en zone IIb et deux (02) niveaux ou huit (08) mètres en zone III.

2. Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.

Le système est constitué de voiles uniquement au de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

3. Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé.

Le bâtiment est dans ce cas-là contreventé entièrement par un noyau rigide en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal.

4.a. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les voiles et les portiques reprennent conjointement les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux ; Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

4.b. Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33m au maximum.

5. Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes.

C'est le cas par exemple d'un réservoir cylindrique, des silos et cheminées de forme cylindrique, et autre.

6. Système à pendule inverse.

C'est un système où 50% ou plus de la masse est concentrée dans le tiers supérieur de la structure.

C'est le cas par exemple d'un château d'eau sur pilotis (surélevé) ou d'un réservoir d'eau cylindrique ou torique proéminent (apparent) sur jupe cylindrique ou conique plus resserré.

Tableau 4.3. Valeurs du coefficient de comportement R selon RPA99/V2003 [7].

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	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	3,5
16	Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades	4
17	Systèmes comportant des transparences (étages souples)	2

CHAPITRE 05 (Méthode Statique Equivalente)

5.1. Introduction

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

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 [7].

5.2. Condition d'applicabilité de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes [7] :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de *régularité en plan et en élévation* prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 du RPA99V2003 avec une *hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et 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 IIa : • 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.

5.3. 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 [7].

5.4. Calcul de la force totale

Le règlement parasismique algérien permet sous certaines conditions (ci-dessus) de calculer la structure par une méthode pseudo-dynamique qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant V à sa base, la valeur de cet effort tranchant étant fonction de cinq paramètres [7] :

$$V = \frac{ADQ}{R}W \tag{5.1}$$

- A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment (tableau 5.1).

Tableau 5.1. Coefficient d'accélération de zone « A » [7].

Groupe d'usage	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3.00s \end{cases} \tag{5.2}$$

• T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau 5.2.

Tableau 5.2. Valeurs de T_1 et T_2 [7].

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

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%) donné par la formule :

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

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. ξ est donnée par le tableau 5.3 :

Tableau 5.3. Valeurs de ξ (%) [7].

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

- R : coefficient de comportement de la structure donnée par le tableau 4.3 (voir chapitre 4),

- Q : est le facteur de qualité (tableau 5.4), il est fonction de :

1. Conditions minimales sur les files de contreventement
2. La redondance en plan.
3. La régularité en plan
4. La régularité en élévation.
5. Contrôle de la qualité des matériaux.
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.

Sa valeur est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ Eq (5.4)

Avec P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non.

Les critères de qualité "q" à vérifier sont [7] :

1. Conditions minimales sur les files de contreventement

- **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.

2. Redondance en plan

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

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

3. Régularité en plan

La structure est classée régulière en plan. (Voir chapitre3)

4. Régularité en élévation

La structure est classée régulière en élévation. (Voir chapitre3)

5. Contrôle de la qualité des matériaux

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

6. Contrôle de la qualité de l'exécution

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

Tableau 5.4. Valeurs des pénalités P_q [7].

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

- W : poids total de la structure,

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

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{Eq (5.5)}$$

W_G ; poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_Q ; charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donné par le tableau 5.5.

Tableau 5.5. Valeurs du coefficient de pondération β [7].

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
3	Entrepôts, hangars	0,40
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

5.5. Estimation de La période fondamentale de la structure

La 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 [7].

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

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad \text{Eq (5.6)}$$

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 donne par le tableau 5.6.

Tableau 5.6. Valeurs du coefficient C_T [7].

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 :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \quad \text{Eq (5.7)}$$

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 direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7).

La valeur de T peut être calculée avec la formule de Rayleigh ou une version simplifiée de cette formule.

$$T = 2\pi \sqrt{(\sum W_i \delta_i^2) / (g \sum_i f_i \delta_i)} \quad \text{Eq (5.8)}$$

f_i : système de forces horizontales, distribuées selon les formules de répartition de V suivant la verticale.

δ_i : flèches horizontales dues aux forces f_i calculées à partir d'un modèle élastique linéaire de la structure qui prend en compte tous les éléments participant à sa rigidité.

La version simplifiée de la formule de Rayleigh

$$T = 2\sqrt{\delta_N} \quad \text{Eq (5.9)}$$

δ_N : flèche horizontale au sommet du bâtiment, mesurée en mètres, due aux forces gravitaires appliquées horizontalement.

Les valeurs de T calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% [7].

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

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes [7] :

$$V = F_t + \sum F_k \quad \text{Eq (5.10)}$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$

Où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à $0,7$ secondes. La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule [7] :

$$F_k = \frac{(V - F_t)W_k h_k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad \text{Eq (5.11)}$$

Avec :

W_k : poids du niveau considéré

h_k : hauteur du niveau considéré par rapport à la base.

W_j : poids d'un niveau quelconque.

h_j : hauteur d'un niveau quelconque par rapport à la base

5.6.1. L'effort tranchant : l'effort tranchant au niveau « K » est donné par :

$$V_k = F_k + F_{k+1} \quad \text{Eq (5.12)}$$

F_k : force sismique au niveau considéré

V_{k+1} : effort tranchant du niveau au-dessus du niveau « k »

5.6.2. Le moment à la base : Le moment du niveau « k » est donné par :

$$M_k = V_k h_k + M_{k-1} \quad \text{Eq (5.13)}$$

M_{k-1} : Moment du niveau au-dessus du niveau « k »

h_k : Hauteur du niveau « k », hauteur d'étage.

CHAPITRE 06 (Méthode Dynamique Spectrale)

6.1. Introduction

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.

6.2. Conditions d'application

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

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement de la structure est supposé élastique, permet le calcul des modes propres.

6.3. 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.

6.4. Calcul de l'effort tranchant à la base

D'après le RPA99/V 2003 [7] :

$$E_i = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W_i \quad \text{Eq (6.1)}$$

Avec : E_i : l'effort tranchant modal à la base.

α_i : Coefficient de participation du mode i.

W_i : Poids total de la structure.

6.4.1. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant [7] :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} \text{Cas1 : } 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ \text{Cas2 : } 2.5\eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ \text{Cas3 : } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ \text{Cas4 : } 2.5\eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{Si } T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{Eq (6.2)}$$

g : accélération de la pesanteur.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%) donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7 \quad \text{Eq (6.3)}$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, est donnée par le tableau 4.2 du RPA99/V2003 [7].

- T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, elles sont données par le tableau 4.7 du RPA99/V 2003 [7].

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 du RPA99/V2003 [7] suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.
- **R** : Coefficient de comportement de la structure donnée par le tableau 4.3 du RPA99/V2003 [7].
- **Q** : Facteur de qualité, donnée par le tableau 4.4 du RPA99/V2003 [7].

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.

6.4.2. Nombre de modes à considérer :

- a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales,
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes est au moins égale à **90%** ($\sum \alpha_i \geq 90\%$), ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure.
 - Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA/V2003) [7].
- 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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.20 \text{ sec.} \quad \text{Eq (6.4)}$$

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

6.4.3. Combinaisons des réponses modales :

1- Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport (Art 4.3.5 ; RPA 99/V2003) [7].

$$r = \frac{T_i}{T_j} \quad \text{Avec} \quad T_i \leq T_j \quad \text{Eq (6.5)}$$

$$r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \quad \text{Avec} : \xi_i = \xi_j = 7\% \quad \text{Eq (6.6)}$$

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

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \quad \text{Eq (6.7)}$$

Avec :

E : effet de l'action sismique considéré

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

K : nombre de modes retenues.

3- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad \text{Eq (6.8)}$$

6.5. 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 [7].

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8 V/V_t$ [7].

6.6. Effets de la torsion accidentelle

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction [7].

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

6.7.1. 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 [7] :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \quad \text{Eq (6.9)}$$

6.7.2. 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 [7].

$$F_v = 0.5AW_p \quad \text{Eq (6.10)}$$

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

A : coefficient sismique de zone

6.7.3. Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit [7] :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad \text{Eq (6.11)}$$

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 :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{Eq (6.12)}$$

6.7.4. Justifications 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 [7].

6.7.5. Justification vis-à-vis de la résistance :

La condition de résistance suivante doit être satisfaite pour tous les éléments structuraux, leurs assemblages ainsi que les éléments non structuraux critiques [7] :

$$\mathbf{S_d} \leq \mathbf{R_d} \quad \text{Eq (6.13)}$$

$\mathbf{S_d}$: sollicitation agissante de calcul résultant des combinaisons définies ci-dessus, incluant éventuellement les effets du 2^o ordre.

$\mathbf{R_d}$: sollicitation résistante de calcul de l'élément, calculée en fonction des propriétés du matériau constitutif.

6.7.6. Justification vis-à-vis de la ductilité :

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 au règlement RPA99/ V2003 sont appliquées [7].

6.7.7. 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 (figure 6.1) dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions les plus défavorable [7].

$$\checkmark \quad M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \quad \text{Eq (6.14)}$$

$$\checkmark \quad M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b \quad \text{Eq (6.15)}$$

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5 \quad \text{Eq (6.16)}$

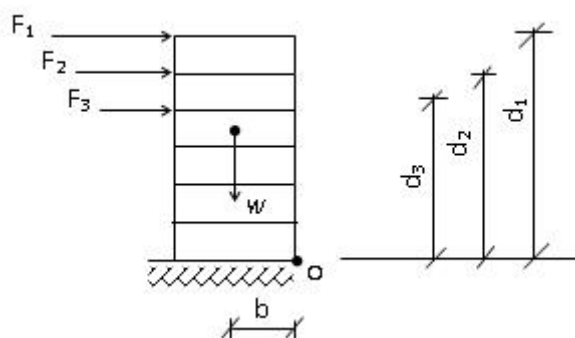


Figure 6.1. Efforts de renversement sur la structure [7].

6.7.8. 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 [7].

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

$$F_{pk} = \frac{F_k + \sum_{i=k}^n F_i}{\sum_{i=k}^n W_i} W_{pk} \quad \text{Eq (6.17)}$$

W_{pk} = poids du diaphragme et des éléments tributaires du niveau k comprenant un minimum des charges d'exploitation

La force sismique exercée sur le diaphragme sera bornée comme suit [7] :

$$0,80 A W_{pk} \leq F_{pk} \leq 1,60 A W_{pk} \quad \text{Eq (6.18)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone

6.7.9. Justification de la largeur des joints sismiques :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques (figure 6.2) dont la largeur minimale d_{\min} satisfait la condition suivante [7] :

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{mm} \geq 40 \text{mm} \quad \text{Eq (6.19)}$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculé selon la formule (6.11) 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.

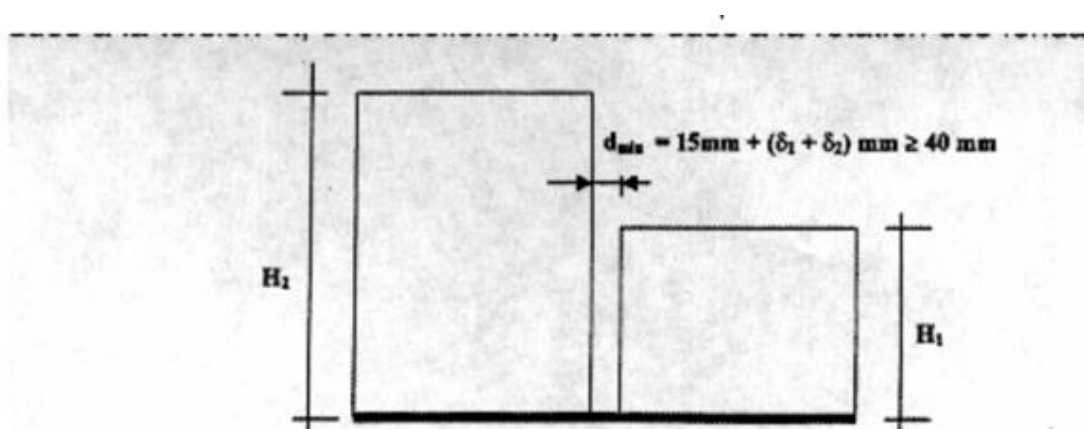


Figure 6.2. Largeur minimum du joint sismique [7].

6.7.10. 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 [7] :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10 \quad \text{Eq (6.20)}$$

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

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{Eq (6.21)}$$

$$V_k : \text{effort tranchant d'étage au niveau "k"} \quad , \quad V_k = \sum_{i=k}^n F_i \quad \text{Eq (6.22)}$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » (voir formule 6.12)

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.

6.7.11. Justification vis-à-vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon la formule (6.11), 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 [7].

CHAPITRE 07 (Concept De Ductilité Et Dispositions Constructives)

7.1. Introduction

Actuellement, les codes parasismiques récents exigent des dispositions constructives assez spéciales dans les zones critiques des éléments résistants des constructions, afin de préserver d'une manière implicite une ductilité locale suffisante. Dans une étape très avancée, l'Eurocode 8 [5] recommande explicitement la prise en compte de la ductilité locale, par l'exigence des conditions de ductilité bien définie que doivent être respecté durant le dimensionnement.

7.2. Dissipativité et non dissipativité

La dissipation d'énergie (l'énergie des oscillations) pour un bâtiment a pour effet de réduire les amplitudes d'oscillation et l'intensité des charges sismiques, les causes de dissipation sont diverses : frottement dans les assemblages, fissures et joints, viscosité des matériaux, leur ductilité, fissuration et rupture d'éléments structuraux, etc....

La ductilité est la source de dissipation la plus importante. Elle se manifeste dans les phases ultimes de la résistance, lors des incursions dans le domaine plastique, et entraîne donc des dommages structuraux qui peuvent être économiquement réparables ou non.

On peut considérer comme dissipatifs les systèmes porteurs acceptant la formation de rotules plastiques (portiques sans panneaux de remplissage, voiles de béton armé élancés et largement dimensionnés, etc...), Sont peu dissipatifs (les systèmes poteaux-dalles, les constructions en maçonnerie, les coques, les arcs à trois articulations, et d'une manière générale les structures non redondante (isostatique).

Les structures dissipatives sont plus efficaces vis-à-vis des tremblements de terre que les structures non dissipatives, et elles sont également beaucoup plus économiques, car elles peuvent être dimensionnées pour des charges sismiques très inférieures (selon le cas jusqu'à 8 fois plus faibles). En effet, lorsqu'un comportement ductile peut être assuré, les charges sismiques sont plafonnées, les charges calculées linéairement sont divisées par un coefficient de comportement (**R**) dépendant de la longueur du plateau de ductilité, autrement dit de la déformabilité plastique de la structure [2].

7.3. 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.

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 (Bertero, 1988). Par contre, la déformabilité est la capacité d'un élément de la structure ou de la structure entière de se déformer avant l'effondrement, Par conséquent le facteur de ductilité est le rapport entre la déformation maximale et la déformation obtenue à la fin de la phase élastique. (Figure 7.1)

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 [8].

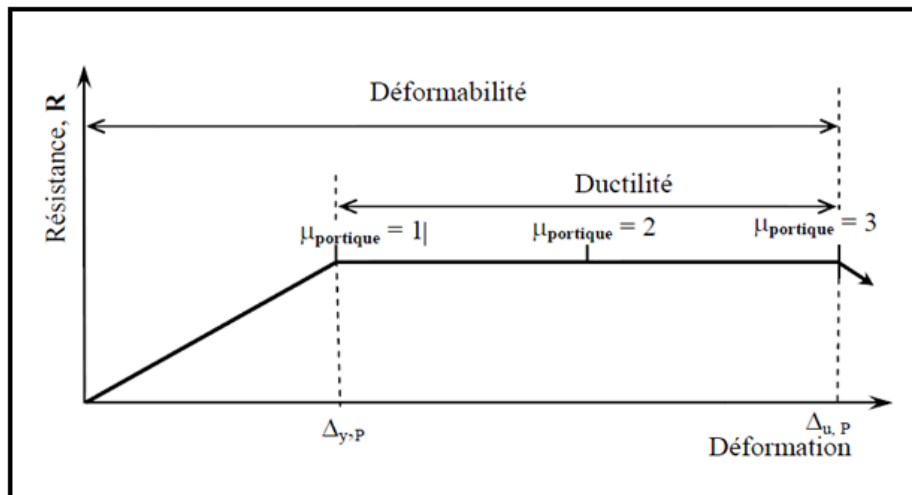


Figure 7.1. Concept de ductilité [8].

Pour les éléments en béton armé, lorsque le palier de non linéarité (plasticité) est long, on dit que l'élément est ductile. Cependant, lorsque le palier de non linéarité est court, on dit que l'élément est fragile.

Un comportement fragile aura lieu dans le cas où l'élément est sous armé (quantité d'armature insuffisante) et dans le cas où l'élément est armé en excès, l'élément est dit rigide. (Figure 7.2) [8].

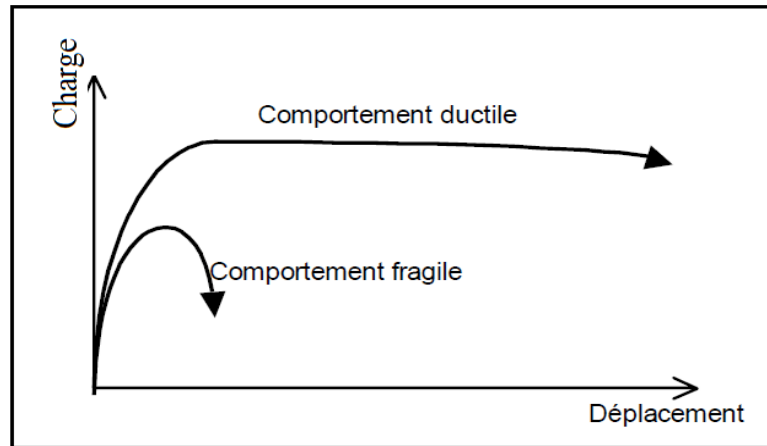


Figure 7.2. Comportement d'un élément ductile et fragile [8].

7.4. 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.

L'analyse du comportement des structures nécessite la connaissance des critères caractérisant le domaine non linéaire de la structure et de leurs éléments. Pratiquement, on rencontre cinq types de ductilité qui sont les suivantes [8] :

7.4.1. Ductilité de déformation :

La ductilité de déformation (figure 7.3) est liée à la capacité de déformation locale des matériaux, peut être définie comme étant le rapport de la déformation maximale ϵ_u (correspondant à la contrainte maximale) sur la déformation ϵ_y (correspondant à la limite élastique), Le facteur de ductilité matériau désigné par μ_ϵ a pour expression :

$$\mu_\epsilon = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} \quad \text{Eq (7.1)}$$

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.

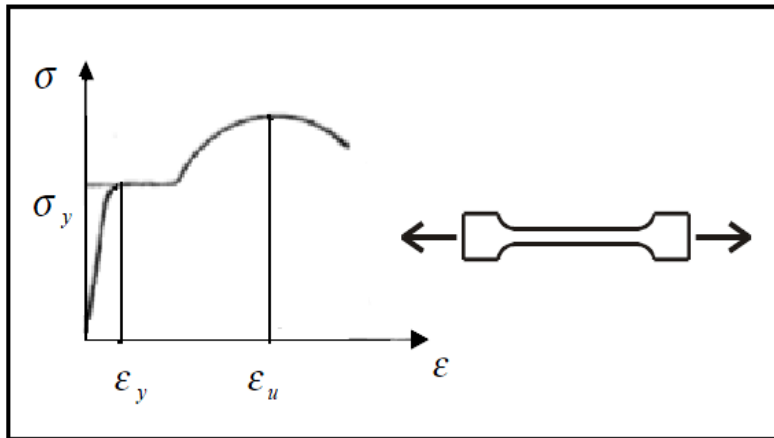


Figure 7.3. Ductilité de déformation [8].

7.4.2. 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 (7.4) :

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad \text{Eq (7.2)}$$

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

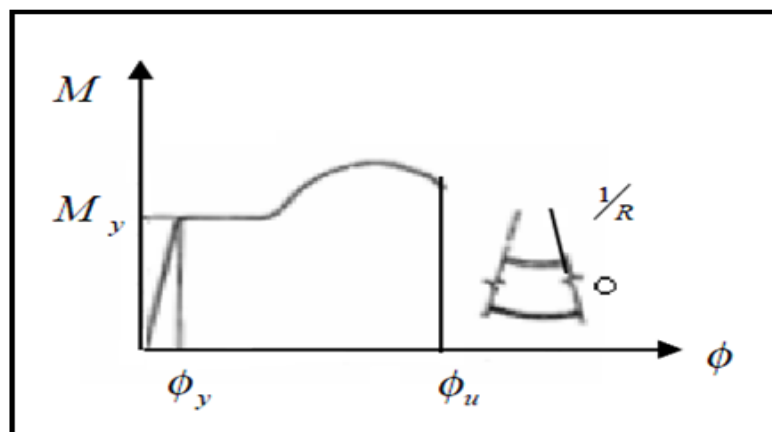


Figure 7.4. Ductilité de courbure [8].

7.4.3. 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 (7.5) :

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad \text{Eq (7.3)}$$

Généralement, ce facteur traduit le coefficient de comportement (= R selon le RPA/V2003) [7] des structures dans les codes parasismiques.

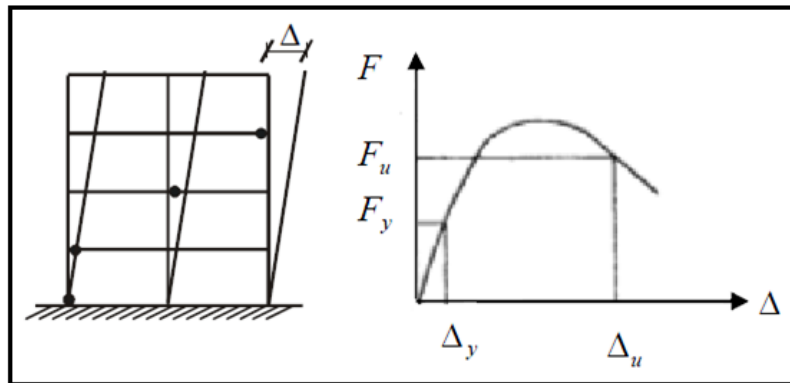


Figure 7.5. Ductilité de déplacement [8].

7.4.4. Ductilité en rotation :

La ductilité en rotation, ou ductilité intermédiaire, son facteur est déterminé par le rapport de la rotation ultime de l'élément (θ_u) et la rotation à la fin de la phase élastique (θ_y), voir figure (7.6) :

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad \text{Eq (7.4)}$$

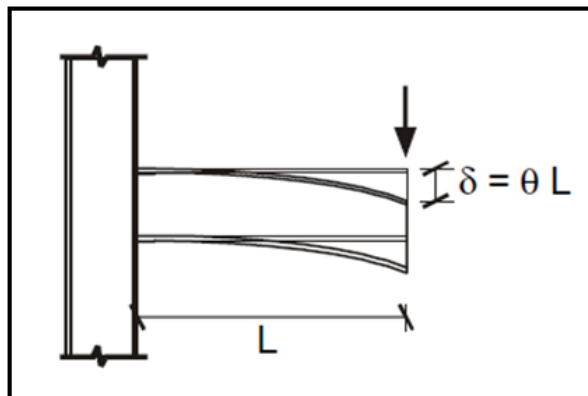


Figure 7.6. Ductilité en rotation [8].

7.4.5. Ductilité énergétique :

Lorsque la ductilité est considérée au niveau de l'énergie sismique dissipée, le facteur de ductilité énergétique est exprimé par :

$$\mu_E = \frac{E_u}{E_y} \quad \text{Eq (7.5)}$$

7.5. Classes de ductilité

L'Eurocode 8 [5] divise la ductilité des structures en trois classes ; à savoir la classe de ductilité limitée (**DCL**), Cette classe est réservée au cas de faible sismicité, la classe de ductilité moyenne (**DCM**) et la classe de ductilité élevée (**DCH**). (Figure 7.7).

Les deux dernières classes correspondent à des bâtiments pour lesquelles la conception, le dimensionnement et les dispositions de détail conformes à des dispositions spécifiques de résistance aux séismes, permettent à la structure de développer des mécanismes stables associé à une importante dissipation d'énergie sous des charges alternés répétés sans subir de rupture fragile, Il est a noté que les règles parasismiques algériennes appuyées directement ces recommandations sur la conception des structures avec une classe de ductilité élevée (RPA99/V 2003) [7].

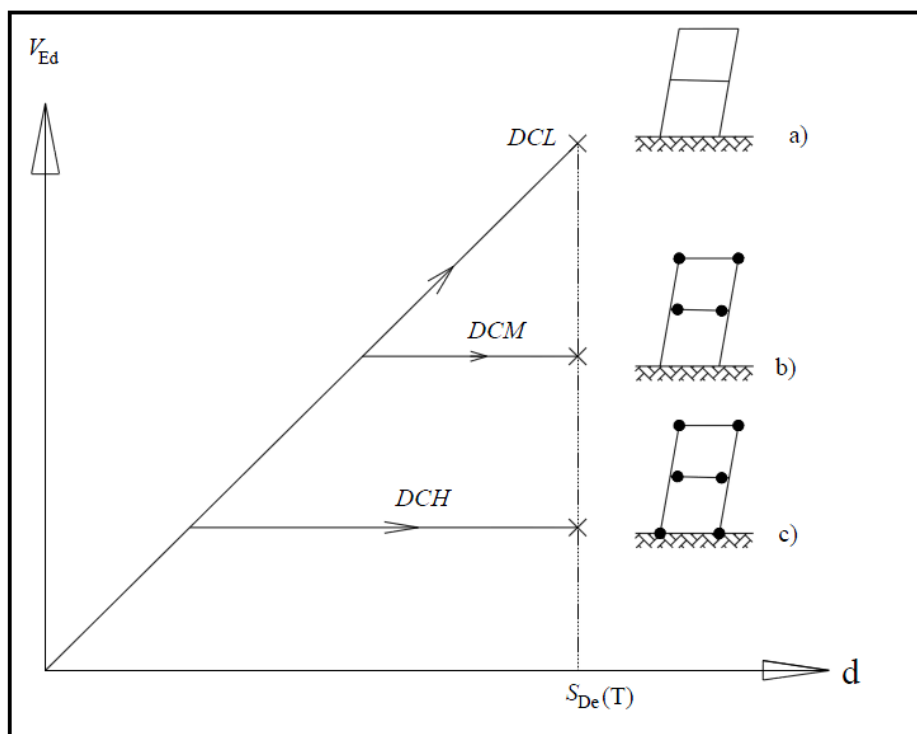


Figure 7.7 : Classes de ductilité [5].

7.6. 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 le niveau de ductilité doit on leur adopter. Dans ce cas le rapport μ_{Δ} est baptisé coefficient de comportement (R selon le RPA/V2003) [7], 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.

Les figures (7.8.a et 7.8.b) montrent 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} .

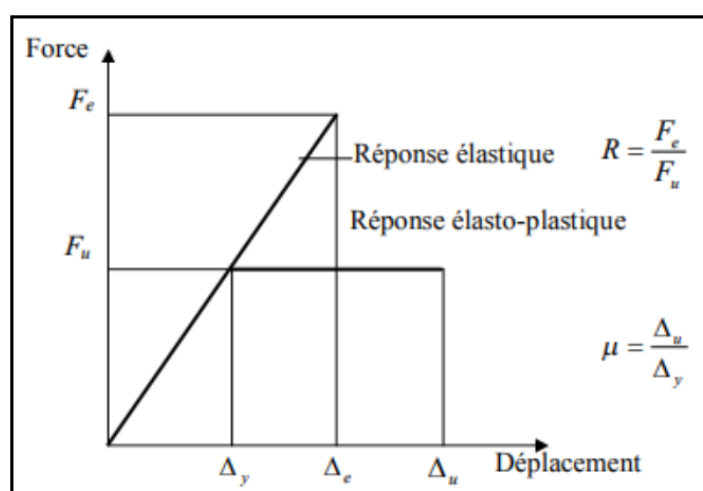


Figure 7.8.a. Réduction de la force sismique et taux de ductilité [8].

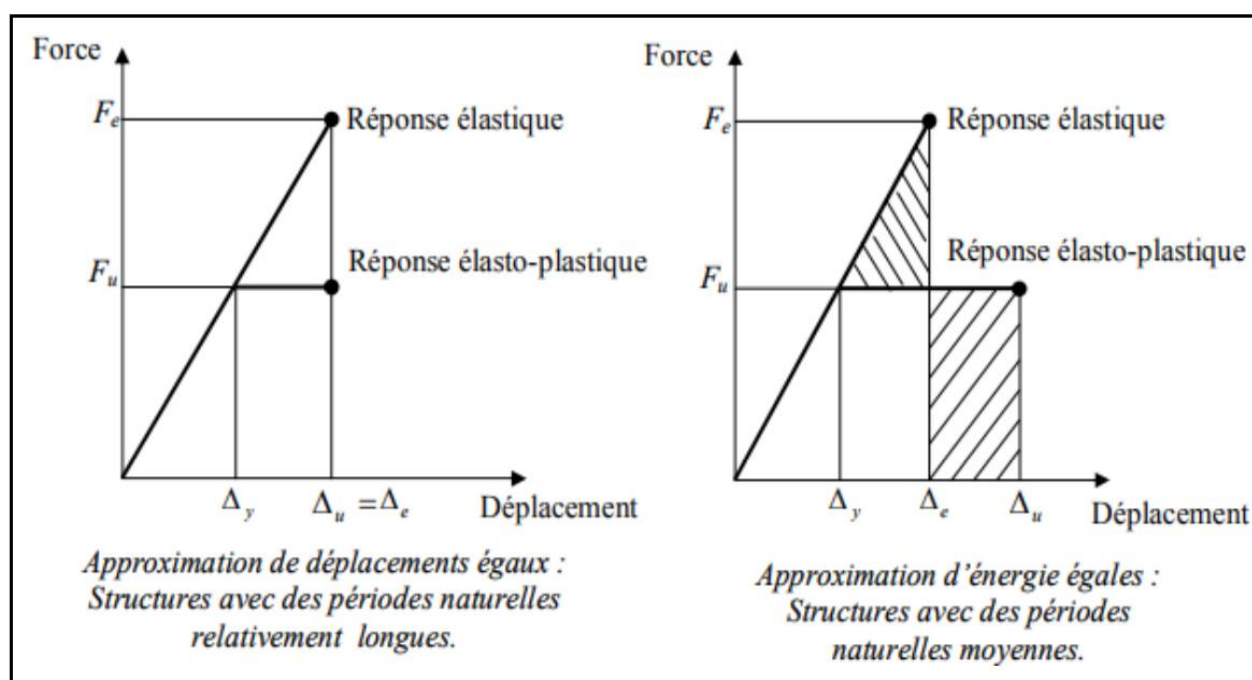


Figure 7.8.b. Relation entre facteur de réduction (R) et demande de ductilité [8].

a- Concept basé sur l'égalité des déplacements

$$\mu_{\Delta} = R \quad \text{Eq (7.6)}$$

b- Concept basé sur l'égalité des énergies

$$\mu_{\Delta} = \frac{1}{2}(R^2 + 1) \quad \text{Eq (7.7)}$$

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 [8].

7.7. Critères requis pour les structures ductiles dans différents règlements

Le niveau de sécurité optimal est assuré à travers un comportement élastique lors d'un séisme modéré, l'endurance des déformations post-élastiques lors d'un séisme sévère, sans jamais mettre en danger les vies humaines et la préservation de l'intégrité structurelle.

Ainsi dans les différents règlements courants, le critère de calcul de la force sismique pour des structures ductiles a été établi sur la base que ces dernières seraient aptes à résister à des séismes modérés sans dommages structurels et aptes à résister à des séismes sévères sans s'effondrer mais subissant éventuellement des dommages structurels et non structurels. Il devient donc nécessaire de définir au préalable le niveau ou la demande de ductilité [8].

7.8. Demande de ductilité

Pour mieux visualiser le concept de demande de ductilité, considérons un portique à r niveaux soumis à un chargement monotone croissant. L'approche rationnelle consiste à [8] :

- Choisir le mécanisme de déformation post-élastique favorisant un comportement flexionnel approprié.
- Garantir un mode de plastification conforme à la manière préconçue tout en évitant l'action de l'effort tranchant ou d'adhérence.
- Fournir une certaine capacité de résistance à ces structures (exigences réglementaires).

Les régions dissipatives d'énergie sont alors :

- Préalablement choisies.
- Convenablement conçues.
- Et soigneusement ferraiillées afin de fournir une capacité de résistance et de déformation adéquates.

7.9. Mécanismes de ruine

Dans le cas d'une ossature en portiques, il est impératif d'opter pour des poteaux plus résistants que les poutres. Il s'agit du principe " **poteau fort poutre faible** ". En effet, étant donné que les excursions de la structure dans le domaine post-élastique en cas de séismes majeurs sont prévues par la démarche réglementaire, **le maintien de la stabilité de l'ouvrage nécessite que les éléments horizontaux (poutres, linteaux) puissent se déformer plastiquement avant les éléments porteurs verticaux [9].**

Les zones plastifiées, appelées " *rotules plastiques* ", doivent donc se former d'abord entre les appuis des éléments de franchissement et non pas dans les poteaux ou dans les nœuds, sous peine d'effondrement, on peut dire aussi que la position des rotules plastiques, dépend essentiellement de la demande de ductilité souhaitée, et elle est évaluée à l'aide des facteurs de ductilité μ_θ et μ_Δ [8].

7.9.1. Déplacement élastique en tête :

L'expression du déplacement élastique Δ_y en tête d'un portique à N étages est comme suit [8] :

$$\Delta_y = \frac{l_c}{6} \left[\varphi_{c1} \left(r + \frac{1}{3} \right) + \varphi_{c2} + \varphi_{c3} + \dots + \varphi_{cr} \right] \quad \text{Eq (7.8)}$$

Où : $\varphi_{c1}, \varphi_{c2}, \varphi_{c3}, \varphi_{cr}$ sont les courbures à la base des poteaux du 1^{er}, 2^{ème}, ..., r^{ème}.

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. (Voir figure 7.9).

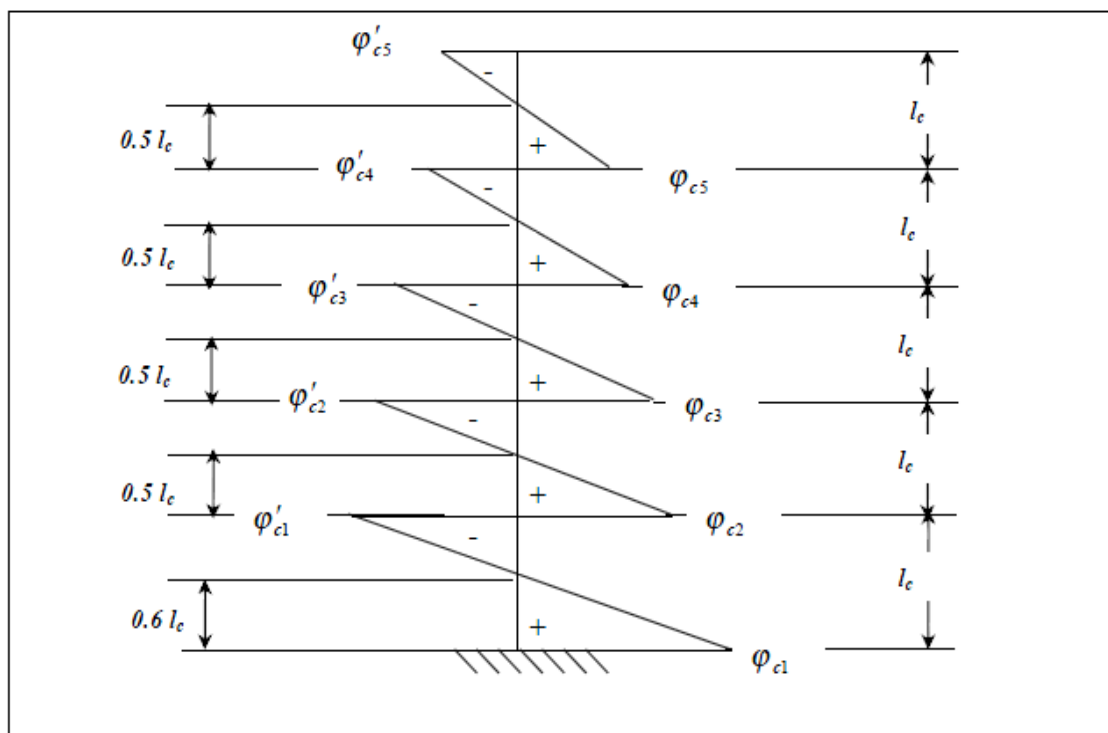


Figure 7.9. Distribution de la courbure dans un poteau typique [8].

1er cas : 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 (7.10) montre le mécanisme développé dans le i ème niveau, seuls les déformations plastiques sont illustrées [8].

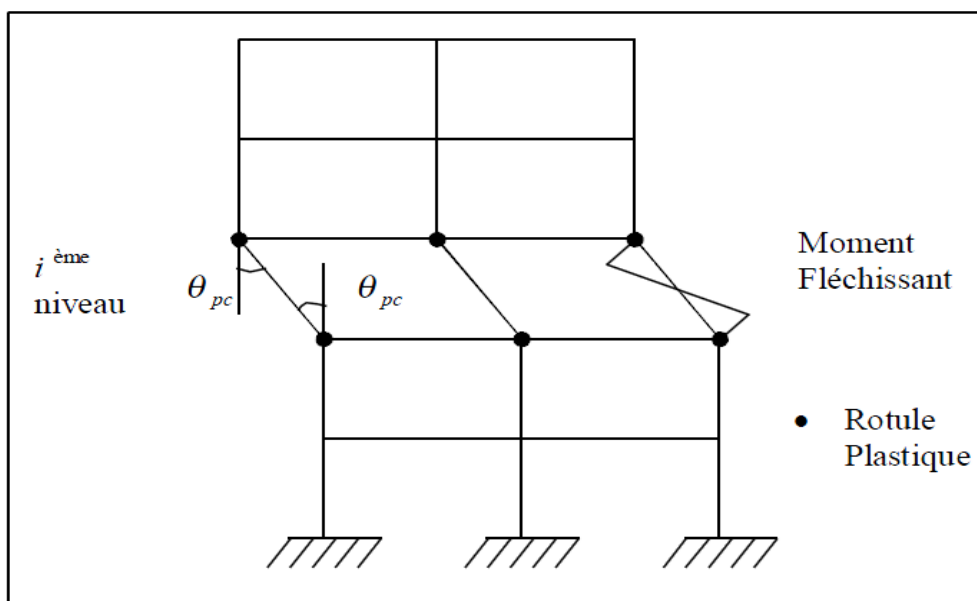


Figure 7.10. Mécanisme relatif à la rotation des poteaux dans le ieme niveau [8].

En général, la rotation plastique admissible des rotules plastiques des poteaux θ_{pc} est égale au minimum de $(\varphi_{uc} - \varphi_{yc})l_{pc}$ et $(\varphi'_{uc} - \varphi'_{yc})l'_{pc}$, 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 (7.11).

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

$$\Delta_u = \Delta_y + \theta_{pc} [l_c - 0.5(l_{pc} + l'_{pc})] \quad \text{Eq (7.9)}$$

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

$$\mu_{\Delta c} = 1 + \frac{\theta_{pc}}{\Delta_y} [l_c - 0.5(l_{pc} + l'_{pc})] \quad \text{Eq (7.10)}$$

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

$$\mu_{\varphi c} = 1 + \frac{(\mu_{\Delta c} - 1)(r - \frac{1}{3})}{3 \frac{l_{pc}}{l_c} (1 - \frac{l_{pc}}{l_c})} \quad \text{Eq (7.11)}$$

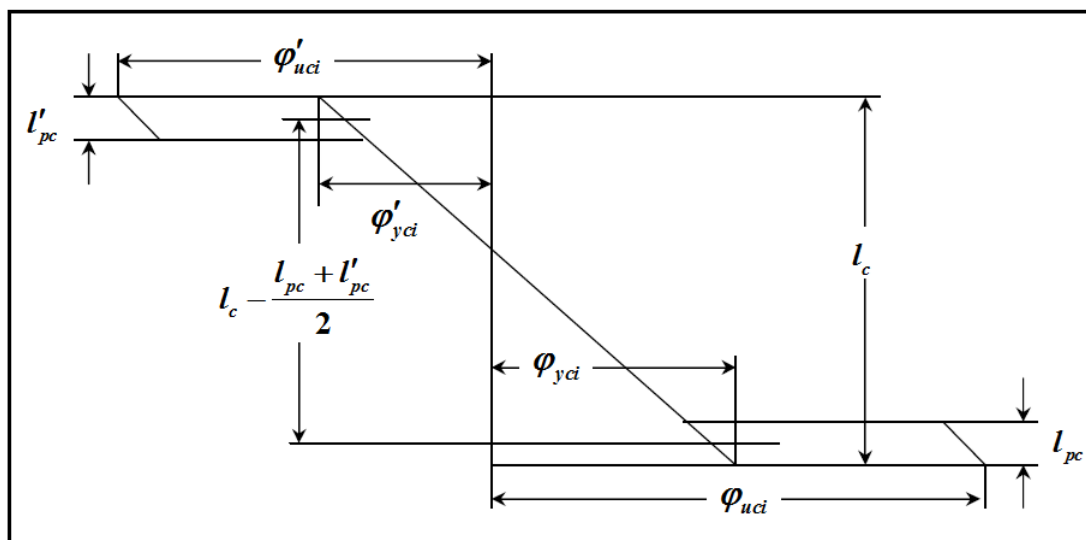


Figure 7.11. Distribution de la courbure dans un poteau type au premier écoulement d'un portique [8].

Ce mécanisme exige en fait 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**.

2eme cas : 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 (7.12). La plastification à la base de ces derniers est nécessaire pour le développement d'un tel mécanisme, seulement le reste des poteaux reste élastique [8].

La rotation plastique à la base de chaque poteau est donnée par :

$$\theta_{pc} = \frac{\Delta_u - \Delta_y}{r \times l_c} \quad \text{Eq (7.12)}$$

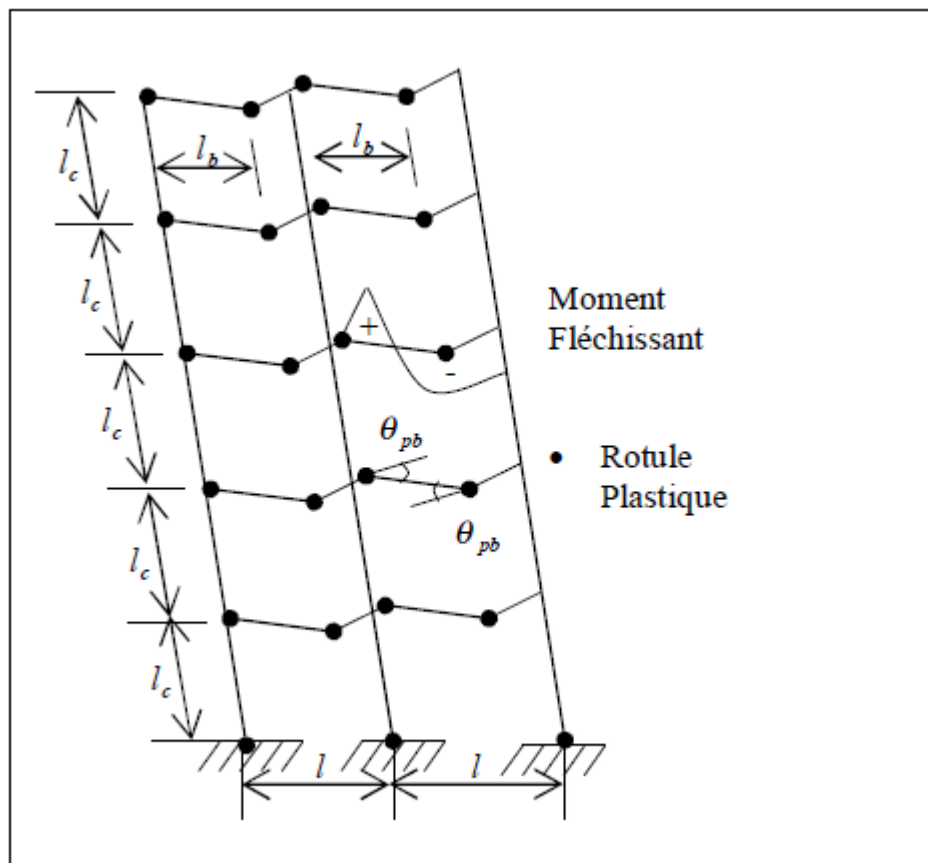


Figure 7.12. Mécanisme relatif à la rotation des poutres [8].

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

$$\delta = l \times \theta_{pc} = l_b \times \theta_{pb} \quad \text{Eq (7.13)}$$

En substituant θ_{pc} à partir de l'équation (7.13), nous aurons ;

$$\theta_{pb} = \theta_{pc} \frac{l}{l_b} = \frac{\Delta_u - \Delta_y}{r \times l_c} \frac{l}{l_b} \quad \text{Eq (7.14)}$$

L'équation précédente (7.14) nous donne ;

$$\Delta_u = \Delta_y + \frac{r \times l_c \times l_b}{l} \theta_{pb} \quad \text{Eq (7.15)}$$

Où θ_{pb} est égale au minimum $(\varphi'_{ub} - \varphi'_{yb})l'_{pb}$ et $(\varphi_{ub} - \varphi_{yb})l_{pb}$ 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 $(\varphi_{ub} - \varphi_{yb})l_{pb}$.

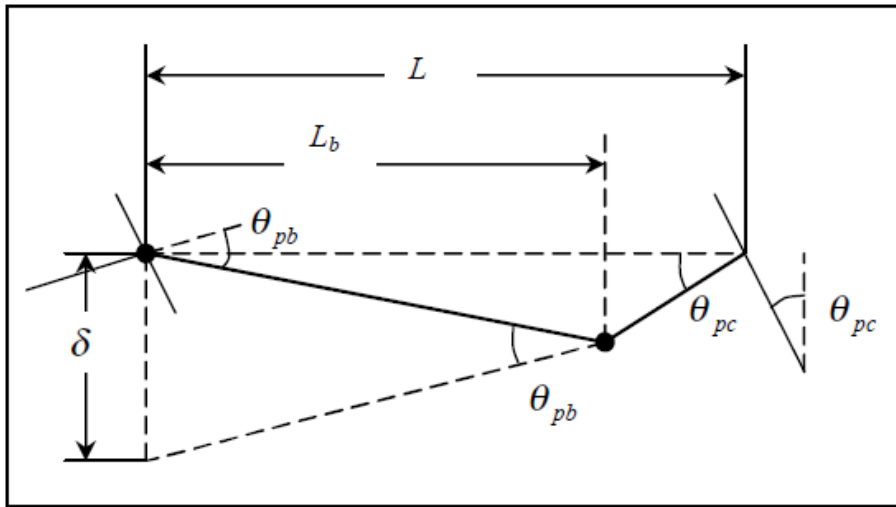


Figure 7.13. Géométrie des déformations plastiques dans un mécanisme de poutre [8].

L'expression de μ_{Δ} en termes des rotules des poutres est donnée par :

$$\mu_{\Delta c} = 1 + \frac{r \times l_c \times l_b}{l} \frac{\theta_{pb}}{\Delta_y} \quad \text{Eq (7.16)}$$

Les expressions de μ_{φ} et μ_{Δ} sont données par :

A la base des poteaux :

$$\mu_{\Delta c} = 1 + r \times l_c \frac{\theta_{pc}}{\Delta_y} \quad \text{Eq (7.17)}$$

$$\mu_{\varphi c} = 1 + \frac{(\mu_{\Delta c} - 1)(r - \frac{1}{3})}{3r \frac{l_{pc}}{l_c}} \quad \text{Eq (7.18)}$$

Au niveau des zones nodales des poutres :

$$\mu_{\Delta b} = 1 + r \times l_c \frac{\theta_{pb}}{\Delta_y} \quad \text{Eq (7.19)}$$

$$\mu_{\phi b} = 1 + \frac{\alpha(\mu_{\Delta b} - 1)(r - \frac{1}{3})}{3r \frac{l_{pb}}{l_c}} \quad \text{Eq (7.20)}$$

Le paramètre α , représentant le rapport des courbures élastiques, a pour expression :

$$\alpha = \frac{\phi_{yc}}{\phi_{yb}} \quad \text{Eq (7.21)}$$

Les valeurs de μ_{ϕ} requises pour les 2 mécanismes de ruine pour μ_{Δ} constant ($\mu_{\Delta} = 4$ valeur du RPA99/V2003) [7] sont comme suit (tableau 5.1) :

Tableau 7.1. Valeurs de μ_{ϕ} pour une demande de ductilité de déplacement donnée

Facteur de ductilité de courbure μ_{ϕ} pour $\mu_{\Delta} = 4$					
Nombre de niveau (r)	$\mu_{\phi c}$		$\mu_{\phi b}$		
	1 ^{er} mécanisme	2 ^{em} mécanisme	$\alpha = 1$	$\alpha = 1.5$	$\alpha = 2$
3	33.6	11.1	16.2	23.9	31.5
10	121.3	12.1	17.6	25.9	34.1

L'examen du contenu de ce tableau conduit aux constatations suivantes :

- Pour une même valeur de μ_{Δ} la valeur de μ_{ϕ} est variable selon le nombre d'étage et le mécanisme de ruine recherché.
- Le 1^{er} mécanisme exige un niveau de ductilité trop excessif $\mu_{\phi c} > 30$ qu'il est très difficile de pouvoir satisfaire en pratique.
- Contrairement au 1^{er} mécanisme, le facteur de ductilité de courbure n'est pas affecté par le nombre de niveaux que dans le 2^{ème} mécanisme où la ruine est dictée par la plastification des poutres.

Il est évident que le mécanisme de déformation illustré par la figure (7.10) est dangereux, car il est fort improbable de pouvoir fournir la ductilité de courbure adéquate pour survivre à un éventuel **séisme sévère**.

Par contre, le développement des rotules plastiques dans les poutres offre une meilleure dissipation d'énergie, voir figure (7.10) ; les pieds de poteaux au niveau de l'encastrement doivent être ferrailés avec soin afin qu'ils puissent développer la rotation plastique voulue.

7.10. 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/V2003 [7]). De cette manière, il est possible de hiérarchiser les modes d'apparition des ruptures et de vérifier le comportement global de la structure [5].

7.11. 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 (figure 7.14).

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 [7].

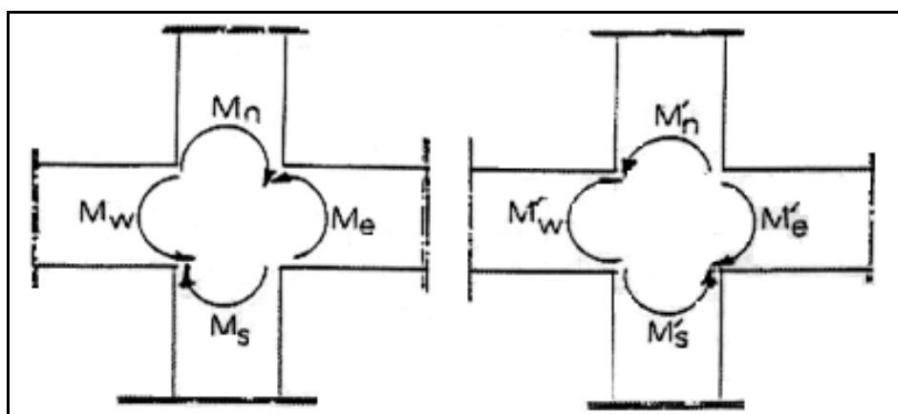


Figure 7.14. Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau [7].

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/V2003 [7] proposent de vérifier aux nœuds et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|) \quad \text{Eq (7.22)}$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1.25(|M'_w| + |M'_e|) \quad \text{Eq (7.23)}$$

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

7.12. 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 assurer un comportement adéquat et répondre aux 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 règlements 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 très 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 [1].

7.12.1. Dispositions vis-à-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 [7] 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 [7].

3- Les déplacements entre étages doivent être limités afin de limiter les effets P- Δ dans les poteaux [7].

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 [8]. 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.

7.12.2. 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 [8].

7.13. Spécifications particulières aux éléments structuraux (RPA99/V2003)

7.13.1. Spécifications pour les Poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions dictées généralement par les règlements en vigueur. Pour le règlement parasismique Algérien RPA99/V2003 [7]. Les spécifications suivantes doivent être satisfaites (figure 7.15) :

a. Coffrage :

Les dimensions de coffrages minimums des poteaux sont données dans le tableau 5.1.

Tableau 7.2. Spécifications des dimensions de coffrages minimums des poteaux [7].

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

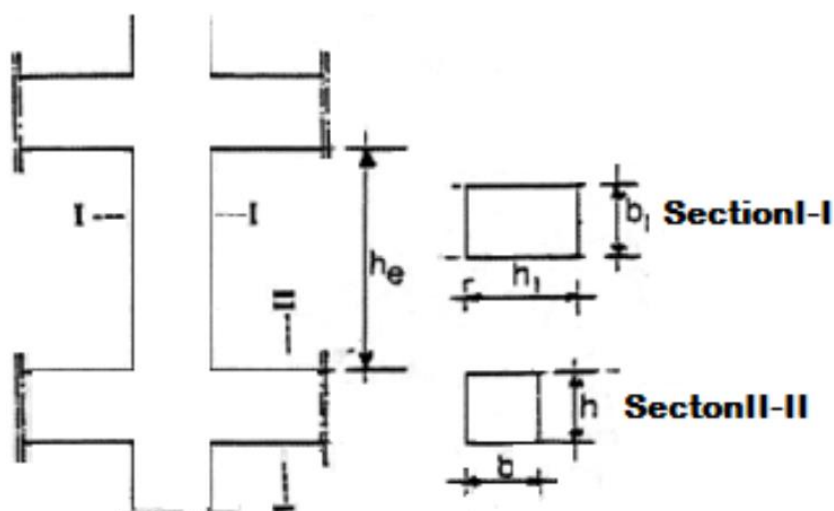


Figure 7.15. Coffrage des poteaux [7].

b. Ferrailage

Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets et le diamètre minimum est de 12mm [7] :

Tableau 7.3. Spécifications des dimensions de ferrailage minimums des poteaux [7].

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

7.13.2. Spécifications pour les poutres :

Concernant les poutres des prescriptions sont détaillés 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 [7].

a. Coffrage

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après (figure 7.16).

$$b \geq 20\text{cm}, \quad h \geq 30\text{cm}, \quad h/b \leq 4.0 \quad b_{\max} \leq 1,5h + b_1 \quad \text{Eq (7.24)}$$

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

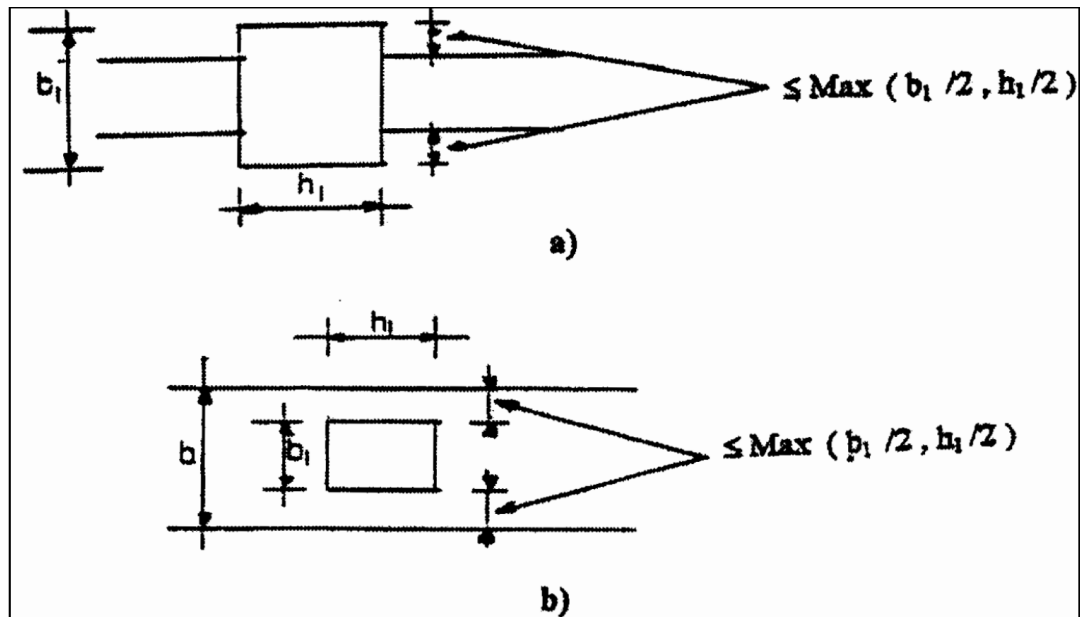


Figure 7.16. Dimension à respecter par les poutres [7].

b. Ferrailage

Des spécifications sont bien définies dans le règlement parasismique algériens [7] 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.

7.13.3. Spécifications pour les 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 ferrailage minimale dans les différentes directions ainsi les liaisons avec les autres éléments structuraux et non structuraux [7].

a. 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 RPA99/V2003 [7] (figure 7.17).

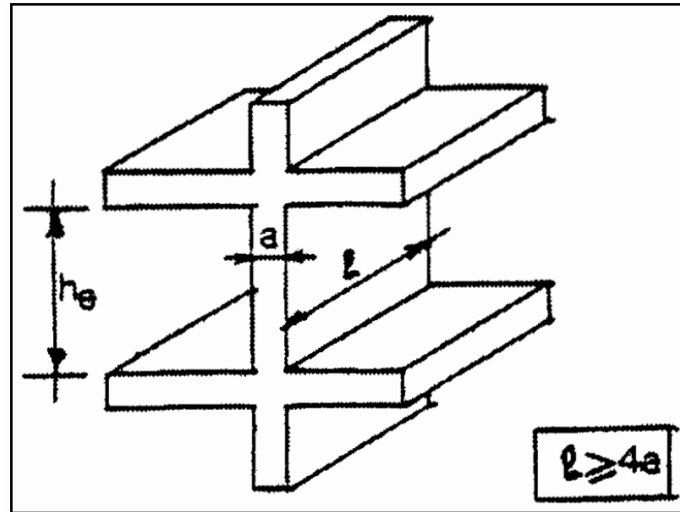


Figure 7.17. Coupe de voile en élévation [7].

b. Ferrailage

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.

7.13.4. Spécifications propres aux dalles et aux diaphragmes

Il doit exister un chaînage périphérique continu, d'au moins 3cm^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].

7.14. 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].

7.15. 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 [6].

Les exigences relatives aux matériaux et aux dispositions constructives des zones ou éléments ductiles et dissipatifs portent sur [7] :

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 chainages,
- Les sections d'armatures longitudinales des chainages,
- 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.

Référence bibliographique

- [1] **A. FUENTES, 1988.** « Comportement post-élastique des structures en béton arme ». Paris, édition Eyrolles, 124p.
- [2] **AFPS**, association Française du Génie parasismique, 2003 « le séisme du 21 mai 2003 en Algérie ». Rapport préliminaire Ministère de l'Ecologie.
- [3] **A. KASSOUL, 2016.** « Conception Parasismique des Bâtiments - principes de base ». Cours Master, Université Chlef, Algérie.
- [4] **A. PLUMIER, 2007.** « Constructions en Zone Sismique ». Edition 2006, université de liège, Document téléchargeable sur le site du Département ArGEnCo : ww.ArGEnCo.ULg.ac.be.
- [5] **EUROCODE 8-1, 2005.** « Calcul des structures pour leur résistance aux séismes, Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments », 2005.
- [6] **H. MAROUF, 2020.** « Polycopié de cours Génie Parasismique ». Département de Génie Civil, Faculté de Technologie, Centre universitaire Belhadj Bouchaib-Ain Témouchent, Algérie.
- [7] **RPA-99, 2003.** Règles parasismiques Algériennes 1999. « Document technique réglementaire DTR-BC 248 ». Centre National de Recherche Appliquée en Génie sismique (CGS), Alger, 90p.
- [8] **S. GIEU, 2012.** « Ductilité des structures en béton armée ». Conservation National des Arts et Métiers, Paris.
- [9] **V. DAVIDOVICI, 1988.** « La conception parasismique commence dès le choix de la forme des bâtiments ». Les cahiers techniques du bâtiment, no 97.
- [10] **V. DAVIDOVICI, V.CORVEZ, 2016.** « Pratique du calcul sismique: guide d'application de l'Eurocode 8 ». Editions Eyrolles.