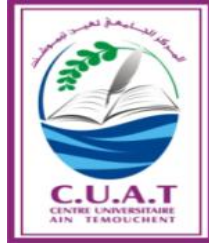


République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Centre universitaire Belhadj Bouchaïb-Ain Témouchent
Faculté de la Technologie
Département de Génie Civil



POLYCOPIE

GENIE PARASISMIQUE COURS + EXERCICES

Présentée par :
Dr : Marouf Hafida

Année 2019/2020

Sommaire

INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE I. ELEMENTS DE SISMOLOGIE	2
I. INTRODUCTION AU GENIE PARASISMIQUE ET LES EFFETS DES SEISMES SUR LES STRUCTURES. ELEMENTS DE SISMOLOGIE.....	2
I.1 DEFINITION ET OBJECTIFS DE GENIE PARASISMIQUE	2
I.2 DEFINITION ET CAUSES DU SEISME	2
I.3 LES ECHELLES DE CLASSIFICATION	6
I.3.1 ECHELLE DE RICHTER	6
I.3.2 ÉCHELLE DE MERCALLI.....	8
I.3.3 L'ECHELLE DE MEDVEDEV-SPONHEUER-KARNIK (MSK).....	9
I.4 MESURE DU MOUVEMENT SISMIQUE (ACCELEROGRAMMES).....	10
I.5 ONDES SISMIQUES	13
I.5.1 ONDES DE VOLUMES	13
I.5.2 ONDES DE SURFACE :.....	14
I.6 ALEAS SISMIQUES, ETUDE D'UN CAS PRATIQUE.....	16
I.7 DES EFFETS INDUITS DES TREMBLEMENTS DE TERRE.....	20
CHAPITRE II : CARACTERISTIQUES DES BATIMENTS RESISTANT AUX SEISMES	24
II.1 INTRODUCTION	24
II.2 PRINCIPES DE BASE DE LA CONCEPTION.....	25
II.2.1 SIMPLICITE DE LA STRUCTURE.....	25
II.2.2 CONTINUTE	26
II.2.3 REGULARITE EN PLAN	27
II.2.4 REGULARITE EN ELEVATION.....	28
II.2.5 EVITER L'ETAGE SOUPLE	29
II. 2.6 RAIDEUR ET RESISTANCE A LA TORSION	32
II.2.7 DIAPHRAGMES EFFICACES	33
II.2.8 CREER LES CONDITIONS D'UN MECANISME PLASTIQUE GLOBAL	34
II. 2.9 LARGEUR DES CONTREVENTEMENTS	36
II. 2.10 LARGEUR DES FONDATIONS.....	36
CHAPITRE 3 : CRITERES DE CLASSIFICATION.....	39

III.1 INTRODUCTION	39
III.2 CLASSIFICATION DES ZONES SISMIQUES	39
III.3 CLASSIFICATION DES OUVRAGES SELON LEUR L'IMPORTANCE	40
III.4 CLASSIFICATION DES SITES	42
III.4.1 CATEGORIES ET CRITERES DE CLASSIFICATION	42
III.4.2 CLASSEMENT DU SITE SELON LA DISPONIBILITE DES ESSAIS	46
III.4.3 CONDITIONS DE SITE NECESSITANT DES INVESTIGATIONS APPROFONDIES	46
III.5 CLASSIFICATION DES SYSTEMES DE CONTREVENTEMENT	47
III.5.1 STRUCTURES EN BETON ARME.....	47
III.5.1.1: PORTIQUES AUTO-STABLES EN BETON ARME SANS REMPLISSAGE EN MAÇONNERIE RIGIDE	47
III.5.1.2: PORTIQUES AUTO-STABLES EN BETON ARME AVEC REMPLISSAGE EN MAÇONNERIE RIGIDE	48
III.5.1.3. SYSTEME DE CONTREVENTEMENT CONSTITUE PAR DES VOILES PORTEURS EN BETON ARME	49
III.5.1.4 STRUCTURE A OSSATURE EN BETON ARME CONTREVENTEE ENTIEREMENT PAR NOYAU EN BETON ARME.....	49
III.5.2 SYSTEME DE CONTREVENTEMENT MIXTE ASSURE PAR DES VOILES ET DES PORTIQUES AVEC JUSTIFICATION D'INTERACTION PORTIQUES - VOILES.....	49
III.5.3 SYSTEME DE CONTREVENTEMENT DE STRUCTURES EN PORTIQUES PAR DES VOILES EN BETON ARME.....	49
III.5.4 SYSTEME FONCTIONNANT EN CONSOLE VERTICALE A MASSES REPARTIES PREDOMINANTES.....	49
III.5.5 SYSTEME A PENDULE INVERSE	50
III.5. 6 OSSATURE CONTREVENTEE PAR PORTIQUES AUTO-STABLES DUCTILES.....	50
III.5.7 OSSATURE CONTREVENTEE PAR PORTIQUES AUTO-STABLES ORDINAIRES	50
III.5.8 OSSATURE CONTREVENTEE PAR PALEES TRIANGULEES CONCENTRIQUES	50
III.5.9 OSSATURE AVEC CONTREVENTEMENTS MIXTES.....	51
III.5.10 PORTIQUES FONCTIONNANT EN CONSOLE VERTICALE	52
III.5.11 STRUCTURES EN MAÇONNERIE PORTEUSE CHAINEE	52
III.5.12 STRUCTURES A OSSATURE METALLIQUE AVEC CONTREVENTEMENT PAR DIAPHRAGME	52

III.5.13 STRUCTURE A OSSATURE METALLIQUE AVEC CONTREVENTEMENT PAR NOYAU EN BETON ARME.....	53
III.5.14 STRUCTURE A OSSATURE METALLIQUE AVEC CONTREVENTEMENT PAR VOILES EN BETON ARME.....	53
III.5.15 STRUCTURE A OSSATURE METALLIQUE AVEC CONTREVENTEMENT MIXTE COMPOSE D'UN NOYAU EN BETON ARME ET DE PALEES ET/OU PORTIQUES METALLIQUES EN PERIPHERIE	53
III.5.16 SYSTEME COMPORTANT DES TRANSPARENCES (ETAGES SOUPLES).....	53
CHAPITRE IV : REGLES DE CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE - METHODE STATIQUE EQUIVALENTE	53
IV.1. METHODES UTILISABLES.....	53
IV.1.1 CONDITIONS D'APPLICATION DE LA METHODE STATIQUE EQUIVALENTE.....	54
IV.1.2 METHODE DYNAMIQUE.....	55
IV.2. METHODE STATIQUE EQUIVALENTE.....	55
IV.2.1. PRINCIPE.....	55
IV.2.2. MODELISATION	55
IV.2.3. CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE	56
IV.2.4. ESTIMATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE DE LA STRUCTURE	61
IV.2.5. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	63
IV.2.6. Distribution horizontale des forces sismiques	63
IV.2.7. Effet de la torsion d'axe vertical	63
IV.3. COMBINAISONS D' ACTIONS (prescriptions communes entre les deux méthodes statiques équivalente et modale spectrale)	64
Exercice2	69
CHAPITRE V : METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE.....	71
V.1. PRINCIPE.....	71
V.2. MODELISATION	71

V.3. SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL	72
V.4. NOMBRE DE MODES A CONSIDERER	74
V.5. Combinaison des Réponses Modales.....	74
V.6. RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL	75
V.7. EFFETS DE LA TORSION ACCIDENTELLE.....	76
V.8. PRESCRIPTIONS COMMUNES AUX METHODES.....	76
« STATIQUE » ET « DYNAMIQUE »	76
V.8.1 STABILITE AU RENVERSEMENT.....	76
V.8.2. COMPOSANTE VERTICALE DE L'ACTION SISMIQUE	76
V.8.3. CALCUL DES DEPLACEMENTS	77
V.9. DIFFERENTES ETAPES DE L'ANALYSE MODALE SPECTRALE.....	77
a. FREQUENCE ET MODE PROPRE DE VIBRATION	77
b. LECTURE DE LA REPONSE DU SPECTRE.....	78
c. REPONSES MODALES	78
d. DECOUPLAGE MODALE.....	78
e. ANALYSE MODALE POUR LA FORCE SISMIQUE	80
f. POIDS EFFECTIF DE LA STRUCTURE EN NIEME MODE, W_N	82
g. EFFORT TRANCHANT A LA BASE DANS LA STRUCTURE DU NIEME MODE, V_{BN}	82
h. REPARTITION DES FORCES NODALES DANS LA STRUCTURE A PARTIR DE L'EFFORT TRANCHANT A BASE	82
• REPARTITION DES FORCES NODALES DANS LA STRUCTURE A PARTIR DE LA FORCE DE CISAILLEMENT A BASE.....	82
V.10. APPLICATIONS NUMERIQUES.....	83
EXERCICE 1.....	83
EXERCICE2.....	86
CHAPITRE VI : CONCEPT DE DUCTILITE ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES	89
VI.1 CONCEPT DE DUCTILITE ET INTRODUCTION AU DIMENSIONNEMENT PAR LA CAPACITE.....	89
VI.2 MODES DE RUINE	91
VI.2.1 MODES DE RUINE DES POUTRES	91
VI.2.2 MODES DE RUINE DES POTEAUX.....	90
VI.2.3 JOINTS POTEAUX-POUTRES	90

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 Causes du Seisme [4]	3
Tableau 2.1 Description du Séisme selon Richter	7
Tableau 3.1 Échelle de Mercalli (1902)	8
Tableau 1 .3 Classification des sites [8]	43
Tableau 1.4 Coefficient d'accélération de zone A	56
Tableau 2.4 Valeurs de ξ (%)	57
Tableau 3.4 Valeurs du coefficient de comportement R	58
Tableau 4.4 Valeurs des Pénalités P_q	60
Tableau 5.4 Valeurs du coefficient de pondération β	61
Tableau 6.4 Valeurs du coefficient C_T	61
Tableau 7.4 Valeurs de T_1 et T_2	62
Tableau 1.5 Valeurs de T_1 et T_2	73

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 Carte du monde montrant les plaques tectoniques [2 ; 4].....	4
Figure 2.1 Carte du monde montrant les principales plaques tectoniques.....	4
Figure 3.1 Les zones sismiques élevées [2,4].....	5
Figure 4.1 Mécanisme de rupture entraînant la propagation d'ondes génératrices de tremblement de terre.[4].....	6
Figure 5.1 Carte macrosismique Cette carte tente une approche sur les effets provoqués par le séisme du 21 mai 2003. Carte proposée par André Laurenti réalisée d'après les témoignages transmis sur "azur séisme"	9
Figure 6.1 Accélération en fonction du temps utilisés dans des analyses [15].....	10
Figure 7.1 Sismomètre Horizontale [10].....	12
Figure 8.1 Sismomètre Vertical [10].....	12
Figure 9.1 Onde P [10].....	13
Figure 10.1 Onde S [10].....	14
Figure 11.1 Onde Q (Ondes de Love) (10).....	14
Figure 12.1 Onde R(Ondes de Rayleigh) [10].....	14
Figure 13.1 Localisation de l'Epicentre et calcul de Distance [16]	15
Figure 14.1 Epicentre, hypocentre (foyer) et faille [4].....	15
Figure 15.1 Fréquence d'Occurrence des Séismes (nombre annuel cumulé) en Fonction de la Magnitude Ms pour le Territoire Belge [2 ; 10].....	16
Figure 16.1 Sélection du control de tremblement de terre (méthode DSHA)[11]	17
Figure 17.1 Schéma résumant les différentes étapes d'un calcul PSHA [11].....	18
Figure 18.1 Comparaison entre les deux méthodes sismiques PSHA et DSHA [11]	18
Figure 19.1 Séisme Alger- Boumerdes- Dellys [3].....	19
Figure 20.1 Intensités maximales observées en Algérie du Nord [3].....	19
Figure 21.1 Liquéfaction des sols Séisme de Caracas, Venezuela 1967 [4].....	20
Figure 22.1 Liquéfaction des sols, voire renversement du Bâtiment Séisme de Niigata 1964, au Japan [4].....	20
Figure 23.1 Glissement du Terrain (Kobe 1995) [4].....	21
Figure 24.1 Déplacement du Terrain (Taiwan 1999)[4].....	21
Figure 25.1 Effets d'un tsunami lors du séisme chilien de 1960[4].....	22
Figure 26.1 Déformation cassante des roches, Alaska, USA, 1964, magnitude 8,3[4].....	22
Figure 27.1 Glissement et Eboulement des Roches [4].....	23
Figure 1.2 Formes favorables : plans simples à 2 axes de symétrie.....	27
Figure 2.2 Limites des décrochements en plan.....	28
Figure 3.2 Régularité en élévation	28
Figure 4.2 Limites des décrochements en élévation [8]	29
Figure 5.2 Bâtiments avec niveaux transparents « niveau souple ».....	30
Figure 6.2 Rez de Chaussée Flexible [5].....	30
Figure 7.2 Les mécanismes de colonnes sont souvent	31
Figure 8.2 Le mécanisme de colonnes ayant affecté le rez-de-chaussée de.....	31

Figure 12.2 Effet d'un séisme sur une construction en maçonnerie [2]	34
Figure 13.2 Transmissions des Charges Sismiques Horizontales par les Diaphragmes sur les Murs de Contreventements [4].	35
Figure 14.2 a) L'objectif de projet "poutres faibles – poteaux forts"	36
Figure 15.2 Effet de la ruine de poteaux faibles : l'empilement des planchers après séisme [2].....	36
Figure 16.2 La redondance et une assise large assurent une meilleure distribution des réactions d'appui [2]	37
Figure 17.2 Un radier général raidi par les murs de sous-sol base réduit les contraintes à la fondation.....	38
Figure 1.3 RPA 99/ version2003	39
Figure 2.3 Carte de Zonage Sismique en Algérie [8].....	40
Figure 1.5 Exemple de Spectre de Réponse	73
Figure 1.6 Principe de Dimensionnement capacitif [13].....	90
Figure 2.6 Joint Poteau-Poutre.....	92

LISTE DES EQUATIONS

Équation 1.3 Calcul de la résistance au Pénétromètre.....	44
Équation 2.3 Calcul du nombre de Coups	44
Équation 3.3 Calcul de la pression au Pressiomètre.....	45
Équation 4.3 Le module pressiométrique	45
Équation 5.3 Résistance en compression.....	45
Équation 1.4 calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	56
Équation 2.4 Facteur de Correction d'amortissement	57
Équation 3.4 Facteur de Qualité.....	59
Équation 4.4 la Période Fondamentale.....	61
Équation 5.4 Calcul de la période en fonction de la dimension du bâtiment.....	62
Équation 6.4 Formule de Rayleigh.....	62
Équation 7.4 La formule Rayleigh simplifiée.....	62
Équation 8.4 La Force Sismique	63
Équation 9.4 La Force Sismique selon la Hauteur.....	63
Équation 10.4 L'effort tranchant au niveau de l'étage k.....	63
Équation 1.5 Facteur de correction d'amortissement	72
Équation 2.5 Rapport de Périodes.....	75
Équation 3.5 Réponse modale totale (cas de réponses indépendantes).....	75
Équation 4.5 Réponse modale (cas de deux réponses dépendantes).....	75
Équation 5.5 Déplacement de chaque niveau	77
Équation 6.5 Déplacement relatif.....	77

NOMENCLATURE :

C_T : Coefficient de période

D: Facteur d'amplification dynamique

E_i : Réponse du mode i

F_i F_n : Forces horizontales appliquées aux niveaux « i » et « n »)

L: Longueur de bâtiment

P_{li} : Pression limite moyenne à travers la couche (i) d'épaisseur h_i

E_{pi} : Module pressiométrique moyen à travers la couche $n(i)$, d'épaisseur h_i

V_{si} : Vitesse d'onde de cisaillement à travers la couche (i) d'épaisseur h_i

I_p : Indice de plasticité

R: Coefficient de comportement

A: Coefficient d'accélération de zone

η : Facteur de correction d'amortissement

ξ (%): le pourcentage d'amortissement critique

Q: Facteur de qualité ; **P_q** : Coefficient la pénalité

W: poids total de la structure,

β : Coefficient de pondération

T: La période (seconde)

δ_t : Flèches horizontales

G: Charges permanentes (KN)

Q: Charges d'exploitation non pondérées (KN)

E: Action du séisme représentée par ses composantes horizontales (KN)

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $k-1$.

R_{di} : Résistance plastique pour un dimensionnement capacitif.

E_{di} : Sollicitation pour un dimensionnement capacitif

INTRODUCTION

De nombreuses régions à travers le monde sont soumises aux conséquences des séismes, souvent désastreuses, au regard du nombre de morts qu'ils engendrent. La prise en compte du risque sismique dans la conception des ouvrages importants, comme les barrages, les réservoirs de gaz et de carburants, les centrales énergétiques, les grands bâtiments ..., a contribué au développement rapide d'une science récente : le Génie-Parasismique. De nouvelles règles parasismiques sont apparues.

Ce polycopié a pour objectif, la mise à la disposition de nos étudiants, un document résumant l'essentiel de la pratique de la dynamique des structures, pour la compréhension des notions de sismologie nécessaires à la caractérisation du mouvement sismique et des mesures qui en découlent dans la prise en charge des justificatifs vis-à-vis de l'aléa sismique.

Après une introduction au génie parasismique et les effets des séismes sur les structures, le document aborde les questions de dimensionnement des ouvrages résistants aux tremblements de terre, pour ensuite aborder les principes de conception de base. Deux méthodes seront exposées : la méthode statique équivalente et la méthode dynamique modale spectrale. Le document est terminé par donner le **concept de ductilité et le principe de dimensionnement capacitif des éléments constructifs**.

CHAPITRE I. ELEMENTS DE SISMOLOGIE

I. INTRODUCTION AU GENIE PARASISMIQUE ET LES EFFETS DES SEISMES SUR LES STRUCTURES. ELEMENTS DE SISMOLOGIE

I.1 DEFINITION ET OBJECTIFS DE GENIE PARASISMIQUE

Les normes parasismiques sont destinées à faire en sorte de vous sauver la vie en cas de séisme majeur, elles ne sont pas des normes absolues, elles sont basées sur des statistiques jusqu'à un certain niveau de protection, qui nous permet d'avoir une construction avec une conception et dimensionnement approprié.

Les objectifs du génie parasismique sont :

Concevoir des structures résistantes aux séismes,

Prévoir les conséquences éventuelles des séismes,

Comprendre l'interaction entre les structures-structures, les structures-sols,

Contrôler la dégradation et éviter la ruine totale lors d'un séisme [4].

I.2 DEFINITION ET CAUSES DU SEISME

L'écorce terrestre n'est pas "homogène" elle est constituée de plaques qui dérivent à la surface et qui se frottent les unes contre les autres. Certaines plaques s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90 % des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Un séisme, ou tremblement de terre, correspond à des vibrations du sol en surface. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles généralement préexistantes au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint. Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique (Intrusion et dégazage d'un magma), ou d'origine artificielle (explosions par exemple), effondrement d'une cavité [4]

Mécanisme	Séismes naturels	Séismes artificiels
Rupture d'une faille	Séismes tectoniques ✓ rupture soudaine des roches	Séismes induits par l'activité humaine : ✓ Mise en eau d'un grand barrage ✓ Exploitation de gaz, pétrole... etc.
Explosion	Séismes volcaniques : ✓ Fracturation des roches due l'intrusion de magma ✓ Dégazage, oscillation propre du réservoir	✓ Tirs d'exploration sismique ✓ Tirs de mines et carrières ✓ Essais nucléaires souterrains
Implosion	Séismes d'effondrement : ✓ Effondrement de cavités dans le gypse ou le calcaire ✓ Effondrement lié à un grand glissement de terrain	✓ Effondrements d'anciennes mines

Tableau 1.1 Causes du Seisme [4]

Les séismes dus aux mouvements tectoniques des plaques sont les plus fréquents.

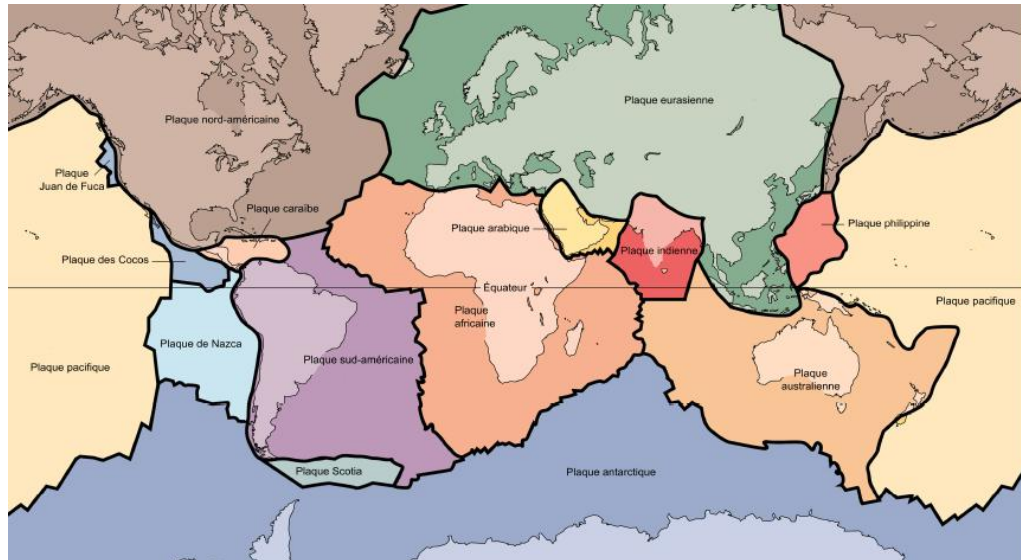


Figure 1.1 Carte du monde montrant les plaques tectoniques [2 ; 4]

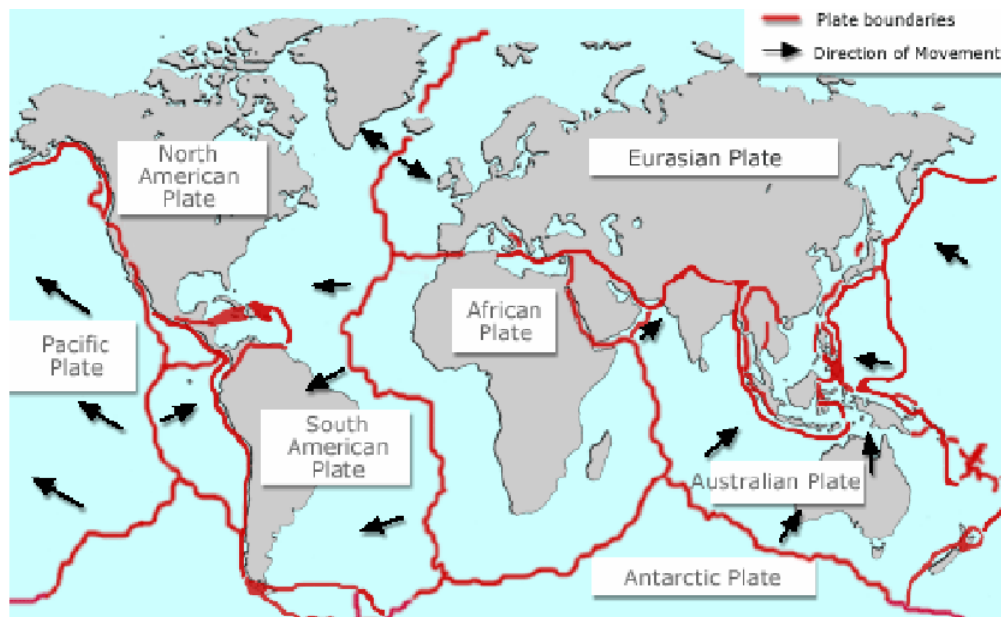


Figure 2.1 Carte du monde montrant les principales plaques tectoniques

Les zones de séismicité élevée se trouvent aux lignes inter –plaques [2 ; 4]

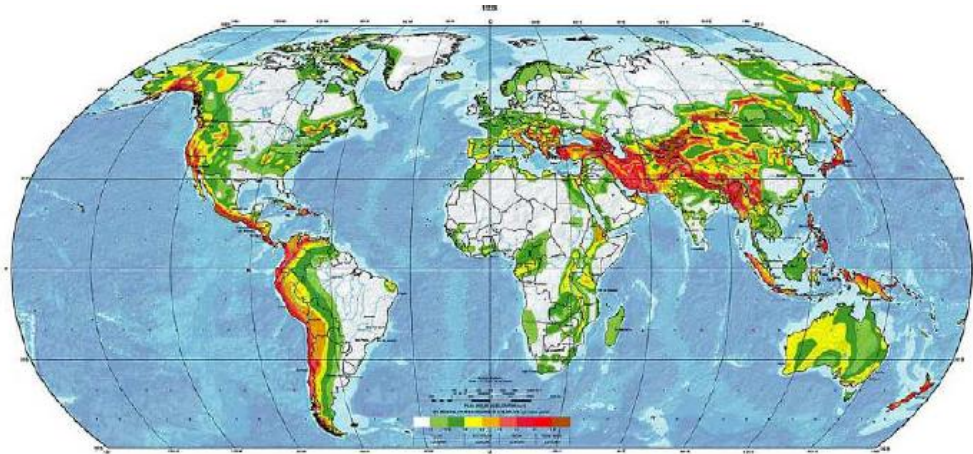


Figure 3.1 Les zones sismiques élevées [2,4]

Pour les séismes importants, le mouvement relatif des bords de la faille peut être apparent en surface. Il existe différents type de mouvement relatif: coulissage horizontal, coulissage vertical. Ces mouvements affectent une quinzaine de "plaques" sphéroïdales et engendrent des contraintes sur les lignes de contact des plaques [2]. Les 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. 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. A l'aplomb de celui-ci («épicentre»), la composante verticale est du même ordre que la composante horizontale. 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. Les ondes sismiques se propagent dans toutes les directions a partir du foyer [2]

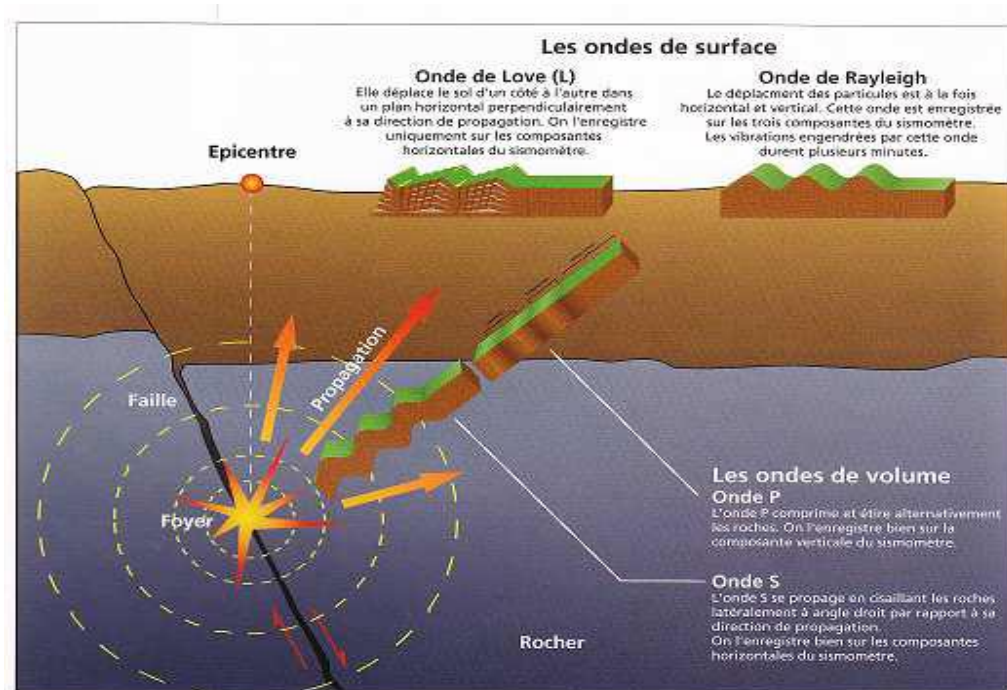


Figure 4.1 Mécanisme de rupture entraînant la propagation d'ondes génératrices de tremblement de terre.[4]

I.3 LES ECHELLES DE CLASSIFICATION

I.3.1 ECHELLE DE RICHTER



La magnitude, définie en 1935 par Richter pour les séismes de Californie, est une fonction de l'amplitude maximale qu'enregistre un sismographe particulier à 100 km de l'épicentre [4].

_ La magnitude M est une évaluation de l'énergie libérée au foyer du tremblement de terre. $\text{Log } E_c = 1.5 M + 4.8$

La magnitude M n'est pas une échelle, c'est une grandeur « logarithmique » de la quantité d'énergie rayonnée par la source sous forme d'ondes élastiques. 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.

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.

Tableau 2.1 Description du Séisme selon Richter

Depuis Richter en 1935, d'autres façons de mesurer la taille d'un séisme ont été proposées. Les différentes magnitudes des séismes qu'on peut citer :

La **magnitude MS** dite des ondes de surface est proche de l'esprit de la magnitude locale, à l'exception près qu'elle n'utilise qu'un type d'onde, les ondes de surface, contenues dans le sismogramme.

La **magnitude Mb**, dite des ondes de volume, utilise les premières ondes rapides qui arrivent sur le sismogramme, essentiellement composées d'onde de volume. Elle permet à grande distance d'évaluer la taille du séisme, et elle est par conséquent bien adaptée aux séismes situés à une grande profondeur.

La **magnitude Mw**, dite magnitude de moment. Son estimation repose sur la physique de la rupture et elle est directement proportionnelle à l'énergie libérée lors de la rupture sismique, et donc à sa taille.

I.3.2 ÉCHELLE DE MERCALLI

L'intensité de Mercalli a pour rôle de mesurer l'importance des dégâts en un lieu donné. C'est une caractérisation de l'importance des effets matériels observés en surface et de la perception par la population. Cette description vaut pour une zone géographique donnée, mais elle est assez qualitative. L'intensité en un point dépend de l'effet de source, de la distance au foyer, de la géologie locale et de la topographie.

Degré	Étendue des dégâts observés
I	Aucun mouvement n'est perçu. Le séisme n'est détecté que par des instruments sensibles et quelques personnes dans des conditions particulières.
II	Quelques personnes peuvent sentir un mouvement si elles sont au repos et/ou dans les étages élevés de grands immeubles.
III	À l'intérieur de bâtisses, beaucoup de gens sentent un léger mouvement. Les objets suspendus bougent. En revanche, à l'extérieur, rien n'est ressenti.
IV	À l'intérieur, la plupart des gens ressentent un mouvement. Les objets suspendus bougent, mais aussi les fenêtres, plats, assiettes, loquets de porte.
V	La plupart des gens ressentent le mouvement. Les personnes sommeillant sont réveillées. Les portes claquent, la vaisselle se casse, les tableaux bougent, les petits objets se déplacent, les arbres oscillent, les liquides peuvent déborder de récipients ouverts.
VI	Tout le monde sent le tremblement de terre. Les gens ont la marche troublée, les objets et tableaux tombent, le plâtre des murs peut se fendre, les arbres et les buissons sont secoués. Des dommages légers peuvent se produire dans des bâtiments mal construits, mais aucun dommage structural.
VII	Les gens ont du mal à tenir debout. Les conducteurs sentent leur voiture secouée. Quelques meubles peuvent se briser. Des briques peuvent tomber des immeubles. Les dommages sont modérés dans les bâtiments bien construits, mais peuvent être considérables dans les autres.
VIII	Les chauffeurs ont du mal à conduire. Les maisons avec de faibles fondations bougent. De grandes structures telles que des cheminées ou des immeubles, peuvent se tordre et se briser. Les bâtiments bien construits subissent de légers dommages, contrairement aux autres qui en subissent de sévères. Les branches des arbres se cassent. Les collines peuvent se fissurer si la terre est humide. Le niveau de l'eau dans les puits peut changer.
IX	Tous les immeubles subissent de gros dommages. Les maisons sans fondations se déplacent. Quelques conduits souterrains se brisent. La terre se fissure.
X	La plupart des bâtiments et leurs fondations sont détruits. Il en est de même pour quelques ponts. Des barrages sont sérieusement endommagés. Des éboulements se produisent. L'eau est détournée de son lit. De larges fissures apparaissent sur le sol. Les rails de chemin de fer se courbent.
XI	La plupart des constructions s'effondrent. Des ponts sont détruits. Les conduits souterrains sont détruits.

Tableau 3.1 Échelle de Mercalli (1902)

I.3.3 L'ECHELLE DE MEDVEDEV-SPONHEUER-KARNIK (MSK)

Egalement connu sous le nom **MSK** ou MSK-64, est une échelle d'intensité macroséismique utilisée pour évaluer la sévérité des secousses sur la base des effets observés dans une zone du tremblement de terre occurrence. L'échelle a été proposée par Sergei Medvedev (URSS), Wilhelm Sponheuer (Allemagne de l' Est), et Vít Karnik (Tchécoslovaquie) en 1964. Il était basé sur les expériences étant disponibles au début des années 1960, de l'application de l'échelle d'intensité de Mercalli modifiée et la version 1953 de l'échelle Medvedev , également connu sous l'échelle GEOFIAN.

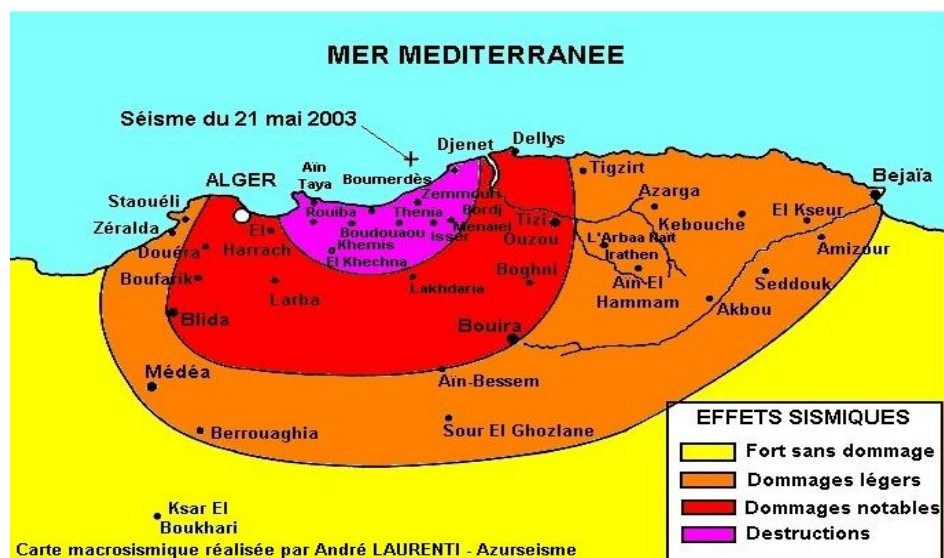


Figure 5.1 Carte macrosismique Cette carte tente une approche sur les effets provoqués par le séisme du 21 mai 2003. Carte proposée par André Laurenti réalisée d'après les témoignages transmis sur "azur séisme"

REMARQUE : On ne doit pas confondre magnitude et intensité ; à l'inverse de la magnitude qui se calcule, l'intensité d'un séisme ne peut donner lieu qu'à une estimation.

La magnitude est une valeur associée uniquement au séisme. L'intensité est associée au lieu d'observation. Il n'existe pas de véritable relation entre magnitude et intensité. Ainsi, deux séismes de même magnitude peuvent donner en surface des intensités différentes. Inversement, deux séismes de même intensité en un lieu peuvent avoir des magnitudes différentes.

I.4 MESURE DU MOUVEMENT SISMIQUE (ACCELEROGRAMMES)

Un paramètre important pour l'évaluation des effets des séismes à un endroit donné est l'accélération maximale a_g du sol ou accélération de pointe, PGA (Peak Ground Acceleration) en anglais. Son ordre de grandeur est de 0,4 g à 0,6g en zone très sismique (Japon, Turquie) et de 0 à 0,1 g en zone faiblement sismique (Belgique) [2]. 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 : $F = m a_g$ si la construction est indéformable et bouge comme le sol (en général $F > m a_g$). C'est en termes de d'accélération maximale a_g 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 [2].

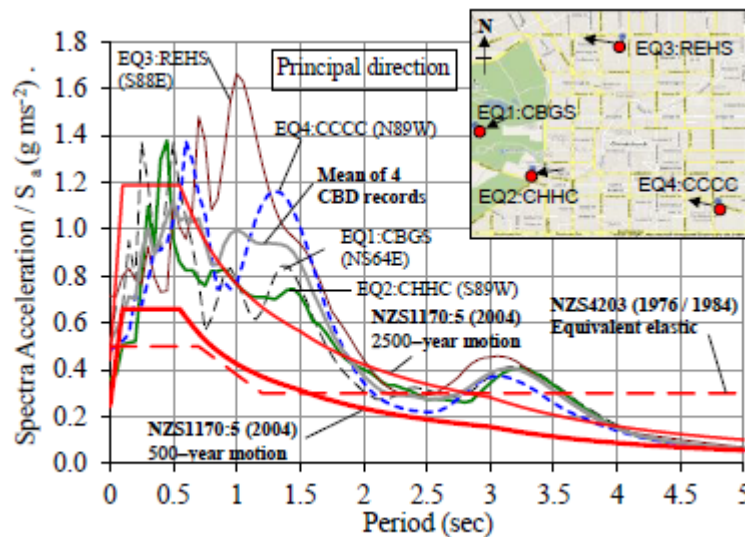


Figure 6.1 Accélération en fonction du temps utilisés dans des analyses [15]

Les **spectres de réponse** tirent leur origine et leur intérêt de l'assimilation, en première approximation, du comportement sismique d'un bâtiment à la réponse d'un oscillateur simple à un degré de liberté.

La représentation en spectre de réponse vise à donner accès directement aux mouvements subis par le centre de gravité de la structure.

La représentation graphique d'un spectre de réponse est construite point par point en faisant varier la fréquence d'un oscillateur à un degré de liberté et en reportant cette fréquence en abscisse et le maximum temporel de la réponse à une sollicitation sismique en ordonnée. On obtient ainsi un spectre de réponse pour un amortissement fixé.

Un autre paramètre utile pour l'évaluation des effets des séismes à un endroit donné est le **déplacement maximal** d_g 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 mètre en zone très sismique [2]. 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 60 s en zone très sismique, mais n'est que de quelques secondes en zone peu sismique [2]. La caractérisation la plus explicite d'un tremblement de terre est évidemment constituée d'accélérogrammes enregistrés dans la zone géographique considérée, qui contiennent à la fois les aspects accélérations, durée et contenu fréquentiel. Les sismomètres enregistrent les accélérations imprimés au sol sous la forme d'accélérogrammes. Les accélérogrammes constituent une donnée d'action directement utilisable par la dynamique des structures [2].

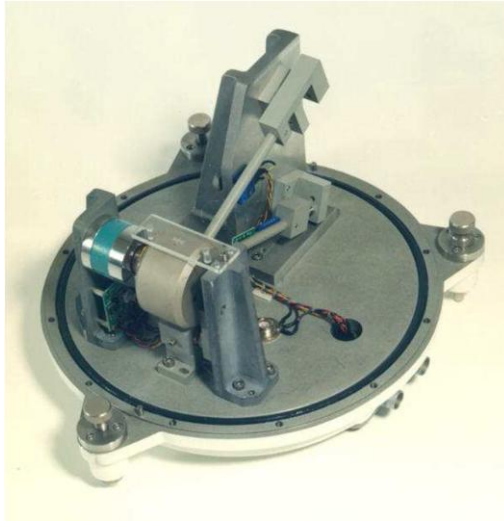


Figure 7.1 Sismomètre Horizontale [10]

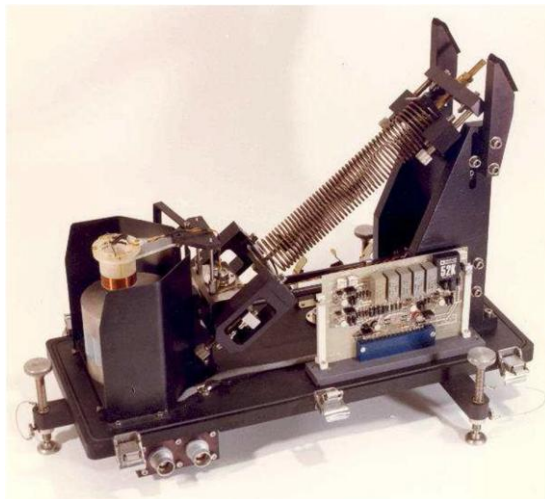


Figure 8.1 Sismomètre Vertical [10]

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 au séisme. [10]

I.5 ONDES SISMIQUES

A partir du foyer, la secousse sismique se propage sous forme d'ondes de divers types, qui, compte tenu de l'hétérogénéité du sol, engendrent en surface un mouvement complexe difficilement prédictible en un site donné. Les ondes élastiques libérées par la rupture de la faille se propagent dans toutes les directions. Plusieurs types d'ondes aux effets différents sur les sols et les structures sont générés par le séisme. La connaissance des caractéristiques des différents types d'ondes et de leur mode de propagation permet de comprendre leur action sur une structure donnée en fonction du site géologique et de sa distance au foyer.

On peut distinguer les deux types d'ondes suivants.

I.5.1 ONDES DE VOLUMES : Elles prennent naissance dans le foyer et se propagent à l'intérieur de la terre sous deux formes: **-Ondes P** (ondes Primaires) ou ondes longitudinale: Ces ondes se propagent avec une vitesse de 7 à 8km/s et s'accompagnent d'un changement de volume (compression et dilatation alternées).

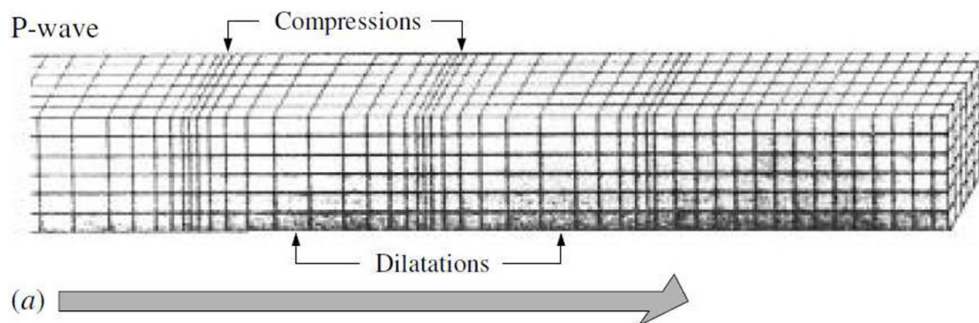


Figure 9.1 Onde P [10]

-Ondes S (ou ondes secondaires) Ondes de cisaillement S - transversales - 4 à 5 km/s - ne se propagent pas dans les fluides et les gaz [10]

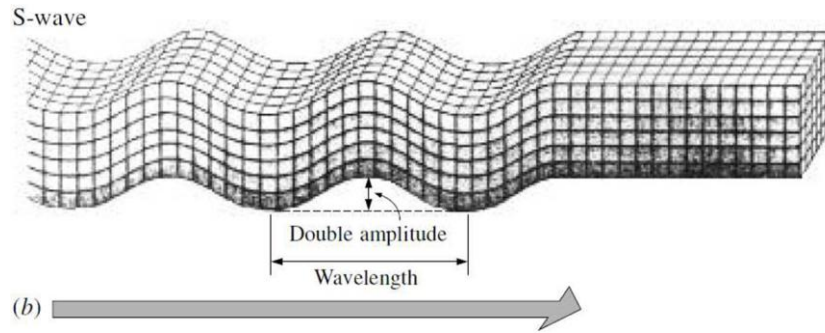


Figure 10.1 Onde S [10]

I.5.2 ONDES DE SURFACE : Ondes de Love Q - Cisaillement - 0,5 à 1,5 km/s pour un sol meuble et 1,5 à 5 km/s pour de la roche [10].

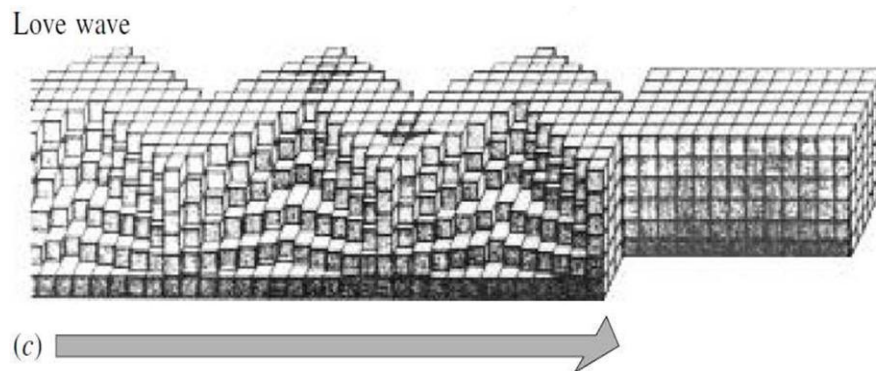


Figure 11.1 Onde Q (Ondes de Love) (10]

Ondes de Rayleigh R - mouvement de houle (ellipse)

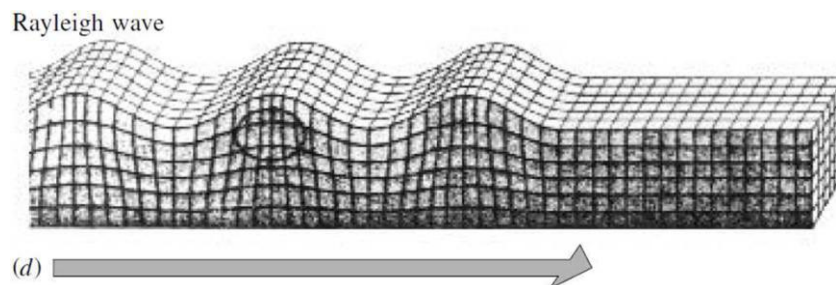


Figure 12.1 Onde R(Ondes de Rayleigh) [10]

Les ondes de surface ont une vitesse de propagation de 1,5 à 5 km/s dans les terrains compacts ou rocheux et de 0,5 à 1,5 km/s dans les terrains meubles. La différence des temps d'arrivée des ondes P et S suffit, connaissant leur vitesse, à donner une indication sur l'éloignement du séisme. On peut ainsi localiser son épicentre à l'aide de trois sismogrammes.

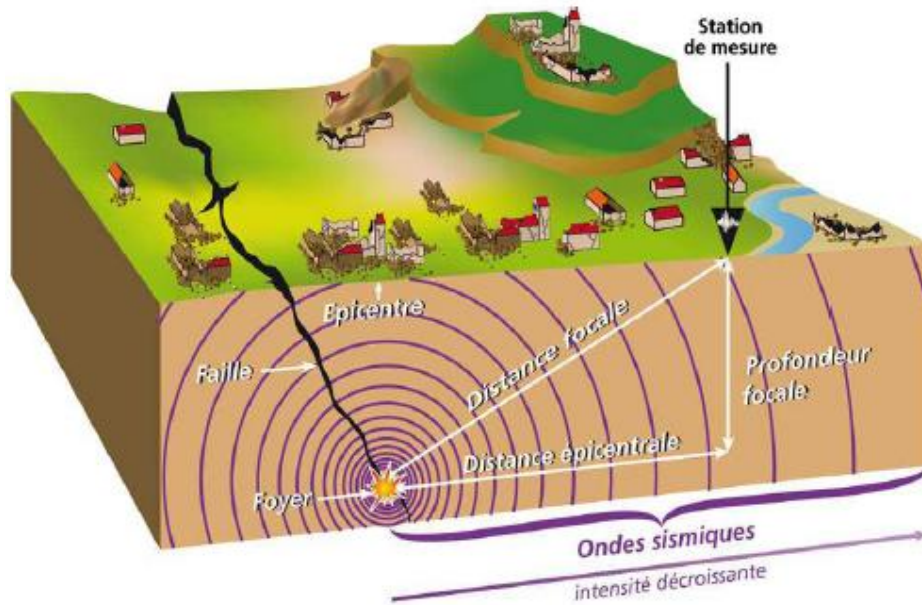


Figure 13.1 Localisation de l'Épicentre et calcul de Distance [16]

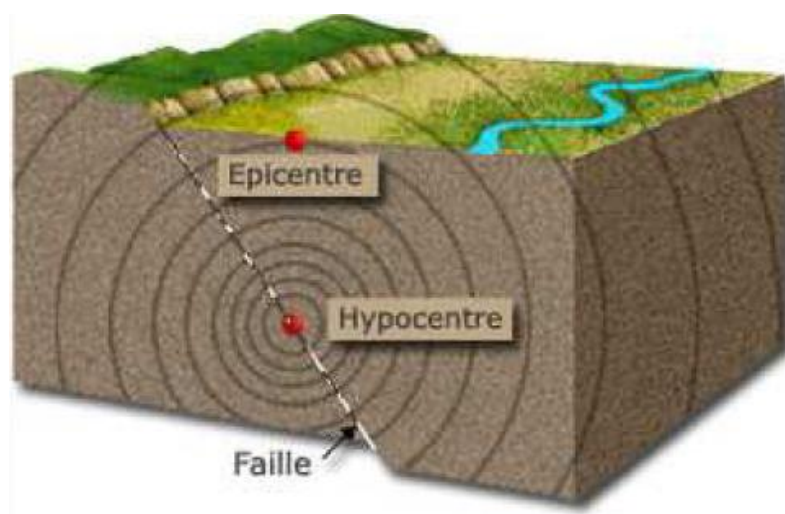


Figure 14.1 Epicentre, hypocentre (foyer) et faille [4]

I.6 ALEAS SISMIQUES, ETUDE D'UN CAS PRATIQUE

L'aléa sismique représente la probabilité - pour un lieu géographique donné - d'occurrence d'un événement sismique d'une intensité donnée, généralement caractérisé par la valeur de l'accélération de pointe a_{gR} ou PGA et reportée sur les cartes de zonation de l'aléa sismique. Cette définition pose le problème de l'établissement de la valeur de calcul de a_{gR} . Dans une région sismique donnée, il se produit de nombreux tremblements de terre au fil du temps et on observe qu'il existe une relation entre la magnitude de ces séismes et leur fréquence d'apparition : les petits séismes sont nombreux, les gros sont rares. Des lois statistiques ont été établies par différents chercheurs : Gutenberg-Richter, Ambraseys [2].

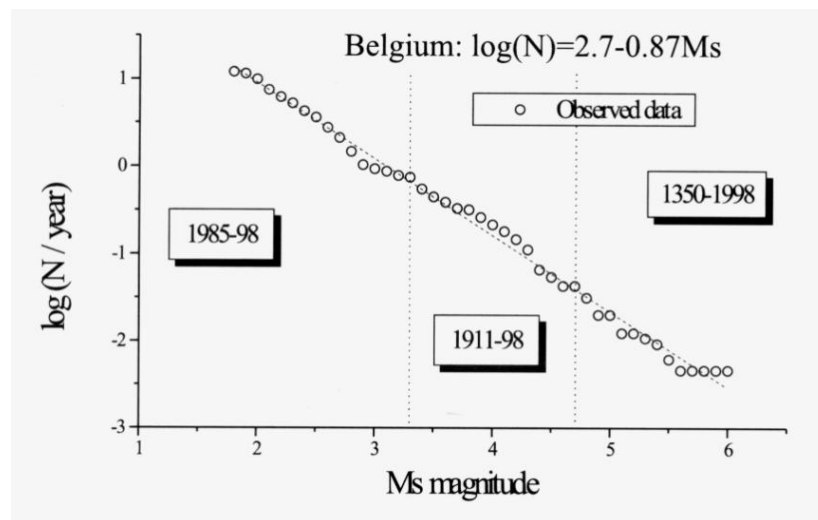


Figure 15.1 Fréquence d'Occurrence des Séismes (nombre annuel cumulé) en Fonction de la Magnitude M_s pour le Territoire Belge [2 ; 10].

Une fois connue la loi (magnitude - fréquence d'apparition) pour une région donnée, il est possible de définir le niveau d'intensité (ex d'accélération) à utiliser dans les projets de construction en tenant compte de l'aléa sismique régionale, à condition de définir la probabilité d'arrivée du séisme contre lequel on décide de se prémunir. Ce choix doit résulter d'un compromis sécurité - coût, car plus la probabilité d'arrivée du séisme

choisie est faible, plus le niveau d'action a_g et le coût de l'aspect antisismique de la construction sont élevés [2].

L'aléa sismique est lié à la probabilité qu'une construction se trouve durant sa vie près de l'épicentre d'un séisme [4].

L'évaluation probabiliste de l'aléa sismique, dite **PSHA** (Probabilistic Seismic Hazard Analysis), elle a été mise en œuvre pour établir la carte du zonage sismique qui est applicable aux ouvrages à « risque normal » et aux ouvrages « à risque spécial ». L'approche PSHA consiste à évaluer de manière directe la probabilité de dépasser différents niveaux d'accélération du mouvement du sol sur une durée déterminée. Ceci permet de déterminer en retour le mouvement du sol correspondant à une probabilité de dépassement fixée sur une certaine période de temps.

Deterministic Seismic Hazard Analysis **DSHA**

Pour obtenir le DSHA ou faire le DSHA, la première étape consiste à identifier et caractériser tous sources impliquées pour un site correspondant, où nous voulons connaître l'aléa sismique de façon déterministe. Puis on prend la magnitude M_{\max}

Qui correspond à R_{\min} (la plus petite distance qui relie le point source du site).

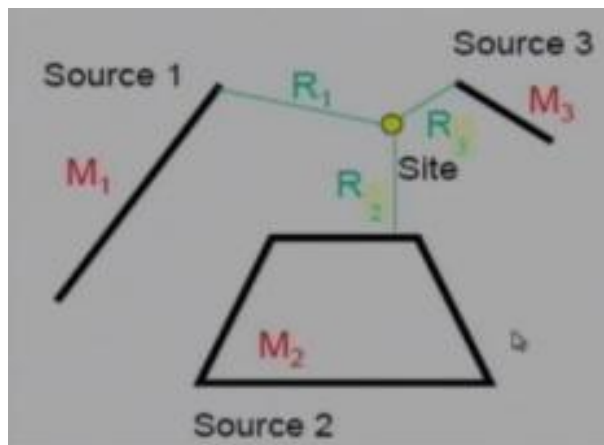


Figure 16.1 Sélection du control de tremblement de terre (méthode DSHA)[11]

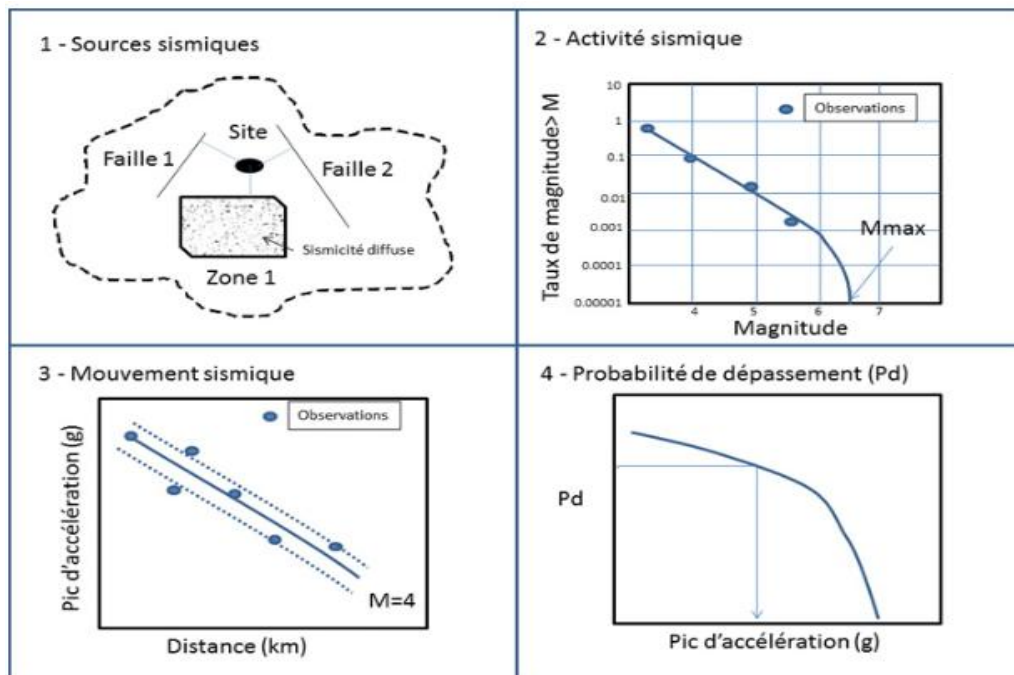


Figure 17.1 Schéma résumant les différentes étapes d'un calcul PSHA [11]

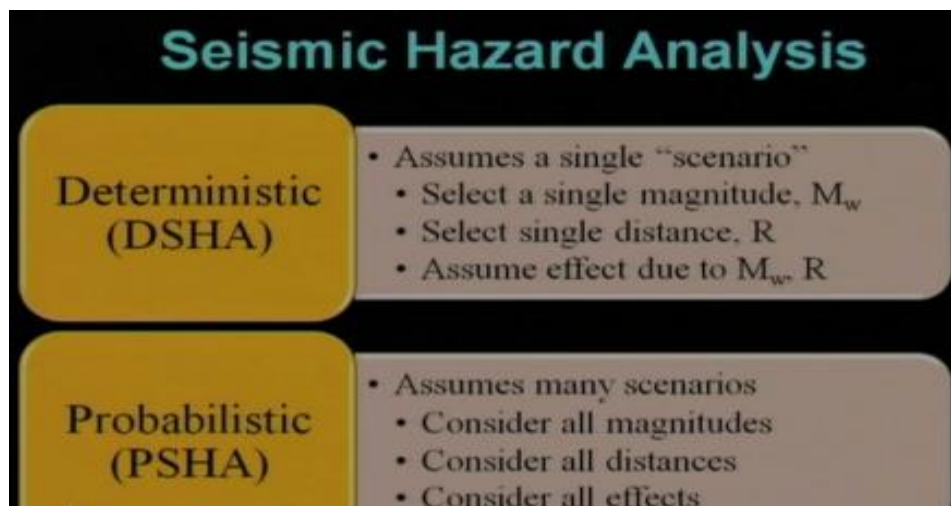


Figure 18.1 Comparaison entre les deux méthodes sismiques PSHA et DSHA [11]

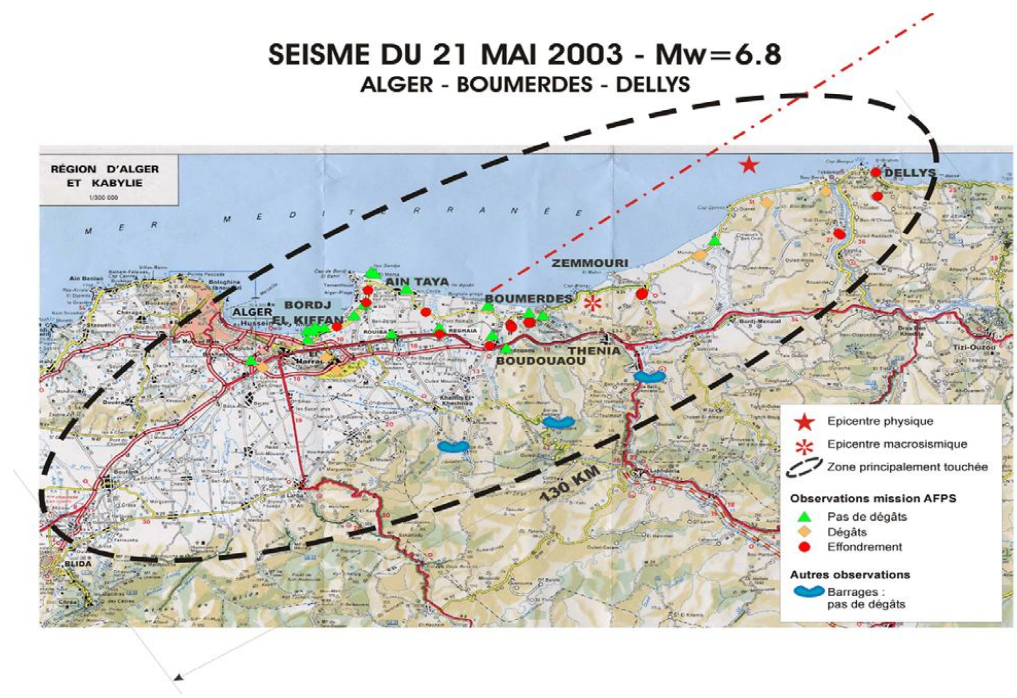


Figure 19.1 Séisme Alger- Boumerdes- Dellys [3]

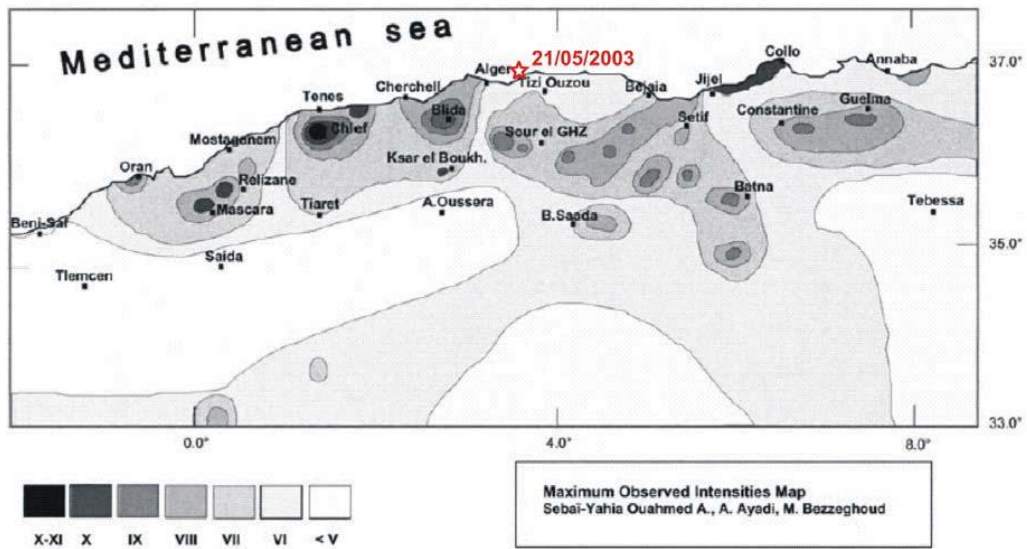


Figure 20.1 Intensités maximales observées en Algérie du Nord [3]

I.7 DES EFFETS INDUITS DES TREMBLEMENTS DE TERRE

- **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.



Figure 21.1 Liquéfaction des sols Séisme de Caracas, Venezuela 1967 [4]



Figure 22.1 Liquéfaction des sols, voire renversement du Bâtiment Séisme de Niigata 1964, au Japan [4]

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 23.1 Glissement du Terrain (Kobe 1995) [4]



Figure 24.1 Déplacement du Terrain (Taiwan 1999)[4]

Raz-de-Marée (Tsunamis) : Un **raz-de-marée** est un envahissement exceptionnel du rivage par la mer, une submersion marine, dû à une surcote temporaire (une élévation anormale du niveau de la mer).



Figure 25.1 Effets d'un tsunami lors du séisme chilien de 1960[4]

- **Déformation Cassante des Routes** Un séisme est un ébranlement brutal du sol dû au décalage en profondeur, voir La figure suivante.



Figure 26.1 Déformation cassante des roches, Alaska, USA, 1964, magnitude 8,3[4]

- **Eboulement Rocheux**

Les **éboulements rocheux**, comme les glissements de terrain, font partie des risques naturels majeurs. Ces chutes se produisent à partir de falaises, d'escarpements **rocheux**, de formations meubles à blocs



Figure 27.1 Glissement et Eboulement des Roches [4]

CHAPITRE II : CARACTERISTIQUES DES BATIMENTS RESISTANT AUX SEISMES

II.1 INTRODUCTION

Une construction parasismique est une construction qui est capable de résister à un niveau d'agression sismique défini réglementairement pour chaque zone de sismicité. Pour le niveau du séisme major elle peut alors subir des dommages irréparables mais elle ne doit pas s'effondrer sur ses occupants.

L'objectif principal des règles de construction parasismique est la sauvegarde du maximum de vies humaines. En cas de secousse plus modérée, l'application des règles parasismiques doit aussi permettre de limiter les pertes économiques. Le principe de la construction parasismique repose sur cinq piliers indissociables :

Le choix du site d'implantation est primordial : il faut notamment proscrire les terrains situés sur les reliefs et en haut des ruptures de pente. La zone de limite entre les sols rocheux et les sols mous est également à éviter.

La conception architecturale doit également être parasismique, non seulement en terme d'implantation judicieuse du bâtiment sur le site, mais également en terme de type d'architecture, qui doit favoriser un comportement adapté au séisme (forme, hauteur et élancement du bâtiment).

Le respect des règles parasismiques constitue une nécessité. Pour la construction neuve, elles fixent les niveaux de protection requis par région et par type de bâtiment. Ces règles définissent également les modalités de calcul et de dimensionnement des différents organes de structure des constructions.

La qualité de l'exécution concerne non seulement les matériaux et éléments non structuraux (couplages et joints), mais également le respect des règles de l'art. La protection contre le feu est un point important de la construction parasismique, tout comme l'entretien. Toute modification ultérieure de la construction devra être conçue selon les mêmes exigences qualitatives.

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

A l'instar des piliers cités, il paraît opportun d'ajouter *le choix optimum du chargement sismique (PGA, spectre de réponse)*.

Il est essentiel d'insister sur le fait que le non-respect de l'une de ces cinq démarches peut être à l'origine de l'effondrement du bâtiment lors d'un tremblement de terre. Pour les bâtiments et infrastructures particulières, dits à risque spécial tels que barrages, centrales nucléaires ou industries à risques, des règles particulières sont appliquées. Elles permettent de garantir la sécurité de la population pour des séismes de magnitude beaucoup plus forte que pour les bâtiments dits à *risque normal*.

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

- d'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- d'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquates pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare. Pour certains ouvrages importants, la protection visée est encore plus sévère puisqu'il faudra que l'ouvrage puisse demeurer opérationnel immédiatement après un séisme majeur.

II.2 PRINCIPES DE BASE DE LA CONCEPTION

La conception et le choix des détails constructifs de la structure porteuse (parois, colonnes, 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) [5].

II.2.1 SIMPLICITE 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 différentes ou un cumul d'effets différents entre ces parties est faible. La simplicité d'ensemble concourt à la simplicité des détails [8].

II.2.2 CONTINUITE

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 [8].

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 : [5]

Éviter les affaiblissements de section (âmes évidées)

Réaliser des poutres et colonnes d'axes concourants ;

Éviter les changements brutaux de directions des éléments porteurs

Éviter 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, système industrialisés en béton) ou les reprises (béton armé) en dehors des zones fortement contraintes [6].

Surveillance du chantier :

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

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 [5]

Enfin, même si l'hyperstaticité élevée n'est pas toujours possible, il convient en tout cas d'éviter l'absence de toute liaison positive. Ainsi, des éléments simplement posés ne sont tenus en place que par le frottement et une fois celui-ci vaincu, des déplacements majeurs peuvent se produire. On peut résoudre ce problème par des liaisons souples ou des butées, qui entrent en action seulement en cas de séisme [8].

II.2.3 REGULARITE EN PLAN

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/ modif.2003) [8].

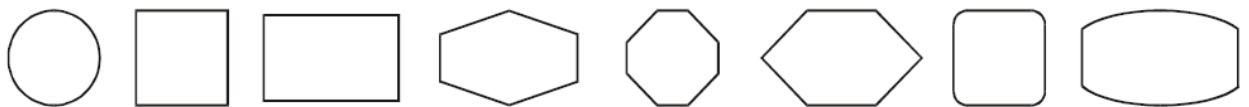


Figure 1.2 Formes favorables : plans simples à 2 axes de symétrie

a 1. 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/modif.2003) [8].

a 2. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 (RPA99/modif.2003) [8].

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. (Fig.2.2) (RPA99/modif.2003) [8].

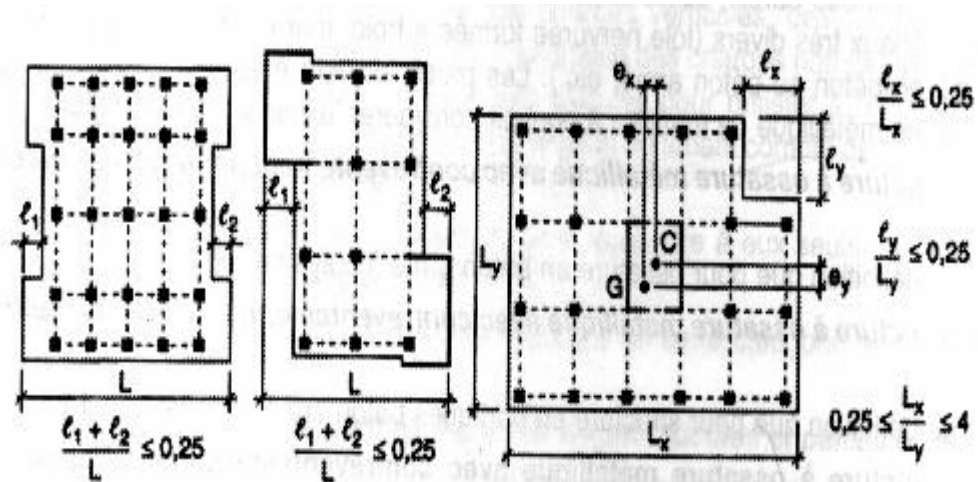


Figure 2.2 Limites des décrochements en plan

a 3. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan (RPA99/modif.2003) [8].

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

II.2.4 REGULARITE EN ELEVATION

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/modif.2003) [8].

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 (RPA99/modif.2003) [8].

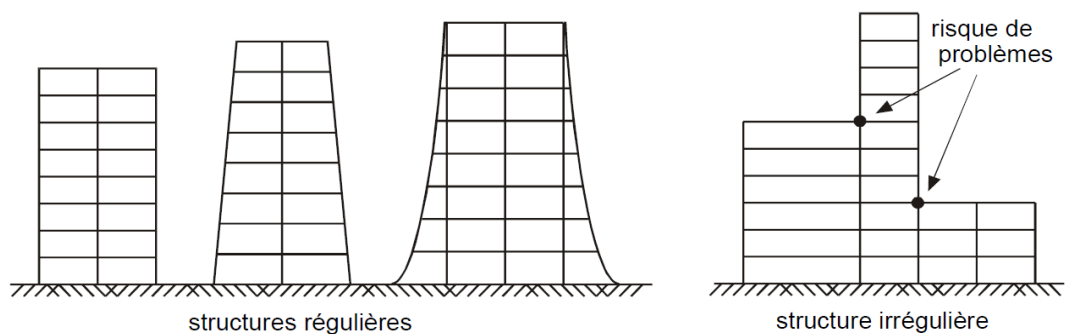


Figure 3.2 Régularité en élévation

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

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/modif.2003) [8].

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 (fig.2.4).

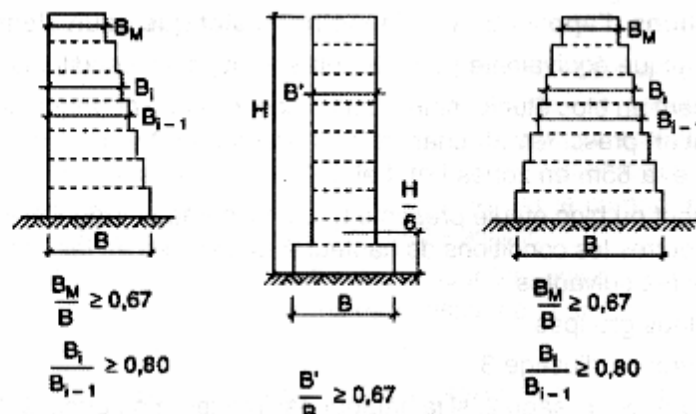


Figure 4.2 Limites des décrochements en élévation [8]

II.2.5 EVITER L'ETAGE 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 storey»), flexible dans le plan horizontal [5]. 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 [6].

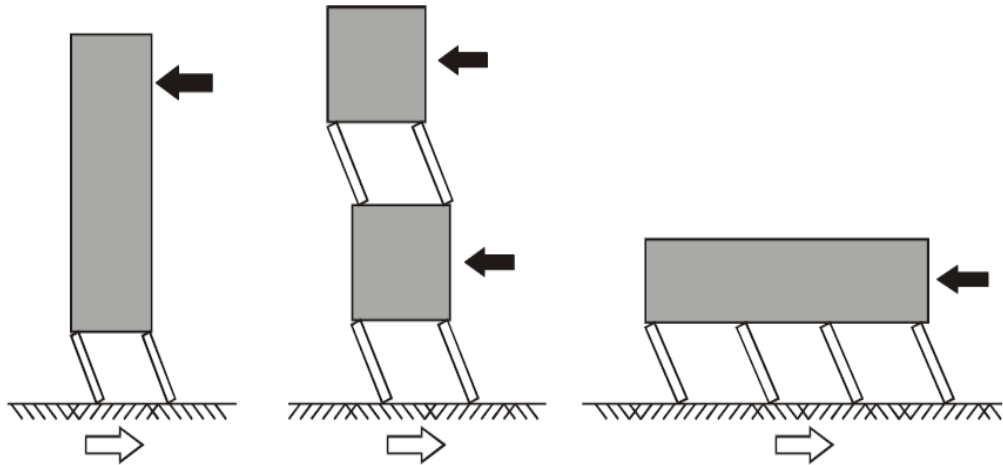


Figure 5.2 Bâtiments avec niveaux transparents « niveau souple »

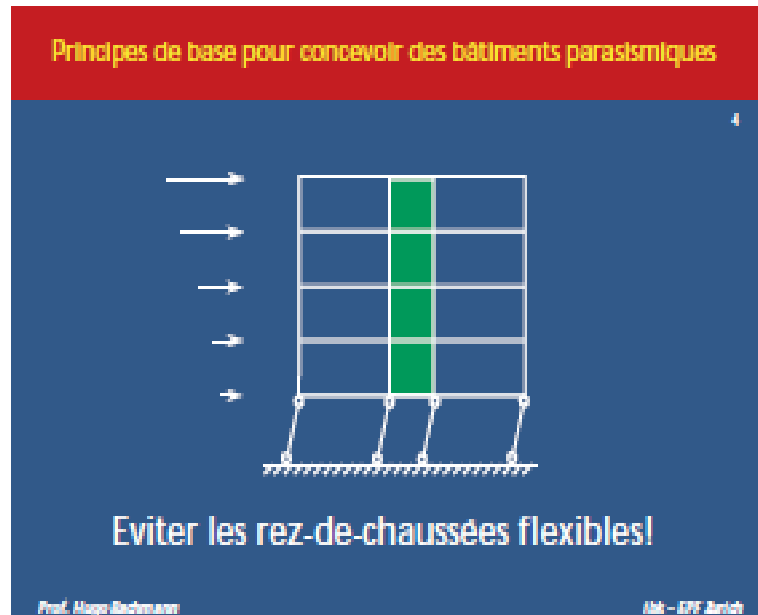


Figure 6.2 Rez de Chaussée Flexible [5]



Figure 7.2 Les mécanismes de colonnes sont souvent inévitables lorsque le rez-de-chaussée est flexible (Izmit, Turquie, 1999) [5].



Figure 8.2 Le mécanisme de colonnes ayant affecté le rez-de-chaussée de ce bâtiment en construction a failli provoquer son effondrement (Frioul, Italie, 1976) [5]



Figure 9.2 Tous les étages étaient trop flexibles (Izmit, Turquie, 1999) [5]

II. 2.6 RAIDEUR ET RESISTANCE A LA TORSION

La distribution des contraintes dans un solide soumis à torsion est telle qu'il faut que les éléments susceptibles de donner la raideur/résistance torsionnelle à la structure soient portés le plus possible vers la **périphérie** du bâtiment pour atteindre leur effet maximal. Une 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 [10]. 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 [10].

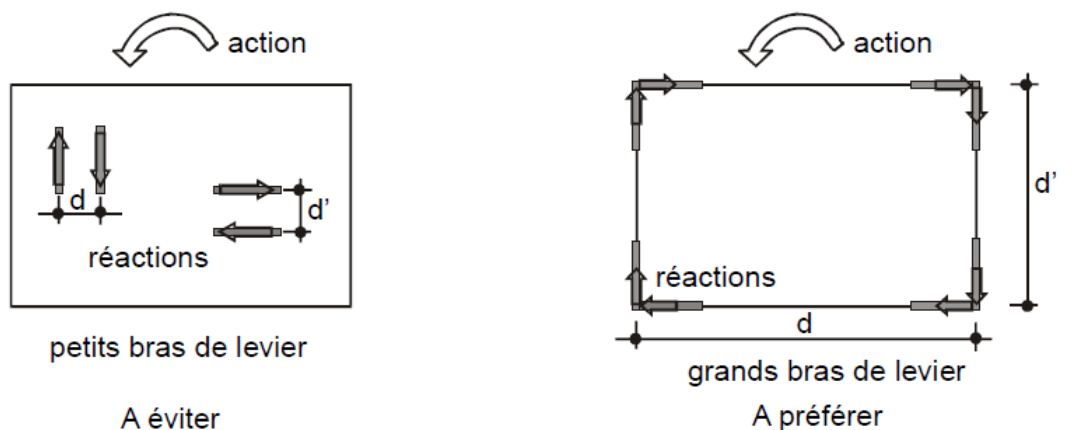


Figure 10.2 Une grande distance entre les éléments parallèles favorise la résistance de la structure à la torsion grâce à un bras de levier important dans le plan horizontal.

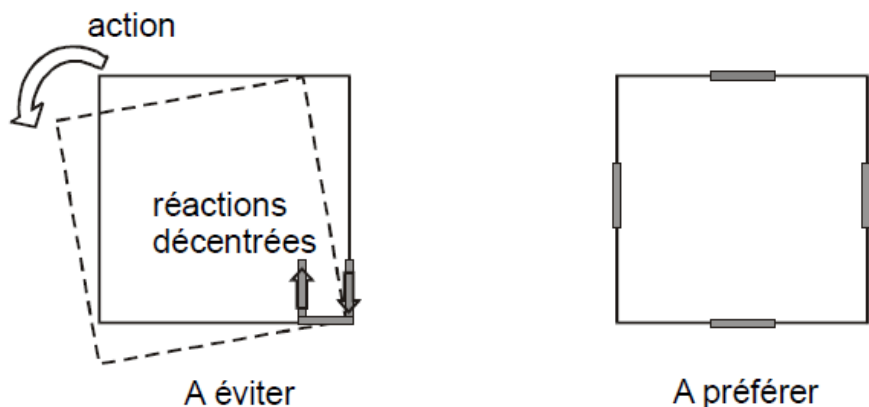


Figure 11.2 Une position décentrée des éléments de contreventement est à l'origine d'une sollicitation du bâtiment en torsion (en plus d'un bras de levier très faible)

II.2.7 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 [6].

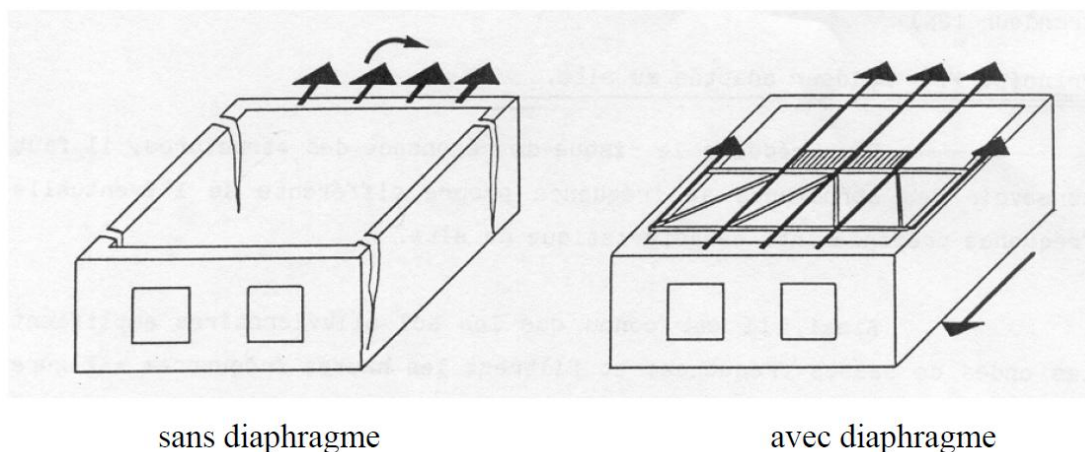


Figure 12.2 Effet d'un séisme sur une construction en maçonnerie [2]

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 [2].

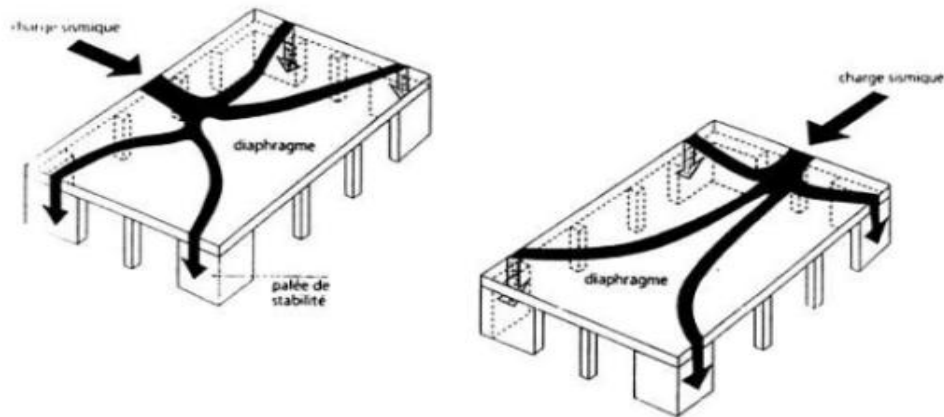


Figure 13.2 Transmissions des Charges Sismiques Horizontales par les Diaphragmes sur les Murs de Contreventements [4].

II.2.8 CREER LES CONDITIONS D'UN MECANISME 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 portique.

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 [2]

Plusieurs raisons justifient cette option:

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 [2].

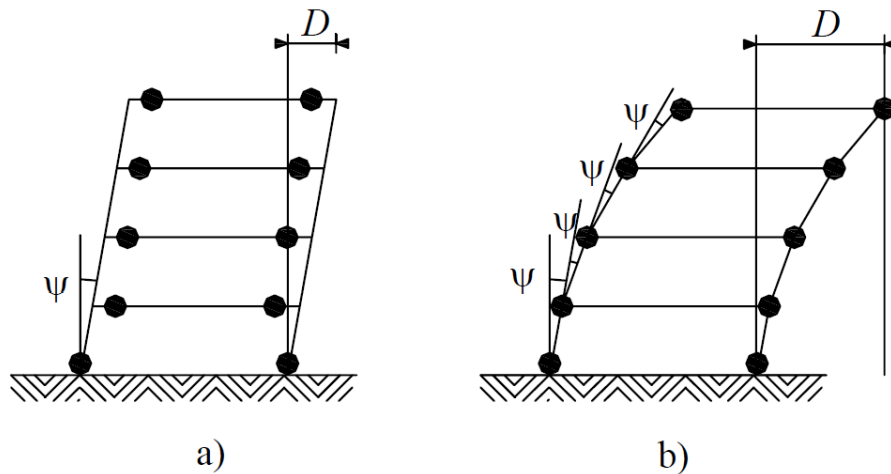


Figure 14.2 a) L'objectif de projet "poutres faibles – poteaux forts"

b) Les rotules plastiques dans les poteaux entraînent des effets du second ordre plus importants.

- Des planchers et des poutres même fortement endommagées 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 15.2 Effet de la ruine de poteaux faibles : l'empilement des planchers après séisme [2]

II. 2.9 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.

- 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 [2].

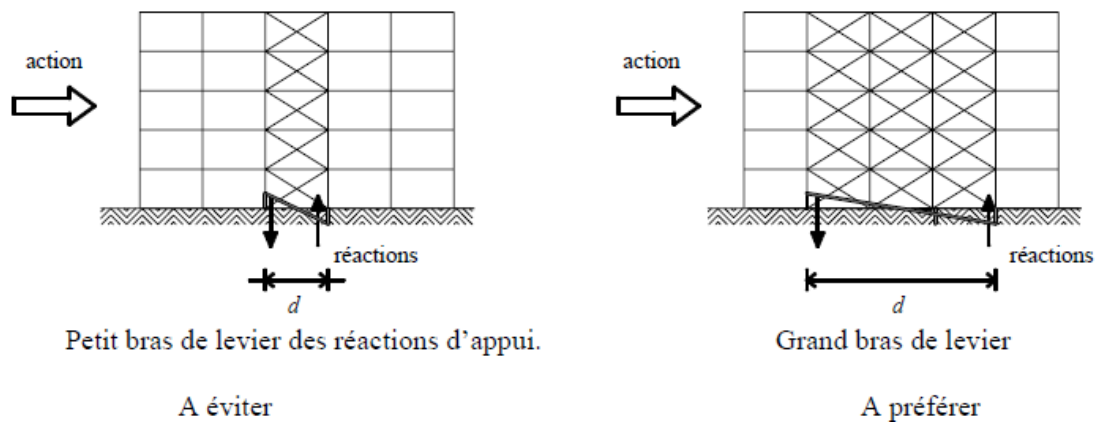


Figure 16.2 La redondance et une assise large assurent une meilleure distribution des réactions d'appui [2]

II. 2.10 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. 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 [2 ; 6]. 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 (Fig.2.17). 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 ; il y a toujours des incertitudes sur le niveau exact des sollicitations appliquées à la fondation, pour plusieurs raisons [2 ; 6].

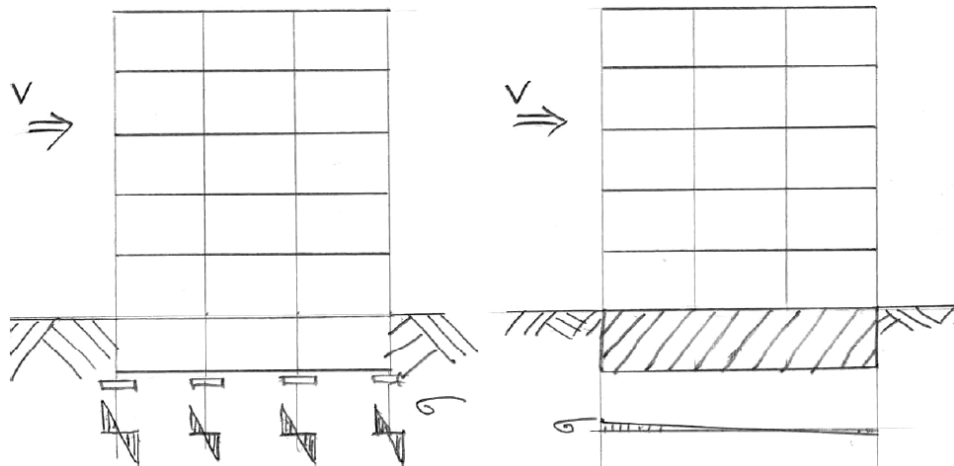


Figure 17.2 Un radier général raidi par les murs de sous-sol base réduit les contraintes à la fondation.

Questions :

1. Voir ces images et discuter les erreurs de conception parasismique et identifier les éléments de construction présentant des points faibles vis-à-vis de la résistance parasismique des bâtiments montrés ci-dessous.



(a)



(b)



(c)



(d)

Solutions :

(a) Eviter les étages flexibles. Une augmentation de la masse et la rigidité au milieu du bâtiment.

(b) Le Rez de chaussée est flexible. Cet étage constitue un maillon faible et conduit au mécanisme dangereux de poteaux.

(c) Eclatement des panneaux de remplissage en maçonnerie (séisme de Boumerdes). Le remplissage des cadres par de la maçonnerie est une solution défavorable, la maçonnerie est rigide et en même temps elle est fragile.

(d) Cette ossature comprend un seul contreventement pour la reprise des efforts et déplacements horizontaux, sous la forme d'une cage d'ascenseur et d'escalier en béton armé en position très dissymétrique.

CHAPITRE 3 : CRITERES DE CLASSIFICATION

III.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 [8].

Après le séisme d'El Asnam en 1980, la réglementation parasismique en Algérie a connu le RPA81, RPA88 et le RPA99. Suite au séisme de Boumerdes en 2003, une nouvelle version du RPA99.

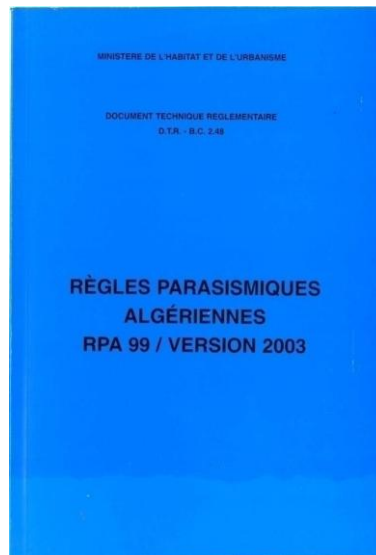


Figure 1.3 RPA 99/ version2003

III.2 CLASSIFICATION DES ZONES SISMIQUES

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

Zone O : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone IIa et IIb : sismicité moyenne

Zone III : Sismicité élevée

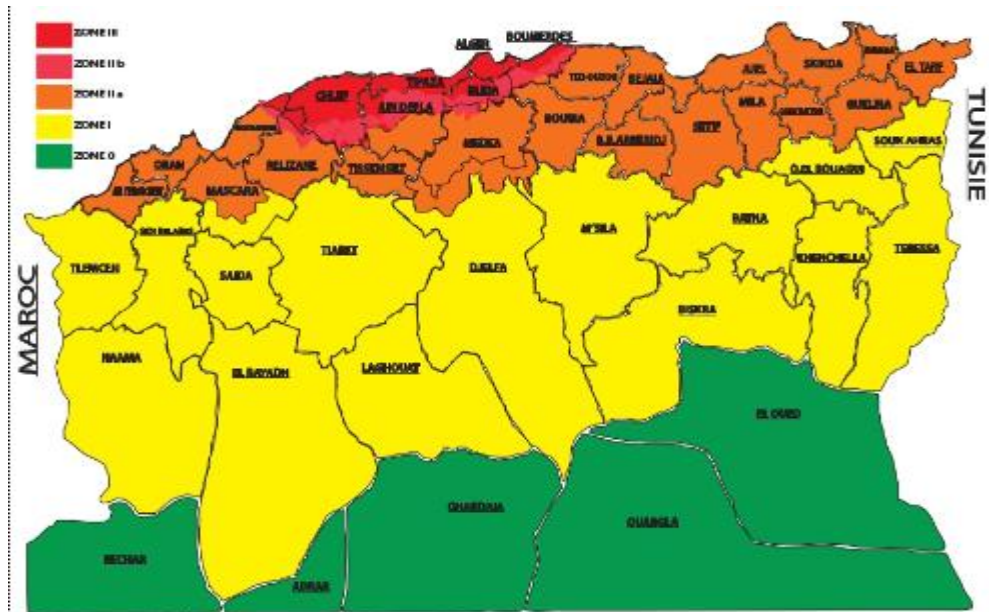


Figure 2.3 Carte de Zonage Sismique en Algérie [8]

III.3 CLASSIFICATION DES OUVRAGES SELON LEUR L'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 sont nécessairement incomplètes. Cependant, elles permettent d'illustrer cette classification qui vise à protéger les personnes, puis les biens économiques et culturels de la communauté. 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. [8]

Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des présentes règles doit être classé dans l'un des quatre (04) groupes définis ci-après :

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 socioculturelle et économique certaine.*

- Bâtiments de bibliothèque ou d'archives d'importance régionale, musée, etc.
- Bâtiments des établissements sanitaires autres que ceux du groupe 1A
- Bâtiments de centres de production ou de distribution d'énergie autres que ceux du groupe 1A.
- Châteaux d'eau et réservoirs de grande à moyenne importance

Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne

- *Ouvrages non classés dans les autres groupes 1A, 1B ou 3 tels que :*

- Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.
- Autres bâtiments pouvant accueillir au plus 300 personnes simultanément tels que, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels,...
- Parkings de stationnement publics,...

Groupe 3 : Ouvrages de faible importance

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

III.4 CLASSIFICATION DES SITES

III.4.1 CATEGORIES ET CRITERES DE CLASSIFICATION

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

Catégorie S_1 (site rocheux) :

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

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 (pénétrömètre statique, SPT, pressiomètre...) peuvent être utilisées pour classer un site selon le tableau suivant :

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

Tableau 1 .3 Classification des sites [8]

(a) : La valeur de la vitesse de l'onde de cisaillement du rocher doit être mesurée sur site ou estimée dans le cas d'un rocher peu altéré. Les roches tendres ou très altérées peuvent être classées en catégorie S_2 dans le cas où V_s n'est pas mesurée. Le site ne peut être classé dans la catégorie S_1 s'il existe plus de 3 m de sols entre la surface du rocher et le niveau bas des fondations superficielles

(b) : L'argile molle est définie par un indice de plasticité $I_p > 20$, une teneur en eau naturelle $W_n \geq 40\%$, une résistance non drainée $C_u < 25$ kPa et une vitesse d'onde de cisaillement $V_s < 150$ m/s.

(c) : - **Pénétromètre statique**

$$\bar{q}_c = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{q_{ci}} \right)}$$

Équation 1.3 Calcul de la résistance au Pénétromètre

h_i épaisseur de la couche (i)

q_{ci} résistance de pointe moyenne
à travers la couche (i)

(d) **Essai SPT :**

$$\bar{N} = \frac{h_s}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{N_i} \right)}$$

Équation 2.3 Calcul du nombre de Coups

$N_i < 100$, nombre de coups moyens non corrigé, enregistré à

travers la couche (i) d'épaisseur h_i .

h_s épaisseur totale des couches de sols granulaires (sables et/ou graviers).

(e) - Pressiomètre :

$$\bar{P}_i = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{P_{li}} \right)}$$

Équation 3.3 Calcul de la pression au Pressiomètre

$$\bar{E}_p = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{E_{pi}} \right)}$$

Équation 4.3 Le module pressiométrique

P_{li} Pression limite moyenne à travers la couche (i) d'épaisseur h_i

E_{pi} Module pressiométrique moyen à travers la couche n(i), d'épaisseur h_i

(f) Résistance en compression simple :

$$\bar{q}_u = \frac{h_c}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{q_{ui}} \right)}$$

Équation 5.3 Résistance en compression

h_c épaisseur totale des couches de sols cohérents, argile et/ou marne.

q_{ui} résistance en compression simple à travers la couche (i) d'épaisseur h_i

(g) - Vitesse des ondes de cisaillement :

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

Équation 6.3 Vitesse des Ondes

V_{si} Vitesse d'onde de cisaillement à travers la couche (i) d'épaisseur h_i

III.4.2 CLASSEMENT DU SITE SELON LA DISPONIBILITE DES ESSAIS

Selon la disponibilité et la fiabilité des résultats des différents types d'essais, le site sera classé dans la catégorie la plus appropriée. En cas de doute, classer dans la catégorie immédiatement la plus défavorable.

III.4.3 CONDITIONS DE SITE NECESSITANT DES INVESTIGATIONS APPROFONDIES

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

- présence de sols instables sous les actions sismiques tels que :

sols liquéfiables, sols faiblement cimentés, anciens remblais..

- présence de sols vaseux ou d'argile avec une très forte teneur en matière organique sur une épaisseur de plus de 3 m.

- présence d'argile très plastique (indice de plasticité $I_p > 75$) sur une épaisseur de plus de 6 m.

- présence sur une épaisseur de plus de 30 m d'une couche d'argile molle à moyennement raide ($q_c = 1.5$ à 5 MPA, $p_1 = 0.5$ à 2 MPA, $E_p = 5$ à 25 MPA, $q_U = 0.1$ à 0.4 MPA) [8]

III.5 CLASSIFICATION DES SYSTEMES DE CONTREVENTEMENT

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.

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution

d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique. [8]

Les systèmes de contreventement retenus dans les présentes règles sont classés selon les catégories suivantes :

III.5.1 STRUCTURES EN BETON ARME

III.5.1.1: PORTIQUES AUTO-STABLES EN BETON ARME 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 zone IIb et III. [8]

III.5.1.2: PORTIQUES AUTO-STABLES EN BETON ARME 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 ou 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. [8]

Remarque importante pour les systèmes 1a et 1b

Dans le cas où le rez-de-chaussée est, au niveau de la programmation ou de la conception initiale, destiné à un usage commercial ou autres services, avec des densités de cloisonnement moindres et / ou des hauteurs plus élevées par rapport aux niveaux supérieurs, créant ainsi des « étages souples », il est demandé à ce que le contreventement du bâtiment soit assuré par un autre système comportant des voiles disposés dans deux directions orthogonales ou équivalentes (avec des systèmes mixtes, portiques-voiles, ou des noyaux en béton armé par exemple).

Il est à rappeler que l'étage souple est celui dont la rigidité latérale est inférieure à 70% de celle de l'étage situé immédiatement au-dessus ou inférieure à 80% de la rigidité latérale moyenne des trois étages situés immédiatement au-dessus.[8]

III.5.1.3. SYSTEME DE CONTREVENTEMENT CONSTITUE PAR DES VOILES PORTEURS EN BETON ARME

Le système est constitué de voiles uniquement ou 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.

III.5.1.4 STRUCTURE A OSSATURE EN BETON ARME CONTREVENTEE ENTIEREMENT PAR NOYAU EN BETON ARME

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

III.5.2 SYSTEME DE CONTREVENTEMENT MIXTE ASSURE 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 charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques 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.

III.5.3 SYSTEME DE CONTREVENTEMENT DE STRUCTURES EN PORTIQUES PAR DES VOILES EN BETON ARME.

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 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 33 m au maximum [8]

III.5.4 SYSTEME FONCTIONNANT EN CONSOLE VERTICALE A MASSES REPARTIES PREDOMINANTES

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

III.5.5 SYSTEME A 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 ou d'un réservoir d'eau cylindrique ou torique proéminent sur jupe cylindrique ou conique plus resserrée.

III.5.6 OSSATURE CONTREVENTEE PAR PORTIQUES AUTO-STABLES DUCTILES

L'ossature complète (cadres inclus) reprend la totalité des charges verticales. Les portiques auto-stables ductiles reprennent à eux seuls la totalité des charges horizontales. Ces portiques ou cadres doivent être conçus calculés et exécutés selon les dispositions fixées au paragraphe 8.2 du RPA99/2003.

III.5.7 OSSATURE CONTREVENTEE PAR PORTIQUES AUTO-STABLES ORDINAIRES

L'ossature complète reprend la totalité des charges verticales. Les portiques ou cadres devant remplir les exigences données au paragraphe 8.3, reprennent à eux seuls la totalité des charges horizontales.

La hauteur de tout bâtiment utilisant ce système pour le contreventement, doit être limité à 5 niveaux ou 17 m

Nota: Les systèmes de contreventement 7 à 8 ci-dessus supposent des remplissages d'ossature en éléments légers compatibles avec les systèmes constructifs considérés et qui ne gênent pas les déplacements d'ossature. [8]

III.5.8 OSSATURE CONTREVENTEE PAR PALEES TRIANGULEES CONCENTRIQUES

L'ossature complète reprend la totalité des charges verticales et les palées reprennent la totalité des charges horizontales.

Les palées triangulées concentriques doivent respecter les dispositions données au paragraphe §8.4.

La hauteur des bâtiments utilisant ce système pour le contreventement doit être limité à 10 niveaux ou 33m. [8]

Dans cette classe de contreventement, on distingue deux (02) sous classes, soit des palées en X et en V (les palées en K n'étant pas autorisées)

8.a. : Système d'ossature contreventée par palées triangulées en X :

Dans ce système, pour un nœud d'une palée, les axes de la diagonale, de la poutre et du poteau convergent en un seul point situé sur le centre du nœud.

Dans ce système, on considère que parmi toutes les diagonales d'une palée, seules celles tendues interviennent dans la résistance et le comportement dissipatif de cette palée vis-à-vis de l'action sismique.

8.b. : système d'ossature contreventée par palées triangulées en V :

Dans ce système, les poutres de chaque palée sont continues et le point d'intersection des axes des diagonales de la palée se situe sur l'axe de la poutre.

La résistance et la capacité de dissipation de la palée vis-à-vis de l'action sismique sont fournies par la participation conjointe des diagonales tendues et des diagonales comprimées [8].

III.5.9 OSSATURE AVEC CONTREVENTEMENTS MIXTES

Dans le cas de figure développé ici, les palées de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Un contreventement mixte est une combinaison de 2 types de contreventement choisis parmi certains de ceux définis précédemment. Il comprend des portiques ou des cadres auto-stables ductiles couplés avec, soit des palées triangulées en X, soit des palées triangulées en V, ou se rapprochant du V (système en double béquille). L'ossature complète reprend la totalité des charges verticales. Les contreventements mixtes (cadres + palées) reprennent la totalité des charges horizontales globales.

Les cadres et les palées doivent être calculés pour résister à l'effort horizontal qui sera partagé au prorata de leurs raideurs et en tenant compte de leur interaction mutuelle à tous les niveaux.

Les cadres auto-stables ductiles doivent pouvoir reprendre à eux seuls, au moins 25% des charges horizontales globales. [8]

Les dispositions concernant les contreventements de cette catégorie sont précisées au paragraphe 8.5 (RPA99/2003).

9.a: système d'ossature contreventée par cadres ductiles et palées en X

Dans ce système, le contreventement mixte est une combinaison de cadres auto-stables ductiles et de palées triangulées concentriques en X.

9.b: système d'ossature contreventée par cadres ductiles et palées en V

Dans ce système, le contreventement mixte est une combinaison de cadres auto-stables ductiles et de palées triangulées concentriques en V.

III.5.10 PORTIQUES FONCTIONNANT EN CONSOLE VERTICALE

Cette catégorie de système structural de faible degré d'hyperstaticité concerne essentiellement des portiques classiques à un seul niveau avec une traverse rigide, et des structures élancées de type "tube" où les éléments résistants sont essentiellement des poteaux situés en périphérie de la structure. Ces structures particulières se traduisent par un comportement dissipatif localisé uniquement aux extrémités des poteaux.[8]

III.5.11 STRUCTURES EN MAÇONNERIE PORTEUSE CHAINÉE

Les constructions en maçonnerie porteuse ordinaire sont interdites en zone sismique; Seule la maçonnerie porteuse chaînée y est permise.

Ce système concerne des structures porteuses réalisées en maçonnerie de moellons ou petits éléments manufacturés et comportant des chaînages en béton armé mis en œuvre après exécution de la maçonnerie. Ces structures résistent en même temps aux charges verticales et horizontales. Les modèles de calcul et les dispositions constructives sont développés au chapitre 9 de RPA99/2003.

Les bâtiments concernés par ce type de système constructif sont limités à cinq (05) niveaux ou dix sept (17) mètres en zone I, 04 niveaux ou quatorze (14) mètres en zone IIa et trois (03) niveaux ou onze (11) mètres en zones IIb et III. [8]

III.5.12 STRUCTURES A OSSATURE METALLIQUE AVEC CONTREVENTEMENT PAR DIAPHRAGME

Ces structures résistent, vis à vis de l'action sismique, par l'effet de Diaphragme des parois verticales (murs) et horizontales (planchers). Le niveau de comportement dissipatif de ces structures est fonction de la capacité de résistance ductile au cisaillement des parois, celles-ci pouvant être élaborées à partir de techniques et de matériaux très divers (tôle nervurée formée à froid, mur en maçonnerie armée, parois en béton ou béton armé, etc.). Les parois doivent être fixées au cadre de l'ossature métallique de manière à pouvoir considérer la liaison comme rigide. [8]

III.5.13 STRUCTURE A OSSATURE METALLIQUE AVEC CONTREVENTEMENT PAR NOYAU EN BETON ARME

Même définition que pour ossature en béton armé (cf. système 3.).

III.5.14 STRUCTURE A OSSATURE METALLIQUE AVEC CONTREVENTEMENT PAR VOILES EN BETON ARME

Même définition que pour structure en portiques béton armé (cf. système 4.b.).

III.5.15 STRUCTURE A OSSATURE METALLIQUE AVEC CONTREVENTEMENT MIXTE COMPOSE D'UN NOYAU EN BETON ARME ET DE PALEES ET/OU PORTIQUES METALLIQUES EN PERIPHERIE

III.5.16 SYSTEME COMPORTANT DES TRANSPARENCES (ETAGES SOUPLES)

Les exemples les plus ‘parlants’ sont les niveaux de « réception » ou lobbies des grands hôtels (rareté des cloisons et/ou, parfois, hauteur de niveau plus importante que celle des étages courants....) ou des étages non cloisonnés pour des raisons fonctionnelles (salles informatiques, salles d'équipements spéciaux,...). [8]

Ces systèmes sont en général à éviter. Sinon, et nonobstant les mesures préconisées précédemment pour les systèmes 1a et 1b pour les cas spécifiques de rez-de-chaussée (changement de systèmes de contreventement), il y a lieu de prendre toutes les dispositions à même d'atténuer les effets défavorables. Dans ce cadre, des mesures de rigidification pourraient être adoptées pour faire disparaître ou atténuer le phénomène (voir définition de « l'étage souple » donnée précédemment en remarque aux systèmes 1a et 1b) [8]

Questions :

1. Quelles sont les classifications des zones sismiques selon le RPA99 version 2003 ?
2. Les éléments constitutifs du bâtiment sont distingués suivant la fonction qu'ils assurent :
 - Les éléments structuraux,
 - Les éléments non structuraux,
 - Les équipements techniques.Donner des exemples pour chaque type.

CHAPITRE IV : REGLES DE CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE - METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

IV.1. METHODES UTILISABLES

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- par la méthode statique équivalente
- par la méthode d'analyse modale spectrale
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

IV.1.1 CONDITIONS D'APPLICATION DE LA METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

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

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

Zone I : • tous groupes

Zone II: • groupe d'usage 3

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

Zone III : • groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

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

IV.1.2 METHODE DYNAMIQUE

- a) La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
- b) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.2. METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

IV.2.1. PRINCIPE

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.

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

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

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

IV.2.2. MODELISATION

- 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

IV.2.3. CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE

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

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

Équation 1.4 calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 1.4 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	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

Tableau 1.4 Coefficient d'accélération de zone A.

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

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

• T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par

le tableau 7.4

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

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

Équation 2.4 Facteur de Correction d'amortissement

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

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

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

Tableau 2.4 Valeurs de ξ (%)

R : coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur unique est donnée par le tableau 3.4 en fonction du système de contreventement. En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient **R** la valeur la plus petite.

Description du système de contreventement (voir chapitre III)		Valeur de R
Béton armé	Portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
Béton armé	Portiques auto-stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
Béton armé	Voiles porteurs	3,5
Béton armé	Noyau	3,5
Béton armé	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
Béton armé	Portiques contreventés par des voiles	4
Béton armé	Console verticale à masses réparties	2
Béton armé	Pendule inverse	2
Acier	Portiques auto-stables ductiles	6
Acier	Portiques auto-stables ordinaires	4
Acier	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
Acier	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
Acier	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
Acier	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
Acier	Portiques en console verticale	2
Maçonnerie	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5
Autres systèmes	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
Autres systèmes	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
Autres systèmes	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	3,5
Autres systèmes	Ossature métallique avec contreventement Mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades	4
Autres systèmes	Systèmes comportant des transparences (étages souples)	2

Tableau 3.4 Valeurs du coefficient de comportement R

- Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Équation 3.4 Facteur de Qualité

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

Sa valeur est donnée au tableau 4.4

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

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. (cf 3.5 1a : RPA99/2003)

4. Régularité en élévation

La structure est classée régulière en élévation. (cf 3.5 1b : RPA99/2003)

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.

Critères	Observé	P _q
		Non observé
Conditions minimales sur les files de Contreventement		0.05
Redondance en Plan		0.05
Régularité en plan		0.05
Régularité en Elévation		0.05
Contrôle de qualité des matériaux		0.05
Contrôle de qualité d'exécution		0.1

Tableau 4.4 Valeurs des Pénalités P_q

- W : poids total de la structure,

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

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

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

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : charges d'exploitation
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 5.4

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.	0,30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Tableau 5.4 Valeurs du coefficient de pondération β

IV.2.4. ESTIMATION DE LA PERIODE 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.

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

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Équation 4.4 la Période Fondamentale

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 6.4

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto-stables 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

Tableau 6.4 Valeurs du coefficient C_T

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

Tableau 7.4 Valeurs de T₁ et T₂

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

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

Équation 5.4 Calcul de la période en fonction de la dimension du bâtiment

où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par les deux deniers formules.

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

$$a) \quad T = 2\pi \sqrt{\left(\sum_i^n W_i \delta_i \right) / g \left(\sum_i^n f_i \delta_i \right)}$$

Équation 6.4 Formule de Rayleigh

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.

b.) Version simplifiée de la formule de Rayleigh :

$$T = 2 \sqrt{\delta_N}$$

Équation 7.4 La formule Rayleigh simplifiée

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%.

IV.2.5. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

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

$$V = F_t + \sum F_i$$

Équation 8.4 La Force Sismique

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 $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes.

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

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

Équation 9.4 La Force Sismique selon la Hauteur

IV.2.6. Distribution horizontale des forces sismiques

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

Équation 10.4 L'effort tranchant au niveau de l'étage k

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

IV.2.7. Effet de la torsion d'axe vertical

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

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

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

IV.3. COMBINAISONS D' ACTIONS (prescriptions communes entre les deux méthodes statiques équivalente et modale spectrale)

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

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

- $G + Q + E$ (*)

- $0.8 G \pm E$

Pour Les poteaux dans les ossatures auto stables, la combinaison (*) est remplacée par la combinaison suivante:

- $G + Q + 1.2 E$

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation non pondérées

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales [8]

Exercice.1

Un bâtiment en béton armé de type R+3 à usage de bureaux est prévu à Alger sur un sol ferme. On donne :

	G (KN/m ²)	Q(KN/m ²)
Etage Courant	5.15	1.50
Terrasse	6.10	1.00
Porte à faux	5.15	3.50
Escalier	7.24	2.50

Section des poteaux pour les quatre niveaux : 35*35 cm²

Section des poutres (selon y) : $30 \times 45 \text{ cm}^2$

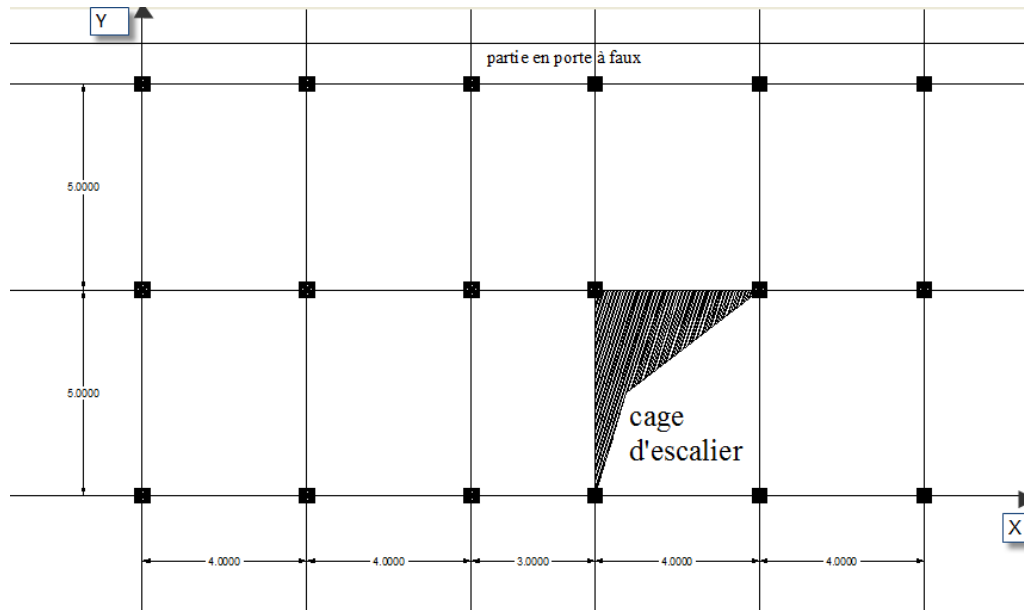
Section des chainages (selon y) : $30 \times 35 \text{ cm}^2$

Poids de la maçonnerie périphérique : 2.36 kn/m^2

Hauteur du poteau 3.4m

En utilisant la méthode statique équivalente et selon le RPA 99 version 2003,

Calculer les forces F_i de niveau selon X et Y.



Vue en plan

Solution :

A : coefficient d'accélération (Zone, groupe)

Alger Zone III } $\implies A = 0.25$

Groupe2

Q : facteur de Qualité = $1 + \sum q_i$

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

Selon les critères donnés au tableau : P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

$$Q = 1 + (0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0.05 + 0.1) = \mathbf{1.25}$$

R : coefficient de comportement (système de contreventement) ; R = **3.5**

D : facteur d'amplification

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

- T₂ : Période caractéristique (Site S2) → T₂=0.4
- T = C_T h_N^{3/4} ;
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement.
- C_T = 0.05 ; h_N hauteur totale → h_N = 3.4x4 = 13.6m
- T = 0.05x (13.6)^{3/4} ⇔ T = 0.35 s

- $\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)}$ (portique en BA, remplissage Dense)

On prend $\varepsilon = 7$ on aura $\eta = 0.88$

$$D = 2.5 \times 0.88 = 2.2$$

W : poids total de la structure, $W = \sum \omega_i = \sum WGi + \beta WQi$

Rez de Chaussée (RDC) :

$$W_{G1} = ?$$

$$\text{Poteaux } [(0.35 \times 0.35 \times 3.4) 25] \times 18 = 187.42 \text{KN}$$

$$\text{Poutres } [(0.30 \times 0.45 \times 11) 25] \times 6 = 222.75 \text{KN}$$

$$\text{Chainages } [(0.30 \times 0.35 \times 19) 25] \times 3 = 149.62 \text{KN}$$

$$\text{Plancher } 5.15 \times 175 = 901.25 \text{KN}$$

$$\text{Porte à faux } 5.15 \times 19 = 97.85 \text{ KN}$$

$$\text{Escalier } 7.24 \times 15 = 108.6 \text{KN}$$

$$\text{Maçonnerie Périphérique : } 2.36 \times 3.40 \times 58 = 465.39 \text{KN}$$

$$W_{G1} = 187.42 + 222.75 + 149.62 + 901.25 + 97.85 + 108.6 + 465.39$$

$$W_{G1} = 2132.88 \text{KN}$$

$$W_{Q1} = ?$$

$$\text{Plancher } 1.5 \times 175 = 262.5 \text{KN}$$

$$\text{Porte à faux } 3.5 \times 19 = 66.5 \text{KN}$$

$$\text{Escalier } 2.5 \times 15 = 37.5 \text{KN}$$

$$W_{Q1} = 262.5 + 66.5 + 37.5 = 366.5 \text{KN}$$

$$W1 = W_{G1} + \beta W_{Q1} \quad (\beta = 0.2 \text{ coef de pondération})$$

$$W1 = 2132.88 + 0.2 \times 366.5 = 2205.96 \text{KN}$$

$$W1 = W2 = W3 = 2205.96 \text{KN}$$

$$W4 = ? \text{ Terrasse inaccessible.}$$

$$W_{\text{Poteaux}} = 187.41 \text{KN} ; W_{\text{chainage}} = 149.62$$

$$W_{\text{poutres}} = 222.75 \text{KN} ; W_{\text{mur}} = 465.4 \text{KN}$$

$$\text{Poids Plancher terrasse} = 6.1 \times 209 = 1274.9 \text{ KN}$$

$$W_{G4} = 187.42 + 222.75 + 149.62 + 465.4 + 1274.9$$

$$W_{G4} = 2300 \text{ KN}$$

$$W_{Q4} = 1 \times 209 = 209 \text{ K}$$

$$W_4 = W_{G4} + \beta W_{Q4} = 2300 + 0.2 \times 209$$

$$W_4 = 2341.8 \text{ KN}$$

$$W_{\text{Tot}} = 2205.96 \times 3 + 2341.8; \quad W_{\text{Tot}} = 8959.68 \text{ KN}$$

Calcul de facteur de qualité Q :

	Sens X	Sens Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.00	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0.00
3. Régularité en plan	0.00	0.00
4. Régularité en élévation	0.00	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0.10
	Q = 1 + 0.2 = 1.2	Q = 1 + 0.2 = 1.2

$$Q = Q_x = Q_y = 1.20$$

$$V = \frac{ADQ}{R} \times W$$

$$V = \frac{ADQ}{R} \times W = \frac{0.25 \times 2.2 \times 1.2}{3.5} \times 8959.68$$

$$V = 1689.53 \text{ KN}$$

$$V = F_t + \sum F_i \quad ; \quad F_t = 0.7 TV$$

On a $T = 0.35s < 0.7s$ donc $F_t = 0$

$$F_i = \frac{V \sum W_i h_i}{\sum W_j h_j}$$

$$F_1 = \frac{1689.53}{2205.96 \times 3.4 + 2205.96 \times 6.8 + 2205.96 \times 10.2 + 2341.8 \times 13.6} \times (2205.96 \times 3.4)$$

$$F_1 = 0.02198 \times 2205.96 \times 3.4 = 164.89 \text{ KN}$$

$$F_2 = 0.02198 \times 2205.96 \times 6.8 = 329.71 \text{ KN}$$

$$F_3 = 0.02198 \times 2205.96 \times 10.2 = 494.56 \text{ KN}$$

$$F_4 = 0.02198 \times 2341.8 \times 13.6 = 700.03 \text{ KN}$$

$$164.89 \text{ KN} + 329.71 \text{ KN} + 494.56 \text{ KN} + 700.03 \text{ KN} = 1689.19 \text{ KN} \approx V$$

Exercice 2

Il s'agit d'un bâtiment R+14 à usage d'habitation implanté en zone IIa.

Ce Bâtiment est Contreventé par des voiles en béton armé. La hauteur de l'étage 2,93 m. Le poids de Chaque étage est considéré uniformément réparti sur est donné dans le tableau suivant :

Niveau	Poids Etage (t)
Terrasse	560
Niveau de 1 à 14	690

La longueur total : 29, 6m

La largeur total : 24, 44m

Les conditions d'application de la méthode statique sont réunies. Citer les brièvement.

Outre la détermination de l'action sismique V sur le bâtiment, on cherche à étudier la nature du site d'implantation sur cette grandeur, sachant que la période T_2 est égale à :

Site	S1	S2	S3	S4
T_2	0.3	0.4	0.5	0.7

On prends le coefficient de qualité 1 dans le sens longitudinal et 1.05 dans le sens transversal.

Déterminer V dans les deux sens transversal et longitudinal en variant à chaque fois la nature du site. Donner votre synthèse.

Déterminer la distribution horizontale des forces sismiques dans les deux directions transversal et longitudinal de la structure.

CHAPITRE V : METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE

V.1. PRINCIPE

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

V.2. MODELISATION

- 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.

V.3. SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL

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

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

A: coefficient d'accélération de zone (tableau 1.4) ; η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

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

Équation 1.5 Facteur de correction d'amortissement

ξ : pourcentage d'amortissement critique (tableau 2.4)

R : coefficient de comportement de la structure (tableau 3.4)

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 7.4)

Q : facteur de qualité (tableau 4.4).

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

Tableau 1.5 Valeurs de T₁ et T₂

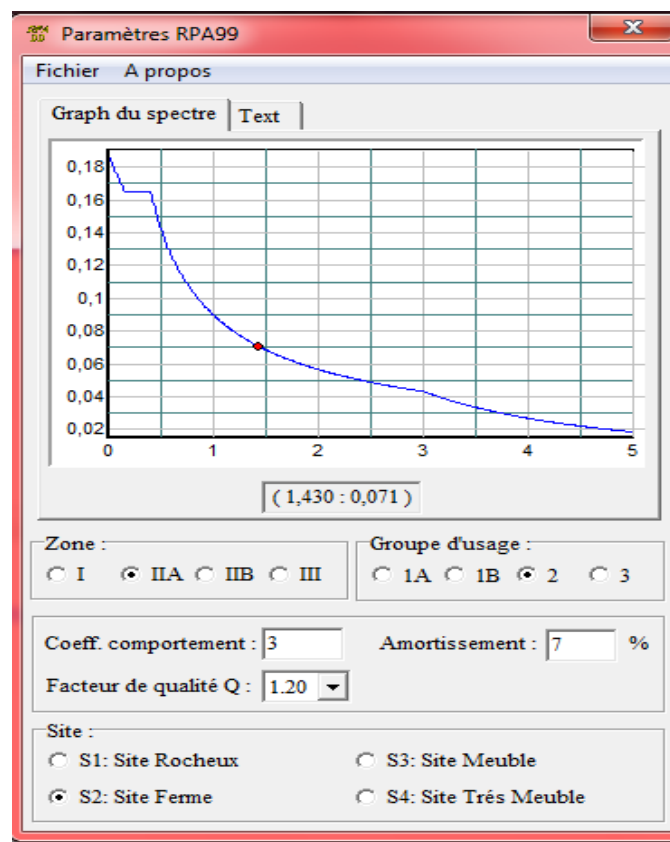


Figure 1.5 Exemple de Spectre de Réponse

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

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

V.4. NOMBRE DE MODES A CONSIDERER

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

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

- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

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

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

$$K > 3\sqrt{N} \text{ et } T_K < 0,20 \text{ sec}$$

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

V.5. Combinaison des Réponses Modales

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

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

Équation 2.5 Rapport de Périodes

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

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

Équation 3.5 Réponse modale totale (cas de réponses indépendantes)

E : effet de l'action sismique considéré

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

K : nombre de modes retenus

c) Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E₁ et E₂ par exemple, la réponse totale est donnée par :

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

Équation 4.5 Réponse modale (cas de deux réponses dépendantes)

V.6. RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL

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

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

V.7. EFFETS DE LA TORSION ACCIDENTELLE

Quand il est procédé à une analyse par modèles plans dans les deux directions orthogonales. Les effets de la torsion accidentelle d'axe vertical sont à prendre en compte tel que décrit au paragraphe.

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.

V.8. PRESCRIPTIONS COMMUNES AUX METHODES

« STATIQUE » ET « DYNAMIQUE »

V.8.1 STABILITE 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.

V.8.2. 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 $F_v = 0.5 A w_p$ doit être prise en considération

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

A : coefficient sismique de zone

V.8.3. CALCUL DES DEPLACEMENTS

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

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

Équation 5.5 Déplacement de chaque niveau

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

R : coefficient de comportement

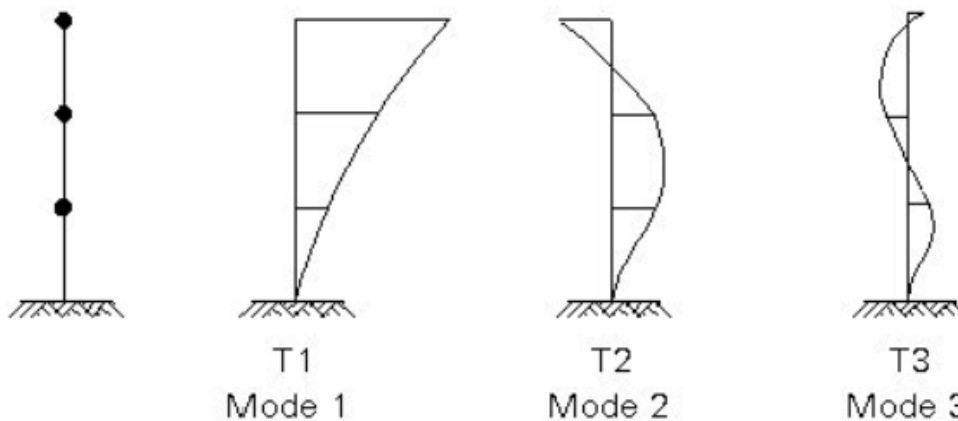
Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

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

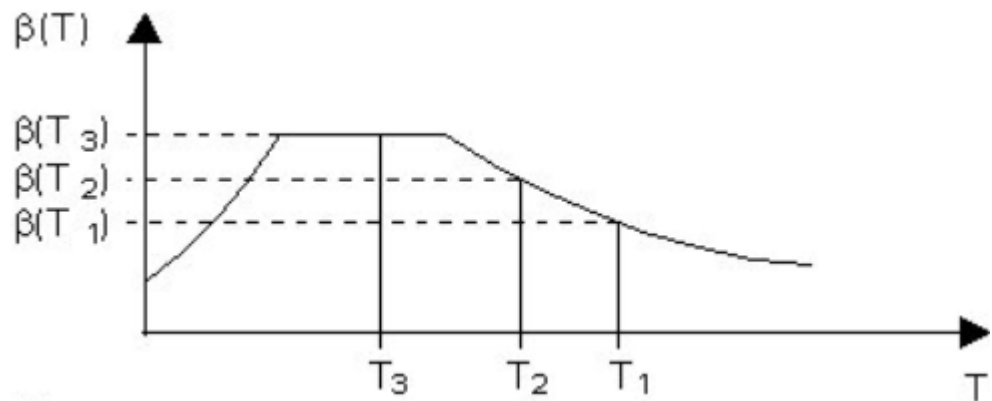
Équation 6.5 Déplacement relatif

V.9. DIFFERENTES ETAPES DE L'ANALYSE MODALE SPECTRALE :

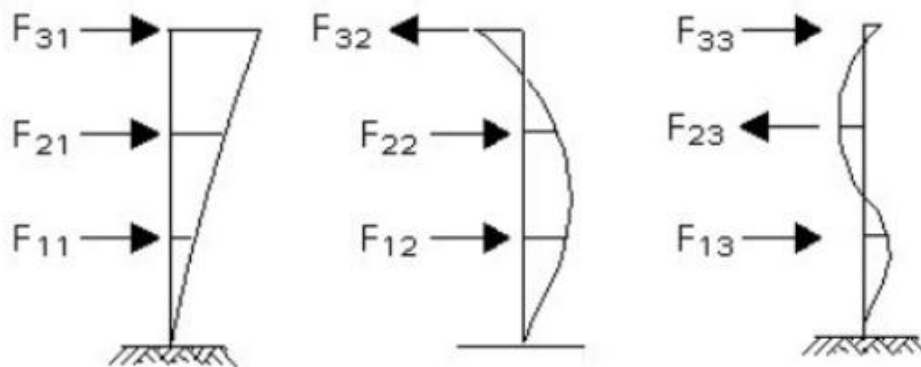
a. FREQUENCE ET MODE PROPRE DE VIBRATION



b. LECTURE DE LA REPONSE DU SPECTRE



c. REPONSES MODALES



d. DECOUPLAGE MODALE

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = \{p(t)\}$$

m : La masse

c : L'accélération

k : La rigidité

$\{u\}$: Vecteur de déplacement

$[\emptyset]$: Matrice modale

$$[\Phi] = \langle \phi_1 \phi_2 \phi_3 \rangle = \begin{bmatrix} 1.000 & 1.00 & 1.000 \\ 1.802 & 0.445 & -1.247 \\ 2.243 & -0.802 & 0.555 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.446 & 1.000 & 0.802 \\ 0.804 & 0.445 & -1.000 \\ 1.000 & -0.802 & 0.445 \end{bmatrix}$$

$$\{u\} = [\Phi]\{q\}$$

$$\{\dot{u}\} = [\Phi]\{\dot{q}\}$$

$$\{\ddot{u}\} = [\Phi]\{\ddot{q}\}$$

$\{u\}$ est le vecteur de déplacement ; $\{q\}$ est le vecteur des coordonnées principales.

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = \{p(t)\}$$

$$[m][\Phi]\{\ddot{q}\} + [c][\Phi]\{\dot{q}\} + [k][\Phi]\{q\} = \{p(t)\}$$

Pré multiplication des deux cotés par $[\Phi]^T$

$$[\Phi]^T [m] [\Phi] \{\ddot{q}\} + [\Phi]^T [c] [\Phi] \{\dot{q}\} + [\Phi]^T [k] [\Phi] \{q\} = [\Phi]^T \{p(t)\}$$

$$[M] \{\ddot{q}\} + [C] \{\dot{q}\} + [K] \{q\} = \{P(t)\}$$

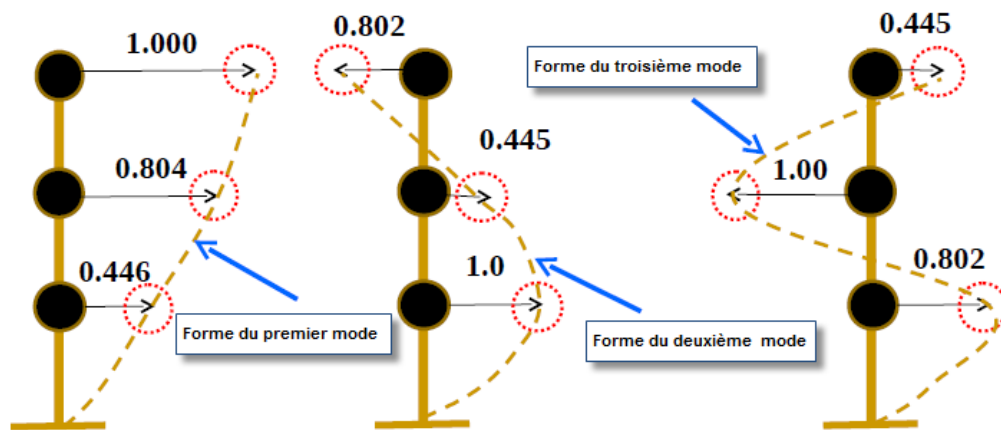
Ou $[M]$ = Matrice de la masse modale

$[K]$ = Matrice de la rigidité modale

$[C]$ = Matrice de l'amortissement modale

$\{P(t)\}$ = Vecteur modale de la force appliquée

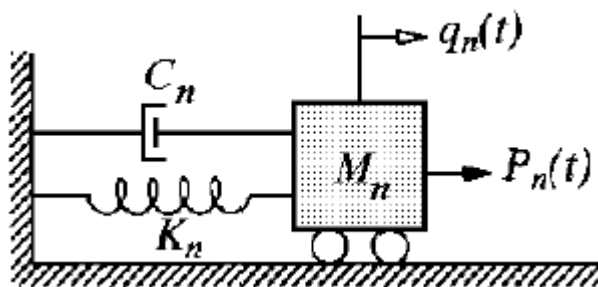
Avec le principe d'orthogonalité des modes propres chaque mode est indépendant.



Modes de vibration normalisée la valeur maximale est égale à 1.

[M], [C] et [K] sont des matrices diagonales. On aura N équations découplées (N est le nombre de termes de la diagonale).

$$M_n \ddot{q}_n + C_n \dot{q}_n + K_n q_n = P_n(t)$$



M_n = Masse généralisée pour le n ème mode

K_n = Rigidité généralisée pour le n ème mode

C_n = Amortissement généralisée pour le n ème mode

$P_n(t)$ = Force généralisée pour le n ème mode.

e. ANALYSE MODALE POUR LA FORCE SISMIQUE

$$[M]\{\ddot{q}\} + [C]\{\dot{q}\} + [K]\{q\} = \{P_{eff}(t)\} = [\Phi]^T \{p_{eff}(t)\}$$

$$\{p_{eff}(t)\} = -[m]\{l\}\ddot{u}_g(t)$$

$\{l\}$ = Vecteur d'influence

$\{l\} = \{1\}$ pour les structures où le degré de liberté dynamique se déplace dans la même direction que la force sismique

$$\Rightarrow [M]\{\ddot{q}\} + [C]\{\dot{q}\} + [K]\{q\} = \{P_{eff}(t)\} = -[\Phi]^T [m]\{l\}\ddot{u}_g(t)$$

$$[\Phi]^T [m]\{l\} = \{L\}$$

$$\Rightarrow [M]\{\ddot{q}\} + [C]\{\dot{q}\} + [K]\{q\} = \{P_{eff}(t)\} = -\{L\}\ddot{u}_g(t)$$

$$M_n \ddot{q}_n + C_n \dot{q}_n + K_n q_n = -L_n \ddot{u}_g(t)$$

Le terme L_n/M_n le facteur de participation modale pour le Nième mode.

$$\frac{L_n}{M_n} = \frac{\{\phi_n\} [m]\{l\}}{\{\phi_n\}^T [m] \{\phi_n\}}$$

Une fois les amplitudes modales $\{q\}$ trouvées, les déplacements de la structure sont obtenus.

$$\{u\} = [\Phi]\{q\}$$

Les déplacements associés au nième mode sont donnés par :

$$\{u_n(t)\} = [\phi_n]\{q_n(t)\}$$

f. POIDS EFFECTIF DE LA STRUCTURE EN NIEME MODE, W_n

$$W_n = \frac{L_n^2}{M_n} g$$

Il doit être noté que la somme de tous les poids effectifs pour une excitation dans une direction donnée (c'est-à-dire pour un $\{l\}$ donné) doit être égale au poids total de la structure.

De nombreux codes du bâtiment (e.g. RPA) exigent qu'un nombre suffisant de modes soit utilisé dans les analyses de sorte que la somme des poids effectifs représente au moins 90% du poids de la structure. Cela fournit une mesure sur le nombre de modes requis dans l'analyse.

g. EFFORT TRANCHANT A LA BASE DANS LA STRUCTURE DU NIEME MODE, V_{bn}

$$V_{bn} = W_n \left(\frac{A_n}{g} \right) = \frac{L_n^2}{M_n} g \left(\frac{A_n}{g} \right)$$

Où W_n = Masse modale effective du Nième mode

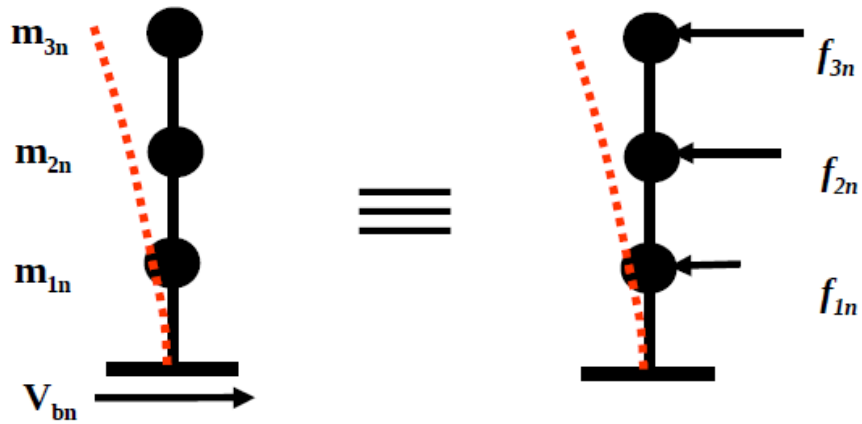
A_n = Valeur obtenue à partir du spectre de réponse (e.g celui de RPA) pour chaque période T_n relative au Nième mode.

h. REPARTITION DES FORCES NODALES DANS LA STRUCTURE A PARTIR DE L'EFFORT TRANCHANT A BASE

Dans de nombreux codes de conception (e.g. RPA), la première étape consiste à calculer l'effort tranchant modal à la base et celle-ci est ensuite répartie le long des structures pour chaque degré de liberté. Les charges réparties sont supposées donner les mêmes déplacements dans la structure que ceux générés par l'effort tranchant à la base.

$$\{ f_n \} = \frac{V_{bn}}{L_n} [m] \{ \phi_n \}$$

- **REPARTITION DES FORCES NODALES DANS LA STRUCTURE A PARTIR DE LA FORCE DE CISAILLEMENT A BASE :**



Effort tranchant à base agissant

En Nième mode , V_{bn}

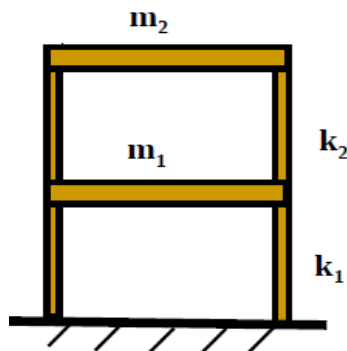
V_{bn} distribué le long de la

structure dans le Nième mode

$$V_{bn} = f_{1n} + f_{2n} + f_{3n} = \sum f_n$$

V.10. APPLICATIONS NUMERIQUES

EXERCICE 1. Soit la structure donnée par la figure suivante :



Les dimensions du poteau $a*a = (25*25) \text{ cm}^2$; $H = 3.00\text{m}$, $E = 2 \cdot 10^4 \text{ Mpa}$

Déterminer le mode propre de vibrations.

Déterminer la masse max « m » pour que la période propre soit $< 0.6\text{s}$

SOLUTION

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

$$[M] = \begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & m \end{bmatrix}$$

$$K = (12 EI / L^3) * 2 \text{ (deux poteaux)}$$

$$K = [(12 * 2 \cdot 10^4) / 3^3] * 0.25^4 / 12 * 2$$

$$K_1 = 5.78 * 10^3 \text{ kn/m} = K_2 = K$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2K & -K \\ -K & K \end{bmatrix}$$

$$\det (K - \omega^2 M) = 0, \text{ donc } \det \left(K \begin{bmatrix} 2 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} - \omega^2 m \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \right) = 0$$

Divisons par K et posons $(\omega^2 m / K) = \alpha$

$$\det \begin{bmatrix} 2 - \alpha & -1 \\ -1 & 1 - \alpha \end{bmatrix} = 0 ; \text{ avec } (\omega^2 m / K) = \alpha$$

$$(2 - \alpha)(1 - \alpha) - 1 = 0,$$

Pour $\alpha_1 = 0.38$ on a $\omega_1 = 0.61 \sqrt{k/m}$; $\alpha_2 = 2.61$ on a $\omega_2 = 1.61 \sqrt{k/m}$

Remplaçant la valeur de $\alpha_1 = 0.38$ dans la matrice on aura :

$$\begin{bmatrix} 2 - 0.38 & -1 \\ -1 & 1 - 0.38 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \end{pmatrix}$$

$$\begin{cases} 1.62\phi_{11} - \phi_{21} = 0 \\ -\phi_{11} + 0.62\phi_{21} = 0 \end{cases}$$

On fixe $\phi_{11} = 1$ on aura $\phi_{21} = 1.62$

$$\begin{pmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 \\ 1.62 \end{pmatrix} \quad \text{Selon la norme on divise les deux valeurs par celle la}$$

plus grande. On obtient $\begin{pmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1/1.62 \\ 1.62/1.62 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.61 \\ 1 \end{pmatrix}$

remplaçant la valeur de $\alpha_2 = 2.61$ dans la matrice

$$\begin{bmatrix} 2 - 2.61 & -1 \\ -1 & 1 - 2.61 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{22} \end{pmatrix} = 0$$

$$\begin{cases} -0.61\phi_{12} - \phi_{22} = 0 \\ -\phi_{12} - 1.61\phi_{22} = 0 \end{cases}$$

On fixe $\phi_{22} = 1$ On aura $\phi_{12} = -1.61$

$$\begin{pmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{22} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -1.61 \\ 1 \end{pmatrix} \quad \text{On divise par la plus grande valeur on obtient}$$

$$\begin{pmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{22} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -1.61/1.61 \\ 1/1.61 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -1 \\ 0.62 \end{pmatrix}$$

Détermination de la masse « m » max pour que la période propre soit inférieure à 0.6s

$$T_{\max} = \frac{2\pi}{w_1} = 10.29\sqrt{m/k} < 0.6s$$

$$m \leq \left(\frac{0.6}{10.29}\right)^2 * 5.78 \cdot 10^3 ; \quad m \leq 19.65t$$

Exercice2:

Soit un bâtiment en béton armé type R+2 projeté à Ain Témouchent sur un sol ferme.

On donne la hauteur de l'étage $H= 3.06\text{m}$, Q facteur de Qualité = 1.15,

R le coefficient de comportement = 3.5

$m_1 = m_2 = 140\text{t}$, $m_3 = 180\text{t}$.

$$\Phi = \begin{bmatrix} 0.43 & 0.33 & -0.15 \\ 0.65 & -1.00 & 1.00 \\ 1.00 & 0.87 & -0.65 \end{bmatrix}$$

$T_1 = 0.63$; $T_2 = 0.49$; $T_3 = 0.27$ (T_1, T_2, T_3) étant respectivement les périodes des modes 1, 2, 3.

$\xi_1 = \xi_2 = \xi_3 = 10\%$

$E = 34.5 \cdot 10^6 \text{ KN} / \text{m}^2$

Les poteaux sont de sections $30 \times 30 \text{ cm}^2$ et un nombre de 15 par niveau.

On utilisant le spectre de RPA 99 version 2003, déterminez les forces résultantes en tenant compte de l'effet de 1 et 2 ordres de vibration seulement

Selon les trois degrés de liberté latéraux.

SOLUTION

$$\{f e_1\} = M \{\Phi_1\} \frac{L_1}{M_1^*} S_{a1}$$

$$L_1 = \{\Phi_1\}^T M \{u\}$$

$$M_1^* = \{\Phi_1\}^T M \{\Phi_1\}$$

$$L_1 = \{\Phi_1\}^T M \{u\} = \{0.43, 0.65, 1.00\} \begin{bmatrix} 140 & 0 & 0 \\ 0 & 140 & 0 \\ 0 & 0 & 180 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} = 331.2$$

$$M_1^* = \{\phi_1\}^T M \{\phi_1\} = \{0.43, 0.65, 1.00\} \begin{bmatrix} 140 & 0 & 0 \\ 0 & 140 & 0 \\ 0 & 0 & 180 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0.43 \\ 0.65 \\ 1.00 \end{Bmatrix} = 265.3$$

$$L_2 = \{\phi_2\}^T M \{u\} = \{0.33, -1.00, 0.87\} \begin{bmatrix} 140 & 0 & 0 \\ 0 & 140 & 0 \\ 0 & 0 & 180 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} = 62.8$$

$$M_2^* = \{\phi_2\}^T M \{\phi_2\} = \{0.33, -1.00, 0.87\} \begin{bmatrix} 140 & 0 & 0 \\ 0 & 140 & 0 \\ 0 & 0 & 180 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0.33 \\ -1.00 \\ 0.87 \end{Bmatrix} = 291.48$$

Le calcul de S_a pour les différents modes de vibrations est tiré à partir du RPA99 version 2003 page 34 eq 4.13

Pour le mode 1 : $T_1 = 0.63$

$$\text{Sol ferme, type S2} \quad \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.40s \end{cases}$$

Sachant que $T_2 = 0.4 < T_1 = 0.63 < 3.0s$

$$\text{Donc } S_a = g \cdot 2.5\eta \cdot (1.25A) \cdot (Q/R) \cdot (T_2/T)^{2/3}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 10)} = 0.76 > 0.7$$

$A = 0.15$ (Zone IIa), $Q = 1.15$, $R = 3.5$

$$S_a = 9.81 * 2.5 * 0.76 * (1.25 * 0.15) * (1.15/3.5) * (0.4/0.63)^{2/3} = \mathbf{0.84m/s^2}$$

Pour le mode 2 : $T_2 = 0.49s$

De même $T_2 = 0.4 < 0.49 < 3.0s$

$$S_{a2} = 9.81 * (2.5 * 0.76) * (1.15/3.5) * (0.4/0.49)^{2/3} * (1.25 * 0.15) = \mathbf{1.00m/s^2}$$

$$\{fe1\} = \begin{bmatrix} 140 & 0 & 0 \\ 0 & 140 & 0 \\ 0 & 0 & 180 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0.43 \\ 0.65 \\ 1.00 \end{Bmatrix} \frac{331.2}{265.03} * 0.84 = \begin{Bmatrix} 63.4 \\ 95.5 \\ 189.8 \end{Bmatrix} \text{KN}$$

$$\{fe2\} = \begin{bmatrix} 140 & 0 & 0 \\ 0 & 140 & 0 \\ 0 & 0 & 180 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0.33 \\ -1.00 \\ 0.87 \end{Bmatrix} \frac{62.8}{291.48} * 1 = \begin{Bmatrix} 9.9 \\ 30.2 \\ 33.7 \end{Bmatrix} \text{KN}$$

CHAPITRE VI : CONCEPT DE DUCTILITE ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

VI.1 CONCEPT DE DUCTILITE ET INTRODUCTION AU DIMENSIONNEMENT PAR LA CAPACITE.

La ductilité est définie comme l'aptitude d'un matériau, d'un élément ou d'une structure toute entière à pouvoir se déformer de façon inélastique en conservant une raideur et une résistance qui n'altèrent pas la capacité portante [12]. Le séisme provoque un mouvement cyclique vigoureux en dessous du bâtiment et transmet ainsi de l'énergie à sa base. La philosophie de conception antisismique est d'assurer l'absorption de cette énergie en permettant les dommages aux endroits désirés de certains éléments structurels. Ces dommages sont associés à des déformations importantes et à un important étirement (armement) des armatures en acier dans les éléments en béton armé. Ce comportement est appelé comportement ductile. La ductilité indique la capacité d'une structure à supporter des déformations importantes dans des conditions de charge extrêmes et à absorber ainsi une quantité importante d'énergie sismique [13]. L'atteinte de la ductilité au niveau des éléments structuraux en béton armé est particulièrement difficile en raison du comportement différent du béton et de l'acier: le béton est un matériau fragile qui s'écrase lorsqu'il est soumis à une compression et à des fissures lorsqu'il est soumis à une traction ; de l'autre, l'acier assure le comportement ductile lorsqu'il est soumis à une traction. En conséquence, les structures en béton armé peuvent être amenées à se comporter de manière ductile lorsqu'ils sont conçus pour tirer parti des propriétés de l'acier ductile. Cependant, l'un des principaux défis associés à la conception de structures en béton armé résistant aux tremblements de terre est de s'assurer que les membres se comportent de manière ductile et que les dommages se produisent à des emplacements prédéterminés. Cela peut être réalisé en appliquant la méthode de conception de la capacité, qui peut être expliquée à l'aide de l'analogie de la chaîne

(voir la figure 6.1 ci-dessous). Considérons une chaîne faite de maillons fragiles; une fois tiré, la défaillance de l'un des maillons provoque une défaillance fragile de la chaîne. Cependant, lorsqu'un lien ductile est introduit dans la chaîne, un mode de défaillance ductile peut avoir lieu si le lien ductile est conçu pour être le plus faible et qu'il échoue en premier. Pour que la rupture ductile se produise dans ce type de structure, les liaisons fragiles doivent être plus solides que la liaison ductile [13].

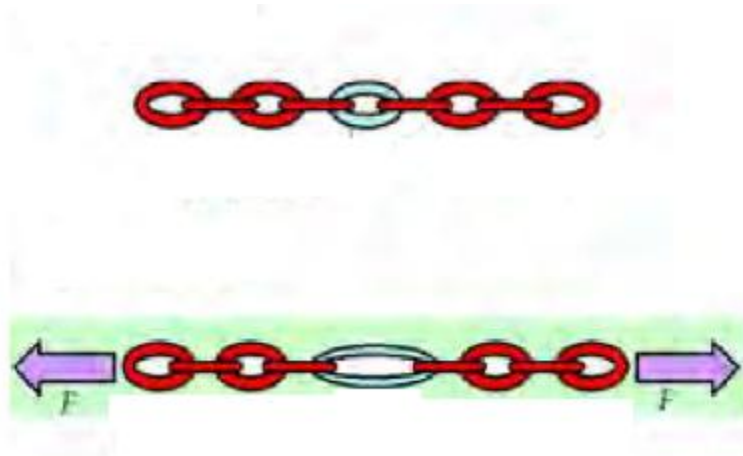


Figure 1.6 Principe de Dimensionnement capacitif [13]

Le comportement ductile des bâtiments à ossature en béton armé lors de séisme est souhaitable car la ductilité contribue à assurer la sécurité des habitants du bâtiment. Le comportement ductile est assuré par une conception soignée des poutres, poteaux et des nœuds « poteaux- poutres), de sorte que l'effondrement est empêché même si une dévastatrice action sismique a lieu. Notons que dans Les cas extrêmes des dommages peuvent survenir dans des bâtiments ductiles. La stratégie principale consiste à empêcher l'apparition de modes de défaillance fragiles avant le mode de défaillance ductile a été initié.

Les détails ductiles consistent à s'assurer que les principes de la réglementation parasismique algérienne RPA2003 sont employés tout en proportionnant les membres de la structure poteaux poutres et les voiles de contreventement et en fournissant le renforcement requis. Ceci est réalisé par choisir les dimensions et la disposition appropriées des barres de renforcement dans les poutres, les poteaux, voiles et les nœuds joints, comme indiqué dans la réglementation parasismique algérienne RPA2003.

VI.2 MODES DE RUINE

VI.2.1 MODES DE RUINE DES POUTRES

Les poutres peuvent subir l'un des deux modes de défaillance suivants:[13]

Rupture de flexion (fragile ou ductile) : Une rupture fragile se produit lorsqu'il y a trop de ferrailage horizontal dans la zone de tension de la poutre, tandis qu'une défaillance ductile se produit lorsque les poutres sont conçues à l'inverse avec relativement moins d'acier dans la zone tendue.

Défaillance de cisaillement; cela se produit lorsque la quantité (taille et / ou espacement) des étriers n'est pas adéquate. Cette défaillance, caractérisée par une fissuration diagonale dans les régions extrêmes des poutres, est toujours fragile et doit être évitée en fournissant des étriers à boucle fermée étroitement espacés. Les modes de défaillance fragiles ne sont pas souhaitables et doivent être évités par une conception et des détails habiles du renforcement horizontal et étriers, comme indiqué dans le règlement parasismique Algérien RPA2003.

VI.2.2 MODES DE RUINE DES POTEAUX

Les poteaux en béton armé peuvent connaître deux modes de défaillance, à savoir la flexion axiale et de cisaillement. La résistance du poteau due à l'effet combiné « axial flexionnel est idéalement limité en rendant les poteaux plus fortes que les poutres (voir RPA2003).

VI.2.3 JOINTS POTEAUX-POUTRES

Les joints poteaux-poutres sont les zones où les poutres et les poteaux se croisent.

Lors de l'action sismique, les joints peuvent subir de graves dommages si l'attention voulue n'est pas prise. Les forces sismiques entraînent le tirage du joint dans une direction au niveau de la barre supérieure et de la barre dans le sens opposé au niveau de la barre inférieure (voir RPA 2003). Ces forces résistent par la Liaison entre le béton et l'acier dans le joint.

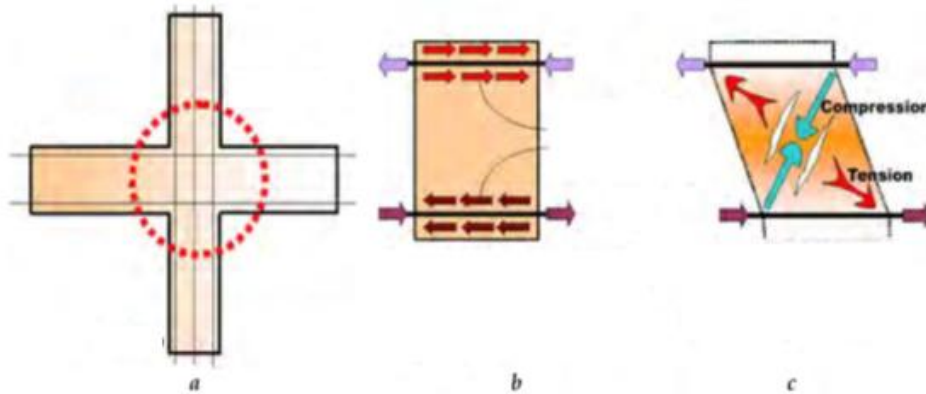


Figure 2.6 Joint Poteau-Poutre

(a) Joint poteaux-poutres;

(b) Les forces de poussée-traction sur les articulations provoquent des forces décompression et de tension qui entraînent des dommages irréparables dans les joints sous fort tremblement de terre;

(c) la distorsion de l'articulation provoque une fissuration diagonale et un écrasement de béton [13]

La région commune poteaux-poutres prescrit qu'une attention particulière soit accordée à la conception et les détails de ces régions. Lorsque les joints poteaux - poutres ne sont pas en mesure de transférer les efforts internes des poutres aux poteaux, ils risquent de se rompre prématurément de manière cassante, compromettant ainsi la sécurité de l'ensemble du bâtiment.

Deux facteurs importants à assurer dans la conception du joint poteau -poutre qui sont:

- Les barres d'acier ne doivent pas être interrompues dans la région du joint; cela s'applique aux joints intérieurs et extérieurs.;
- Les barres verticales en poteaux doivent être maintenues ensemble par des moyens d'attaches transversales en boucles fermées rapprochées à l'intérieur de la colonne, région commune (voir RPA 2003)

Remarque

Plusieurs remarques peuvent être faites quant au dimensionnement en capacité:

- son application demande l'identification de tous les mécanismes de ruine possibles
- son efficacité dépend de la qualité des relations servant à évaluer les résistances réelles des constituants de la structure; en particulier, dans ce contexte, une sous estimation de la résistance plastique de la zone dissipative est un facteur d'insécurité, car on sous-estime R_{di}/E_{di} (la résistance plastique par rapport à la sollicitation).
- son efficacité dépend d'une concordance convenable des résistances et limites élastiques f_y dans les calculs du projet et dans la réalité. Si la limite élastique réelle f_{yr} de l'acier du mécanisme dissipatif est significativement supérieure à la valeur f_{yd} considérée dans le projet, alors que l'acier d'éléments adjacents potentiellement fragiles est strictement conforme au calcul, la capacité dissipative peut ne pas être réalisée, car on sous estime R_{di}/E_{di} .

Le respect du principe de dimensionnement en capacité est un **fondement essentiel** de la fiabilité des constructions dissipatives en zone sismique [2].

Questions :

Les exigences de ductilité minimale sont réputées satisfaites si toutes les dispositions constructives relatives au matériau et aux éléments structuraux sont appliquées. Expliquer.

REFERENCES

- [1] Claude Saint Jean ; Afnor et Groupe Eyrolles, 2014. « Introduction aux règles parasismique de construction ». Applications Courantes de l'EC 8 à la conception des bâtiments.
- [2] André Plumier, 2007. « Constructions en Zone Sismique ». Faculté des Sciences Appliquées, université de Liège, Belgique.
- [3] AFPS, association Française du Génie parasismique, 2003 « le séisme du 21 mai 2003 en Algérie ». Rapport préliminaire Ministère de l'Ecologie, et du Développement Durable.
- [4] Y. AOUES, 2019. « Polycopié sur le Génie Parasismique ». Département de Génie Civil et Construction Durables, INSA Institut national des sciences appliquées, Rouen Normandie, France.
- [5] Hugo Bachmann, Richtlinien, 2002. « Conception parasismique des bâtiments – Principes de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités. Berne.
- [6] Amar Kassoul, 2016. « Conception Parasismique des Bâtiments - principes de base ». Cours Master, Université Chlef, Algérie.
- [7] Eurocodes 8, NF EN 1998-1, Calcul des structures pour leur résistance aux séismes.
- [8] RPA 99 version 2003, réglementation parasismique Algérienne.
- [9] Jacky Mazars. « Le risque Sismique, les séismes et leurs effets, la construction parasismique. Institut Polytechnique de Grenoble.
- [10] D. Lemosse^{1,2} . « Risques Climatiques et Naturels Seismes, description des séismes ». ¹Département Mécanique, INSA Rouen, ²Laboratoire d'Optimisation et de Fiabilité en Mécanique des Structures.
- [11] Deepankar Choudhury « Seismic Hazard Analysis». Department of Civil Engineering Indian Institute of Technology, Bombay.
- [12] Sébastien Gieu, 2012. « Ductilité des structures en béton armée ».Conservation National des Arts et Métiers, Paris.

[13] Murty; Svetlana Brzev; Heidi Faison Craig D; Comartin Ayhan, 2006. «The Seismic Performance of Reinforced Concrete Frame Building».

[14] Anne Giroux, 2017. « Règles de construction parasismique PS92 Applicable aux bâtiments ».

[15] Weng Y. Kam¹, Stefano Pampanin², Ken Elwood³, 2011. «Seismic Performance of Reinforced Concrete Buildings in the 22 February Christchurch (Lyttelton) Earthquake». Bulletin of the new Zealand society for earthquake engineering, vol. 44, no. 4, décembre 2011.

[16] D. Baumont, 2011. La robustesse des installations nucléaires au regard de l'aléa sismique – Volet aléa sismique. Séminaire IRSN-ANCCLI – 14 09 2011.