Victor Davidovici

Conception-construction parasismique

Préface de Jean-Armand Calgaro

Introductions de Michel Kahan, Joseph Attias et Jérôme Stubler

COLLECTION EUROCODE

afnor ÉDITIONS

EYROLLES

Conception-construction parasismique

Victor Davidovici

Conception-construction parasismique

EYROLLES

afnor ÉDITIONS

ÉDITIONS EYROLLES
61, bd Saint-Germain
75240 Paris Cedex 05
www.editions-eyrolles.com

AFNOR ÉDITIONS
11, rue Francis-de-Pressensé
93571 La Plaine Saint-Denis Cedex
www.boutique-livres.afnor.org

Le programme des Eurocodes structuraux comprend les normes suivantes, chacune étant en général constituée d'un certain nombre de parties :

EN 1990 Eurocode 0 : Bases de calcul des structures
EN 1991 Eurocode 1 : Actions sur les structures
EN 1992 Eurocode 2 : Calcul des structures en béton
EN 1993 Eurocode 3 : Calcul des structures en acier
EN 1994 Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton
EN 1995 Eurocode 5 : Calcul des structures en bois
EN 1996 Eurocode 6 : Calcul des structures en maçonnerie
EN 1997 Eurocode 7 : Calcul géotechnique
EN 1998 Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes
EN 1999 Eurocode 9 : Calcul des structures en aluminium

Les normes Eurocodes reconnaissent la responsabilité des autorités réglementaires dans chaque État membre et ont sauvegardé le droit de celles-ci de déterminer, au niveau national, des valeurs relatives aux questions réglementaires de sécurité, là où ces valeurs continuent à différer d'un État à un autre.

Le code de la propriété intellectuelle du 1er juillet 1992 interdit en effet expressément la photocopie à usage collectif sans autorisation des ayants droit. Or, cette pratique s'est généralisée notamment dans les établissements d'enseignement, provoquant une baisse brutale des achats de livres, au point que la possibilité même pour les auteurs de créer des œuvres nouvelles et de les faire éditer correctement est aujourd'hui menacée.

En application de la loi du 11 mars 1957, il est interdit de reproduire intégralement ou partiellement le présent ouvrage, sur quelque support que ce soit, sans l'autorisation de l'Éditeur ou du Centre Français d'exploitation du droit de copie, 20, rue des Grands Augustins, 75006 Paris.

© Afnor et Groupe Eyrolles, 2016
ISBN Afnor : 978-2-12-465566-3
ISBN Eyrolles : 978-2-212-14280-8

Sommaire

Préface de Jean-Armand Calgaro XXI

Introductions de Michel Kahan, Joseph Attias et Jérôme Stubler XXV

CHAPITRE 1. Bases de la conception 1

CHAPITRE 2. Conception des bâtiments 87

CHAPITRE 3. Conception des établissements de santé 257

CHAPITRE 4. Calcul sismique 301

CHAPITRE 5. Dimensionnement des éléments en béton armé 435

CHAPITRE 6. Bâtiments sur isolation sismique 627

CHAPITRE 7. Réhabilitation, réparation-renforcement 685

CHAPITRE 8. Renforcement des établissements scolaires aux Antilles 879

Annexes 925

Bibliographie 973

Index 989

Aux architectes, aux ingénieurs et aux constructeurs, dont la collaboration dans la conception et la réalisation des ouvrages m'a permis de rédiger ce livre de synthèse.

Remerciements

Je remercie Alain Capra pour son regard critique et ses remarques, fines et judicieuses, ainsi que Claude Saintjean pour ses commentaires essentiels et son regard d'aigle.

Table des matières

Préface de Jean-Armand Calgaro XXI

Introductions de Michel Kahan, Joseph Attias et Jérôme Stubler XXV

CHAPITRE 1. Bases de la conception 1

1.1 Ondes sismiques 2

1.2 Domaine fréquentiel des constructions 12

1.3 Perception des séismes et réactions humaines 16
1.3.1 Perception et réactions 16
1.3.2 Faut-il évacuer le bâtiment en cas de tremblement de terre ? 17
1.3.3 La résonance 18

1.4 Fiabilité, importances des bâtiments, exigences 19
1.4.1 Bâtiments nouveaux : probabilité d'occurrence de l'action sismique 20
1.4.2 Catégories d'importance des bâtiments 22
1.4.3 Bâtiments existants : probabilité d'occurrence de l'action sismique 23
1.4.4 Exigences fondamentales 25
1.4.5 Exigences générales et performances pour les constructions de toute catégorie 27
1.4.6 Exigences de continuité de fonctionnement pour les bâtiments de catégorie IV 30
1.4.7 Exigences pour les installations classées « à risque spécial » 30
1.4.8 Exigences pour les phases ou les constructions provisoires 31
1.4.9 Bâtiments en zones de faible et très faible sismicité 31

1.5 Sites et sols 32
1.5.1 Site de construction 32
1.5.2 Identification des types des sols 38

1.6 Maîtrise de l'endommagement, ductilité 43
1.6.1 Capacité dissipative 43
1.6.2 Ductilité 48
1.6.3 Dimensionnement en capacité 51

1.7 Coefficients de comportement des structures en béton armé 54

1.8 Incertitudes et vérifications de sécurité 62
1.8.1 Incertitudes 62
1.8.2 Vérifications de sécurité 63
1.8.3 Condition de résistance 66
1.8.4 Effets du second ordre (effets P-Δ) 66
1.8.5 Conditions de ductilité locale et globale 68
1.8.6 Déplacements limites entre étages 70
1.8.7 Effets accidentels de la torsion 71
1.8.8 Variabilité spatiale de l'action sismique 73
1.8.8.1 Calcul des déplacements différentiels 75
1.8.8.2 Application : parking pour centre commercial 77
1.8.9 Conditions d'équilibre au glissement 81

1.9 Conception des structures faiblement dissipatives (DCL) 83

CHAPITRE 2. Conception des bâtiments 87

2.1 Comportement des ouvrages lors des séismes majeurs 88
2.1.1 Comportement des bâtiments avec portiques béton armé 88
2.1.2 Comportement des bâtiments avec murs en béton armé 107
2.1.3 Comportement des bâtiments avec murs porteurs en maçonnerie 113
2.1.4 Comportement des ponts 115
2.1.5 Comportement des constructions métalliques 118
2.1.5.1 Séisme de Niigata (Japon), 16 juin 1964 118
2.1.5.2 Séisme d'El Asnam (Algérie), 10 octobre 1980 120
2.1.5.3 Séisme de Lazaro Cardenas (Mexique), 19 septembre 1985 121
2.1.5.4 Séisme de Spitak (Arménie), 7 décembre 1988 125
2.1.5.5 Séisme de Loma Prieta (Californie), 17 octobre 1989 126
2.1.5.6 Séisme de Menjil (Iran), 20 juin 1990 126
2.1.5.7 Séisme d'Erzican (Turquie), 13 mars 1992 127
2.1.5.8 Séisme de Northridge (Los Angeles), 17 janvier 1994 128
2.1.5.9 Séisme de Kobe (Japon), 17 janvier 1995 128
2.1.5.10 Séisme de Bam (Iran), 26 décembre 2003 130
2.1.5.11 Conclusions sur le comportement des constructions CM 131
2.1.6 Comportement des fondations 131
2.1.7 Comportement des bâtiments, séisme du Népal, 25 avril 2015 134

2.2 Considérations architecturales 138
2.2.1 Critères pertinents de conception 138
2.2.2 Critères spécifiques pour les bâtiments industriels 145

2.2.3 Formes en plan, critères de régularité 146
2.2.4 Formes en élévation, critères de régularité 149

2.3 Espacement entre blocs voisins. Joints sismiques 151
2.3.1 Problématique 151
2.3.2 Dispositions des joints 157
2.3.3 Dimensions des joints 162
2.3.4 Bâtiments des longueurs importantes 168
2.3.5 Structures continues sur plusieurs blocs 171
2.3.5.1 Exemple : stade de Nice, Allianz-Riviera 171
2.3.6 Prise en compte de l'entrechoquement 176

2.4 Plancher, élément de contreventement 178
2.4.1 Problématique 178
2.4.2 Modèle « poutre » 179
2.4.3 Modèle « voûte de décharge » 179
2.4.4 Modèle « mixte » 181
2.4.5 Prescriptions Eurocode 8 184

2.5 Contreventement par portiques en béton armé 187
2.5.1 Portiques en béton armé 187
2.5.2 Incidence des panneaux de remplissage en maçonnerie 190
2.5.3 Incidence des poteaux courts 194

2.6 Contreventement par murs en béton armé 203
2.6.1 Murs en béton armé, éléments de résistance 203
2.6.2 Niveaux de transfert 217
2.6.3 Poutres-voiles, poutres-échelles 223
2.6.4 Systèmes à noyaux 227
2.6.5 Soubassement rigide de type caisson 229

2.7 Éléments non structuraux 233
2.7.1 Actions sismiques prévisibles 233
2.7.2 Déplacements entre étages (d_r) 239
2.7.3 Murs en maçonnerie 240
2.7.4 Cloisons 243
2.7.5 Plafonds suspendus 244
2.7.6 Planchers techniques 248
2.7.7 Vitrages 249
2.7.8 Façades légères 250

2.8 Équipements, fixations 251

CHAPITRE 3. Conception des établissements de santé 257

3.1 Comportement des hôpitaux lors des séismes majeurs 258

3.2 Exigences et objectifs 261

3.3 Conception générale 263
3.3.1 Principes de base de la conception 264
3.3.2 Éléments non structuraux 266
3.3.2.1 Cloisons hospitalières 266
3.3.2.2 Vitrages 269

3.4 Interface réseaux-structure ; retour d'expérience 270
3.4.1 Hauteur d'un niveau ; problématique 270
3.4.2 La synthèse 274

3.5 Équipements et réseaux 276
3.5.1 Équipements-fixations 277
3.5.1.1 Équipement posé 280
3.5.1.2 Équipement accroché 282
3.5.1.3 Équipement suspendu 283
3.5.2 Locaux hospitaliers 284
3.5.2.1 Salles spécialisées 284
3.5.2.2 Pharmacie centrale 285
3.5.2.3 Laboratoires d'analyses médicales 286
3.5.2.4 Divers équipements hospitaliers 287
3.5.3 Réseaux 288
3.5.3.1 Fluides médicaux 288
3.5.3.2 Réseaux électriques 290
3.5.3.3 Réseaux techniques 291
3.5.4 Équipements techniques 293
3.5.5 Ascenseurs, monte-charges, monte-malades 295
3.5.6 Atelier 296
3.5.7 Revue des dispositions constructives 297

CHAPITRE 4. Calcul sismique 301

4.1 Actions sismiques et autres actions 303
4.1.1 Action sismique 304
4.1.2 Modifications du mouvement sismique 308
4.1.2.1 Décroissance de l'amplitude du mouvement sismique 308
4.1.2.2 Effets d'amplification géologique 308
4.1.2.3 Effets d'amplification topographique 308
4.1.3 Représentations de l'action sismique 310
4.1.3.1 Spectres réglementaires : élastique et de calcul 310
4.1.3.2 Spectres pour installations classées 315
4.1.3.3 Spectres spécifiques 318
4.1.3.4 Accélérogrammes 319
4.1.4 Combinaisons de l'action sismique avec d'autres actions (annexe B) 325
4.1.5 Autres actions 326
4.1.5.1 Charges permanentes (annexe E) 326
4.1.5.2 Charges d'exploitation 327
4.1.5.3 Vent 328
4.1.5.4 Neige 328

4.2 Caractéristiques des matériaux 329
4.2.1 Béton armé 329
4.2.1.1 Résistance du béton 329
4.2.1.2 Module dynamique du béton 332
4.2.1.3 Résistance de l'acier pour béton 333
4.2.1.4 Coefficients partiels de sécurité pour le béton armé 336
4.2.2 Amortissements 337

4.3 Modélisation des structures 339
4.3.1 Conseils de modélisation 339
4.3.1.1 Voiles 343
4.3.1.2 Poutres-cloisons 346
4.3.1.3 Portiques 347
4.3.1.4 Planchers 348
4.3.1.5 Radiers 349
4.3.1.6 Parois moulées 349
4.3.1.7 Panneaux de maçonnerie 352
4.3.1.8 Cas des éléments non alignés 353
4.3.1.9 Incidence dans la modélisation de la dimension de l'élément 354
4.3.2 Validation du modèle 355
4.3.3 Hauteur de calcul du bâtiment 356
4.3.3.1 Niveau d'application de l'action sismique 356
4.3.3.2 Vérification de la stabilité d'ensemble 359
4.3.4 Modélisation de l'interaction sol-structure 360
4.3.4.1 Nécessité de modéliser le sol 360
4.3.4.2 Caractéristiques dynamiques du sol 365
4.3.4.3 Mesure du bruit de fond 371
4.3.4.4 Modélisation du sol par un système de ressorts amortis 372
4.3.4.5 Méthode de Newmark-Rosenblueth, exemples 374
4.3.4.6 Méthode de Deleuze 383
4.3.4.7 ISS dans le cas des fondations profondes 389
4.3.5 Portiques en béton armé et remplissage en maçonnerie 391
4.3.6 Éléments structuraux secondaires, ESS 396
4.3.7 Incidence des éléments non structuraux, ENS 397

4.4 Méthodes de calculs dynamiques 398
4.4.1 Analyse statique linéaire 401
4.4.1.1 Période de vibration du mode fondamental 401
4.4.1.2 Effort tranchant à la base et distribution des forces 402
4.4.1.3 Analyse statique pour les bâtiments ≤ 10 m 403
4.4.2 Méthode d'analyse modale 404
4.4.2.1 Méthodologie de calcul 405
4.4.2.2 Recherche des modes propres 406
4.4.2.3 Sélection des modes utiles 408
4.4.2.4 Prise en compte des modes négligés 410
4.4.2.5 Combinaisons des réponses modales 410
4.4.2.6 Paramètres de dimensionnement 413

4.4.3 Analyse statique non linéaire : *pushover* 415
4.4.4 Analyses transitoires 417
4.4.5 Combinaison des composantes de l'action sismique 418
4.4.6 Prise en compte du décollement 420
4.4.7 Mouvements sismiques transférés 425

4.5 Analyse des résultats 429

CHAPITRE 5. Dimensionnement des éléments en béton armé 435

5.1 Chaînages 436
5.1.1 De l'obligation des chaînages disposés en 3D 436
5.1.2 Chaînages périphériques 440
5.1.3 Chaînages intérieurs traversants 441
5.1.4 Chaînages horizontaux pour les éléments de rive 444
5.1.5 Chaînages verticaux 444
5.1.6 Recouvrements et continuité des chaînages 444

5.2 Planchers 446
5.2.1 Résistance 446
5.2.2 Planchers à dalles pleines 446
5.2.3 Planchers à prédalles 448
5.2.4 Planchers à dalles alvéolées préfabriquées 451
5.2.4.1 Fonction « diaphragme » 451
5.2.4.2 Cas des montages avec dalle rapportée 453
5.2.4.3 Cas des montages sans dalle rapportée 454
5.2.5 Planchers à poutrelles préfabriquées 455
5.2.5.1 Fonction « diaphragme » 455
5.2.5.2 Fonction « liaison » 456
5.2.6 Plancher avec le procédé ThermoPrédalle® 457
5.2.7 Plancher à prédalles suspendues 458
5.2.8 Exemple de calcul d'un plancher, fonction diaphragme 460
5.2.8.1 Données 460
5.2.8.2 Méthode des forces latérales 461
5.2.8.3 Vérification de la fonction diaphragme 464

5.3 Éléments en béton armé, classe DCL 465

5.4 Portiques 468
5.4.1 Poteaux, classe DCM 468
5.4.1.1 Formes, dimensions minimales 468
5.4.1.2 Zones critiques (rotules plastiques) 469
5.4.1.3 Détermination du ferraillage 470
5.4.1.4 Armatures longitudinales 471
5.4.1.5 Armatures transversales 472

5.4.2 Poutres, classe DCM ... 475
5.4.2.1 Formes, dimensions minimales ... 475
5.4.2.2 Zones critiques (rotules plastiques) ... 477
5.4.2.3 Détermination du ferraillage ... 477
5.4.2.4 Armatures longitudinales ... 479
5.4.2.5 Armatures transversales ... 480
5.4.3 Nœuds, classe DCM ... 481
5.4.4 Portiques et remplissage en maçonnerie, classe DCM ... 486
5.4.5 REX Construction des structures en portiques ... 486
5.4.5.1 Californie, Oakland, 1988 ... 486
5.4.5.2 Roumanie, Bucarest, 1992 ... 488
5.4.5.3 Martinique, aéroport de Pointe-à-Pitre, 1995 ... 489
5.4.5.4 Inde, Bombay, 2001 ... 490
5.4.5.5 Chine, Dalian, 2001 ... 490
5.4.5.6 Algérie, Boumerdès, 2003 ... 491
5.4.5.7 Martinique, hôpital Mangot-Vulcin, 2003 ... 492
5.4.5.8 Divers détails de mise en œuvre ... 493

5.5 Murs ductiles, DCM ... 494
5.5.1 Géométrie ... 494
5.5.2 Gestion des incertitudes ... 498
5.5.3 Cas des niveaux de transfert ... 500
5.5.4 Résistance ... 500
5.5.5 Ductilité locale ... 501
5.5.6 Armatures transversales des zones confinées ... 504
5.5.7 Armatures des linteaux ... 505
5.5.7.1 Linteaux « longs » ... 505
5.5.7.2 Linteaux « courts » ... 507
5.5.8 Application de l'Eurocode 2 ... 510
5.5.9 Dispositions constructives ... 511

5.6 Murs conventionnels, DCM (grandes dimensions en béton peu armé) 513
5.6.1 Critères d'acceptabilité ... 515
5.6.2 Gestion des incertitudes ... 516
5.6.3 Résistances ... 517
5.6.3.1 Flexion ... 517
5.6.3.2 Effort tranchant ... 519
5.6.3.3 Interfaces des reprises de bétonnage ... 520
5.6.3.4 Linteaux ... 523
5.6.3.5 Effort normal dynamique, exemple ... 523
5.6.4 Utilisation du modèle bielle-tirant ... 526
5.6.5 Généralisation du modèle bielle-tirant ... 527
5.6.6 Justification au flambement ... 530
5.6.7 Dispositions constructives ... 532
5.6.8 Cas des niveaux de transfert ... 534

5.7 Murs ajourés en façades 535

5.7.1 Modèles de calcul 535
5.7.1.1 Cas A. Portique multiple, du type poutre Vierendeel verticale 535
5.7.1.2 Cas B. Mur ductile DCM, avec files d'ouvertures 536
5.7.1.3 Cas C. Mur conventionnel (de grandes dimensions) avec files d'ouvertures 537
5.7.1.4 Cas D. Mur considéré comme une plaque plane 537
5.7.2 Exemple de l'hôpital Pasteur 2 à Nice 537

5.8 Ancrages, recouvrements, coutures 540

5.8.1 Contraintes d'adhérence 540
5.8.2 Ancrage droit et recouvrement des armatures longitudinales 542
5.8.3 Présence de crochets 545
5.8.4 Jonction par soudure 546
5.8.5 Coupleurs 548
5.8.6 Couture des recouvrements 549
5.8.7 Ancrages des armatures transversales 552
5.8.8 Scellement au mortier 553

5.9 Ratios d'armatures 554

5.9.1 Voiles en béton armé, incidence du cisaillement 554
5.9.2 Voiles en béton armé, incidences des réservations (trémies) 556
5.9.3 Valeurs indicatives des ratios 558

5.10 Bâtiment contreventé par des murs en béton armé – Application 560

5.10.1 Hypothèses 560
5.10.2 Critères d'application de l'Eurocode 8 572
5.10.2.1 Régularité, coefficient de comportement, spectre 572
5.10.2.2 Éléments sismiques primaires et secondaires 574
5.10.2.3 Choix de la ductilité DCM ou DCL 574
5.10.2.4 Mur ductile ou mur conventionnel 574
5.10.2.5 Plancher transfert 575
5.10.2.6 Effort normal dynamique 576
5.10.3 Calcul sismique 576
5.10.3.1 Masses 576
5.10.3.2 Méthode des forces latérales / Analyse modale spectrale 576
5.10.4 Torsion accidentelle d'axe vertical 578
5.10.5 Ferraillage des voiles 581
5.10.5.1 Voile file 6 (direction X) 581
5.10.5.2 Voile file A (direction Y) 583
5.10.5.3 Voile file A (direction Y), application de la méthode bielle-tirant 586
5.10.6 Planchers 588
5.10.7 Fondations 589
5.10.7.1 Résistance des fondations, dimensionnement en capacité 589
5.10.7.2 Vérification du décollement 590

5.11 Campus RDI Michelin – Construction parasismique 591
5.11.1 Description du projet 592
5.11.1.1 Bâtiments 592
5.11.1.2 Toiture, ombrière 596
5.11.2 Hypothèses 600
5.11.2.1 Aléa sismique 600
5.11.2.2 Coefficients de comportement 601
5.11.2.3 Choix du type de mur : ductile ou conventionnel 603
5.11.2.4 Caractéristiques des matériaux 603
5.11.2.5 Charges 604
5.11.2.6 Interaction sol-structure 605
5.11.2.7 Combinaisons d'actions 605
5.11.3 Calcul sismique 606
5.11.3.1 Modélisations 606
5.11.3.2 Analyse modale 609
5.11.3.3 Torsion additionnelle 612
5.11.4 Principe de ferraillages 614
5.11.4.1 Longrines 614
5.11.4.2 Voiles en soubassement 615
5.11.4.3 Planchers, noyaux 616
5.11.4.4 Voiles du contreventement transversal 620
5.11.4.5 Voiles ajourés en façade, poteaux et poutres primaires 624

CHAPITRE 6. Bâtiments sur isolation sismique 627

6.1 Conception 628
6.1.1 Introduction d'isolateurs sismiques 628
6.1.2 Exigences fondamentales 633
6.1.3 Exigences spécifiques 633
6.1.4 Sensibilité à l'action du vent 634

6.2 Dispositifs parasismiques 635
6.2.1 Appuis en élastomère 635
6.2.2 Appuis en élastomère fretté à haut amortissement 636
6.2.3 Appuis en élastomère fretté à noyau en plomb 638
6.2.4 Isolation sismique avec appareils pendulaires 639
6.2.5 Amortisseurs 641

6.3 Méthodologies de dimensionnement 643
6.3.1 Modélisation, simulation numérique 643
6.3.2 Actions sismiques de calcul 644
6.3.3 Analyse linéaire équivalente 644
6.3.4 Analyse linéaire simplifiée (mode fondamental) 646
6.3.5 Analyse linéaire multimodale 647
6.3.6 Analyse chronologique (temporelle) 647

6.3.7 Analyse non linéaire temporelle 647
6.3.8 Effet de torsion d'axe vertical 648
6.3.9 Sensibilité à la composante verticale 648

6.4 Conceptions-réalisations, études de cas 649
6.4.1 Centrale nucléaire de Kœberg 649
6.4.2 Centre de découverte des sciences de la Terre, Saint-Pierre, Martinique .. 652
6.4.2.1 Conception de l'ouvrage 652
6.4.2.2 Action sismique 653
6.4.2.3 Isolateurs sismiques 654
6.4.2.4 Construction de l'ouvrage 655
6.4.2.5 Le séisme de Martinique de novembre 2007 657
6.4.3 CASE à L'Aquila, Italie 659

6.5 Centre hospitalier universitaire de Fort-de-France 661
6.5.1 Conception de la structure 661
6.5.2 Action sismique 664
6.5.3 Appareils d'appuis : choix et dispositions 665
6.5.4 Robustesse du système d'isolation sismique 668
6.5.5 Interaction sol-structure 669
6.5.6 Analyse transitoire pour la validation des appareils d'appuis 670
6.5.7 Variations dimensionnelles : retrait et gradient thermique 674
6.5.8 Études d'exécution et mise en œuvre 679

CHAPITRE 7. Réhabilitation, réparation-renforcement 685

7.1 Stratégie du renforcement 688
7.1.1 Problématique 689
7.1.2 Pour une analyse appropriée : mieux connaître la demande 691
7.1.3 Identifier les besoins et les difficultés techniques 693
7.1.4 Avoir une vision d'ensemble 696
7.1.4.1 Bâtiments plutôt longs avec R + 1 à R + 4 tels qu'établissements scolaires, immeubles de bureaux 697
7.1.4.2 Bâtiments plutôt compacts avec R + 3 à R + 4, tels que les immeubles d'habitations ou de bureaux 699
7.1.4.3 Bâtiments plutôt hauts avec R + 7 à R + 10 ou plus, à usage de bureaux ou d'habitation 701

7.2 Diagnostic/constat de situation 705
7.2.1 Historique de l'ouvrage, typologie 705
7.2.2 Méthodologie du diagnostic 706
7.2.2.1 Première étape : examen visuel 706
7.2.2.2 Deuxième étape : diagnostic sismique simplifié 708
7.2.2.3 Troisième étape : cas où l'ouvrage ne résiste pas à l'action sismique 708
7.2.2.4 Quatrième étape : nouveau calcul intégrant les éléments de renforcement ; calcul de rebouclage 709

7.2.2.5 Cinquième étape : nouveau calcul avec la disposition finale des renforcements, étude du coût prévisionnel ... 710
7.2.2.6 Sixième étape : projet d'exécution ... 710
7.2.3 Analyse des conséquences du diagnostic ... 710
7.2.4 Exemples des diagnostics ... 712
7.2.4.1 Diagnostic d'un hôtel, analyses modale, pushover, transitoire linéaire ... 712
7.2.4.2 Diagnostic d'un bâtiment industriel, analyse pushover ... 726
7.2.4.3 Diagnostic d'un bâtiment sur isolateurs sismiques, analyse transitoire ... 732
7.2.4.4 Diagnostic d'un centre culturel, Port-au-Prince, 2010 ... 746

7.3 Techniques de renforcements ... 765
7.3.1 Renforcement par ajout d'une nouvelle construction ... 766
7.3.1.1 Description ... 766
7.3.1.2 Utilisation ... 766
7.3.1.3 Recommandations ... 768
7.3.2 Renforcement par brêlage ... 768
7.3.2.1 Description ... 768
7.3.2.2 Utilisation ... 768
7.3.2.3 Recommandations ... 768
7.3.3 Renforcement par voiles en béton armé ... 769
7.3.3.1 Description ... 769
7.3.3.2 Utilisation ... 771
7.3.3.3 Recommandations ... 774
7.3.4 Renforcement par panneaux de remplissage en maçonnerie ... 775
7.3.4.1 Description ... 775
7.3.4.2 Utilisation ... 776
7.3.4.3 Recommandations ... 776
7.3.5 Renforcement par précontrainte additionnelle ... 776
7.3.5.1 Description ... 776
7.3.5.2 Utilisation ... 777
7.3.5.3 Recommandations ... 777
7.3.6 Renforcement par chaînages-tirants ... 778
7.3.6.1 Description ... 778
7.3.6.2 Utilisation ... 778
7.3.6.3 Recommandations ... 780
7.3.7 Renforcement par treillis métallique ... 781
7.3.7.1 Description ... 781
7.3.7.2 Utilisation ... 781
7.3.7.3 Recommandations ... 781
7.3.8 Renforcement des fondations ... 782
7.3.8.1 Description ... 782
7.3.8.2 Utilisation ... 782
7.3.8.3 Recommandations ... 783
7.3.9 Renforcements par matériaux composites ... 783
7.3.9.1 Description ... 783
7.3.9.2 Propriétés des composites ... 783

7.3.9.3 Poteaux courts en cisaillement ... 785
7.3.9.4 Nœuds et zones critiques des poutres et poteaux ... 786
7.3.9.5 Poteaux en compression ou en flexion composée ... 787
7.3.9.6 Chaînages-tirants ... 789
7.3.9.7 Voiles en traction ... 793
7.3.9.8 Voiles à l'effort tranchant ... 793
7.3.9.9 Trémies dans les voiles ... 794
7.3.9.10 Murs en maçonnerie ... 794
7.3.9.11 Planchers « diaphragme » ... 794
7.3.10 Renforcement-réhabilitation par isolation sismique ... 795
7.3.11 Réduction de l'action sismique ... 797

7.4 Renforcements des bâtiments. Études de cas ... 798

7.4.1 Réparations-renforcements, Mexico ... 798
7.4.2 Réparation-renforcement d'un bâtiment d'habitation, Annecy ... 801
7.4.3 Renforcement d'un bâtiment de bureaux par une structure en treillis, Sophia-Antipolis ... 802
7.4.4 Renforcement d'un bâtiment de bureaux par contreforts et précontrainte additionnelle, Mougins ... 804
7.4.5 Transformation de la « Fonderie » en Faculté des sciences économiques, sociales et juridiques, Mulhouse ... 805
7.4.5.1 Description de la structure existante ... 805
7.4.5.2 Méthodologie de la réhabilitation ... 807
7.4.5.3 État de la structure existante ... 808
7.4.5.4 Caractéristiques des matériaux, bâtiment existant ... 808
7.4.5.5 Caractéristiques des matériaux, nouvelle construction ... 809
7.4.5.6 Études de sol ... 809
7.4.5.7 Analyses et vérifications de la structure existante ... 810
7.4.5.8 Proposition de renforcements ... 810
7.4.5.9 Nouvelle structure ... 812
7.4.5.10 Phase d'exécution ... 815
7.4.6 Renforcement de l'hôpital de Trinité, par croix de Saint-André et précontrainte additionnelle verticale, Martinique ... 817
7.4.6.1 Description du site et des bâtiments existants ... 818
7.4.6.2 Définition de l'aléa sismique ... 819
7.4.6.3 Déconstruction des étages supérieurs ... 820
7.4.6.4 Renforcement par contreforts ... 821
7.4.6.5 Renforcement par treillis métalliques et précontrainte verticale ... 822
7.4.6.6 Détermination des sollicitations sismiques ... 823
7.4.6.7 Phase d'exécution ... 825
7.4.7 Transformation en maison universitaire des silos Seegmuller, Strasbourg. 827
7.4.7.1 L'ouvrage existant ... 827
7.4.7.2 Étude géotechnique ... 829
7.4.7.3 Hypothèses ... 830
7.4.7.4 Solutions de contreventement ... 831
7.4.7.5 Validation des hypothèses retenues pour l'analyse sismique ... 836
7.4.7.6 Calcul du ferraillage des voiles ... 838

7.4.8 Transformation de l'ex-hôpital Victor-Fouche en bâtiment administratif, Martinique ... 840
7.4.8.1 Description de la construction existante ... 840
7.4.8.2 Hypothèses générales ... 842
7.4.8.3 Propositions de contreventement ... 842
7.4.8.4 Contreventement retenu ... 845
7.4.8.5 Détermination des sollicitations sismiques ... 847
7.4.8.6 Fondations sur micropieux ... 849
7.4.8.7 Phase d'exécution ... 851

7.5 Réhabilitations par introduction d'isolateurs sismiques ... 853
7.5.1 Utilisation des isolateurs sismiques à L'Aquila, Italie ... 853
7.5.1.1 Introduction d'isolateurs au droit des poteaux ... 854
7.5.1.2 Introduction des isolateurs au droit des fondations ... 857
7.5.2 Réparation et projet de renforcement d'un immeuble de bureaux, Port-au-Prince ... 860
7.5.3 Bâtiment « Hexagone » à Port-au-Prince ... 861
7.5.3.1 Comportement du bâtiment Hexagone ... 861
7.5.3.2 Aléa sismique ... 864
7.5.3.3 Caractérisation in situ *du bâtiment, analyse modale avec les remplissages* ... 864
7.5.3.4 Renforcement par l'introduction des isolateurs sismiques ... 869
7.5.3.5 Choix du plan de la coupure du bâtiment ... 870
7.5.3.6 Choix des isolateurs sismiques ... 870
7.5.3.7 Analyse linéaire équivalente ... 871
7.5.3.8 Descente de charges ... 872
7.5.3.9 Analyse modale ... 873
7.5.3.10 Analyse des résultats ... 875
7.5.3.11 Mise en œuvre ... 876

CHAPITRE 8. Renforcement des établissements scolaires aux Antilles ... 879

8.1 Conception du renforcement ... 880
8.1.1 Hypothèses générales ... 880
8.1.1.1 Caractéristiques des matériaux ... 881
8.1.1.2 Caractéristiques des sols selon l'Eurocode 8 ... 883
8.1.1.3 Charges permanentes et d'exploitation ... 883
8.1.1.4 Actions sismiques ... 884
8.1.2 Typologie des bâtiments de classe ... 887
8.1.3 Évaluation de la capacité de résistance sismique de la structure existante ... 888
8.1.3.1 Contreventement transversal ... 888
8.1.3.2 Contreventement longitudinal, poteaux « courts » ... 888
8.1.3.3 Conclusions du diagnostic ... 898
8.1.4 Méthodes de renforcement ... 898
8.1.4.1 Panneaux de maçonnerie / R1 ... 899
8.1.4.2 Voiles en béton armé / R2 ... 901

8.1.4.3 Voiles en béton armé et diagonales précontraintes en façades / R3 .. 902
8.1.4.4 Contreforts en charpente métallique et diagonales précontraintes en façade / R4 903
8.1.4.5 Contreforts béton armé en pignons et précontrainte additionnelle / R5..... 904
8.1.4.6 Tabourets en charpente métallique et précontrainte additionnelle / R6..... 906
8.1.4.7 Estimation du coût des renforcements..... 908

8.2 Réalisations 910
8.2.1 Renforcement par « tabourets » métalliques, collège Dillon 1, Martinique 910
8.2.2 Renforcement par contreforts en béton armé et précontrainte, collège G. Café, Martinique..... 913
8.2.3 Renforcement par voiles en béton armé 916
8.2.4 Renforcement par contreforts en béton armé et précontrainte, collège Général de Gaulle, Guadeloupe..... 919
8.2.5 Enseignements..... 923

Annexes

A. Unités de mesure et conversions 925
B. Combinaisons d'actions 928
C. Valeurs spectrales pour les bâtiments « à risque normal » 931
D. Valeurs spectrales pour les installations classées ICPE..... 942
E. Charges permanentes..... 948
F1. Charges d'exploitation bâtiments. Cas général 951
F2. Charges d'exploitation, centres commerciaux..... 956
F3. Charges d'exploitation, hôpitaux 957
F4. Calcul des périodes propres..... 961
F5. Période fondamentale du sol..... 966
F6. Période propre des structures préfabriquées 968
F7. Période propre des bâtiments industriels 970

Bibliographie..... 973

Index..... 989

Préface

« Après le tremblement de terre qui avait détruit les trois quarts de Lisbonne, les sages du pays n'avaient pas trouvé un moyen plus efficace pour prévenir une ruine totale que de donner au peuple un bel autodafé ; il était décidé par l'université de Coïmbre que le spectacle de quelques personnes brûlées à petit feu, en grande cérémonie, est un secret infaillible pour empêcher la terre de trembler. »

Voltaire, *Candide ou l'Optimisme, 1759*

Heureusement, ce genre de méthode ne fait plus partie des recommandations modernes en matière de maîtrise du risque sismique. Mais celui-ci est toujours ressenti avec une profonde aversion par les êtres humains. Précisons d'emblée qu'une bonne maîtrise du risque ne va pas empêcher la survenance d'événements indésirables, mais qu'elle doit en permettre la prévision et la réduction des effets négatifs.

Nos sociétés modernes ont des attitudes souvent illogiques, voire paradoxales – elles acceptent de moins en moins le risque dans le domaine du génie civil, mais elles ne sont pas prêtes à augmenter les crédits destinés à élever le niveau de sécurité de la population (ou elles ne le peuvent pas), ni même à augmenter les crédits consacrés à la maintenance et au renforcement des constructions existantes. Or le risque est une composante de la vie humaine, et le coût d'une protection qui ne serait pas conçue avec intelligence peut être très élevé.

La clause 2.2(3) de la norme Eurocode NF EN 1990 – Bases de calcul des structures mentionne les concepts essentiels liés à l'expression des exigences les plus sensibles de notre société : défaillance, risque, aversion à l'égard des défaillances, réduction des risques.

« Il convient que le choix des niveaux de fiabilité pour une structure particulière prenne en compte les facteurs appropriés, à savoir :

- *la cause et/ou le mode possibles d'atteinte d'un état-limite ;*
- *les conséquences possibles de la défaillance en termes de risques pour la vie humaine, de blessures, de pertes économiques potentielles ;*
- *le degré d'aversion de la société à l'égard des défaillances ;*
- *les dépenses et les moyens nécessaires pour réduire le risque de défaillance. »*

Dans la plupart des régions sismiques, le recours à des techniques de construction visant à réduire les risques liés aux tremblements de terre semble très ancien. Ainsi, les couches alternées (maçonneries et briques noyées dans du mortier) visibles sur la photographie de ce vestige de la ville d'Anjar au Liban n'avaient pas un but esthétique, car, originellement, les murs étaient recouverts d'un enduit de chaux mélangé avec de la paille. Les couches de briques noyées dans du mortier jouaient le rôle d'amortisseur qui devait absorber l'énergie sismique. En effet, il semble que les Omeyyades qui ont bâti Anjar (VIII^{e} siècle ap. J.-C.) savaient que le Liban se trouvait dans une zone sismique.

Vestiges de la ville d'Anjar au Liban

À l'origine purement empirique, la conception parasismique des bâtiments et des ouvrages de génie civil s'est progressivement affinée et elle fait désormais partie de la panoplie des techniques de l'ingénieur. S'appuyant sur l'expertise des géologues, sismologues, architectes, géotechniciens et ingénieurs de structures, elle est nécessaire à tout projet de quelque importance en zone sismique. Même si l'on reste dans le domaine du bâtiment courant, la bonne utilisation d'un code (ou d'une norme) parasismique par un ingénieur de structures suppose, de la part de celui-ci, des bases suffisantes en sismologie et la compréhension des particularités de l'action sismique. Mais l'observation et la réflexion, composantes de l'expérience, restent les clés d'une véritable expertise, comme nous l'ont montré les architectes des temps anciens.

Victor Davidovici nous propose, ici, une œuvre majeure, qui se démarque de la plupart des autres publications, car elle n'est ni un catalogue descriptif de catastrophes ni un cours abstrait de dynamique des structures ou d'analyse de risques. Il s'agit, en premier lieu, d'un traité de conception des constructions (principalement des bâtiments) édifiées en zone sismique. Chose remarquable, l'auteur n'hésite pas à détailler les dispositions de bonne pratique pour deux catégories particulières de bâtiments : les établissements de santé et les établissements scolaires. Et l'analyse proposée a une portée beaucoup plus générale : sans se limiter au récit de nombreuses expériences vécues dans les contrées les plus sujettes aux tremblements de terre, l'auteur aborde tous les aspects d'une bonne conception des bâtiments sans omettre le recours aux modèles théoriques introduits dans la norme NF EN 1998 (Eurocode 8).

Il peut d'ailleurs paraître étrange que des experts aient voulu développer une norme pour guider la conception de constructions susceptibles d'être soumises aux effets de phénomènes aussi aléatoires et imprévisibles que sont les tremblements de terre. Pourtant, une norme s'est avérée nécessaire, d'une part, pour formuler objectivement les niveaux d'exigence souhaités

par la société et, d'autre part, pour proposer des modèles permettant de vérifier, avec plus ou moins de précision, que ces niveaux peuvent être garantis pour un projet particulier dans un site donné. Notons que le choix de l'intensité du séisme de référence, basé sur une notion de période de retour, n'a de sens que dans le cadre d'une interprétation probabiliste – il est donc de nature « politique ».

Les niveaux d'exigence de la norme sont complétés par des réflexions personnelles, notamment dans le chapitre consacré à la réparation des structures endommagées ou au renforcement de celles qui paraissent fragiles. Toutes ces considérations sont parfaitement intégrées dans les développements pédagogiques proposés par Victor Davidovici.

Fruit de nombreuses années d'observations et de réflexions couvrant divers aspects du risque sismique en génie civil, le présent ouvrage est d'une qualité exceptionnelle, tant par l'investissement personnel qu'il représente que par la richesse de son contenu. Je souhaite que ce livre soit lu avec attention par le plus grand nombre et que ses retombées techniques seront à la mesure des réflexions avancées et des travaux talentueux menés à bien par leur auteur.

Jean-Armand CALGARO

Ingénieur général des Ponts et Chaussées,
ancien président du CEN/TC250 (Eurocodes)

Introductions

Introduction du concepteur

Après le tremblement de terre de Chi-Chi à Taïwan en 1999, l'Association française de génie parasismique avait dépêché une délégation d'inspection dont j'ai eu le privilège de faire partie. Lire cet ouvrage – qui deviendra sans nul doute une référence pour les générations à venir – est un premier pas, mais je conseille vivement aux jeunes ingénieurs de se frotter à ce type de missions. Les images sont parfois terribles mais elles sont instructives car elles prouvent que les erreurs pardonnent peu. Elles nous obligent à faire preuve d'humilité face aux forces déployées par ces phénomènes et nous poussent à mieux les comprendre : pourquoi ce bâtiment est-il encore debout alors qu'il ne reste plus grand-chose de son jumeau voisin ?

En préambule aux chapitres de conception, Victor Davidovici nous propose un retour d'expérience extrêmement complet qui alerte le lecteur sur les points faibles des bâtiments, les erreurs fatales et les dispositions qui, au contraire, préservent la sécurité des constructions. C'est sans doute la meilleure école, car s'il est admis que des bâtiments construits selon les normes parasismiques modernes ont toutes les chances de résister, c'est dans la conception architecturale globale et le détail constructif que se niche l'origine des défaillances ou la bonne tenue des ouvrages.

Le génie parasismique est à la jonction d'un grand nombre de sciences : sismologie, géodynamique, dynamique des structures, comportement dynamique non linéaire des matériaux, simulations numériques, simulations expérimentales, analyse de risques, etc. On peut aisément se laisser entraîner dans chacune de ces disciplines et en apprécier les phénomènes complexes. Ainsi, au moment d'une réplique forte mais lointaine du séisme de Chi-Chi, alors que nous étions logés au vingtième étage d'un hôtel de Taipei, le jeune ingénieur que j'étais n'a pu s'empêcher de se dire : « Tiens, voilà les ondes de compression qui remontent du substratum et font vibrer les planchers à haute fréquence ; nous ne devrions pas tarder à être secoués horizontalement pas les ondes de cisaillement ! » Et, en effet, elles ne manquèrent pas

de nous atteindre quelques secondes plus tard. Faut-il être expert de tous ces sujets ? Sans doute pas, mais y avoir été confronté est certainement une aide précieuse à la compréhension de ces phénomènes.

On conçoit traditionnellement les ouvrages de haut en bas, depuis les équipements et autres charges d'exploitation jusqu'aux fondations, dans le sens de la descente des charges cheminant dans la structure. Au cours d'un séisme, tout se complique dans la mesure où les actions viennent d'en bas et que le comportement du bâtiment met en évidence des interactions fortes entre, d'une part, le sol et la structure et, d'autre part, la structure et les équipements. De ce fait, la réponse dynamique du bâtiment est beaucoup moins intuitive que dans le cas d'actions statiques.

Une bonne conception structurelle est alors avant tout une affaire de choix clairs et lisibles. Le dimensionnement en capacité est à ce titre une démarche saine et efficace. Dans la mesure où il serait illusoire ou économiquement peu réaliste de vouloir résister sans dégradations à tout type de tremblement de terre, on admet généralement une certaine forme d'endommagement, si possible réparable, et qui ne menace pas la sécurité des personnes. Pour cela, le concepteur devra sélectionner les zones concentrant l'endommagement et y spécifier les dispositions constructives garantissant leur ductilité. Il devra faire en sorte que les autres éléments – et, substantiellement, les éléments porteurs garantissant l'intégrité du bâtiment – bénéficient d'un excès de capacité résistante et soient protégés par ces zones fusibles. Si cette démarche est appliquée de façon rigoureuse, le risque de comportement imprévu et non programmé de la structure se voit fortement diminué.

Une autre façon de concevoir un bâtiment en zone sismique est de l'isoler des mouvements de sols à sa base. Encore peu utilisée, cette technique est très prometteuse pour les ouvrages sensibles ou en réhabilitation.

Si les exigences usuelles en matière de protection sismique des bâtiments visent essentiellement à préserver la vie des occupants, certains établissements, notamment hospitaliers, doivent en outre être opérationnels très rapidement après la secousse. Cela tient beaucoup au comportement des équipements auxquels Victor Davidovici consacre un chapitre.

Dès lors que la conception générale du bâtiment est arrêtée, on peut se livrer au dimensionnement de détail. S'offre alors au concepteur tout un arsenal de méthodes de calcul, abondamment décrites dans cet ouvrage. Là aussi il faut rester modeste devant la complexité de certains calculs, l'incertitude étant liée tant à l'action sismique qu'à la modélisation des bâtiments et des sols, et au comportement des matériaux. On ne peut qu'encourager le concepteur à construire des modèles simples pour commencer – afin d'extraire les grands ordres de grandeur en déplacements ou en réactions d'appui – avant d'attaquer les modèles complexes que permettent les ordinateurs et logiciels d'aujourd'hui. On aura également avantage à réaliser des calculs en fourchette, ne serait-ce que sur les caractéristiques des sols, et à mener des études de sensibilité sur certains grands paramètres (niveau de séisme, impédance de sol, nombre d'accélérogrammes, etc.), car certains résultats ne sont pas intuitifs, notamment en cas de comportement fortement non linéaire de la structure.

Enfin, on ne saurait résoudre rapidement la question de la protection sismique d'un parc immobilier qui ne se renouvelle qu'à raison de 1 à 2 % par an. D'où l'importance, en particulier pour les ouvrages sensibles anciens, de se pencher sur la question de leur réhabilitation, de leur renforcement ou encore de leur réparation après séisme. Pour le concepteur se pose alors la question du niveau souhaitable de renforcement et des techniques possibles, compte

tenu de l'environnement du bâtiment et de ses contraintes d'exploitation. On trouvera dans cet ouvrage un vaste descriptif du champ des possibles, illustré par de nombreuses études de cas réalisées par l'auteur. Un chapitre entier est consacré au renforcement des établissements scolaires.

Victor Davidovici nous lègue, à travers cet ouvrage, le retour d'expérience de multiples années consacrées au génie parasismique. Nous sommes nombreux à lui devoir le goût pour cette discipline. Formons le vœu que bon nombre d'ingénieurs prendront le temps de lire cet ouvrage avant de se lancer dans la conception parasismique, comme d'autres en leur temps avaient pu s'inspirer du *Génie parasismique*, publié en 1985 sous la direction du même auteur.

Michel KAHAN
Directeur général du Groupe Setec

Introduction des constructeurs

Science complète, le génie parasismique rassemble de nombreuses disciplines comme la sismologie, les méthodes mathématiques de la physique, la géologie et la géotechnique, l'ingénierie des fondations et des structures, le calcul des équipements, etc.

Forme majeure de son art, le génie parasismique ne saurait être abordé par l'ingénieur-constructeur qu'avec une grande humilité.

Très jeune, j'ai vécu le terrible tremblement de terre d'Agadir au Maroc. Séisme le plus destructeur du XX^{e} siècle, bien que de magnitude modérée (6 sur l'échelle de Richter), il emporta la vie de plus d'un tiers de la population de la ville alors qu'elle semblait avoir résisté à de nombreux séismes par le passé. On attribua l'ampleur de cette catastrophe à l'emplacement de l'hypocentre, juste en dessous de la ville, mais aussi et surtout à la piètre qualité de ses constructions.

Humilité et expérience : Victor Davidovici a l'immense mérite de ne rien laisser de côté, depuis les bases de la conception des bâtiments jusqu'aux principes de leur réhabilitation.

Datant d'environ 1750 avant notre ère, le Code de Hammourabi est le plus ancien code connu traitant de la construction. Nous n'avons cessé depuis de produire de nouveaux codes et de nouvelles normes pour mieux nous protéger. Les Eurocodes servant de base réglementaire à l'ouvrage et se propageant hors d'Europe, *Conception-construction parasismique* pourra servir de manuel de référence sous bien des latitudes. Le lecteur appréciera particulièrement l'attention portée aux sujets complexes des incertitudes dans la vérification de la sécurité, celles qui résultent par exemple des effets du second ordre, de la torsion accidentelle ou encore de la variabilité spatiale de l'action sismique.

Le chapitre traitant de la modélisation des structures servira de référence pour éviter les erreurs hélas ! si fréquentes et la complexité inutile dans laquelle il est si courant de tomber à l'heure de la généralisation de l'utilisation de logiciels puissants. Le lecteur appréciera également les multiples exemples concrets, les chapitres par destination d'ouvrage et l'attention portée aux détails constructifs, dont la faisabilité même a fait cruellement défaut dans nombre de cas, conduisant malheureusement à des impasses et des désordres sur les chantiers.

L'ouvrage de Victor Davidovici fera date. Il est le fruit de son savoir immense et d'une longue expérience partagée avec de nombreux ingénieurs.

Pour tous, il a été un maître.

Je forme le vœu qu'il continue à nous servir de guide.

Joseph ATTIAS,
Fondateur et ancien président de SIDF,
ancien directeur de l'Ingénierie de Vinci Construction,
Group Director, Concessions, Development & Engineering, Salini-Impregilo

Le chêne ou le roseau

La construction d'ouvrages de bâtiments et de génie civil repose sur des solutions simples, largement éprouvées, industrielles et répandues. Les constructions sont généralement conçues pour des cas de charges simples, statiques ou quasi statiques, le poids propre constituant la part essentielle des charges.

Mais lorsque le séisme survient, tout change : le poids propre engendre des charges variables majeures dans de nouvelles directions et l'ouvrage de génie civil devient un mécanisme, subtil, où l'ingénieur doit être mécanicien des mouvements et physicien des matériaux afin d'utiliser leur comportement ultime, généralement élastoplastique.

Deux grandes classes de solutions s'offrent donc à l'ingénieur : celles du chêne ou du roseau. Ce choix doit être rigoureux, car il induit des solutions constructives très différentes, les deux cas demandant au Constructeur de travailler avec une grande précision, certainement bien au-delà de celle qui est requise pour des ouvrages non soumis aux séismes :

- lorsque les mouvements sont libérés, les alignements, les rectitudes, les planéités, les dispositifs d'amortissement ou de plastification doivent répondre avec précision aux exigences de fonctionnement imaginées par le concepteur ;
- lorsque la raideur est choisie, les efforts transitent dans la structure et doivent être partagés par le plus grand volume de structure, imposant un soin particulier – quel que soit le matériau utilisé – à la continuité des formes, des matériaux et de ses renforts. Les assemblages doivent faire l'objet d'une réalisation minutieuse.

La construction parasismique est donc une école d'exigence et de quête de la perfection où la recherche de la simplicité, de l'efficacité et de la lisibilité de la structure nécessite de faire appel au bon sens acquis par une compréhension fine des solutions constructives, lesquelles sont excellemment décrites dans cet ouvrage.

Lorsqu'il s'agit de réhabilitation de structures ou de renforcement parasismique, l'ingénieur doit *se mettre à la place* de la matière, de la voûte, de la poutre, de l'encadrement en maçonnerie… afin de comprendre ce que chaque composant va *vivre* lors du séisme, sans rien laisser au hasard. Il doit coudre tous les éléments sans exception, réalisant parfois l'exploit de rendre les renforts invisibles.

On peut se passionner toute une vie pour le génie parasismique, la diversité des solutions structurelles, les innovations à développer, les mécanismes de dissipation d'énergie, les maté-

riaux de glissement ou de friction, les poutres à écoulement, les amortisseurs, les bloqueurs… Cette passion pour la technologie est avant tout la passion de protéger les hommes à travers les structures qui les entourent, sachant que le test à l'échelle 1 arrivera un jour… le jour où on ne l'attend plus.

Passionné de dynamique des structures, j'ai eu la chance de vivre ces moments intenses de conception et je souhaite au plus grand nombre de les vivre également.

C'est cette passion que Victor Davidovici nous a transmise à travers ses conférences et ses cours. Ce livre fondamental, synthèse de son savoir théorique et pratique, doit devenir celui de tous les ingénieurs qui conçoivent et construisent en zone sismique.

Merci, Victor.

Jérôme STUBLER

Président de Vinci Construction

CHAPITRE 1

Bases de la conception

Spitak, Arménie, 7 décembre 1988

1.1 Ondes sismiques

Les séismes apparaissent comme une manifestation perceptible de phénomènes qui se poursuivent à l'échelle des temps géologiques : « Ce qui a tremblé tremblera à nouveau. »

Si donc l'on doit envisager comme une certitude que de nouveaux séismes se produiront dans une région où ils se sont manifestés, on ne peut tenir pour assuré qu'il n'en surviendra pas dans une région où nulle activité sismique n'a été décelée jusque-là. C'est pourquoi on impose le calcul au séisme des installations industrielles à risque spécial situées en zone de sismicité nulle.

Le 20 mai 2012, la région d'Émilie Romagne a été affectée par un séisme de magnitude 5,9, puis par des répliques dont deux de magnitudes 5,3 et 5,8 quelques jours après. Il convient de noter que cette région était classée non sismique jusqu'en 2003, bien que sur le plan historique elle ait connu des séismes majeurs, et jusqu'à cette date les bâtiments et ouvrages n'avaient pas de conception parasismique, ce qui peut expliquer en partie certains dommages constatés, en particulier pour les bâtiments industriels.

> La magnitude est une valeur corrélée à l'énergie libérée et, de ce fait, ne représente absolument pas l'importance des dégâts susceptible de survenir à la surface. C'est la connaissance du couple magnitude de la secousse sismique et profondeur du foyer qui permet d'estimer le potentiel destructeur d'un séisme.

Un tremblement de terre correspond à une vibration transitoire du sol provoquée par les ondes sismiques émises lors d'un déplacement du sol (rupture) le long d'une faille active, à partir d'un point appelé foyer ou hypocentre (Figure 1.1-1).

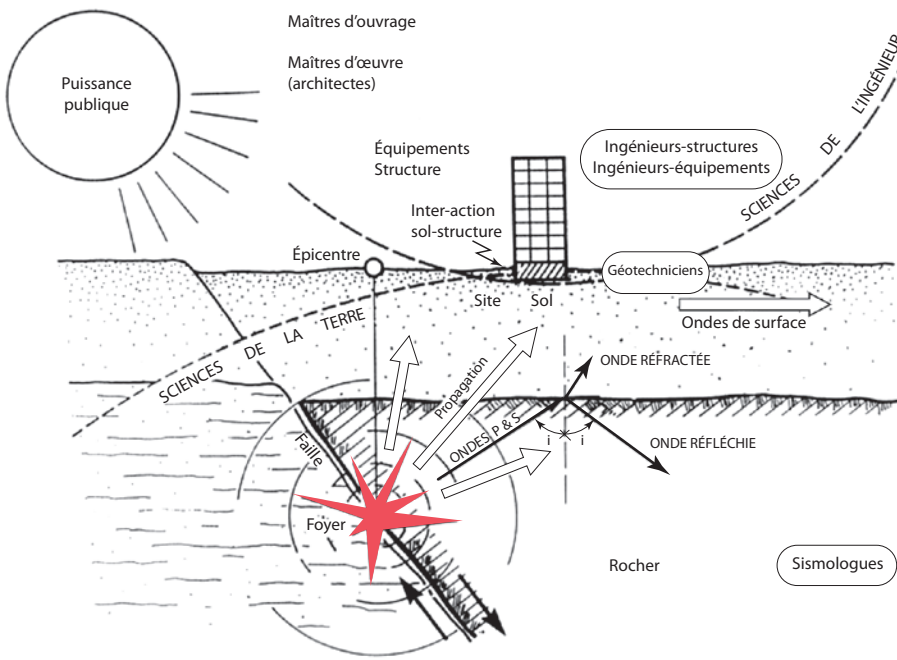


Figure 1.1-1 Naissance du séisme, formation des ondes

Le point en surface (champ libre) situé à la verticale de l'hypocentre est appelé l'épicentre du tremblement de terre. La distance entre ce point et l'endroit d'enregistrement de l'accélérogramme est appelée distance épicentrale.

La rupture cesse de se propager lorsque l'énergie potentielle de déformation est épuisée. Une faille ainsi réactivée par le séisme coupe les terrains, sans égard pour la morphologie superficielle. Dans une région éprouvée par un grand séisme vont se succéder pendant un certain temps des séismes plus petits, les répliques. Ces répliques achèvent souvent de détruire les constructions endommagées par la secousse principale.

Le processus de rupture peut durer quelques secondes (pour les séismes de courte durée) à quelques dizaines de secondes (pour les séismes de longue durée).

Les ondes intéressantes pour le génie civil (Figure 1.1-2) sont les ondes de volume (P et S) et les ondes de surface (L et R).

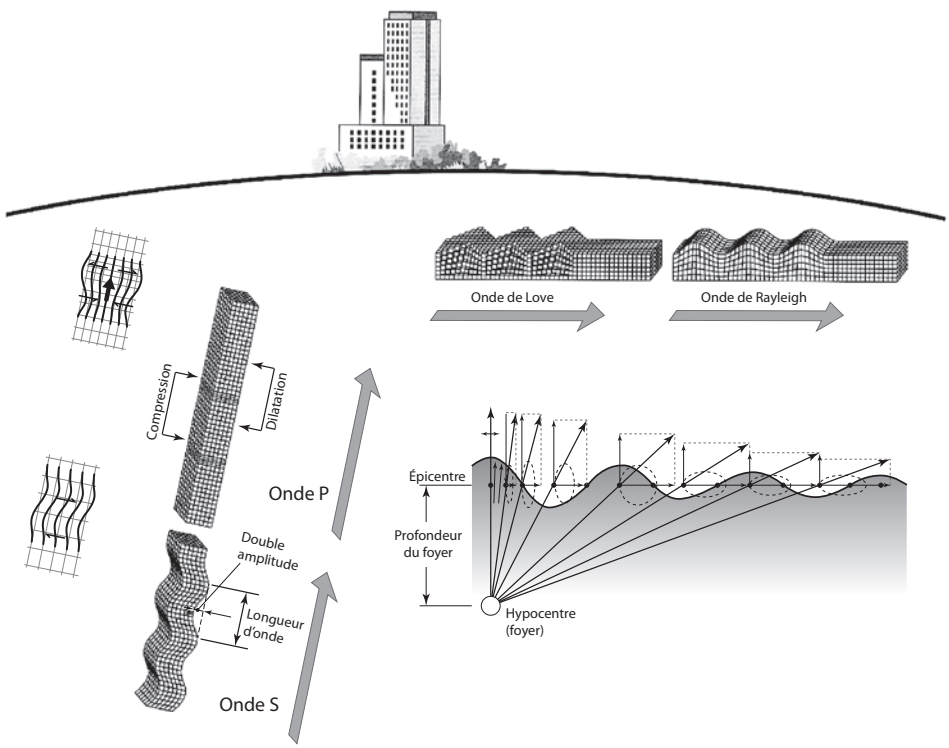


Figure 1.1-2 Ondes sismiques

Les ondes de volume prennent naissance dans le foyer et se propagent jusqu'à la surface de la terre, après avoir subi des réflexions et réfractions (Figure 1.1-1) au passage des diverses couches géologiques, sous deux formes :

- les ondes P (ondes primaires) ou ondes longitudinales ; ces ondes se propagent, dans la croûte terrestre, avec une vitesse de 6 à 8 km/s et s'accompagnent d'un changement de volume (compression et dilatation alternées, Figure 1.1-2). Ce type d'ondes induit un mouvement vertical (pompage) dans les ouvrages (Figure 1.1-10). Le mouvement sera

d'autant plus important que l'ouvrage se trouve à proximité de l'épicentre. Il y a lieu de prendre en compte les effets proches de la source sismique [EC8-1/10.6-(3)], si le bâtiment est situé à une distance inférieure à 15 km de la faille potentiellement active (voir § 6.3.2) ;

- les ondes S (ondes secondaires) ou ondes de cisaillement ; ces ondes se propagent, dans la croûte terrestre, avec une vitesse d'environ 3 à 5 km/s et s'accompagnent d'une distorsion dans le plan perpendiculaire à la direction de propagation, provoquant un cisaillement sans changement de volume (Figure 1.1-2). C'est bien ce type d'ondes qui introduit un mouvement horizontal (tamis) dans les ouvrages (Figure 1.1-10). À la différence des ondes longitudinales, les ondes transversales ne peuvent se propager dans les milieux liquides ou gazeux, en raison de l'inaptitude de ces milieux à transmettre les efforts de cisaillement.

Si l'on considère un solide homogène et isotrope (par exemple un substratum rocheux), par la théorie de l'élasticité, on peut calculer la vitesse de propagation de ces ondes à partir des caractéristiques du sol.

Notons :

ρ, la densité du milieu [$N{\cdot}s^2/m^4$] ou masse volumique [kg/m^3]

E, le module d'élasticité dynamique [N/m^2]

G, le module de cisaillement dynamique [N/m^2]

ν, le coefficient de Poisson

λ, la constante de Lamé.

On a :

$$\lambda = \frac{\nu\, E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \tag{1.1}$$

Dans la théorie de l'élasticité, on admet l'hypothèse qu'à l'état initial les corps ne subissent aucune contrainte. Aucun élément de son volume n'est donc sollicité. Aussitôt qu'on lui applique une charge, des contraintes et des déformations apparaissent, qui sont liées entre elles par des relations linéaires :

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \tag{1.2}$$

$$\nu = \frac{\varepsilon_\ell}{\varepsilon} \tag{1.3}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \tag{1.4}$$

où :

σ est une contrainte normale dans une direction donnée

ε, une déformation dans la même direction

ε_ℓ, une déformation dans la direction perpendiculaire.

Les vitesses de propagation des ondes sont données par les formules suivantes :

- pour les ondes P

$$V_{\mathrm{P}} = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho\,(1-2\nu)\,(1+\nu)}}\ \ [\mathrm{m/s}] \tag{1.5}$$

soit encore, le coefficient de Poisson :

$$\nu_0 = \frac{V_P^2 - 2V_S^2}{2(V_P^2 - V_S^2)}$$

- pour les ondes S

$$V_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2\,\rho\,(1+\nu)}} \quad [\text{m/s}] \tag{1.6}$$

soit encore :

$$E = 2\,\rho V_S^2 (1+\nu)$$

$$G = \rho\, V_S^2 \tag{1.7}$$

$$\lambda + 2G = \rho\, V_P^2$$

La connaissance de la vitesse des ondes V_S de cisaillement est indispensable pour la détermination des caractéristiques dynamiques des sols (E, ν et G) nécessaires à la prise en compte de l'interaction sol-structure.

Le rapport des vitesses des ondes P et S est donc :

$$\frac{V_P}{V_S} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \tag{1.8}$$

et ne dépend que du coefficient de Poisson. Pour la plupart des sols, ν = 0,18 à 0,40.

Les ondes P se propagent donc plus vite que les ondes S ; pour ν = 0, on est à la limite inférieure du rapport de deux vitesses et, pour ν = 0,50, on touche à la limite théorique supérieure.

Les deux types d'ondes (Figure 1.1-3) arrivent en même temps en des points situés près de la source (foyer), mais les ondes S qui se propagent plus lentement arrivent plus tard en des points éloignés de la source :

– ondes P, dans le granit, 6,0 km/s ; dans l'eau, 1,5 km/s ;
– ondes S, dans le granit, 3,0 km/s ; dans l'eau, 0 km/s.

La différence des temps d'arrivée des ondes P et S sera d'autant plus grande que la distance à l'épicentre est plus importante. De la mesure de cette différence des temps de propagation, on peut déduire la distance entre la source et le point d'enregistrement.

Dans la majorité des séismes, le maximum (paroxysme) est situé entre 10 et 30 s.

Les ondes de volume qui arrivent à la surface de la terre donnent naissance à des ondes de surface n'intéressant le sol que sur une profondeur extrêmement faible.

Les ondes de surface les plus importantes sont les suivantes :

- les ondes de Rayleigh ; ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical et dans le sens rétrograde (Figure 1.1-2). Ce mouvement est semblable au mouvement de la houle et entraîne des compressions (ou des tractions), ainsi que des cisaillements dans le sol ;
- les ondes de Love ; ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol se déplacent dans un plan tangent à la surface et perpendiculairement à la direction de propagation (Figure 1.1-2). Leur mouvement en « lacet » n'engendre que des contraintes de cisaillement.

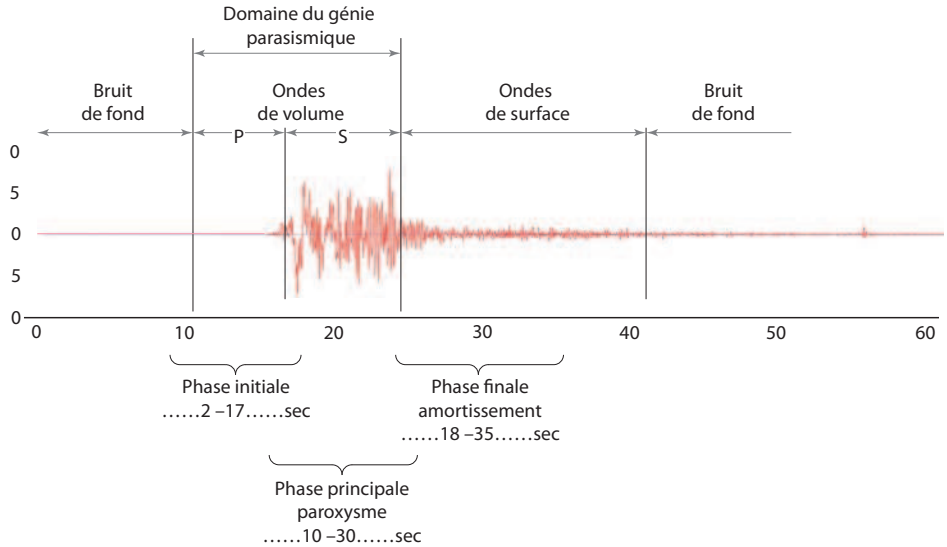


Figure 1.1-3 Enregistrement lors du séisme de Bam, 2003

Le déplacement d'un point du sol pendant le séisme n'est pas compréhensible tel que (Figure 1.1-4), on doit donc l'étudier distinctement suivant les trois directions principales.

Pour analyser les variations complexes du signal vibratoire, par direction, on le décompose en signaux élémentaires dont chacun varie d'une manière sinusoïdale, ce qui permet, par superposition, de reproduire une onde de forme quelconque.

Chaque sinusoïde (Figure 1.1-6) est caractérisée par l'amplitude et la fréquence de ses variations ; dans la décomposition de Fourier, les amplitudes nous renseignent sur l'importance relative des fréquences correspondantes dans le signal étudié.

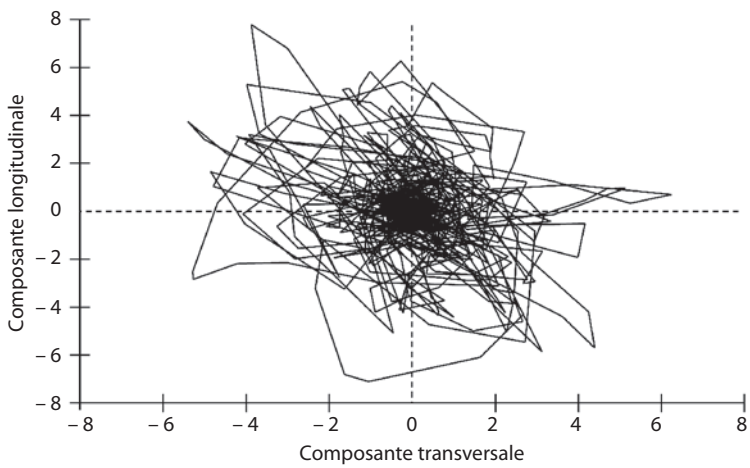


Figure 1.1-4 Déplacement d'un point ; séisme de Bam, 2003

Pour chaque séisme, on dispose des enregistrements (accélérogrammes) suivant les trois directions : nord-sud, est-ouest et verticale (Figures 1.1-5 à 1.1-7).

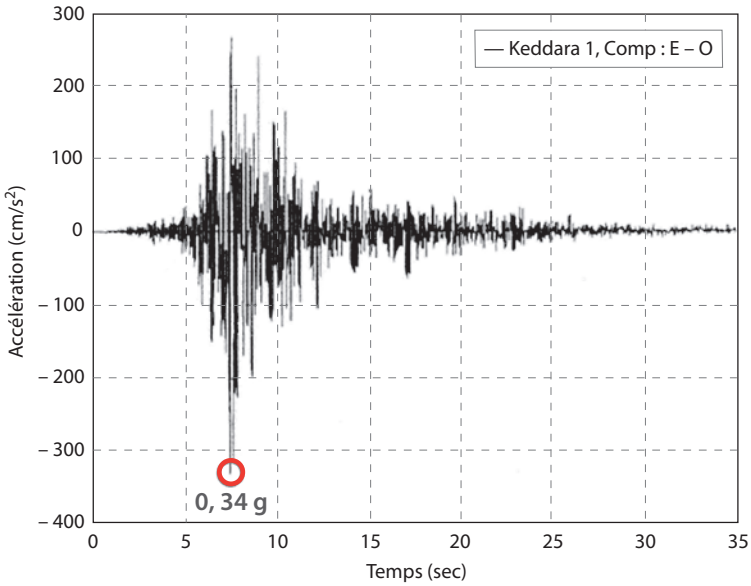


Figure 1.1-5 Enregistrement du séisme de Boumerdès (2003) selon la direction est-ouest à 20 km de l'épicentre

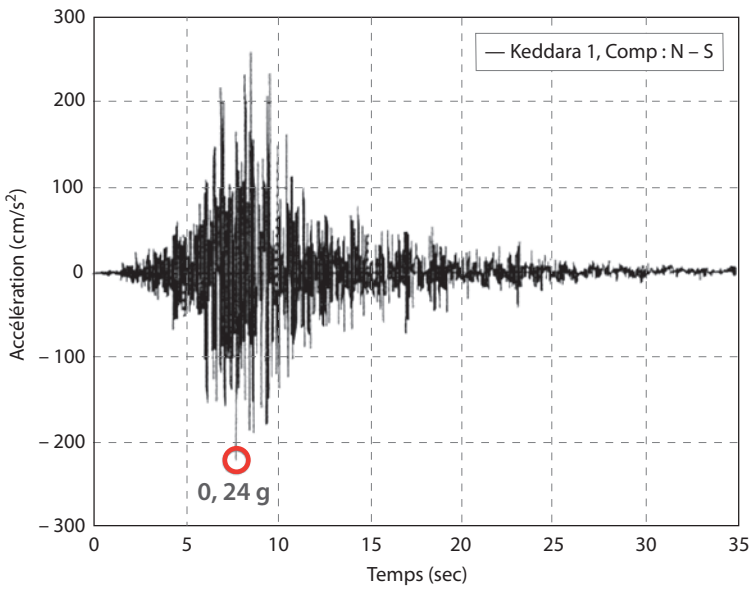


Figure 1.1-6 Enregistrement du séisme Boumerdès (2003) selon la direction nord-sud à 20 km de l'épicentre

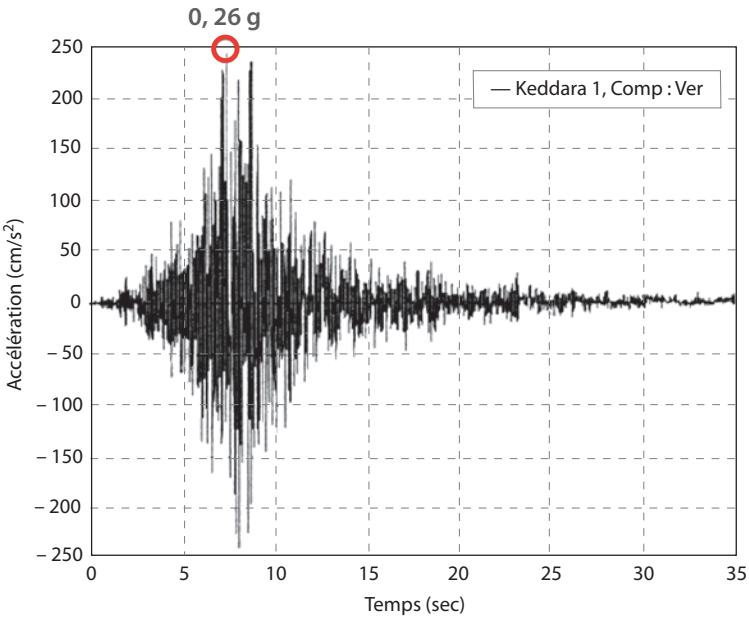


Figure 1.1-7 Enregistrement du séisme Boumerdès (2003) selon la direction verticale à 20 km de l'épicentre

Les dimensions d'une onde harmonique sont exprimées en termes de période T et de longueur L (Figure 1.1-8) :

- vitesse de l'onde : $$V = \frac{L}{T} \tag{1.9}$$
- fréquence de l'onde : $$f = \frac{1}{T} \tag{1.10}$$

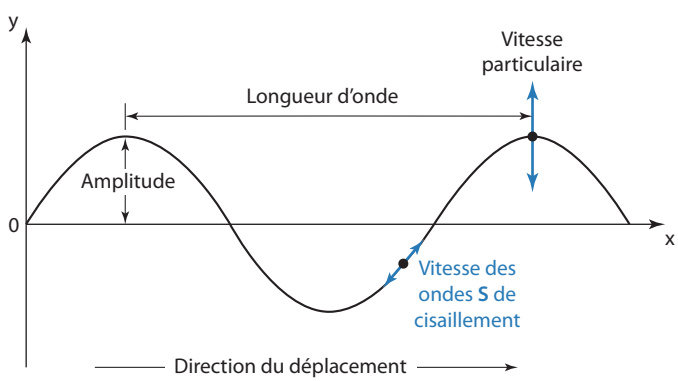


Figure 1.1-8 Longueur, amplitude et vitesse de l'onde sismique

Le déplacement des ondes sismiques met en mouvement des points du sol dont la vitesse maximale est donnée par la relation (Figure 1.1-2) [AFPS 90/5.5] :

$$V = \frac{a_N}{1\ \mathrm{m/s^2}} V_M \tag{1.11}$$

avec :

V, la vitesse maximum d'un point du sol (vitesse particulaire), en m/s

a_N, l'accélération nominale, en m/s^2

V_M, la vitesse maximum subie par un point du sol pour une accélération unité donnée en fonction des sites types, en m/s.

Classe de sol	V_M (m/s)
A	0,06
B	0,08
C	0,10
D	0,12

En génie parasismique, la gamme de fréquences significatives s'étend de 0,10 à 10 Hz. Il en résulte que les longueurs d'onde sont de quelques centaines de mètres pour les bons sols et peuvent descendre à quelques dizaines de mètres dans des terrains superficiels de qualité médiocre et donc devenir comparables aux dimensions des bâtiments.

Le problème de la propagation des ondes n'est pas complètement maîtrisé à ce jour. Sa connaissance permet d'apprécier les conséquences du mouvement sismique au voisinage de la surface, conséquences ayant trait au choix du site et au comportement du sol de fondation – glissements de terrain, tassements, liquéfaction – et à l'étude de l'interaction sol-structure.

Le comportement d'un site pendant le séisme peut être influencé de plusieurs manières par :

– la topographie de surface ;
– la topographie souterraine, les conditions géologiques.

Certaines particularités de ces topographies sont susceptibles de donner lieu à des amplifications dont les effets peuvent être groupés en trois familles :

– une modification du signal vibratoire entre la source (foyer) et l'endroit de la construction par effets géométriques (topographie, structure géologique) ou mécaniques (variation de propriétés de matériaux) : allongement de la durée de vibration, amplification et modification du spectre ;
– de « petits » mouvements de terrain (de l'ordre du décimètre) : les sols meubles à structure granulaire peuvent être compactés par les vibrations du sol, d'où il résulte, en surface, des tassements différentiels importants ;
– de « grands » mouvements de terrain (de l'ordre du mètre) avec les deux aspects suivants :
  – le séisme est déclencheur d'instabilité qui se serait produite de toute façon plus tard en l'absence du séisme : glissements, éboulements rocheux,
  – comme phénomène spécifique à la sollicitation vibratoire : mouvements de faille, seiches, tsunamis, liquéfaction.

Lorsqu'une onde heurte une surface de discontinuité séparant deux milieux (par exemple deux sortes de roches ou une roche et une couche alluvionnaire), il se produit des phéno-

mènes de réflexion et de réfraction semblables à ceux rencontrés en optique. De plus, il se produit des changements d'ondes, une onde incidente donnant en général naissance à des ondes longitudinales P et à des ondes de cisaillement S, éventuellement à des ondes de surface.

Quand les ondes P et S atteignent la surface du sol, la plus grande part de l'énergie qu'elles transportent est réfléchie vers l'intérieur de la croûte terrestre, de telle sorte que la surface est affectée presque simultanément par les ondes montantes et descendantes.

C'est pour cela qu'il se produit une amplification considérable des secousses près de la surface, amplification d'autant plus importante que le sol est de mauvaise qualité (alluvions).

Fondée sur ces considérations, l'hypothèse couramment admise en génie parasismique est de supposer que le mouvement horizontal résulte uniquement de la propagation verticale d'une onde S de cisaillement et le mouvement vertical de la propagation d'une onde P de compression.

Des simulations du mouvement du sol complétées par des constats après des séismes majeurs ont permis de mettre en évidence des zones d'amplification dans le cas d'un bedrock incliné surmonté d'un remplissage sédimentaire (Figure 1.1-9).

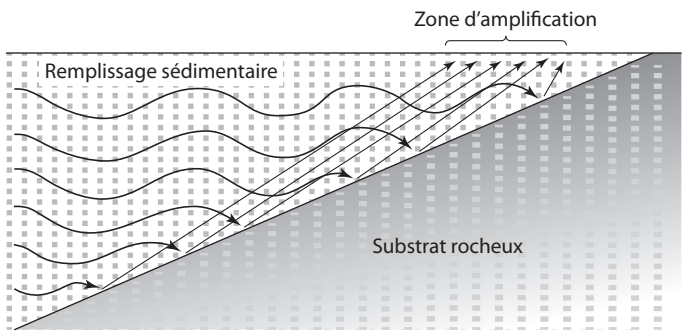


Figure 1.1-9 Amplification du mouvement sismique en cas d'encaissement du remplissage sédimentaire

On voit qu'en réalité le problème est très complexe. C'est pour cela que, dans la pratique pour les études d'interaction sol-structure (§ 4.3.4), le modèle d'ondes sismiques généralement considéré est celui d'ondes de volume se propageant verticalement à partir d'un bedrock horizontal supposé rigide.

La propagation verticale est justifiée pour les sites à stratigraphie horizontale ; en effet, les ondes sismiques de volume émises par la source se propagent d'abord dans les couches dures situées en profondeur et émergent à travers les couches superficielles plus molles avec un angle d'incidence proche de la verticale, ce qui justifie l'approximation d'une propagation verticale.

Dans les calculs, les ondes sismiques de volume ou de surface sont représentées par des expressions sinusoïdales (ce qui permet par superposition de reproduire une onde de forme quelconque).

L'action des ondes est très bien mise en évidence par l'analyse des mouvements élémentaires d'un bloc rigide (Figure 1.1-10) :

– les ondes longitudinales P à propagation verticale produisent un mouvement sismique de « pompage » → composante verticale, ascendante ou descendante ;
– les ondes de cisaillement S à propagation verticale produisent un mouvement sismique de « tamis » → composantes horizontales ;

– les ondes de surface, de Rayleigh à propagation horizontale, produisent un mouvement de « roulis » ;
– les ondes de surface, de Love à propagation horizontale, produisent un mouvement de « lacet ».

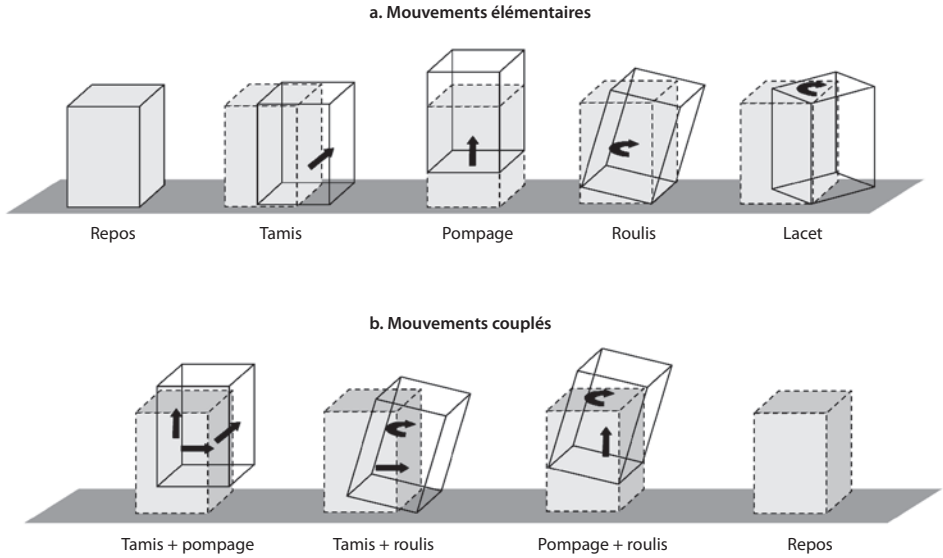


Figure 1.1-10 Réponses d'un corps rigide aux mouvements provoqués par l'action sismique

L'action des ondes de surface est facilement repérable en examinant l'état après séisme des voies de chemins de fer et des canalisations (Figures 1.1-11 et 1.1-12).

a) b) c)

Figure 1.1-11 Réponses des voies de chemins de fer aux mouvements provoqués par l'action sismique :
a) ondes de type Love en « lacet », Tokachi-Oki, 1968 ;
b) ondes de type Rayleigh en « roulis », Spitak, 1988) ;
c) ondes de type Love en « lacet », Northridge, 17 janvier 1994

a) b)

Figure 1.1-12 Réponses aux mouvements provoqués par l'action sismique :
a, b) ondes de type Rayleigh en « roulis », Mexico, 1985

1.2 Domaine fréquentiel des constructions

Quelle que soit la méthode de calcul, il est très utile, pour la maîtrise des résultats de calculs, de connaître a priori quel est l'ordre de grandeur des valeurs des périodes propres (fréquences propres).

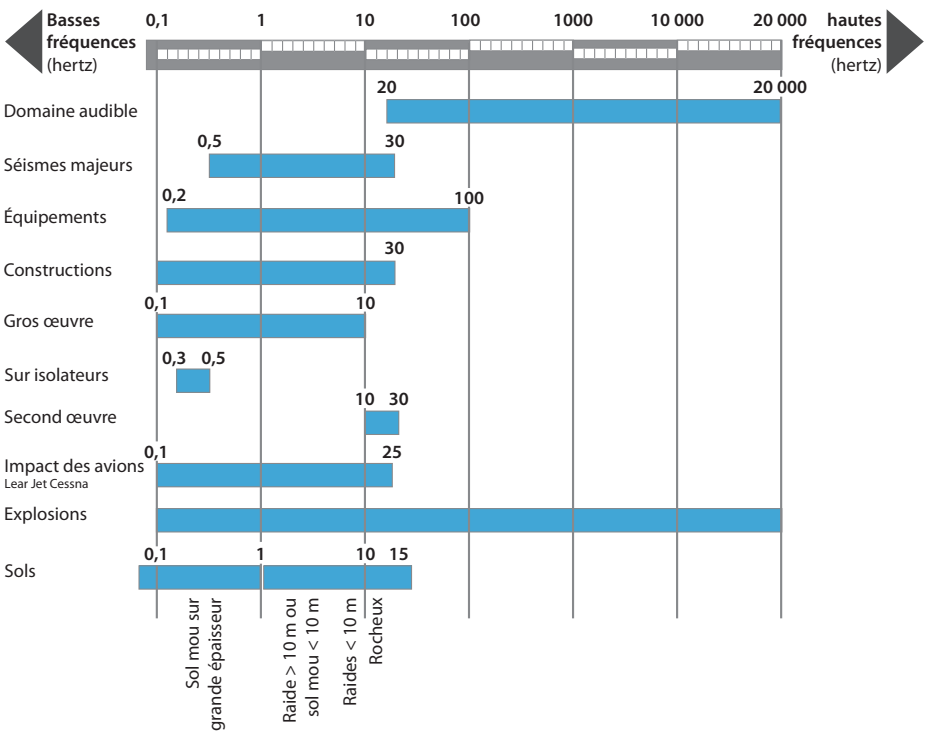


Figure 1.2-1 Les domaines de fréquences

Les domaines de fréquences sont définis dans le cas général par la Figure 1.2-1. On peut remarquer que les séismes se manifestent dans la gamme de fréquences de 0,5 à 20 Hz et que les ouvrages répondent dans la gamme de 0,1 à 10 Hz (Figure 1.2-2).

Plus particulièrement, les structures de bâtiments (gros-œuvre) peuvent être classées en (Figure 1.2-2) :

– rigides : $T < 0{,}3$ s ;
– moyennement rigides : $T \approx 0{,}3$ à $0{,}7$ s ;
– souples : $T \approx 0{,}7$ à $1{,}5$ s ;
– très souples : $T > 1{,}5$ s ;
– avec isolateurs sismiques : $T \approx 2{,}0$ à $3{,}0$ s.

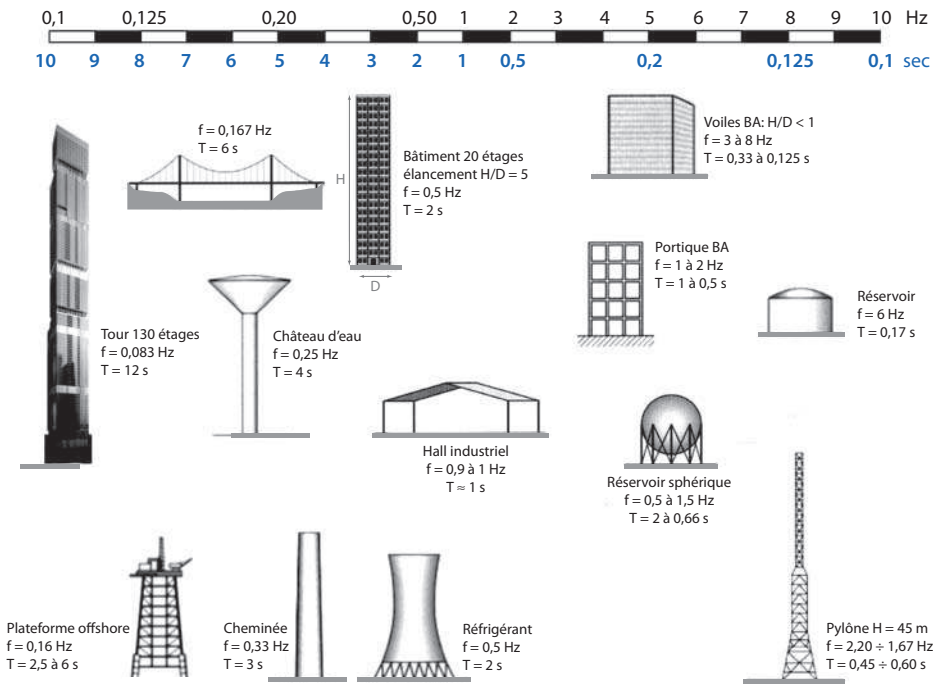


Figure 1.2-2 Le domaine fréquentiel des constructions

La méthode expérimentale, du bruit de fond (voir § 4.3.4.3) permet de déterminer la fréquence de résonance du sol et les fréquences du bâtiment (caractérisation *in situ*, § 7.5.3.3) à partir de l'enregistrement du bruit de fond sismique, en un point, par un capteur à trois composantes.

Le comportement dynamique des structures en situation réelle a été étudié par Bard [92-6] à partir des enregistrements obtenus par le réseau accélérométrique CSMIP. Les valeurs des périodes propres observées T_{obs}, qui tiennent compte de l'incidence du sol (Tableau 1.2-1), permettent de valider les méthodes de calcul forfaitaires des périodes.

Le renforcement des bâtiments après le séisme de Mexico de 1985, par l'introduction de voiles en béton armé, a permis de diminuer leurs périodes fondamentales (Tableau 1.2-2).

La réhabilitation des monuments historiques a été l'occasion d'étudier leurs comportements dynamiques. Le Tableau 1.2-3 donne les caractéristiques dynamiques de quatre monuments historiques.

Tableau 1.2-1 Périodes fondamentales mesurées sur des bâtiments réels d'après les enregistrements accélérométriques du CSMIP

Caractéristiques structurales, sol	**Nombre de niveaux (dessus/dessous)**	**Hauteur *H* (m)**	**Largeur *D* (m)**	**T_{obs} (s)**
Ossature métallique	2/1	7,7	38,1 42,9	0,33 0,30
Ossature métallique	4/0	16,0	63,7 32,6	0,49–0,61 0,49–0,61
Ossature métallique Radier, alluvions	13/0	49,5	54,0 54,0	1,9–2,7 1,9–2,7
Voiles + portiques BA	6/0	24,9	41,7 26,0	1,0–1,4 0,64–0,68
Voiles + portiques BA Radier, alluvions	10/1	37,8	57,9 25,0	0,78–0,90 0,60–0,63
Voiles BA	3/0	10,1	10,4 73,2	0,27–0,32 0,22
Voiles BA Semelles, alluvions	4/0	20,2	22,7 21,5	0,28 0,20
Voiles BA	4/1	16,2	41,9 33,3	0,56–0,66 0,38–0,43
Voiles BA Pieux, alluvions	10/0	29,3	63,9 19,4	0,58–0,64 0,39–0,41

Tableau 1.2-2 Périodes fondamentales calculées sur un bâtiment à Mexico avant et après renforcement

Caractéristiques structurales	**Nombre. de niveaux (dessus/dessous)**	**Hauteur *H* (m)**	**Largeur *D* (m)**	**T_{obs} (s)**
Portiques en béton armé, avant renforcement	13/1	50,10	59,4 16,2	2,14 2,70
Portiques en béton armé renforcés par des voiles en béton armé	13/1	50,10	59,4 + extensions 16,2 × 5,6	0,535 0,60

L'introduction des appuis parasismiques modifie la réponse des ouvrages : du fait de la souplesse de ces appuis, on obtient un système dont le mode fondamental de vibration consiste en une translation d'ensemble par rapport à la fondation. Ce mode est caractérisé par une période propre plus longue que celle du système initial. L'examen du spectre d'accélération (Figure 1.2-3) montre que les forces sismiques s'exerçant sur la structure se trouvent généralement réduites quand la période devient plus longue.

Tableau 1.2-3 Fréquences fondamentales de quatre monuments historiques

Caractéristiques structurales	Hauteur *H* (m)	Dimensions (m)	Fréquence (Hz)
Colonne Marcus Aurelius, Rome Blocs de marbre, solidarisés par des connecteurs métalliques	43,0	∅ = 3,60	2,08 (calculée) 1,24 (mesurée sur modèle)
Taj Mahal Maçonnerie de briques + marbre	58,0	50,0 × 60,0	2,05
Musée Hagia Sophia (537)	56,0	32,0 × 80,0 dôme ∅ = 31,0	1,85–2,10
Mosquée Süleymaniye (1537)	48,0	63 × 73 dôme ∅ = 27,5	3,35–3,50

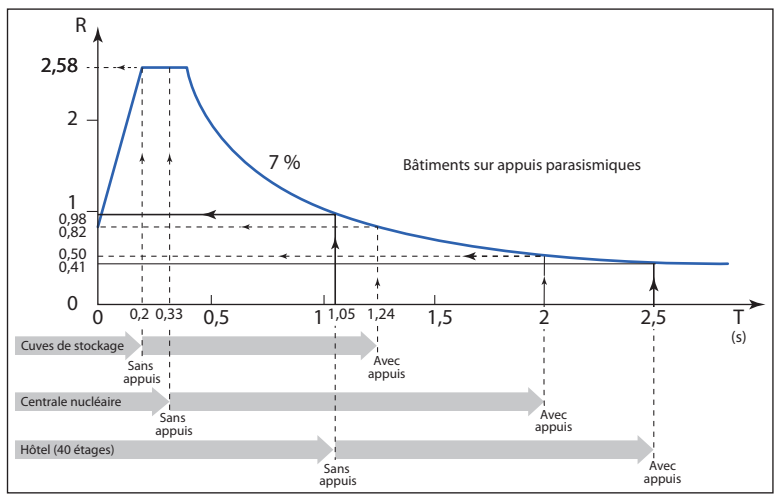


Figure 1.2-3 Modification de la réponse des ouvrages dans le cas des appuis parasismiques

Si la fréquence fondamentale du bâtiment est telle que la réponse élastique correspond à l'amplification maximale du spectre, on a la résonance. Ceci donne, par rapport à l'accélération maximale du sol, un facteur d'amplification qui est normalement de l'ordre de 2,5 pour un amortissement de 5 %. Calcul normalement effectué pour les projets des nouveaux bâtiments. Par contre, pour les bâtiments existants, être ou ne pas être à la résonance influe directement sur la vulnérabilité sismique.

1.3 Perception des séismes et réactions humaines

1.3.1 Perception et réactions

Le regain d'intérêt pour le risque sismique, à l'occasion de chaque séisme important, ne doit pas masquer le fait que la prise de conscience de la population, des milieux professionnels et de la puissance publique ne se fait que très progressivement.

Il n'est pas facile de déterminer le rôle exact de la prise de conscience et de l'expérience acquise suite aux séismes, pour faire des interprétations ou pour choisir l'action à entreprendre. On est au courant de l'activité sismique passée par ouï-dire et par les moyens d'information directs suite à un tremblement de terre.

Il apparaît donc que la prise de conscience est un stimulant nécessaire mais non suffisant pour inciter à l'action.

Pour l'essentiel, cela signifie qu'on a, en général, tendance à surestimer la probabilité des événements que l'on souhait et à sous-estimer la probabilité de ceux que l'on redoute. On sait que la probabilité de l'occurrence d'un séisme majeur n'est pas nulle. Malgré tous les progrès accomplis ces dernières années pour donner à la prévention parasismique une dimension scientifique qui dépasse sa dimension empirique originelle, la sismologie reste encore une science explicative et non une science prédictive.

Dès lors qu'on admet la potentialité du risque et l'impossibilité de le prévenir, la seule prévention valable reste la construction parasismique.

Il faut donc mettre en place une démarche de prévention pour que l'habitude ne fasse pas oublier le risque (Tazieff [62-1]).

Le choix de cette démarche est plus ou moins conscient, plus ou moins explicite, mais toujours pragmatique : « Faire ce qu'on dit et le faire avec constance… »

Dans l'apport réciproque à la conception de l'ouvrage, le paramètre essentiel est la collaboration totale entre les concepteurs (architectes, ingénieurs) et les constructeurs (entreprises, ouvriers BTP).

Les mouvements vibratoires des bâtiments sous l'action des séismes peuvent provoquer, surtout chez les personnes sensibles, des troubles nerveux assez importants. Il semble que l'origine de ces troubles se trouve [72-1/B.10] dans l'accélération du mouvement vibratoire et ceci pour deux raisons :

– la fréquence dominante du mouvement coïncide avec la fréquence propre du bâtiment et on obtient un phénomène de résonance qui amplifie les oscillations d'une manière conséquente ;
– les fréquences propres de la structure sont proches de celle du corps humain avec des conséquences sur les réactions.

La réaction humaine aux mouvements vibratoires (Figure 1.3-1) se situe [2005-1/p. 238] dans le domaine fréquentiel compris entre 0,1 et 10 Hz (T = 10–0,1 s) :

f = 3–3,5 Hz (T = 0,33–0,16 s) → position couchée
f = 4–6 Hz (T = 0,25–0,16 s) → position assise
f = 5–12 Hz (T = 0,20–0,08 s) → position debout
f = 3 Hz (T = 0,33 s) → sollicitation de la tête
f = 2 Hz (T = 0,50 s) → sollicitation des épaules

La réaction (confort) des occupants est fonction de la fréquence (période) propre de la structure, de l'amplitude des oscillations et donc des accélérations :

< 0,005 g → pas de perturbations
0,005 à 0,015 g → seuil de la perceptibilité des mouvements
0,015 à 0,10 g → désagréable
0,10 à 0,25 g → intolérable
≈ 0,10 g → démarrage d'un autobus
> 0,20 g → difficile à garder la position debout de marche

À partir de ces constats de perception-réaction, les diverses prescriptions limitent l'amplitude de déformation à environ 1/1 000 à 1/500 de la hauteur du bâtiment.

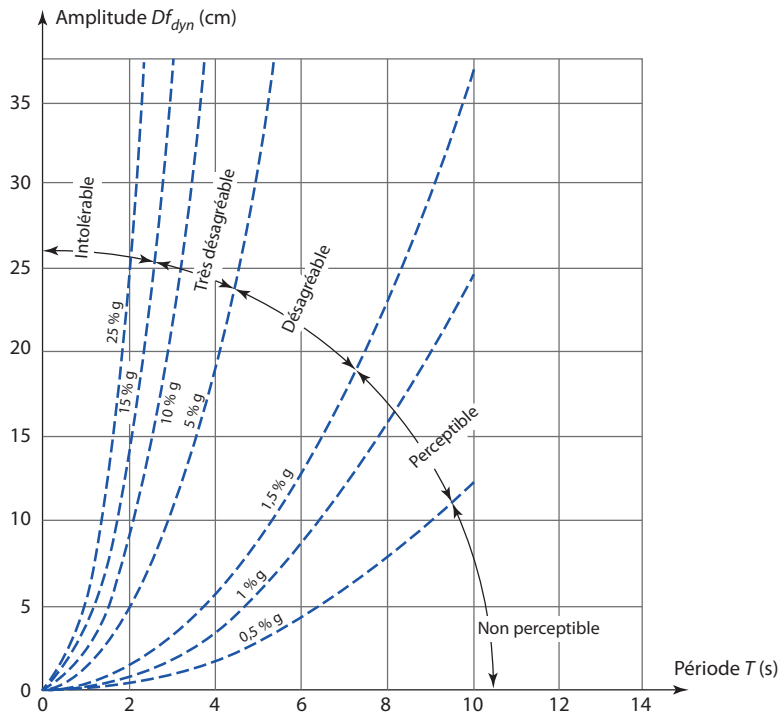


Figure 1.3-1 Critères de perception des occupants [1967-1]

1.3.2 Faut-il évacuer le bâtiment en cas de tremblement de terre ?

Le séisme et l'incendie induisent, en général, la réaction de vouloir se mettre à l'abri et quitter le plus rapidement le bâtiment. Même si le bâtiment a été construit suivant les règles parasismiques, la tendance à vouloir quitter le bâtiment est très forte.

L'évacuation du bâtiment (Figure 1.3-2) dépend d'un ensemble de paramètres importants :

– le nombre de personnes et leur état de santé ;
– la position par rapport aux issues (cages d'escalier) ;
– la complexité de bâtiments, couloirs.

En tout cas, ne pas prendre l'ascenseur.

Non, on n'évacue pas un bâtiment réputé comme étant une « construction parasismique ».

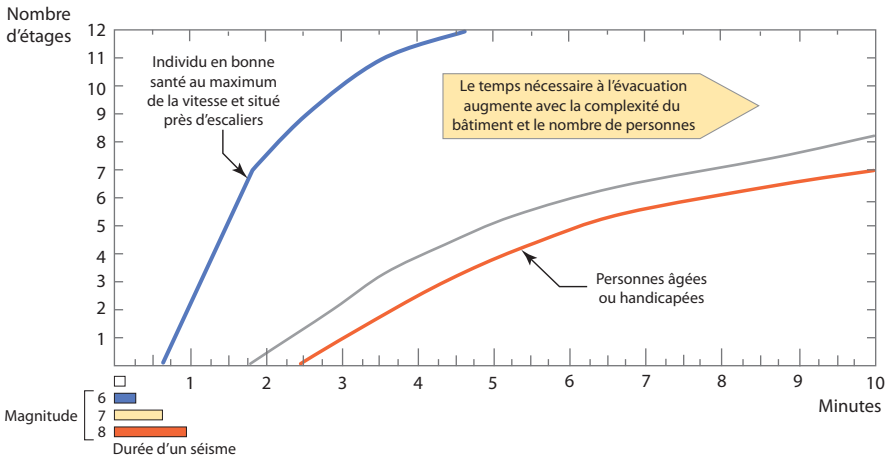


Figure 1.3-2 Temps nécessaire à l'évacuation d'un bâtiment à étages

1.3.3 La résonance

Sous la forme la plus générale, l'onde sismique (§ 1.1) représente un signal déterminé par une fonction *f*, comme combinaison d'ondes de toutes les fréquences possibles. On l'appelle la transformée Fourier de l'onde. Elle remplace le signal original par son spectre (§ 4.1.3) : une liste d'amplitudes (accélérations, vitesses, déplacements) et de fréquences ; on passe du domaine de temps à celui des fréquences.

Ainsi, la transformée de Fourier des vibrations produites par un tremblement de terre révèle, entre autres choses, les fréquences auxquelles les secousses du sol transmettent la plus grande énergie. Un bâtiment possède ses propres modes vibratoires, qui le feront entrer en résonance avec le séisme si ses fréquences sont identiques à celles du séisme.

Les fréquences des ondes sismiques s'obtiennent par enregistrements et celles du bâtiment par calcul.

Pour un bâtiment nouveau ou la réhabilitation d'un existant, si on est en « résonance » on prend en compte dans les calculs les amplifications spectrales (palier du spectre). Il s'agit de la valeur maximale de la réponse spectrale d'un bâtiment.

Pour éviter ces amplifications, on peut interposer entre le sol et le bâtiment des isolateurs sismiques (voir Chapitre 6).

1.4 Fiabilité, importances des bâtiments, exigences

Mexico, 2002

Les bases de calcul des structures définies par l'Eurocode 0 sont destinées à être utilisées avec tous les eurocodes structuraux de l'EC1 à EC8 pour :

- la conception structurale des bâtiments et ouvrages de génie civil ;
- les aspects géotechniques ;
- la résistance à l'incendie ;
- les situations sismiques ;
- l'exécution ;
- les structures provisoires ;
- le diagnostic des bâtiments existants en vue de renforcement et des modifications.

Pour un bon usage des eurocodes, il est important de retenir les explications des termes qui peuvent présenter une ambiguïté dans l'interprétation d'un article. L'annexe nationale à l'EC8 de décembre 2013 précise :

- seules les formes verbales « doit » et « doivent » sont utilisées pour exprimer une ou des exigences qui doivent être respectées ;
- les expressions telles que « il convient » et « il est recommandé » sont utilisées pour exprimer une possibilité préférée mais non exigée ;
- les formes verbales « peut » et « peuvent » sont utilisées pour exprimer une suggestion ou un conseil utile mais non obligatoire ;
- la forme verbale « il est loisible » sous-entend la libre volonté de l'utilisateur.

L'Eurocode 8 n'est pas un texte autonome et, dans son application, il doit être systématiquement utilisé avec les autres eurocodes.

Les ouvrages de structure des bâtiments sont conçus, dimensionnés et justifiés à partir d'un ensemble d'hypothèse et de règles constituant un corpus cohérent de textes constitué par les eurocodes.

Tout panachage de textes issus de corpus différents (corpus français habituel) peut avoir des conséquences graves pour l'ouvrage concerné.

Dans le cadre de l'EN 1998, les territoires nationaux sont divisés par les autorités nationales (décret du 22 octobre 2010 [10-1]) en zones sismiques, en fonction de l'aléa local. Par définition, à l'intérieur de chaque zone, l'aléa peut être supposé constant [EC8-1/3.2.1-(1)P].

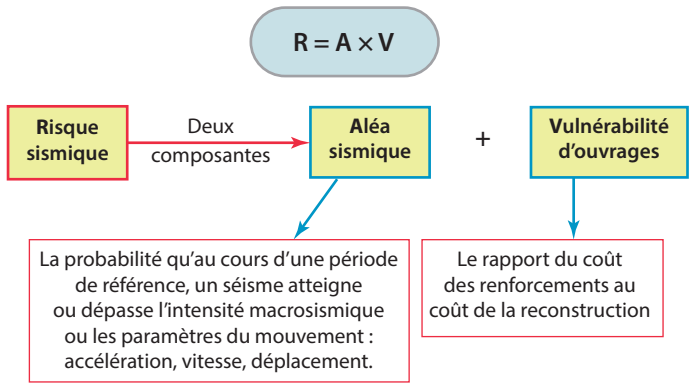


Figure 1.4-1 Risque sismique : convolution entre l'aléa sismique et la vulnérabilité d'ouvrage

La prise en compte des actions sismiques ne repose pas sur l'estimation des effets maximum (comme c'est le cas dans le domaine de la sûreté nucléaire et des installations classées), ni sur les valeurs caractéristiques liées à une probabilité de dépassement de ces effets, mais sur la définition de valeurs nominales des accélérations imposées par les autorités nationales. Elles traduisent un choix (celui de l'intensité du séisme contre lequel on veut se protéger) résultant d'un compromis entre l'aléa sismique et le surcoût économique des dispositions parasismiques (décret et arrêté du 22 octobre 2010).

Bien entendu, le maître d'ouvrage peut conférer un niveau de protection supérieur suivant l'intérêt qu'il attache à son investissement ou à sa propre sécurité. Il aura à examiner les différents critères et devra tenir compte des conséquences des actions entreprises lors du choix des niveaux de protection, avec comme objectif de :

– chercher la rentabilité maximale des précautions prises ;
– se prémunir contre les événements rares et de grandes ampleurs, considérés comme inacceptables ;
– prendre en compte des aspects hors rentabilité, en ce qui concerne les pertes ;
– tenir compte de la vulnérabilité du bâti existant et envisager, par exemple, le surclassement des établissements scolaires, gymnases, etc.

1.4.1 Bâtiments nouveaux : probabilité d'occurrence de l'action sismique

Selon l'approche probabiliste [05-6/4.2], un ouvrage est réputé sûr si la probabilité de sa ruine est inférieure à une valeur donnée à l'avance, valeur qui dépend de nombreux facteurs comme la durée t de vie escomptée du bâtiment, les conséquences engendrées par sa ruine, la sauvegarde de vies et certains critères économiques tels que la valeur de remplacement. Le fait que,

pour une construction donnée, il soit illusoire de viser la sécurité « absolue » peut être choquant : le problème de la sécurité des personnes se pose en termes de probabilité.

La méthode probabiliste d'analyse de la sécurité suppose une analyse complète des facteurs aléatoires dont l'origine se trouve dans une multitude d'incertitudes (voir § 1.8.1).

Les différents niveaux de fiabilité sont obtenus en multipliant les actions sismiques de référence par un coefficient d'importance fonction des périodes de retour T.

On peut établir (équation 1.4.1-1), les correspondances entre les périodes de retour T du mouvement du sol, les probabilités de dépassement p et les durées de référence t de vie à partir de l'expression suivante :

$$T = -\frac{t}{\mathrm{Ln}(1-p)} \qquad (1.4.1\text{-}1)$$

La valeur caractéristique de l'action sismique a été calée sur une probabilité de dépassement de 10 % en t = 50 ans. On a donc, d'après l'équation 1.4.1-1 :

$$T = -\frac{50}{\mathrm{Ln}(0,90)} = 474{,}6 \text{ ans} \approx 475 \text{ ans}$$

Tableau 1.4-1 Relation entre la période de retour *T*, la probabilité de dépassement *p* et la durée de vie *t*

Probabilité *p* (%) de dépassement sur la durée *t* ans du mouvement du sol	**Durée de vie de *t* années considérée pour l'ouvrage (ans)**		
	***t* = 10 ans**	***t* = 50 ans**	***t* = 100 ans**
0,1	9 995	49 975	99 950
1	995	4 975	9 950
10	95	475	950
63	10	50	100

Ainsi [EC8-1/2.1(1)P], la période de retour de référence de T_{NCR} = 475 ans correspond à une probabilité de dépassement de 10 % sur une durée de 50 ans (assimilée à la durée de vie des ouvrages courants). On remarquera que sur une période de 100 ans la probabilité de subir un mouvement sismique de période de retour 100 ans est de 63 %.

Étant admis que l'accélération et la période de retour correspondante sont reliées par une loi en puissance avec un exposant de l'ordre de –3 (qui peut être affiné par une étude d'aléa spécifique), un changement de période de retour considérée T, par rapport à une période de référence T_{NCR} (475 ans), se traduit par le coefficient d'importance introduit dans l'Eurocode 8 :

$$\gamma_i = \left(\frac{T}{T_{NCR}}\right)^{-\frac{1}{y}} \approx \left(\frac{T}{T_{NCR}}\right)^{-\frac{1}{3}} \qquad (1.4.1\text{-}2)$$

En considérant la valeur de 3 pour l'exposant y [EC8-1/2.1-(4) Note], il apparaît qu'une période de retour de 820 ans est associée à un coefficient d'importance de 1,2 (catégorie d'importance III) et une période de retour de 1 300 ans pour une catégorie d'importance IV avec un coefficient 1,4.

Le coefficient d'importance est donc majorateur de l'action sismique, c'est-à-dire que l'on cherche à se prémunir d'actions sismiques qui ont une période de retour plus élevée (voir

Tableau 1.4-2) que celle d'un bâtiment conventionnel dont le coefficient d'importance vaut $\gamma_i = 1$. On a donc :

$$\gamma_i = 1 \rightarrow T = 475 \text{ ans}$$
$$\gamma_i = 1{,}2 \rightarrow T = 820 \text{ ans}$$
$$\gamma_i = 1{,}4 \rightarrow T = 1\,300 \text{ ans}$$

Ainsi, au lieu de définir les niveaux de séisme à prendre en compte dans les différentes régions de France sur la base du retour d'expérience et de l'histoire, ceux-ci sont désormais associés à une période de retour de référence, plus ou moins pondérée en fonction de l'importance de l'ouvrage et de sa durée d'utilisation prévue.

Les études faites [FD P 06-031/2.1-(1)P], notamment par l'AFPS (Association française du génie parasismique), pour interpréter les choix opérés montrent que ceux-ci correspondent à des périodes de retour différentes selon les zones de sismicité, en général supérieures à 475 ans. Cette question concerne toutes les parties des NF EN 1998.

1.4.2 Catégories d'importance des bâtiments

Le niveau de protection parasismique est modulé suivant l'enjeu de la structure par l'intermédiaire des catégories d'importance. Les bâtiments, équipements et installations de la classe dite « à risque normal » sont répartis en quatre catégories d'importance différentes, selon le risque potentiel de pertes de vies humaines et les conséquences économiques et sociales en raison de la ruine de la structure.

Tableau 1.4-2 Classement de bâtiments nouveaux en fonction des conséquences

Catégories d'importance, coefficients d'importance		Situations
I	Ceux dont la défaillance ne présente qu'un risque minime pour les personnes ou l'activité économique. $\gamma_i = 0{,}8 \rightarrow T = 225$ ans	Les situations où les risques pour les vies humaines et les conséquences économiques et sociales d'une ruine des équipements et installations sont faibles ou négligeables.
II	Ceux dont la défaillance présente un risque moyen pour les personnes. $\gamma_i = 1 \rightarrow T = 475$ ans	Les situations correspondant à un risque moyen pour les pertes humaines et à des conséquences économiques ou sociales locales d'une rupture des équipements et installations.
III	Ceux dont la défaillance présente un risque élevé pour les personnes et ceux présentant le même risque en raison de leur importance socio-économique. $\gamma_i = 1{,}2 \rightarrow T = 820$ ans	Les situations correspondant à un risque élevé pour les vies humaines et à d'importantes conséquences économiques et sociales d'une ruine des équipements et installations.
IV	Ceux dont le fonctionnement est primordial pour la sécurité civile, pour la défense ou pour le maintien de l'ordre public. $\gamma_i = 1{,}4 \rightarrow T = 1\,300$ ans	Les situations correspondant à un risque exceptionnel pour les vies humaines et à des conséquences économiques et sociales extrêmes d'une ruine des bâtiments, équipements et installations.

Un coefficient d'importance γ_i au sens de l'Eurocode 8 [EC8-1/4.2.5] est attribué (Tableau 1.4-2) à chacune des catégories d'importance des équipements et installations en fonction des objectifs (Figure 1.4-2) attendus (exigences).

Pour les bâtiments constitués de diverses parties relevant de catégories d'importance différentes, c'est le classement le plus contraignant qui s'applique à leur ensemble [10-3/art. 2-1].

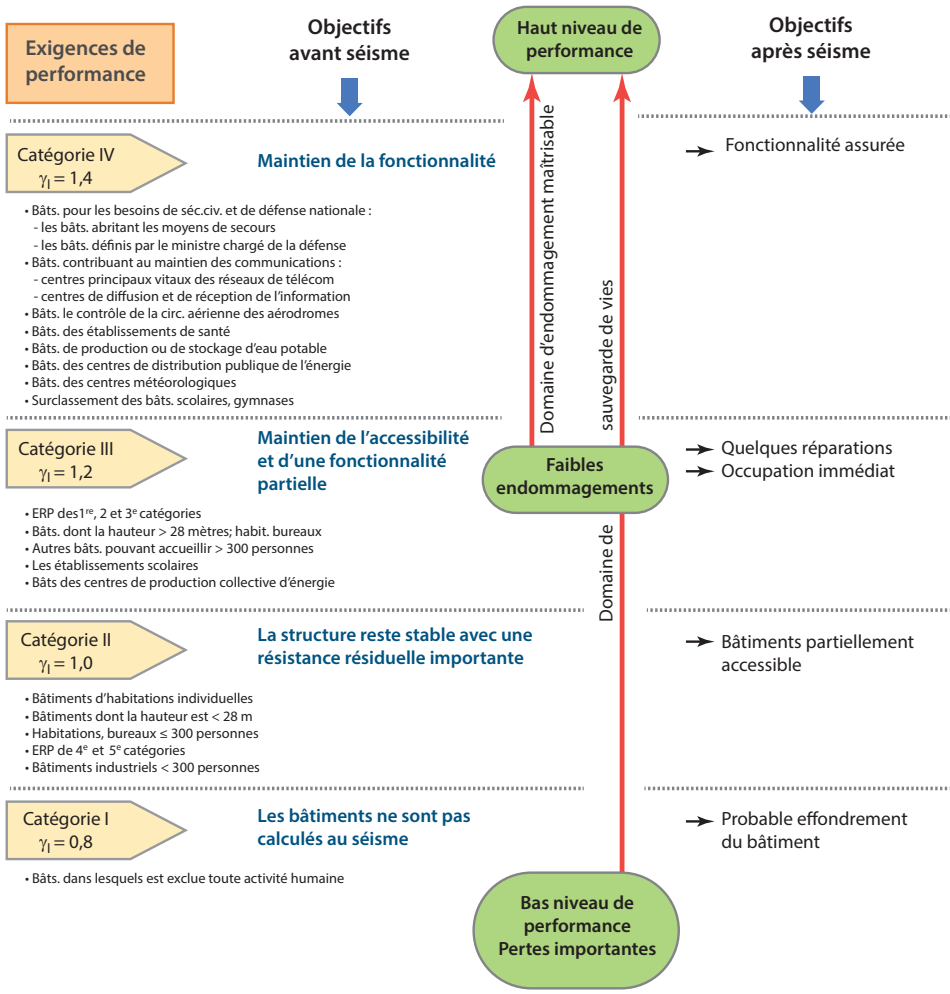


Figure 1.4-2 Catégorie d'importance et objectifs performantiels, avant et après séisme

1.4.3 Bâtiments existants : probabilité d'occurrence de l'action sismique

Dans la démarche volontaire (programme « actif ») de renforcement des bâtiments, l'exigence à retenir et l'état limite correspondant sont fixés par le maître d'ouvrage.

Les exigences fondamentales de l'Eurocode 8-3 « Évaluation et renforcement des bâtiments existants » caractérisent trois états limites [EC8-3/2.1-(3)P] par rapport auxquels on veut se prémunir (définition même de l'état limite) :

- **État limite de « quasi-effondrement »** (NC). La structure est fortement endommagée, avec une résistance et une rigidité latérales résiduelles faibles, bien que les éléments verticaux demeurent capables de supporter les charges verticales. La plupart des éléments non structuraux se sont effondrés et en partie les éléments structuraux. Des déplacements

permanents importants sont observés. La structure est proche de l'effondrement et ne résisterait vraisemblablement pas à un autre séisme, même d'intensité modérée. L'état limite de quasi-effondrement défini ci-dessous est plus proche de l'effondrement réel du bâtiment et correspond à l'exploitation maximale de la capacité de déformation des éléments structuraux. Pour un ouvrage neuf, cet état correspond à une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans. On a donc, d'après 1.4.4-1 :

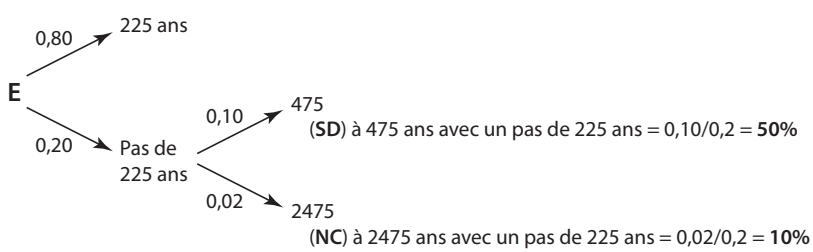
$$T = -\frac{50}{\mathrm{Ln}(0,98)} = 2\,474{,}9 \text{ ans} = 2\,475 \text{ ans}$$

- **État limite de « dommages significatifs » (SD).** La structure est endommagée de manière significative, avec une certaine résistance et une certaine rigidité latérale résiduelle, les éléments verticaux étant capables de supporter les charges verticales. Les éléments non structuraux sont endommagés, bien que les cloisons de remplissage n'aient pas subi de rupture hors plan. Des déplacements permanents modérés sont observés. La structure peut supporter des répliques d'intensité modérée. La réparation de la structure est vraisemblablement non rentable. L'état limite associé à l'exigence de « non-effondrement » défini pour les bâtiments nouveaux équivaut globalement à celui défini ci-dessus comme l'état limite de dommages significatifs (SD) 475 ans, correspondant à une probabilité de dépassement de 10 % en 50 ans.
- **État limite de limitation des dommages (LD).** La structure n'est que faiblement endommagée, ses éléments structuraux n'ayant pas subi d'incursion post-élastique significative et conservant leurs propriétés de résistance et de rigidité. Les éléments non structuraux, tels que les cloisons et les remplissages, peuvent relever une fissuration répartie, mais la réparation du dommage demeure rentable. Les déplacements permanents sont négligeables. La structure ne requiert aucune mesure de réparation. Pour un bâtiment nouveau, l'état limite de limitation des dommages (LD) à 225 ans, correspondant à une probabilité de dépassement de 20 % en 50 ans.

Si, par exemple, l'on retient pour la vérification d'un bâtiment une action sismique qui a 225 ans de période de retour (LD), on accepte une probabilité de 80 % de non-dépassement et de 20 % de dépassement sur une période de 50 ans.

Dans la probabilité de dépassement de 20 % sur 50 ans, on a :

– une probabilité de 10 % que le mouvement correspondant à une période de retour de 475 ans soit dépassé et donc 50 % de probabilité que le mouvement à 225 ans de période de retour soit dépassé avec un niveau supérieur ou égal à celui de 475 ans ;
– une probabilité de 2 % que le mouvement correspondant à une période de retour de 2 475 ans soit dépassé et donc 10 % de probabilité que le mouvement à 225 ans de période de retour soit dépassé avec un niveau supérieur ou égal à celui de 2 475 ans.



Le niveau d'accélération correspondant à la période de retour retenue est à valider une fois analysé la capacité sismique résistante du bâtiment.

La période de retour d'un événement ne conditionne pas sa fréquence réelle d'occurrence.

Si par contre on se trouve dans le cas d'un bâtiment existant et en fonction de l'importance des travaux, l'arrêté du 22 octobre 2010 introduit une minoration de l'accélération au sol considérée pour le dimensionnement d'un ouvrage neuf, par l'introduction d'un coefficient réducteur de 0,6. Ainsi, le coefficient d'importance considéré pour un bâtiment neuf de catégorie III de $\gamma_i = 1{,}2$ devient, pour un bâtiment existant, $\gamma_i = 1{,}2 \times 0{,}6 = 0{,}72$. Il correspond à une période de retour 195 ans.

1.4.4 Exigences fondamentales

Les exigences de base définies par l'Eurocode 0 [EC0/2.1] sont résumées dans le Tableau 1.4-3.

Tableau 1.4-3

Exigences	Objectifs
Conception et réalisation pour sa durée de vie escomptée/fiabilité	Résister à toutes les actions susceptibles d'intervenir pendant l'exécution et l'utilisation Rester adaptée à l'usage pour lequel elle a été conçue
Conception et dimensionnement	Résistance structurale Aptitude au service Durabilité
Conception et réalisation pour ne pas être endommagée de façon disproportionnée par rapport à la cause initiale	Résistance à l'explosion Résistance au choc Conséquences d'erreurs humaines
Éviter ou limiter les dommages potentiels par le choix approprié d'une ou plusieurs mesures	Choisir un type de structure peu vulnérable aux dangers potentiels considérés Choisir un type de structure et un dimensionnement de façon appropriée à la disparition accidentelle d'un élément individuel ou à un dommage localisé d'ampleur acceptable Éviter les systèmes structuraux susceptibles de s'effondrer sans signe précurseur Solidariser les différents éléments de la structure

Figure 1.4-3 Vancouver, 2004 ; constructions après le séisme d'Anchorage de 1964

En zone sismique, les structures doivent être conçues et construites de sorte que les exigences suivantes soient respectées, chacune avec un degré de fiabilité adéquate [EC8-1/2.1-(1)P] et en choisissant pour chacun des états limites une période de retour relative à l'action sismique :

- Exigence de non-effondrement → états limites ultimes (obtenir l'intégrité)
  - La structure doit être construite de manière à résister à des actions sismiques de calcul définies, sans effondrement local ou général, pour conserver ainsi son intégrité structurale et une capacité portante résiduelle après séisme. Le niveau d'agression correspond à une probabilité de 10 % de dépassement sur 50 ans (cette probabilité de 10 % sur 50 ans correspond à une période de retour de 475 ans). C'est l'action sismique de référence. La structure doit en outre, après cet événement, conserver une capacité résiduelle suffisante (notamment vis-à-vis des charges permanentes).

    La résistance et la capacité de dissipation d'énergie à conférer à la structure dépendent de la façon dont on fait appel à son comportement non linéaire. En pratique, un tel arbitrage entre résistance et capacité de dissipation d'énergie est caractérisé par les valeurs du coefficient de comportement q et les classes de ductilité associées [EC8-1/2.2.2-(2)].
  - Il doit être vérifié que la structure reste stable sous l'action sismique de calcul vis-à-vis du renversement et du glissement [EC8-1/2.2.2-(3)P ; /4.4.2.4-(1)P ; EC0/6.4.3.4].
- Exigence de limitation des dommages → états limites de limitation de dommages (obtenir le niveau de fonctionnement minimal)
  - Un degré approprié de fiabilité vis-à-vis de dommages inacceptables [EC8-1/2.2.3-(1)P] doit être assuré pour la structure en cas d'action sismique présentant une probabilité de se produire plus importante que les actions sismiques de calcul. Il s'agit d'un séisme avec une période de retour plus faible. Le niveau de séisme visé correspond à une probabilité de dépassement de 10 % sur 10 ans (cette probabilité de 10 % sur 10 ans correspond à une période de retour de 95 ans).
  - En l'absence d'informations plus précises, le coefficient de réduction $\nu = 0{,}4$ [10-3/2-IV] appliqué à l'action sismique de calcul peut être utilisé pour obtenir l'action sismique permettant de vérifier l'exigence de « limitation des dommages ».
  - Pour l'utilisation du coefficient de réduction ν, il est implicitement supposé [EC8-1/4.4.3.2-(2)] que le spectre de réponse élastique de l'action sismique pour lequel l'exigence « de limitation des dommages » doit être respectée a la même forme que le spectre de réponse élastique de l'action sismique correspondant à l'exigence de « non-effondrement ».

L'état limite de limitation des dommages est basé sur un séisme de période de retour plus courte [FD P 06-031/2.2.1-(1)P] que celle du séisme de référence défini par l'arrêté du 22 octobre 2010, donc d'amplitude plus faible. Pour les bâtiments courants, ce séisme réduit est caractérisé par une accélération au sol égale à $\nu = 0{,}4$ fois celle du séisme de référence. Les vérifications à effectuer portent, dans ce cas, sur les déformations et non sur les contraintes. Dans le cas de l'état limite de limitation des dommages, le domaine de comportement dans lequel se situe la structure dépend du coefficient de comportement qui a été choisi pour justifier de l'état limite ultime. Approximativement, lorsque $q > 1{,}5$, le comportement est post-élastique et il n'est en principe pas possible d'effectuer une vérification aux contraintes admissibles.

1.4.5 Exigences générales et performances pour les constructions de toute catégorie

Pour satisfaire à ces exigences (voir § 1.4.4) fondamentales [EC8-1/2.2.1-(2)P], limiter les incertitudes et favoriser le bon comportement des structures sous l'effet d'actions sismiques, il faut, dans l'établissement du projet (phase de conception) et dans la phase d'exécution, prendre en compte les aspects suivants et effectuer les vérifications de sécurité [EC8-1/4.4] conformément au § 1.9.

a) Lors de la phase « projet », s'attacher d'abord à la conception architecturale, en tenant compte de la fonction de l'édifice et des sujétions d'exploitation propres à cette fonction.

   Rechercher aussitôt après le type de structure qui s'adapte le mieux à ce parti. Ce choix est conditionné par des considérations esthétiques et économiques.

   Il convient, d'ailleurs, de souligner la dépendance dans laquelle se trouvent, dès l'avant-projet, l'architecture et la structure, le choix de cette dernière risquant d'influencer le parti architectural lui-même au point de l'assujettir, dans certains cas, à des nécessités d'ordre purement technique.

b) Avant toute étude de structure, savoir que la conception d'une construction dans le cadre d'une situation normale sans le risque sismique et son incorporation a posteriori dans le cas d'une situation sismique est une mauvaise méthode ; qu'il ne peut en résulter que des dépenses supplémentaires.

c) Intégrer le fait que les exigences de sécurité propres aux situations sismiques sont définies par les règlements.

   Elles s'ajoutent aux exigences définies dans des situations non sismiques, mais les dispositions auxquelles elles conduisent ne se superposent pas, pour autant, aux dispositions du projet habituel.

   Bien souvent, elles conditionnent le choix structural et le projet lui-même.

d) Prendre en considération les aspects particuliers propres aux situations sismiques dès les premières phases de la conception et arrêter le parti constructif en conséquence : c'est la seule façon de préserver un maximum de liberté de conception.

   L'expérience montre, en effet, que des ouvrages de mauvaise conception parasismique peuvent subir des désordres importants, voire un effondrement, même pour de faibles séismes.

e) Ne pas oublier qu'un séisme est, pour une construction, une sorte d'épreuve de vérité au cours de laquelle sont infailliblement sanctionnés tous les manquements aux règles de bonne construction. Il est, par ailleurs, important de savoir que le bon comportement d'une structure et de ses composantes (second œuvre et équipements) est, entre autres, directement fonction de ses possibilités de déplacement, celui-ci devant être compatible avec la destination de l'ouvrage.

f) Noter, par ailleurs, que les règles parasismiques sont, par excellence, des textes fréquemment révisés. Les progrès rapides en génie sismique, l'amélioration des méthodes d'évaluation de l'aléa sismique, l'expérience sur le comportement des ouvrages fournis par les régions soumises à des séismes majeurs obligent à cette remise en question quasi permanente.

   Les enseignements tirés de l'observation et de l'analyse des effets sismiques ont été et continuent d'être à la base des mesures de prévention et notamment des codes parasismiques.

Ce caractère expérimental du génie parasismique doit être souligné avec force, à une époque où le recours à l'ordinateur et la soumission aveugle à ses prédictions tiennent souvent lieu de religion, en particulier chez certains décideurs.

g) Garder présent à l'esprit que l'optimisation d'un projet consiste à affiner la solution d'origine en fonction de la technologie d'exécution de l'entreprise.

L'optimisation en phase d'exécution ne remplace pas la phase, indispensable, de conception du projet au moment de l'étude de l'avant-projet.

L'optimisation n'est pas une démarche isolée de l'entreprise. Au contraire, elle est le résultat de la prise en compte permanente des exigences du maître d'ouvrage, du maître d'œuvre et du bureau d'études d'exécution.

C'est pourquoi l'optimisation requiert, de la part de la maîtrise d'œuvre et de la maîtrise d'ouvrage, une participation permanente et une approbation en continu.

Ainsi, l'optimisation de l'ouvrage commence dès l'appel d'offres, se poursuit pendant la phase de préparation du chantier et continue presque pendant toute la durée de l'exécution, au fur et à mesure de l'avancement (définition) du projet d'exécution.

h) Appliquer un plan de système de qualité formel pour les structures d'importance particulière et dans les zones de forte sismicité [EC8-1/2.2.4.3] couvrant la conception, le dimensionnement et l'exécution.

i) Retenir qu'aucune modification de la structure ne sera effectuée pendant la phase de construction ou pendant la durée de vie de l'ouvrage, à moins qu'elle soit correctement justifiée et vérifiée [EC8-1/1.3-(2)P].

Les performances structurales peuvent être définies par le concept « pushover » FEMA-150 [90-2]. Ce diagramme (Figure 1.4-4) donne la variation de l'action sismique à la base (effort tranchant) du bâtiment en fonction du déplacement.

Étant donné une structure soumise à l'action sismique, lorsqu'on accroît progressivement l'intensité d'un chargement équivalent, ses effets cessent d'être réversibles au-delà de la limite élastique (droite de Navier) et apparaissent les fissures et/ou la plastification. Apparaît le seuil de l'endommagement cumulé : le risque correspondant, d'abord nul, croît avec le chargement pouvant atteindre la ruine de l'ouvrage.

Chaque point spécifique du diagramme correspond à un état de la dégradation de la rigidité :

– fonctionnement des services vitaux (*Fully Operational*), défini comme le déplacement maximum acceptable à la limite élastique, soit pour un acier avec F_e = 500 MPa → Δ_{FSV} = 2,5 ‰. Catégorie d'importance de bâtiments IV ;
– fonctionnalité assurée (*Operational level*), pas de définition pour la limite de déplacement par rapport à l'effondrement. Catégorie d'importance de bâtiments III ou IV ;
– sauvegarde de vies (*Life Safety*) ; catégorie d'importance de bâtiment: II ou III, la demande de déplacement est située à 75 % du déplacement limite avant effondrement. On dispose d'un coefficient de sécurité d'au moins 1/0,75 = 1,33. Les structures sont supposées être réparables ;
– déplacement limite avant effondrement (*Collapse Prevention*) défini comme le niveau de possible et rapide dégradation ;
– effondrement (*Collapse*).

On a positionné sur ce diagramme les catégories de bâtiments, le coefficient de comportement proposé et les dommages identifiés après séisme par l'échelle macrosismique EMS-98 [01-1].

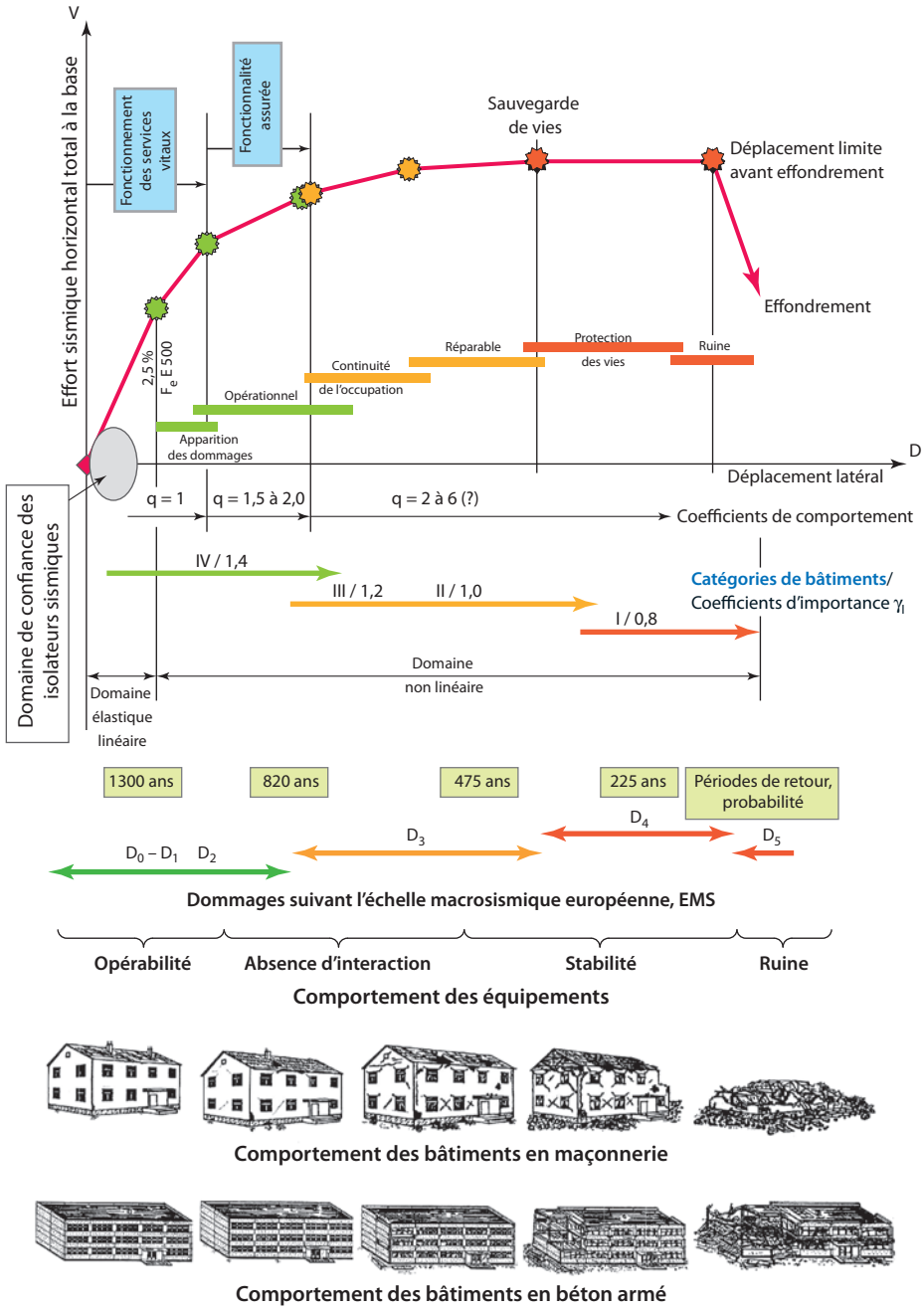


Figure 1.4-4 Niveaux de performances des équipements et des structures

1.4.6 Exigences de continuité de fonctionnement pour les bâtiments de catégorie IV

Dans le cas de structures importantes (Figure 1.4-5) pour la protection civile et en complément des exigences générales, il doit être vérifié que le système structural [EC8-1/2.2.3-(2)P] possède une résistance et une rigidité suffisantes pour maintenir le fonctionnement des services vitaux de ces installations, dans le cas d'un événement sismique associé à une période de retour appropriée.

Par exemple, les hôpitaux exigent une fonctionnalité complète dans les instants qui suivent immédiatement le séisme : accès du personnel médical aux patients, fonctionnement des ascenseurs, continuité de multiples réseaux (électriques, fluides, eau potable…), absence de chutes de plâtre, de plafonds-suspendus, stabilité des équipements…

En cas d'action sismique, il s'agit donc de vérifier que le système structural possède une résistance et une rigidité suffisantes pour maintenir le fonctionnement des installations hospitalières ou pour limiter les dommages [EC8-1/4.4.3.1-(2)] dans le cas de bâtiments importants pour la protection civile ou qui contiennent des équipements sensibles.

Dans la pratique de la conception, on peut relier les niveaux de performances attendus aux valeurs des coefficients de comportement retenus (§ 1.7). Par exemple :

- q = 1,00, pour assurer le fonctionnement des services vitaux après séisme avec un allongement limité pour un acier Fe 500 à 2,5 ‰ (voir Figure 1.4-4) ;
- q = 1,5 à 3, pour assurer la sauvegarde de vies tout en limitant les dommages.

Il est intéressant de noter que, pour les hôpitaux, d'après FEMA-150 [90-2], en limitant l'allongement des aciers à 2,5 ‰ le coût de la structure est affecté de 8 %. En considérant que le coût de la structure (gros-œuvre) est seulement de 12 à 20 % du coût total équipements inclus, il en résulte que, pour assurer le bon fonctionnement d'un hôpital en période de crise, on ne dépasse pas 1,6 % du coût total.

1.4.7 Exigences pour les installations classées « à risque spécial »

Contrairement aux ouvrages à risque normal, on définit les ouvrages à risque spécial (ICPE) pour lesquels un dommage, même mineur, peut avoir pour la population et l'environnement des conséquences catastrophiques et hors proportion avec les dégâts subis par l'ouvrage lui-même.

On est conduit à maintenir à un niveau exceptionnellement bas les probabilités d'accidents. Les exigences de comportement sont définies cas par cas pour chaque ouvrage considéré individuellement.

Il peut être attribué aux éléments structuraux une ou plusieurs exigences de comportement qui peuvent être différents pendant et après un séisme.

Le zonage sismique définit à travers différentes zones la façon dont les autorités prennent en compte la protection minimale requise pour les ouvrages courants. À remarquer que le terme de « zone de sismicité très faible ou négligeable » ne signifie en aucun cas que l'aléa sismique est nul, mais simplement qu'il ne justifie pas l'obligation de mesures de protection pour les ouvrages à risque normal. Dans ces mêmes zones, la situation est toute autre pour les ouvrages à risque spécial.

Ceci étant, il faut rappeler qu'une installation industrielle peut comporter à la fois des équipements entrant dans la catégorie des ouvrages à risque spécial et d'autres dans celle des ouvrages à risque normal. Il convient donc d'appliquer pour chacun d'eux les règles ou recommandations propres à la catégorie d'ouvrages concernée.

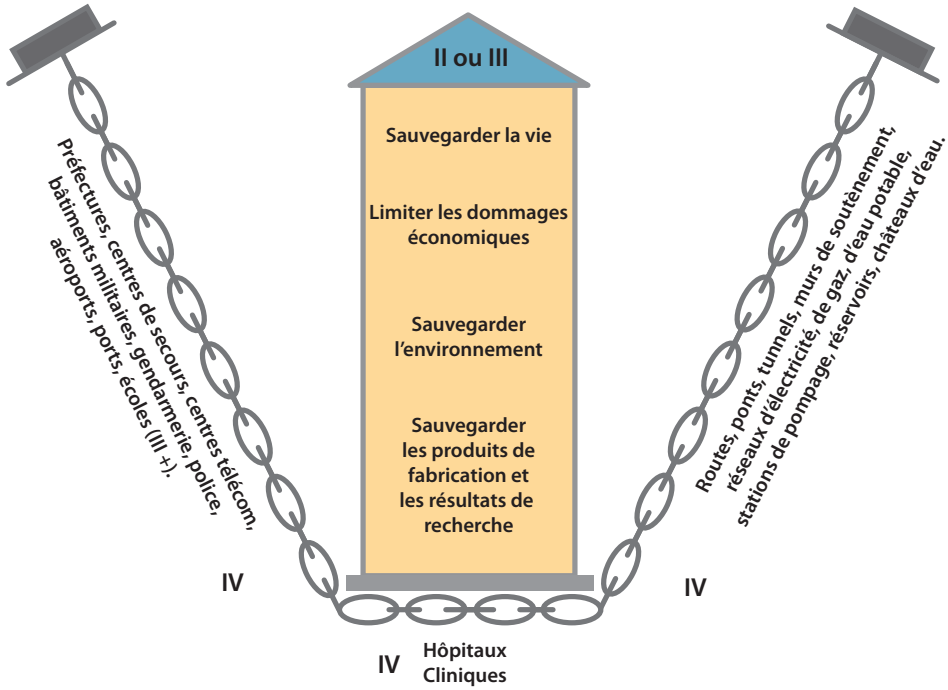


Figure 1.4-5 « Chaîne » des bâtiments et des ouvrages de catégorie IV devant rester opérationnels

1.4.8 Exigences pour les phases ou les constructions provisoires

L'Eurocode 8-1 ne prévoit pas d'exigence en phases provisoires pour les structures en béton armé exécutées *in situ*. Par contre, pour le contreventement provisoire des structures préfabriquées en béton, si leur effondrement peut mettre en péril les vies humaines, il doit être dimensionné pour une action sismique réduite [EC8-1/5.11.1.5-(1)].

L'action sismique réduite est une fraction A_p = 30 % de l'action de calcul.

Les constructions provisoires, a priori sans occupation de longue durée, ne rentrent pas dans le cadre de la réglementation parasismique applicable aux bâtiments. Une commission de sécurité compétente doit être consultée préalablement à leur installation. Cependant, il y a une tendance à vérifier (§ 1.8.6) les phases de construction provisoires par l'application de la clause de non-endommagement avec un coefficient de réduction ν = 0,4 appliqué au spectre élastique (q = 1).

1.4.9 Bâtiments en zones de faible et très faible sismicité

En cas de faible (Tableau 4.1-1 et Figure 4.1-2, zone 2) sismicité [EC8-1/3.2.1-(4)], on utilise des procédures de dimensionnement simplifiées par l'application de l'Eurocode 2 (voir § 5.3).

Dans les cas de très faible (Tableau 4.1-1 et Figure 4.1-2, zone 1) sismicité [EC8-1/3.2.1-(5)P], il n'est pas nécessaire de respecter les dispositions de l'Eurocode 8.

1.5 Sites et sols

1.5.1 Site de construction

Le site de construction [EC8-5/4.1.1-(1)P] et la nature du terrain de fondation doivent normalement être exempts [EC8-1/3.1.1-(3)] :

- **De proximité de faille réputée active**

  Parmi les effets engendrés par les séismes, le phénomène principal est la déformation tectonique associée à l'apparition de la rupture en surface du sol : faille active. La localisation des failles est l'un des éléments essentiels dans l'établissement des plans d'occupation de sols.

  Une faille est réputée active lorsqu'elle engendre des ruptures observables et mesurables en surface du sol (Figure 1.5-1), lors d'un séisme.

  Il y a aussi la « preuve géologique du mouvement » qui peut être mise en évidence par le creusement de tranchée sur le passage de l'accident, permettant de suivre l'évolution des déformations observée depuis les formations superficielles jusqu'au substratum rocheux. Il faut cependant garder à l'esprit que l'expression de ruptures en surface du sol associée au jeu de faille profond va dépendre des propriétés des terrains superficiels. Rien ne garantit que, lors d'un rejet futur de la faille, ces ruptures en surface seront localisées de la même façon, surtout lorsque la faille prend naissance à grande profondeur ; sa propagation peut s'arrêter avant d'atteindre la surface du sol.

  Normalement, les bâtiments de catégorie d'importance II, III et IV (voir § 1.4.2) ne doivent pas être construits à proximité immédiate de failles (Figure 1.5-2) tectoniques actives [EC8-5/4.1.2-(1)P]. Les plans de microzonage peuvent fixer la largeur des bandes à neutraliser de part et d'autre de la faille et, le cas échéant, de bandes dans lesquelles il convient de prendre en compte un niveau de risque sismique plus sévère.

Figure 1.5-1 « Rejet » en surface d'une faille ; Taiwan, 1999

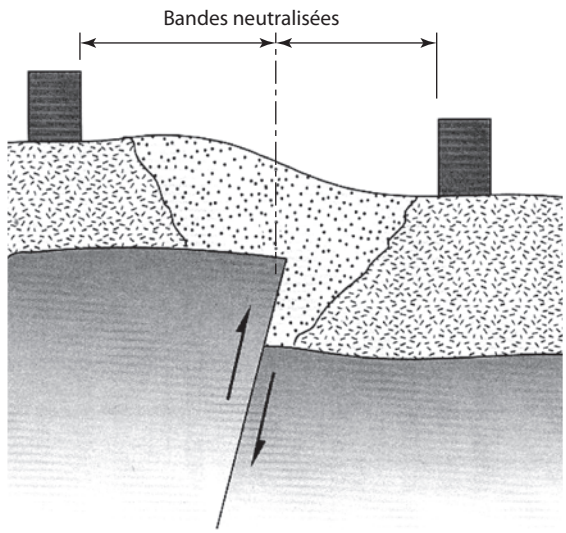


Figure 1.5-2 Positions de bâtiments par rapport à une faille active

- **D'instabilité des pentes**

  Une vérification de la stabilité de pente doit être effectuée pour les structures de catégorie III et IV [EC8-5/4.1.3.2-(2)P] qui doivent être érigées sur ou à proximité des pentes naturelles ou artificielles [EC8-5/4.1.3.1-(1)P]. Le coefficient d'amplification topographique S_T défini au § 4.1.2.3 (Tableau 4.1-5) s'applique à l'action sismique lorsque les pentes font partie d'irrégularités topographiques, comme buttes et versants longs de hauteur supérieure à environ 30 m [EC8-5/Annexe A.1].

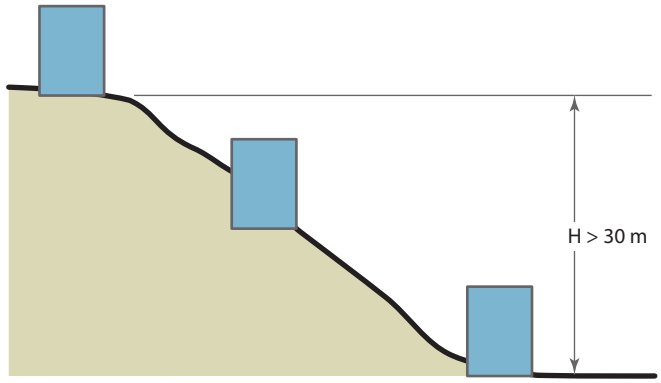


Figure 1.5-3 Positions de bâtiments nécessitant une étude de stabilité de pente

Figure 1.5-4 Glissements de terrain au Salvador, Las Colinas, 2001

a)

b)

c)

Figure 1.5-5 Glissements de terrain en Californie, Northridge, 1994 : a) vue d'ensemble ; b, c) détails

- **De risque d'éboulements des massifs rocheux**

  Ce risque est présent pour les parois ou les pentes rocheuses dont la dégradation peut provoquer l'instabilité des blocs. Dans ces situations, le séisme est le facteur déclenchant.

Figure 1.5-6 Important éboulement rocheux ; Yunnan, 2009

- **De risque de tassements causés par la liquéfaction**
  Une évaluation de la susceptibilité de liquéfaction [EC8-1/4.1.4-(2)P] doit être effectuée lorsque le sol de fondation comprend des couches étendues ou des lentilles épaisses de sable lâche, avec ou sans fines silteuses ou argileuses, au-dessous du niveau de la nappe phréatique et lorsque ce niveau est proche de la surface du sol.

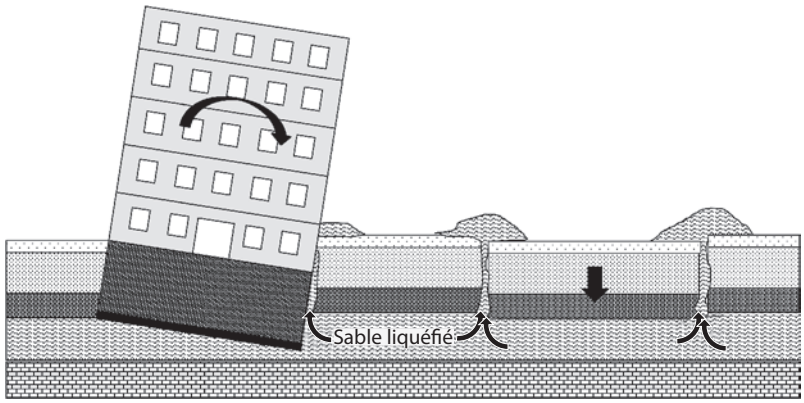


Figure 1.5-7 Mécanisme de la liquéfaction

a)

b)

c)

Figure 1.5-8 Perte d'appuis du hall à cause de la liquéfaction du sol dans le port de Port-au-Prince, 2010 : a) vue d'ensemble ; b, c) détails

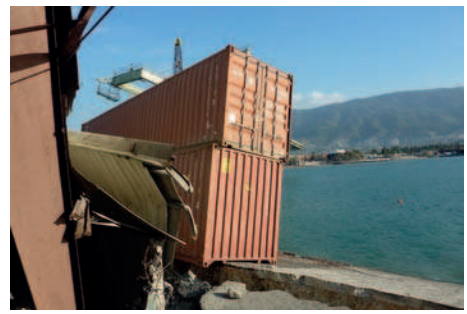
a)

b)

c)

d)

e)



f)

g)

Figure 1.5-9 Liquéfaction du sol : a) rejet caractéristique du sable ;
b) bâtiment « chaviré », Kocaeli-Izmit, 1999 ;
c, d, e, f, g) liquéfaction dans le port de Port-au-Prince, 2010

- **De tassements permanents causés par la densification du sol**
  Les sites comportant des formations dont la structure ou les propriétés peuvent être modifiées dans un sens défavorable par les vibrations sismiques ne peuvent en aucun cas être retenus comme terrain d'assise de la construction.
  Les vibrations sismiques ont aussi tendance à faire évoluer les milieux non cohérents ou faiblement cohérents initialement peu compacts vers des états plus denses. Il en résulte des tassements d'autant plus importants que l'état initial est plus lâche.

Figure 1.5-10 Tassement par densification du sol, Kocaeli-Izmit, 1999

L'attention doit être attirée sur la possibilité de tassements différés dans les sols saturés : les déformations dues au mouvement sismique s'y font à volume constant et les tassements évalués à partir de modules dynamiques sont en conséquence négligeables ; mais la dissipation des pressions interstitielles après séisme peut induire des tassements différés.
La sensibilité des sols de fondation à la densification et aux tassements excessifs causés par des contraintes cycliques induites par un séisme doit être prise en compte [EC8-5/4.1.5-(1)P] lorsque des couches étendues ou des lentilles épaisses de matériaux lâches, non saturés et sans cohésion se trouvent à faible profondeur. Si ces tassements peuvent affecter la stabilité de l'ouvrage, il y a lieu, à défaut des fondations profondes, d'envisager la possibilité d'amélioration du sol [EC8-5/4.1.5-(4)].

1.5.2 Identification des types des sols

L'observation montre [54/4.33] que les constructions édifiées sur des formations facilement déformables subissent des dégâts beaucoup plus importants que celles reposant sur des sols compacts ou sur le rocher. Leur vulnérabilité apparaît comme d'autant plus grande que leur fondation est moins profonde. Ces différences de comportement s'expliquent de la manière suivante :

– le mouvement sismique est plus intense au voisinage de la surface du sol qu'en profondeur ;
– les importantes formations de sols relativement déformables donnent lieu à une amplification considérable du mouvement sismique dans les gammes des moyennes et basses

fréquences ; il ne se produit d'atténuation que pour les hautes fréquences et cette atténuation est faible ;

– les sols déformables sont intrinsèquement exposés à donner lieu à des mouvements différentiels, réversibles ou irréversibles, et notamment des tassements nettement plus élevés que les formations rigides. L'amplification elle-même du mouvement sismique contribue encore à les aggraver.

Les reconnaissances et études de sol sont en principe conduites de la même manière que dans le cas des situations non sismiques complétées éventuellement pour apprécier :

– le classement du sol par rapport aux sols types décrits par l'Eurocode 8 [EC8-1/3.1.1-(1)P] par le Tableau 4.1-6 [EC8-1/3.1.2-(1)] ; [1-4/16.2.2-tableau 25] ;
– la détection des formations susceptible de liquéfaction ;
– les caractéristiques dynamiques du sol nécessaires au calcul ISS ;
– la définition de l'action sismique, donc du spectre de calcul.

Dès le choix du site, il est donc très important de faire faire des études géotechniques complètes et dont les conclusions devraient comporter l'ensemble de renseignements concernant le site et le sol.

Il est essentiel de concevoir et de disposer les bâtiments sur le plan-masse en fonction de la qualité des sols, les sols fermes (rocheux par exemple) étant toujours préférables aux sols meubles :

- Le sable compact, sans la présence de l'eau, constitue un bon sol de fondation, de sorte que sous l'action des charges sismiques on peut même accepter un accroissement de la contrainte au sol. Lorsque le sol est composé de sable fin à structure granulaire saturée de faible compacité, la tendance au tassement croît même à des amplitudes de déformation sismique relativement faibles, il y a risque de liquéfaction. Ce type de sol est à éviter, soit en changeant de site, soit en disposant des fondations profondes, soit encore en adoptant des solutions spécifiques applicables à une échelle bien plus grande que celle d'un bâtiment unique.
- Certaines argiles sensibles peuvent subir une dégradation de leur résistance au cisaillement [EC8-5/5.4.1.1-(9), (10), (11)]. L'effet sur ces sols et bien moins net que sur le sable, parce que le lien qui assure la cohésion entre les particules d'argiles gêne le glissement des grains les uns sur les autres. En général, les argiles sont des sols de moins bonne qualité que les sables compacts, à cause de leur plus grande compressibilité qui se manifeste dans un intervalle de temps plus grand que pour les sables. Pourtant, sous l'action sismique (instantanée), les argiles offrent un meilleur comportement, car leur structure granulaire n'a pas alors le temps de s'adapter à la variation de la charge.
- Les sols rocheux, homogènes et sains, sont de loin les meilleurs sols de fondation. L'expérience montre que le comportement des ouvrages sur ce type de sols est meilleur que celui de mêmes ouvrages sur un sol sableux ou argileux. Ce bon comportement à l'action sismique est dû au fait que le tassement n'est pas une condition limitative comme pour les sols sableux et argileux.

  Quand le rocher n'est pas homogène, la capacité portante est donnée compte tenu des parties les moins résistantes. La réalisation des fondations sur le rocher non homogène peut être envisagée sous certaines conditions :

- en présence des matériaux altérés ou compressibles au-dessus du rocher, les ouvrages seront fondés directement sur le rocher soit par une structure en sous-sol, soit par des fondations profondes ;
- dans le cas de diaclases (séparation du massif rocheux en blocs indépendants), si les blocs constitutifs sont sains, le massif se comporte comme un mur de briques sèches ;
- en cas de présence de crevasses (trous profonds remplis quelquefois de sols ou de roches altérés), de dimensions assez grandes, la fondation doit être prévue jusqu'au rocher sain. Par contre, si les dimensions sont réduites, la crevasse pourra être « enjambée » ou remplie de béton.

Les sites sont classés selon la valeur moyenne de la vitesse des ondes de cisaillement, $V_{s,30}$, si elle est disponible. Dans le cas contraire, il faut utiliser la valeur des N_{SPT}.

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}} \qquad (1.5.2\text{-}1)$$

avec :

h_i, l'épaisseur, en mètres

V_s, les vitesses des ondes de cisaillement sur les N couches existant sur les 30 m supérieurs.

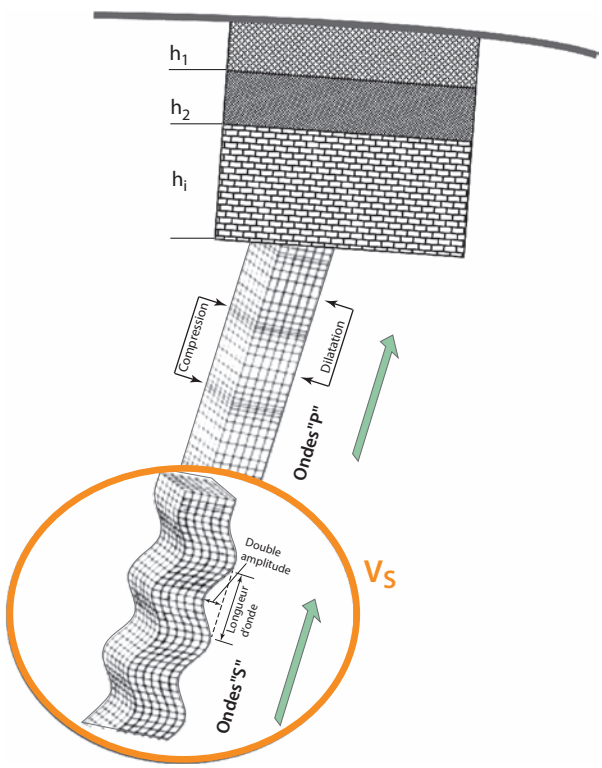


Figure 1.5-11 Ondes sismiques

Lors d'un tremblement de terre, des ondes sont émises au droit du foyer et se réfléchissent aux différentes interfaces de couche. Dans le cas de couches de sol sédimentaires meubles reposant sur du rocher par exemple, les ondes peuvent être piégées dans les niveaux supérieurs, ce qui est à l'origine d'amplifications des ondes.

Ces effets sont maxima à certaines fréquences qui dépendent de la vitesse des ondes dans les sédiments meubles et de leur épaisseur. Les mouvements de sol sont amplifiés à la fréquence de résonance du sol et durent plus longtemps. C'est ce que l'on désigne par effet géologique et est la base des classes de sols (Tableau 1.5-1).

Tableau 1.5-1 Classes de sol [EC8-1/3.1.2-(1)]

Classe de sol	**Description du profil stratigraphique**	$V_{s,30}$ **(m/s)**	**S**
A	Rocher ou autre formation de ce type comportant une couche superficielle $h_1 \leq 5{,}00$ m de matériau moins résistant	> 800	1
B	Dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur	360–800	1,35
			1,2/Z5[1]
C	Dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à quelques centaines de mètres	180–360	1,5
			1,15/Z5
D	Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes	< 180	1,6
			1,35/Z5
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de V_s de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 à 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $V_s > 800$ m/s		1,8
			1,4/Z5
S1	Dépôts composés, ou contenant, une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé ($P_\ell > 40$) et une teneur en eau importante. Sols avec un amortissement interne faible et un domaine anormalement étendu de comportement linéaire, et peuvent donc produire des effets anormaux d'amplification du mouvement sismique du site et d'interaction sol-structure Étude particulière pour la définition de l'action sismique **[EC8-1/3.1.2-(4)P]**	Valeur indicative < 100	
S2	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes A à E ou S1 Nécessité d'une étude particulière pour la définition de l'action sismique **[EC8-1/3.1.2-(4)P]** Risque de défaillance du sol sous l'action sismique à prendre en compte		

[1] Z5 = zone de forte sismicité : Antilles

Tableau 1.5-2 Caractéristiques dynamiques des sols

Formations ou couches de sol **Profondeur, épaisseur**	**Vitesse de l'onde (m/s)**		**Densité** ρ **(kg/m³)**	**Caractéristiques dynamiques**		
	VP	**VS30**		E_d **(MPa)**	G **(MPa)**	ν
Microgranite fracturé			2 450	10 000	4 000*	0,2
Granite altéré en surface : 2–3 m	1 750	800	2 500			
Granite altéré : 3–11 m	> 2 700	1 200				
Granite > 11 m	≈ 4 000	> 1 500				
Massif homogène aux granites, module équivalent				9 000	3 500*	
Schiste altéré en surface		400				
Schiste altéré 2e niveau		700				
Schiste altéré 3e niveau		1 600				
Massif homogène aux schistes, module équivalent				5 000	1 800*	
Lave altérée argilisée	1 664	300–500		1 437	498**	0,44
Remblais et sols fins en surface		150–200				
Argiles altérées		200–300				
Basalte altéré		500				
Substratum basaltique sain		> 800				
Éboulis à structure caillouteuse et marne broyée		483–610				
Marnes		640				
Formation superficielle corallienne : 12–20 m		340–400	2 200	1 750	600	0,35
Calcaire corallien massif		730–750	2 200	1 950	660	0,39

* Valeurs d'encadrement pour l'étude de l'interaction sous séisme : 2/3 G et 3/2 G

** Valeurs d'encadrement pour l'étude de l'interaction sous séisme : 1/2 G et 2 G

Tableau 1.5-3 Coefficients Ménard caractérisant le sol E_M et α

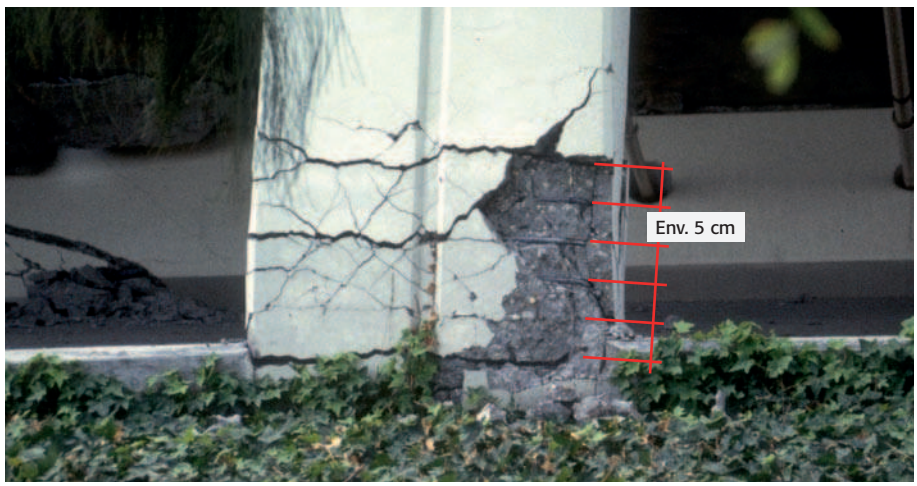
Formations de sol	E_M **(MPa)**	α	**Densité** ρ **(kg/m³)**	**Modules dynamiques** E **(MPa)**	**Coefficient de Poisson** ν
Remblais et terrains de couverture	12,2	0,33	1 800	339	0,35
Éboulis argileux	33,7	0,33	2 000	1 103	0,35
Éboulis caillouteux	40,1	0,20	2 300	1 419	0,35
Marnes altérées	63,2	0,67	2 200	1 127	0,35
Marno-calcaires	139,5	0,5	2 300	4 520	0,35
Calcaire	4 985,2	0,5	2 500	5 000	0,35

1.6 Maîtrise de l'endommagement, ductilité

Effondrement à cause de la présence des poteaux courts
Californie, Northridge, 17 janvier 1994

⇓

Conception ductile avec détail de ferraillage en zone critique



1.6.1 Capacité dissipative

Bien avant que la science des constructions parasismiques se soit développée, de nombreuses structures résistantes aux séismes ont été bâties à travers le monde, telles que : églises, temples, mosquées, pagodes et de nombreux châteaux. Il est bien évident que ce sont des structures résistantes aux séismes, puisqu'elles ont survécu à de nombreux tremblements de terre dévas-

tateurs. Comment se fait-il que ce type de structures ait pu résister, compte tenu de nos connaissances actuelles du phénomène ?

Une réponse globale n'étant pas possible, une réponse partielle est donnée par un exemple typique de construction résistante aux séismes au Japon : une pagode (voir Figure 7.4-9 c) de plusieurs étages bâtie sur un terrain dur. L'édifice a une longue période propre de vibrations et un taux élevé d'amortissement, car il est fait de petites pièces de bois. L'énergie qu'il reçoit pendant le séisme est absorbée par frottement entre ces pièces.

Les châteaux forts constituent un autre exemple de constructions résistantes à l'action sismique. Construits habituellement sur un sol rocheux à très faibles périodes de vibrations, leur bonne résistance s'explique par les dimensions importantes des éléments de structure : constructions massives.

Malgré les progrès réalisés dans l'étude des structures résistant aux séismes, on constate encore des dégâts importants lors d'un séisme majeur. La grande question qui reste toujours d'actualité est : « Qu'entend-on par bâtiment résistant aux séismes ? »

L'art de concevoir un bâtiment parasismique, si l'on tient compte des limites raisonnables des règlements, consiste surtout dans la réflexion sur les risques encourus, compte tenu du choix du type de structure et surtout de l'expérience acquise en fonction du comportement des bâtiments soumis à des séismes ; ainsi, on peut concevoir des bâtiments rationnels résistant convenablement aux tremblements de terre.

Il convient aussi de rappeler qu'un bâtiment d'une conception parasismique absolument parfaite ne sera susceptible de résister aux séismes que s'il est correctement construit.

Les tremblements de terre ne constituent pas une « charge externe » comme l'action due au vent ; ils sollicitent les bâtiments à travers les mouvements de sol, auquel cas on a une action inertielle.

Les déplacements des fondations ne créent de sollicitations qu'en fonction de la réponse de l'ouvrage, c'est-à-dire en fonction de ses masses, de sa rigidité et de son amortissement. Autrement dit, comment l'ouvrage réagit-il aux déformations qu'il va subir à cause de son inertie ?

Dans les conditions réelles, les mouvements sismiques (accélération, vitesse et déplacement) sont des mouvements qui se propagent au hasard dans les trois directions de l'espace (Figure 1.6-1).

Figure 1.6-1 Directions de propagations du mouvement sismique

En d'autres termes, les structures sont soumises à des mouvements alternés :

– de translation à trois composantes qui s'exercent dans deux directions horizontales (Figure 1.6-2) perpendiculaires et dans la direction verticale ;
– de rotation correspondant à une torsion autour d'un axe vertical ;
– de basculement autour des axes horizontaux.

Figure 1.6-2 Réponse (flambement) d'une passerelle au mouvement sismique horizontal, Christchurch, 2011

Pour l'essentiel, on supposera que le séisme peut se produire à la verticale du bâtiment et que l'action sismique est constituée par un mouvement d'ensemble qui affecte « la fondation » de la construction ; autrement dit, que le terrain se meut comme un bloc sous la structure. On entend ici par « fondation » l'ensemble des points d'appui supposés rigidement liés les uns aux autres.

Cette définition simplifiée du chargement sismique doit être amendée dès lors que l'hypothèse d'un mouvement sismique pour l'ensemble des points d'appui n'est pas respectée. C'est notamment le cas des structures de grandes dimensions supportées en plusieurs points (tuyauteries, ponts, etc.) ou ayant une grande surface de contact avec leur support (bâtiments fondés sur radier, canalisations ou galeries enterrées) pour lesquelles il faut envisager la possibilité de mouvements différentiels entre les supports.

En général, il doit être considéré que les composantes horizontales de l'action sismique agissent simultanément [EC8-1/4.3.3.5.1-(1)P] suivant les deux directions horizontales (Figure 1.6-3 a).

Le mouvement vertical est généralement plus faible que le mouvement horizontal {a_{vg} = 0,9 × a_g (zones 1 à 4) et 0,8 × a_g (zone 5)}, sauf dans la zone épicentrale où la composante verticale du mouvement peut être plus forte.

La composante verticale (Figure 1.6-3 b) est à considérer uniquement [EC8-1/4.3.3.5.2-(1)] quand $a_{vg} > 2{,}5$ m/s^2 (soit 0,25 g) et dans les cas définis au § 4.1.1.

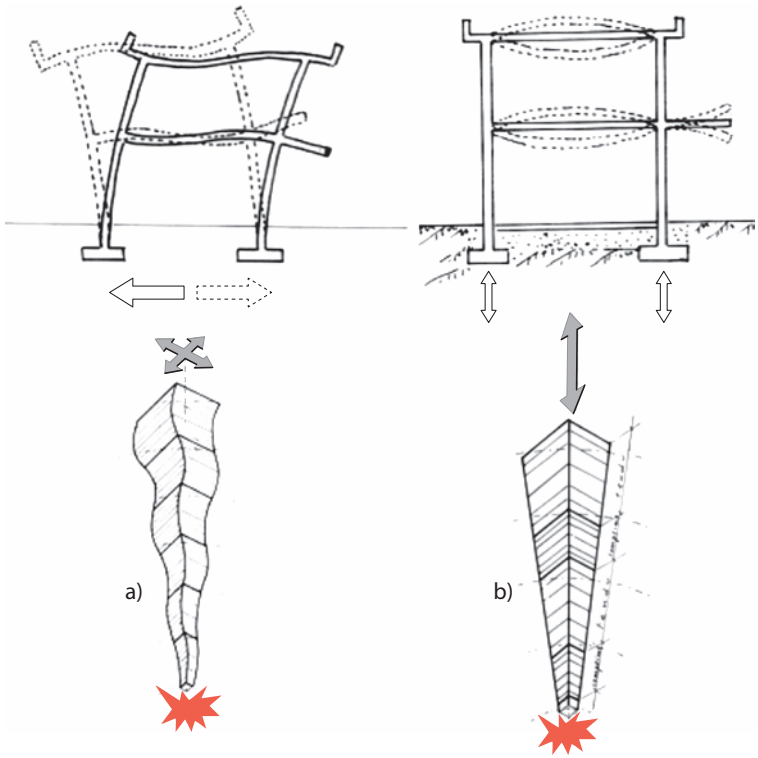


Figure 1.6-3 Actions des composantes horizontales et verticales

L'interaction entre le niveau de sollicitation et ses propres conséquences constitue la particularité de l'action sismique. Par conséquent, les analyses de la réponse d'une structure doivent tenir compte de la variabilité extrême des paramètres caractérisant l'ouvrage et donc de son comportement aléatoire.

Cette réponse est constituée par le mouvement d'oscillation de la structure qui détermine les sollicitations des éléments, variables pendant la durée du séisme d'après les mêmes lois que celles de ce mouvement.

D'ici dérive le caractère cyclique des sollicitations sismiques des éléments de structure. Le nombre de ces sollicitations et les périodes de leurs cycles correspondent au nombre et aux périodes des oscillations de la structure.

D'habitude, pendant l'action du tremblement de terre, le nombre des cycles significatifs peut atteindre quelques dizaines voire quelques centaines, dont seulement quelques-uns sont de très forte intensité.

En ce qui concerne la période des cycles, il est connu que pour presque la totalité des constructions les valeurs de celle-ci se trouvent dans l'intervalle t = 0,2 à 2 secondes. Par conséquent, la durée de la variation des sollicitations de zéro à la valeur maximale, pendant chaque cycle, est $t' = t/2$ = 0,1 à 1 seconde.

On peut conclure qu'en principe les facteurs qui doivent être considérés comme déterminants pour les sollicitations sont leurs répétitions pendant la durée de vie de l'ouvrage, avec un niveau de sollicitation sensiblement plus élevé que celui dû aux actions habituelles de service.

Les sollicitations sismiques d'un niveau fort n'interviennent que très rarement dans la vie d'un ouvrage.

Par ailleurs, la capacité de la structure à résister à l'action sismique possède un caractère global, ce qui la différencie de la majorité des actions fondamentales, ainsi que d'autres actions accidentelles. Il est à remarquer que l'action du vent sur une construction possède aussi ce caractère global.

Enfin, le mécanisme de résistance de la structure à toute action dynamique est fondé sur la capacité d'absorber l'énergie induite par sa réponse. Or, l'importance des déformations y joue évidemment un rôle aussi décisif que celui des efforts. Par ailleurs, en régime plastique, l'absorption (par dissipation) d'énergie est particulièrement efficace.

Les forces d'inertie (Figure 1.6-4) qui apparaissent pendant l'action sismique dans un élément donné résultent des actions transmises par les liaisons de cet élément avec le reste de la structure ; ces forces d'inertie ne peuvent donc excéder la capacité de résistance en termes de forces de ces liaisons ; les déformations qui leur correspondent peuvent par contre atteindre un niveau inacceptable, pour lequel la ruine est inévitable par instabilité plastique.

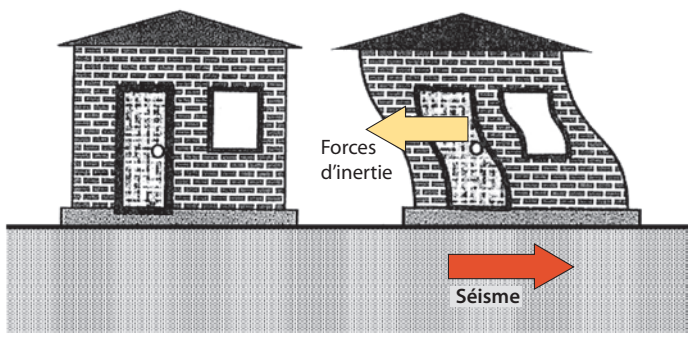
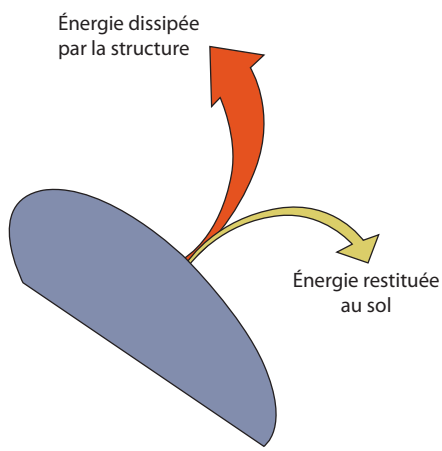


Figure 1.6-4 Action du séisme et réponse du bâtiment : forces d'inertie

C'est en tenant compte de ces facteurs, ainsi que des considérations d'économie, qu'a été établie la conception moderne du calcul et de la sécurité des constructions soumises aux actions sismiques : conception et dimensionnement en capacité (voir § 1.6.3).



Cette conception repose sur la réalisation de structures ductiles, permettant de dissiper la quantité nécessaire d'énergie, par déformations post-élastiques, à des valeurs des forces d'inertie (donc des forces de calcul sismiques) considérablement réduites (application d'un coefficient de comportement) par rapport au cas du régime purement élastique.

Ceci implique évidemment l'admission a priori de certaines détériorations d'éléments non structuraux, voire structuraux, sous l'action du séisme. La condition majeure à remplir, au lieu de la prévention des endommagements de chaque élément, consiste à réaliser d'une sécurité globale envers l'endommagement ou l'effondrement (total ou partiel).

1.6.2 Ductilité

Il est connu que les accélérations produites sur les constructions, pendant les séismes majeurs, sont de l'ordre de 0,2 à 0,8 *g* voire plus. Mais en appliquant les prescriptions réglementaires, les accélérations sont plutôt de l'ordre de 0,1 à 0,3 *g*.

On peut expliquer ce bon comportement par les déformations subies par la structure en phase post-élastique qui ont pour effet de diminuer les forces agissantes sur la structure et interviennent de ce fait comme des limitateurs d'efforts. En contrepartie, les déformations sont considérablement amplifiées par rapport à celles que la structure subirait, sous ces mêmes forces, en phase élastique.

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

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

La plupart des matériaux présentant une capacité importante de déformation plastique avant rupture (Figure 1.6-5), il est possible d'obtenir une sécurité acceptable en autorisant des incursions significatives dans le domaine plastique (post-élastique).

Cette propriété fondamentale, qui est la capacité pour un élément de structure de conserver sa résistance sous les déformations qu'il est amené à subir pendant le séisme, est appelée ductilité (Figure 1.6-6).

Grâce à la ductilité, lors d'un séisme on n'est pas obligé d'exiger une résistance maximale sous l'action de F_{el} (Figure 1.6-6), mais une résistance considérablement plus faible *F*r, à condition que le système dispose d'une ductilité suffisante.

Les déplacements imposés par le séisme dépassent vite la limite du comportement linéaire (point B) et le système « répond » avec des forces F_r inférieures aux forces élastiques F_{el} qui pourraient se développer si le système continuait à être élastique (point C).

Le système ne peut donc développer une réaction supérieure à F_r et il continue sa déformation plastique, sous effort constant, sans qu'on atteigne la ruine de la structure, à condition que sa capacité de déformation plastique ne soit pas encore épuisée. Ce système élasto-plastique absorbe de l'énergie, ce qui explique la résistance des constructions à des accélérations importantes.

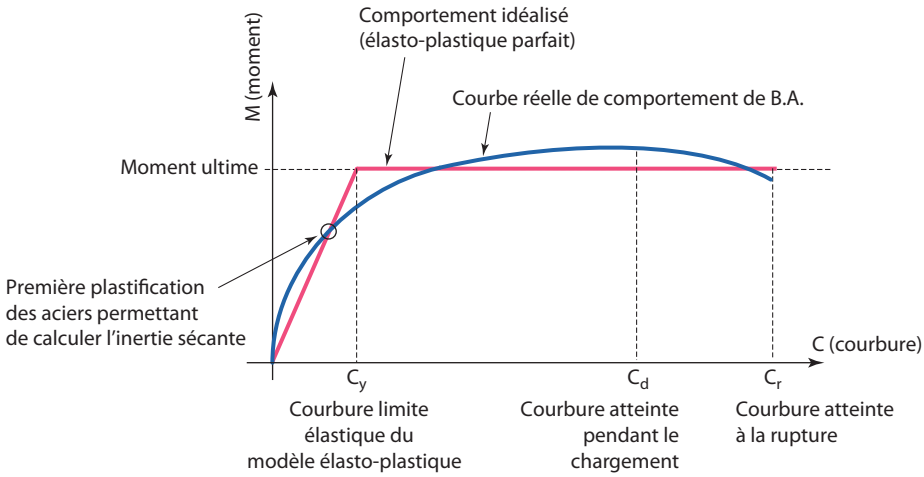


Figure 1.6-5 Lois de comportement moment-courbure

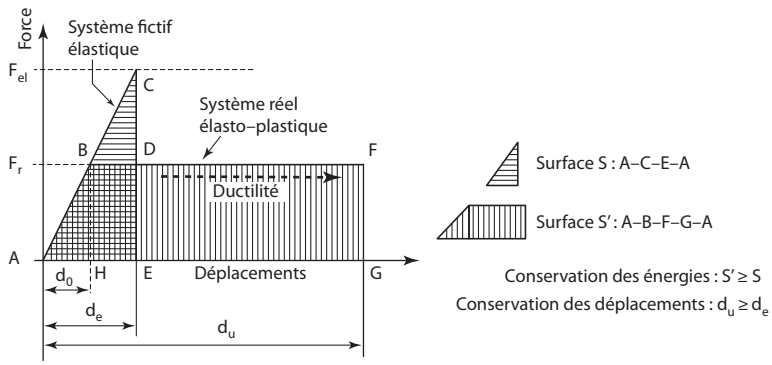


Figure 1.6-6 Diagrammes force-déformations ; équivalence des diagrammes élastique et élasto-plastique

On est ainsi capable de fournir au concepteur, qui ne dispose que des résultats d'un calcul linéaire, le moyen de déterminer à partir de ces résultats le niveau de déformation qui correspondrait à la réalité (comportement non linéaire).

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

– pour les basses fréquences propres, les déplacements relatifs sont les mêmes pour l'oscillateur élastique et l'oscillateur élasto-plastique : critère d'égalité des déplacements ; pour les périodes importantes, les déplacements du sol et de la structure sont contraires et quasi identiques ;
– pour des fréquences propres intermédiaires situées entre 2 et 8 Hz (cas des constructions courantes), l'énergie totale absorbée est la même pour l'oscillateur élastique et l'oscillateur élasto-plastique : critère d'égalité des énergies (Figure 1.6-6) ;
– pour les hautes fréquences propres au-delà de 25 à 33 Hz, les efforts sont les mêmes pour l'oscillateur élastique et l'oscillateur élasto-plastique : critère d'égalité des accélérations du sol et de la structure ; il s'agit des structures très raides avec des périodes très faibles.

Afin d'éviter d'effectuer pour le dimensionnement une analyse structurale non élastique explicite et par analogie avec le cas de l'oscillateur élastique-parfaitement plastique, il est admis par l'Eurocode 8 [EC8-1/3.2.2.5-(2)] que les efforts réels dans une structure peuvent être obtenus avec des efforts calculés sur le modèle linéaire correspondant à l'état non dégradé à partir d'un spectre réduit par rapport au spectre élastique dénommé spectre de calcul. Cette réduction est obtenue en introduisant le coefficient de comportement q (§ 1.7).

En effet, les difficultés et les incertitudes de calcul dans le domaine post-élastique conduisent à se contenter, en pratique, de méthodes plus simples de caractère pragmatique, méthodes de calcul linéaire équivalent pour le calcul dynamique (analyse modale) ou calcul chronologique ou pour le calcul statique équivalent, fondées sur la prise en considération d'un modèle élastique :

– dans ces méthodes, où l'on ne s'intéresse qu'aux maxima des sollicitations sur la structure, l'action sismique est introduite sous forme de spectre de réponse (§ 4.1.3) ;
– la structure est supposée à réponse linéaire, le modèle sera considéré comme étant élastique appelé aussi « modèle linéaire équivalent » et doit tenir compte du degré de plastification (acier) ou de fissuration (béton) auquel on peut s'attendre, suivant le niveau de l'action sismique.

Il convient de remarquer que :

– cette façon de faire correspond à un calcul quasi statique, en ce sens qu'on ne prend pas en considération les conséquences dues à l'alternance d'efforts ;
– le calcul spectral, qu'il s'agisse de méthodes simplifiées ou d'une analyse modale, ne donne que des valeurs de dimensionnement qui risquent d'être individuellement dépassées et surtout n'ont aucune chance d'être atteintes simultanément ;
– le coefficient de comportement est supposé avoir une valeur constante, quelles que soient les valeurs des modes propres ;
– le coefficient de comportement dépend aussi de la variation de l'amortissement et de la modification de la distribution des forces sur la hauteur du bâtiment dans le comportement dynamique réel par rapport au comportement élastique linéaire ;
– normalement, le coefficient de comportement dépend aussi du niveau de l'action sismique, car pour un séisme de faible niveau la structure reste dans un état élastique ($q \approx 1$) ; c'est pourquoi dans les zones de faible sismicité on limite à $q \leq 1{,}5$.

Généralement, au début d'un projet, les propriétés dynamiques (rigidités, périodes, etc.) de la structure sont fixées. Dans ces conditions, l'intensité des forces sismiques dépend directement de la possibilité d'incursion dans le domaine non linéaire des différents éléments composant la structure.

Dans la pratique, suivant le type de structure, la nature et l'importance des dispositions constructives, l'Eurocode 8 [EC8-1/5.2.1-(4)P ; 6.1.2-(1)P], [EC8-2/2.3.2.1-(1)P] propose trois niveaux de ductilité (Figure 1.6-7 et Tableau 1.6-1) :

– niveau I, DCL, ductilité limitée : structures à comportement faiblement dissipatif ;
– niveau II, DCM, ductilité moyenne : structures à comportement moyennement dissipatif ;
– niveau III, DCH, haute ductilité : structures à comportement dissipatif important non utilisées en France.

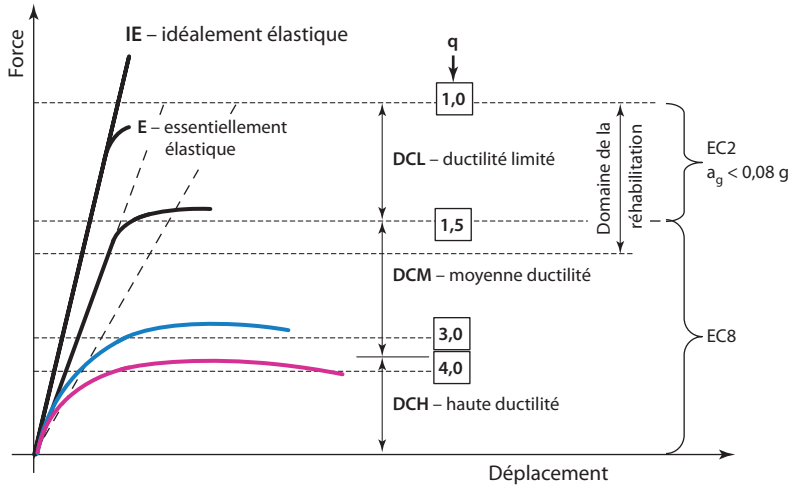


Figure 1.6-7 Relation force-déplacement ; niveaux de ductilité associés

Tableau 1.6-1 Classes de ductilité

Bâtiments	**Classes de ductilité de la structure**		
	DCL (limitée)	**DCM (moyenne)**	**DCH (haute)**
	Pas de zones dissipatives Dimensionnement classique Zone 2 de faible sismicité : a_{gR} = 0,7 m/s²	**Zones dissipatives identifiées Dimensionnement en capacité**	
Bâtiments en béton	Utilisation de l'EC2 q = 1,5 [EC8-1/2.2.2-(2)] [EC8-1/5.3.3-(1)]	q = 1,5 à 3,5	q = 3 à 5
Bâtiments en acier	Utilisation de l'EC3 q = 1,5 à 2,0 [EC8-1/2.2.2-(2)] [EC8-1/6.1.2-(1)P]	q = 2 à 4	q = 4 à 8
Bâtiments mixte acier-béton	Utilisation de l'EC4 q = 1,5 à 2,0 [EC8-1/2.2.2-(2)] [EC8-1/7.1.2-(1)P]	q = 2 à 4	q = 4 à 6
Bâtiments en bois	Utilisation de l'EC5 q = 1,5 [EC8-1/2.2.2-(2)] [EC8-1/8.3-(1)P]	q = 2 à 4	q = 3 à 5
Bâtiments en maçonnerie	Pas de classes spécifiques de ductilité [EC8-1/9.3-(4)]		

1.6.3 Dimensionnement en capacité

Dans le concept de dimensionnement en capacité [EC8-1/1.5.2-(1)], certains éléments du système structural sont choisis, conçus et étudiés en détail pour assurer la dissipation d'énergie sous l'effet de déformations importantes, alors que tous les autres éléments structuraux restant

dans le domaine quasi élastique (q/γ_{Rd}) permettent de garantir la stabilité du bâtiment jusqu'à ce que les zones dissipatives entrent en action.

Afin d'assurer un comportement dissipatif et ductile d'ensemble, il faut éviter les ruptures fragiles ou la formation prématurée de mécanismes instables [EC8-1/2.2.4.1-(2)P] en hiérarchisant les résistances des éléments structuraux (Figure 1.6-8) : dimensionnement en capacité

$$E_{sR} = \gamma_{Rd} \cdot E_{sd}$$

avec :

E_{sR}, la sollicitation de l'élément sur-résistant

E_{sd}, la sollicitation de l'élément ductile

γ_{Rd}, le coefficient de sur-résistance.

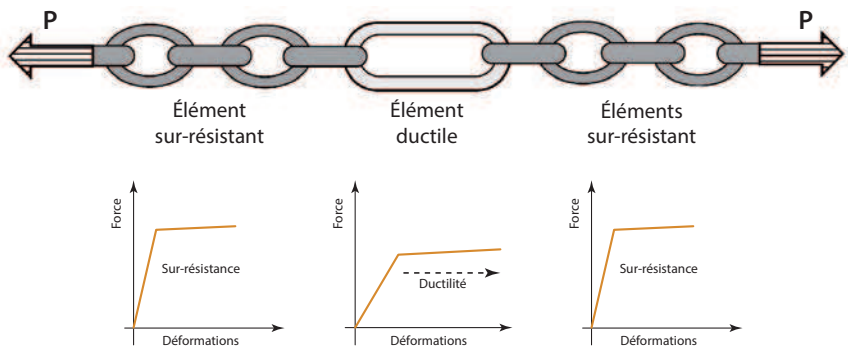


Figure 1.6-8 Principe du dimensionnement en capacité

Si le concept de dimensionnement en capacité est correctement appliqué :

– quel que soit le niveau de séisme envisagé, les efforts dans les différentes sections de la structure n'excéderont pas la valeur du palier plastique des zones (critiques) de rotules (Figure 1.6-9) ;
– il permet de maîtriser l'endommagement.

L'accès au domaine inélastique doit être organisé de telle sorte que les premières déformations inélastiques se produisent dans les éléments (poutres, linteaux des murs de contreventement) qui ne mettent pas en cause le cheminement des charges verticales de la structure (Figures 1.6-10 et 1.6-11). On assiste en quelque sorte à un désengagement (endommagement local) dans la participation à la résistance globale des éléments horizontaux.

Les ensembles structuraux, assurant le transfert des efforts, doivent être aisément dissociables en éléments simples, afin qu'il n'y ait aucun doute sur les hiérarchies de résistance d'éléments et du comportement de la structure à l'action sismique :

– les fondations dont la résistance doit être supérieure à celle des poteaux ou murs ;
– les effets des actions sur les fondations des structures dissipatives doivent être basés sur des considérations de dimensionnement en capacité [EC8-1/4.4.2.6-(2)P], tenant compte d'une possible sur-résistance [EC8-5/4.4.2.6-(4)] ;
– les poteaux ou murs dont la résistance doit être supérieure à celle des poutres ou linteaux (cf. équation 1.8.5-1) ;

– les poutres et linteaux : zones dissipatives ;
– éviter pour les murs le comportement non ductile à l'effort tranchant et privilégier le comportement ductile en flexion ;
– les planchers assurent la liaison entre les éléments de contreventement.

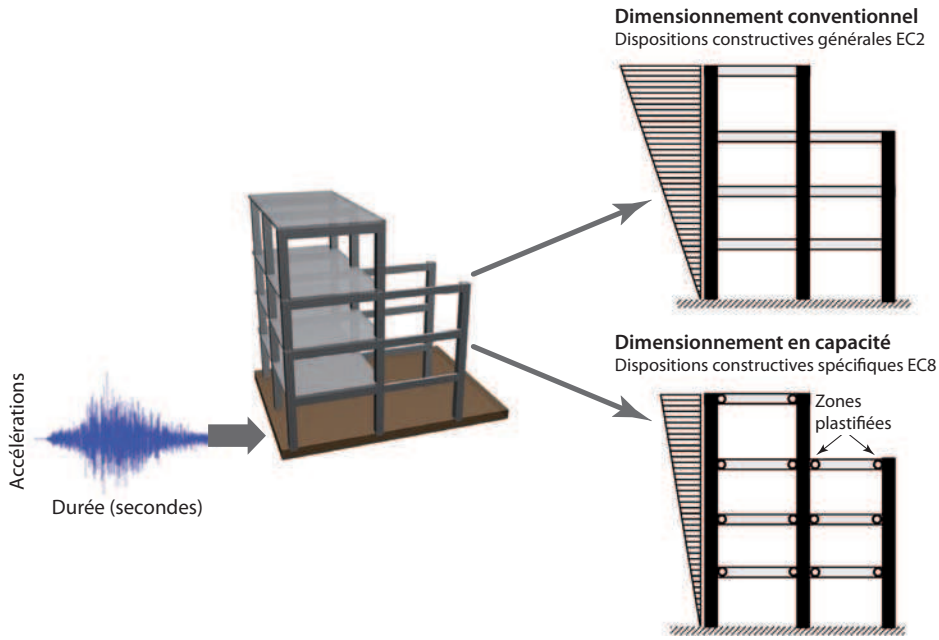


Figure 1.6-9 Dimensionnement conventionnel versus dimensionnement en capacité

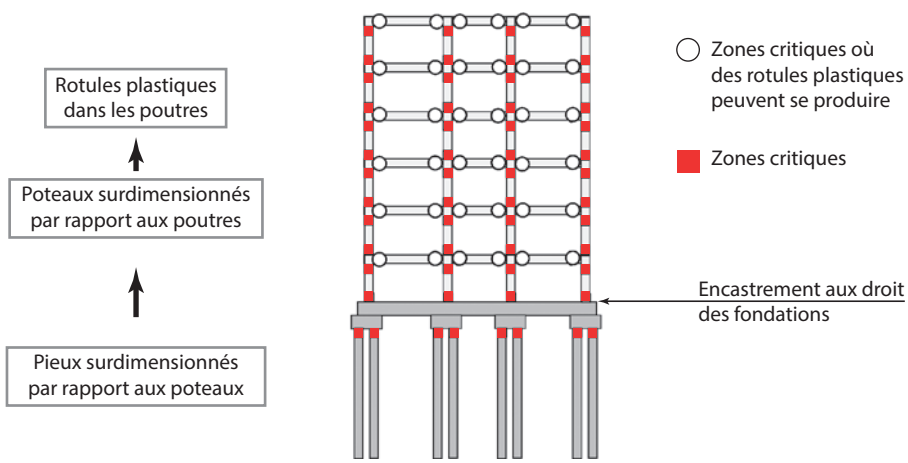


Figure 1.6-10 Hiérarchie du dimensionnement en capacité : cas des portiques

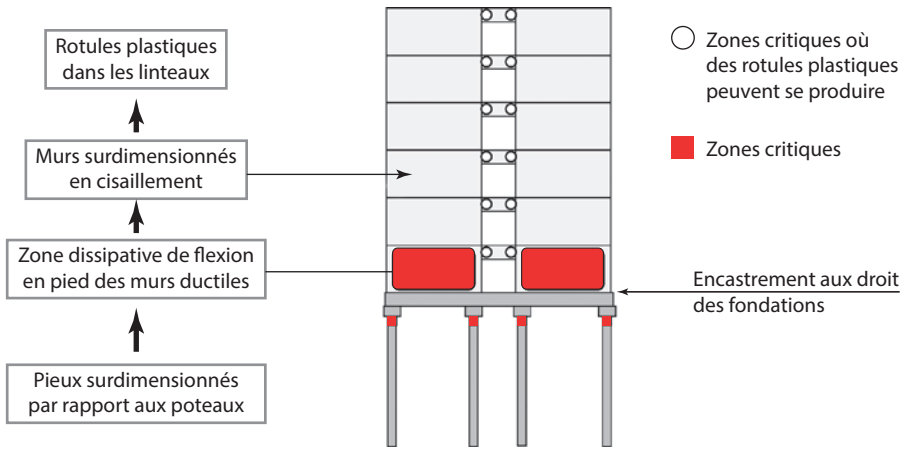


Figure 1.6-11 Hiérarchie du dimensionnement en capacité : cas des murs

Le dimensionnement en capacité n'est pas une méthode de calcul des sollicitations en divers points d'une structure, mais une façon de protéger certains éléments par rapport à d'autres (extrémités des poteaux par rapport aux extrémités des poutres, assemblages et autres attaches, etc.).

Il s'agit de prédéterminer les zones où des plastifications doivent se produire. Dans ces zones, les dispositions à prendre (notamment pour le ferraillage) permettent aux déformations plastiques de se produire sans risque de ruine. Surdimensionner les autres sections potentiellement critiques de manière à être sûr que les plastifications surviendront bien là où elles ont été prévues et pas ailleurs. En effet, il s'agit de surdimensionner (voir Figures 1.6-10 et 1.6-11) la zone proche (application d'un coefficient de comportement q/γ_{Rd}) d'une zone critique (qui se plastifie avec la prise en compte du coefficient de comportement).

Cette démarche d'une grande logique est praticable dans les cas où la structure est suffisamment simple pour que la prédétermination des zones plastifiables puisse être faite avec certitude. Pour les structures complexes fortement hyperstatiques et dont la réponse a un caractère tridimensionnel, on peut mettre en doute la fiabilité de cette prédétermination.

La conception est rationnelle lorsque l'état d'équilibre final donne lieu à des configurations stables. Il s'agit finalement d'un état de mécanisme maîtrisé qui est l'objectif même du dimensionnement en capacité.

1.7 Coefficients de comportement des structures en béton armé

Pour éviter un dimensionnement explicite [EC8-1/3.2.2.5-(1)] dans le domaine non linéaire, la capacité de dissipation d'énergie de la structure est prise en compte à partir d'une analyse élastique linéaire fondée sur un spectre de réponse réduit (spectre de calcul, voir § 4.1.3), obtenu par l'introduction du coefficient de comportement q.

Le coefficient de comportement q est une approximation [EC8-1/3.2.2.5-(3)P] du rapport entre les forces sismiques que la structure subirait si sa réponse était parfaitement élastique avec un amortissement visqueux de 5 % et des forces sismiques qui peuvent être utilisées lors de la conception avec un modèle linéaire conventionnel.

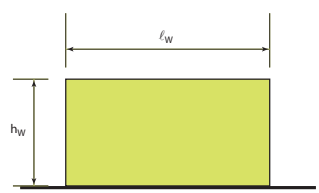
Néanmoins, l'évaluation du coefficient de comportement est bien souvent assez arbitraire ; de plus, la conversion entre la ductilité estimée et le coefficient de comportement est souvent faite sur la base d'une hypothèse de comportement élastique parfaitement plastique du bâtiment.

Les vérifications de l'admissibilité des contraintes sous chargement diminué par le coefficient de comportement ne prennent pas souvent en considération qu'il est important que la ductilité soit effectivement développée. Vérifier que les contraintes ne dépassent jamais les contraintes de limites d'élasticité pour un calcul avec coefficient de comportement supérieur à 1 est infondé.

Pour les bâtiments en béton armé, les types de structures concernées [EC8-1/5.1.2-(1) ; 5.2.2.1-(1) P] sont essentiellement :

- **des systèmes à ossatures :** structures en portiques constituées principalement de poutres et poteaux dans lesquelles l'effort tranchant de l'ossature à la base du bâtiment est supérieur à 65 % de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble ;
- **des systèmes à contreventement mixtes :** structures en portiques et à murs porteurs avec deux configurations possibles :
  - équivalent à une ossature dans lequel l'effort tranchant de l'ossature à la base du bâtiment est supérieur à 50 % de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble. Les charges verticales sont reprises par les portiques et en partie par les voiles,
  - équivalent à des murs dans lequel l'effort tranchant des murs à la base du bâtiment est supérieur à 50 % de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble. Les charges verticales sont reprises par les voiles et en partie par les portiques ;
- **des systèmes à murs « ductiles » (couplés ou non) :** la résistance aux charges verticales ainsi qu'aux charges horizontales est assurée principalement par des murs structuraux verticaux dont la résistance à l'effort tranchant à la base du bâtiment est supérieur à 65 % de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble ;
- **des systèmes à murs de grandes dimensions en béton peu armé**, appelés dans la suite du texte murs « conventionnels » (couplés ou non). Pour être classé comme système de murs de grandes dimensions en béton peu armé [EC8-1/5.2.2.1-(3)P], ils doivent présenter les caractéristiques suivantes :
  - comprendre au moins deux murs par direction,
  - avoir la dimension ℓ_w :

$$\ell_w \geq \min\left\{4{,}0\ \text{m}\ ;\ 2\frac{h_w}{3}\right\} \qquad (1.7.1\text{-}1)$$

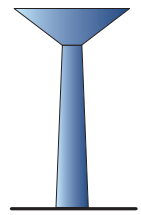


  - une charge verticale sur les deux murs supérieur ou égale à 20 % de la charge gravitaire totale du bâtiment,
  - une période fondamentale $T_1 \leq 0{,}5$ s,

– si le système structural ne peut pas être considéré comme un système de murs de grandes dimensions (murs courants), alors tous les murs doivent être dimensionnés comme des murs ductiles [EC8-1/5.2.2.1-(7)] ;

- **des systèmes en pendule inversé**, dans lesquels plus de 50 % de la masse est située dans le tiers supérieur de la superstructure. La dissipation d'énergie a lieu à la base d'un élément unique de l'ouvrage (voir Tableau 1.2-3). L'effort normal réduit est de :

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \, f_{cd}} > 0,3 \qquad (1.7.1\text{-}2)$$



En dehors des châteaux d'eau, les cas le plus représentatifs sont les ponts (EC8-2) pour lesquels la valeur du coefficient de comportement est fonction de la valeur [EC8-2/4.1.6] de l'effort normal réduit ν.

Les ossatures ayant un seul niveau, avec les têtes de poteaux liées dans les deux directions principales (structures en portiques) et dont la valeur de l'effort normal réduit des poteaux ne dépasse en aucun point [EC8-1/5.1.2-(1)]

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \, f_{cd}} < 0,3 \qquad (1.7.1\text{-}3)$$

n'appartiennent pas à la catégorie des « systèmes en pendule inversé ».

C'est par exemple le cas des grands halls avec une toiture en béton armé préfabriqué ou en charpente métallique. L'effort normal n'étant pas très important et en fonction des liaisons en tête, on peut avoir un fonctionnement en portique ;

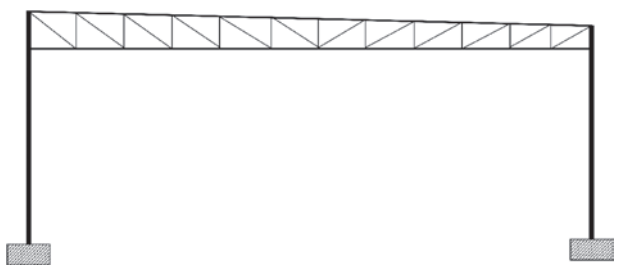


Figure 1.7-1 Cas du portique

- **des systèmes à noyau**, avec une faible rigidité à la torsion. Les conditions de rigidité à la torsion définies au § 4.4.2.3 ne sont pas respectées. Un exemple est donné par la Figure 1.7-2 avec un noyau disposé au centre et une ossature flexible de part et d'autre.

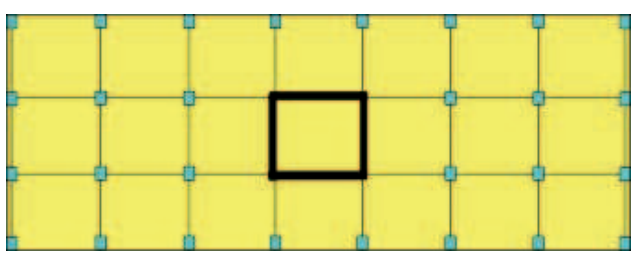


Figure 1.7-2 Noyau situé au centre du bâtiment

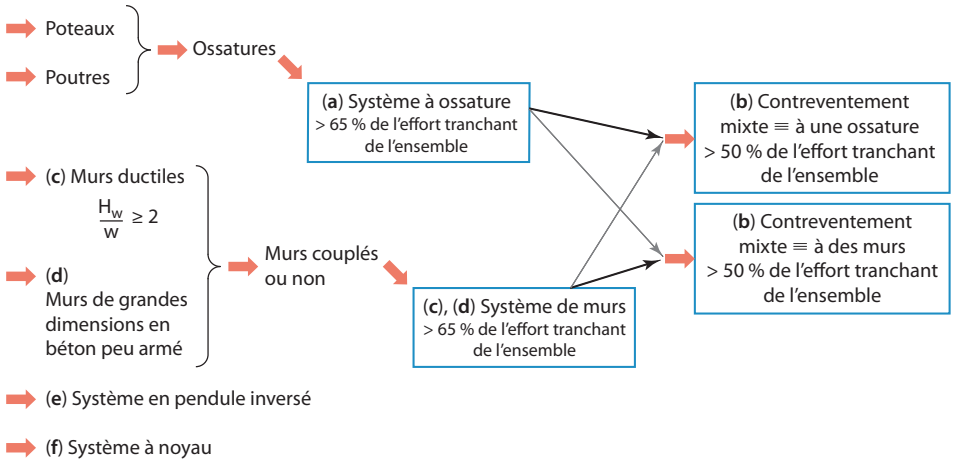


Figure 1.7-3 Tableau synoptique des structures en béton armé, définitions

À l'exception des systèmes à noyau (f), on peut avoir très bien un type de système structural dans une direction horizontale et un autre dans l'autre direction horizontale [EC8-1/3.2.2.5-(3) P/4.3.3.5.1-(4)/5.2.2.1-(2)]. Les valeurs du coefficient de comportement q peuvent être différentes dans les deux directions horizontales, différentes pour les deux types des systèmes structuraux (Figure 1.7-4) ; la classe de ductilité doit être la même dans toutes les directions.

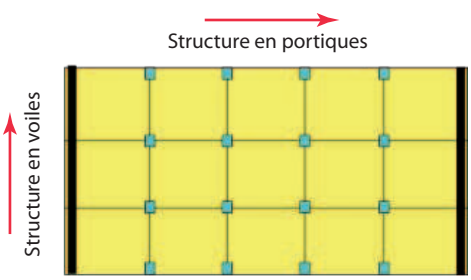


Figure 1.7-4 Structures différentes dans les deux directions horizontales

NB : Le coefficient de comportement dépendant du mode de contreventement, il aura alors des valeurs différentes pour ces deux directions (Figure 1.7-4) et on ne sait plus très bien comment combiner les effets des composantes horizontales pour les modes propres couplés qui ont une déformée modale bidimensionnelle.

Les systèmes à ossature ou à murs (a, b, c et d) dont les éléments verticaux sont bien distribués en plan présentent naturellement une bonne rigidité [EC8-1/5.2.2.1-(5)] à la torsion. Dans ces cas, les conditions de rigidité minimales à la torsion (voir § 4.4.2.3) sont considérées comme satisfaites [EC8-1/5.2.2.1-(5)].

Il est important de noter qu'un système structural avec les modes de flexion prépondérants dans les deux directions principales respecte les conditions de rigidité à la torsion [05-5].

Il est possible d'adopter deux valeurs différentes du coefficient de comportement q pour les deux composantes horizontales de l'action sismique, sous réserve qu'il n'y ait pas de couplage des réponses dynamiques de la structure dans ces deux directions.

La valeur maximale [EC8-1/5.2.2.2-(1)P] du coefficient de comportement q à introduire dans la détermination de spectres (voir § 4.1.3) et pour chaque direction de calcul est donnée par :

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1{,}5 \tag{1.7.1-4}$$

NB : Quel que soit le type de la structure en béton armé, le coefficient de comportement minimal est : q = 1,5 pour la classe de ductilité limitée DCL.

avec :

q_0, la valeur de base du coefficient de comportement, dépendant du type de structure et de la régularité

k_w reflète le mode de rupture prédominant pour le contreventement par murs

$$k_w = \begin{cases} 1{,}00 \text{ pour les ossatures ou les contreventements équivalents à des ossatures} \\ 0{,}5 \leq \dfrac{1+\alpha_0}{3} \leq 1 \text{ pour les systèmes de murs ou équivalents à des murs} \end{cases} \tag{1.7.1-5}$$

α_0 est le rapport de forme dominant à condition que le rapport de forme h_w/ℓ_w ne diffère pas de manière significative ; une variation inférieure à 20 % peut être considérée comme acceptable :

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum \ell_{wi}} \tag{1.7.1-6}$$

avec :

h_{wi}, la hauteur du mur

ℓ_{wi}, la longueur de la section transversale du mur i.

Remarques sur la détermination du rapport de forme α_0 :

– dans le cas des murs couplés, on peut considérer chaque mur indépendamment en ne prenant pas en compte [10-4/10.5] l'effet de couplage apporté par les linteaux ;
– dans le cas des structures irrégulières en plan, le rapport de forme peut être différent d'un mur à l'autre. Dans cette situation, il est recommandé que l'évaluation de α_0 soit seulement basée sur les murs qui prédominent dans la résistance à l'effort tranchant (voir § 5.10.2.1).

Pour l'analyse sismique et le dimensionnement, les structures de bâtiments sont classées [EC8-1/4.2.3.1-(1)P] en formes régulières et irrégulières, en considérant leurs configurations tant en plan horizontal que vertical (Tableau 1.7-1).

Pour les bâtiments réguliers en élévation, les valeurs de base de q_0 [EC8-1/5.2.2.2-('2)] sont indiquées par le Tableau 1.7-1.

Tableau 1.7-1 Valeurs de base du coefficient de comportement q_0

Type de structure	DCM	DCH (non utilisé en France)
Système à ossature, système à contreventement mixte, système de murs couplés	$3{,}0\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$4{,}5\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Système de murs non couplés	3,0	$4{,}0\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Système à noyau	2,0	3,0
Système en pendule inversé	1,5	2,0

α_1 est la valeur avec laquelle l'action sismique horizontale de calcul est multipliée pour atteindre, pour la première fois en un point quelconque de la structure, la résistance à la flexion d'un élément, toutes les autres actions de calcul étant constantes.

α_u est la valeur avec laquelle l'action sismique horizontale de calcul est multipliée pour obtenir la formation des rotules plastiques dans un nombre de sections suffisant pour développer une instabilité globale de la structure. Le coefficient peut être obtenu par une analyse pushover (§ 4.4.3).

Lorsque le coefficient de sur-résistance α_u/α_1 n'a pas été évalué par le calcul, on peut adopter [EC8-1/5.2.2.2-(5)] les valeurs forfaitaires présentées dans le Tableau 1.7-2.

Tableau 1.7-2 Valeurs forfaitaires, sans analyse pushover*, du rapport α_u/α_1

Type structural	Bâtiments réguliers en plan α_u/α_1	Bâtiments irréguliers en plan** α_u/α_1
Système à ossature ou système à contreventement mixte équivalent à une ossature [EC8-1/5.2.2.3-(5a)]		
Bâtiments d'un étage	1,1	1,05
Portiques à une travée de plusieurs étages	1,2	1,10
Contreventement mixte équivalent à une ossature	1,3	1,15
Système à contreventement mixte de murs ou équivalent à des murs [EC8-1/5.2.2.3-(5b)]		
Uniquement deux murs par direction	1,0	1,00
Plusieurs murs non couplés par direction	1,1	1,05
Système de murs couplés Contreventement mixte équivalent à des murs	1,2	1,10
* En cas d'analyse pushover, des valeurs supérieures du rapport α_u/α_1 peuvent être utilisées [EC8-1/5.2.2.2-(7)] sans toutefois dépasser 1,5 [EC8-1/5.2.2.2-(8)]. ** Moyennes entre 1,0 et les valeurs de α_u/α_1 des bâtiments réguliers [EC8-1/5.2.2.2-(6)].		

Le non-respect de la totalité des critères de régularité [EC8-1/4.2.3.1-(2)] en élévation (voir § 2.2.4) et plus particulièrement la non-continuité [EC8-1/4.2.3.3-(2)] des éléments de contreventement depuis les fondations et jusqu'au sommet du bâtiment impose d'emblée l'application de la réduction [EC8-1/5.2.2.2-(3)] par 0,8 du coefficient de comportement.

Les valeurs ci-dessus du rapport α_u/α_1 ont été intégrées dans le Tableau 1.7-3.

Tableau 1.7-3 Coefficient de comportement q_0 ; classe DCM ductilité moyenne

Type structural, classe DCM	Réguliers en plan		Irréguliers en plan		k_w
	Réguliers en élévation	Irréguliers en élévation	Réguliers en élévation	Irréguliers en élévation	
Ossature ou système à contreventement mixte équivalent à une ossature [EC8-1/5.2.2.2-(5a)]					
Bâtiment (portique) d'un étage	3,3	2,64	3,15	2,52	× 1
Ossatures à une travée et plusieurs étages	3,6	2,88	3,3	2,64	
Ossatures à plusieurs travées et plusieurs étages	3,9	3,12	3,45	2,76	
Contreventement mixte équivalent à une ossature ayant plus de 50 % de l'effort tranchant de l'ensemble repris par l'ossature	3,9	3,12	3,45	2,76	
Système à contreventement mixte de murs ou équivalent à des murs ductiles [EC8-1/5.2.2.2-(5b)] **Contreventement par murs de grandes dimensions : murs conventionnels [EC8-1/5.2.2.1-(3)P]**					
Contreventement par deux murs non couplés par direction horizontale	3,0	2,4	3,0	2,4	× k_w (voir éq. 1.7.1-5)
Systèmes de murs non couplés par direction	3,3	2,64	3,15	2,52	
Système de murs couplés	3,6	2,88	3,3	2,64	
Système à noyau	2,0	1,6	2,0	1,6	
Murs de grandes dimensions avec un mur dans une direction et deux murs dans la direction orthogonale	Les coefficients ci-dessus sont divisés par un facteur de 1,5 pour la direction ne comportant qu'un seul mur mais restent supérieurs ou égaux à 1,5				
Système en pendule inversé ($\nu > 0{,}3$)	1,5	1,5	1,5	1,5	
La valeur minimale du coefficient de comportement est de : $q = q_0 \cdot k_w \geq 1{,}5$					
En cas de prise en compte de la composante verticale (voir § 4.2.1) de l'action sismique, pour tous les matériaux et tous les systèmes structuraux **[EC8-1/3.2.2.5-(6)]**. La composante verticale de l'action sismique a_{vg} est à considérer seulement dans certaines (voir § 4.2.1) situations **[EC8-1/4.3.3.5.2-(1)]**	$q = 1{,}5$				

Les coefficients de comportement du contreventement à murs sont plus faibles que ceux du contreventement par portiques, ce qui est parfaitement compréhensible étant donné la capacité d'incursion plus grande dans le domaine élasto-plastique des ossatures.

On peut remarquer que pour le système en pendule inversé le coefficient de comportement et de $q = 1{,}5$, ce qui s'apparente à une ductilité limitée. La demande de ductilité pour les piles de ponts en béton armé est fonction de l'effort normal réduit **[EC8-2/4.1.6-(3)P-(5)P]** :

- $\nu < 0{,}3 \rightarrow q = 2{,}1$ à $3{,}5$
- $0{,}3 \leq \nu < 0{,}6 \rightarrow q_r = q - \dfrac{\nu - 0{,}3}{0{,}3}(q - 1)$
- $\nu \geq 0{,}6 \rightarrow q = 1$

La valeur du coefficient de comportement (la ductilité) diminue avec l'accroissement de l'effort normal, ce qui est parfaitement logique.

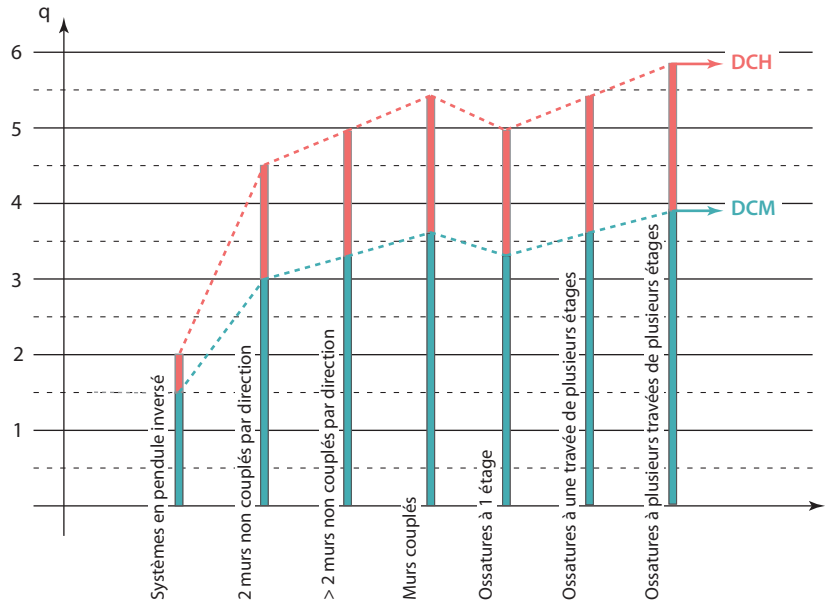


Figure 1.7-5 Variation du coefficient de comportement en fonction du type de structure

Les bâtiments dont la structure primaire est constituée par la superposition de deux structures acier ou bois et béton relèvent bien de l'EC8-1, mais, par contre, ni l'EC8-1 ni son annexe nationale ne donnent de valeur pour le coefficient « unique» de comportement à retenir dans le cas de l'analyse par modèle élastique.

Il est alors possible en se plaçant en sécurité [CN/PS, 13-6] de retenir comme valeur pour le coefficient de comportement la plus petite des deux valeurs du coefficient q de la structure acier ou bois et du coefficient q de la structure béton.

La norme suisse [SIA 261 13-7/16.5.1.6] précise que pour les structures mixtes il y a lieu de prendre en compte comme coefficient de comportement q le plus petit coefficient des structures partielles.

Il semble loisible dans certains cas d'admettre :

– soit que le soubassement (§ 2.6.5) en béton reste dans le domaine élastique, alors que la superstructure en métal se plastifie ; dans ce cas, considérer le soubassement en béton comme la fondation de la structure métallique charpente qui est dimensionnée avec son propre coefficient de comportement ;
– soit que la charpente métallique est à dimensionner comme un équipement reposant sur la structure en béton et lui appliquer alors les parties concernées par EC8.

1.8 Incertitudes et vérifications de sécurité

Algérie, Boumerdès, 21 mai 2003 : à l'origine, deux bâtiments identiques

Port-au-Prince, 12 janvier 2010 : Bâtiment en instance d'effondrement avec un porte-à-faux de 1,30 m

1.8.1 Incertitudes

L'incertitude globale, due à la nature aléatoire de l'action sismique et aux incertitudes du comportement post-élastique cyclique des structures en béton, est notablement plus importante que sous l'effet des actions non sismiques [EC8-1/5.2.3.7-(1)P].

Il s'agit donc de réduire les incertitudes liées :

- aux valeurs représentatives des actions : charges d'exploitation, neige, etc. ;
- à la nature aléatoire de l'action sismique. Les nombreux enregistrements de séisme majeurs et la mise à jour périodiquement de la carte du zonage sismique intègrent de plus en plus le côté aléatoire de l'action sismique ;
- à la conception de la structure. Les critères pertinents de conception dans le cas général sont détaillés au § 1.4 ;
- à la résistance des matériaux réellement mise en œuvre ;
- à la réglementation applicable au calcul du béton armé (Eurocode 2) qui prend en compte le comportement non linéaire de ce matériau composite. D'un autre côté, le règlement (Eurocode 8) admet que les sollicitations soient obtenues à l'issu d'un calcul linéaire, autorisant ainsi les nombreuses combinaisons linéaires propres au génie civil ;

– à la résistance des éléments constituants la structure. Afin de réduire ce type d'incertitude, les règles suivantes doivent être appliquées [EC8-1/5.2.3.7-(2)P] :
  – résistance des diaphragmes horizontaux (planchers) et entretoisements dans les plans horizontaux doivent pouvoir transmettre, avec une sur-résistance suffisante, les effets de l'action sismique aux divers contreventements auxquels ils sont liés. Les dispositions à respecter sont données au § 2.4,
  – adopter des dimensions minimales des éléments de structure afin de réduire la sensibilité à des écarts géométriques,
  – respecter le rapport des dimensions minimales aux dimensions maximales afin de réduire le risque d'instabilité latérale de ces éléments,
  – limiter les déplacements entre étages pour limiter l'effet P-Δ,
  – la largeur du joint sismique doit être telle qu'indiquée au § 2.3,
  – prolonger sur toute la longueur de la poutre BA une partie des armatures supérieures de continuité en raison de l'incertitude sur les points d'inflexion,
  – envisager la possibilité d'inversion de moments non prévus par le calcul et disposer des armatures minimales sur la face concernée,
  – le système de fondations doit être conçu et vérifié suivant les indications données par l'ouvrage *Fondations et procédés d'amélioration du sol* [13-2] ;
– à la ductilité, paramètre essentiel dans le bon fonctionnement d'une structure. Afin de réduire l'incertitude sur la ductilité, les règles suivantes doivent être appliquées [EC8-1/5.2.3.7-(3)P] :
  – assurer une ductilité locale minimale indépendamment de la classe de ductilité adoptée,
  – prévoir une quantité minimale d'armatures tendues pour éviter les ruptures fragiles,
  – respecter la valeur de calcul de l'effort normal réduit afin de réduire les conséquences de l'éclatement de l'enrobage et éviter les incertitudes plus importantes sur la ductilité disponible à des niveaux élevés d'effort normal :
    - poteau DCM [EC8-1/5.4.3.2.1-(3)P] : $\nu_d = \dfrac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \leq 0,65$
    - poteau DCH [EC8-1/5.5.3.2.1-(3)P] : $\nu_d \leq 0,55$
    - mur DCM [EC8-1/5.4.3.4.1-(2)] : $\nu_d \leq 0,40$
    - mur DCH [EC8-1/5.5.3.4.1-(2)] : $\nu_d \leq 0,30$
– aux conditions d'équilibre au renversement et au glissement. Il doit être vérifié que la structure reste stable sous l'action sismique de calcul vis-à-vis du renversement et du glissement [EC8-1/4.4.2.4-(1)P] (voir § 1.8.9).

1.8.2 Vérifications de sécurité

La principale valeur représentative d'une action est sa valeur caractéristique, dont la définition dépend de la nature de l'action considérée en fonction de la variation dans le temps [EC0/4.1.1, 4.12] (Tableau 1.8-1).

Tableau 1.8-1

Actions	**Exemples**	**Valeur caractéristique F_k d'une action : doit être spécifiée comme valeur moyenne, valeur inférieure ou supérieure, ou valeur nominale**
Actions permanentes (G)	Poids propre des structures (1) Équipements fixes Revêtement de chaussée Retrait Tassements différentiels	Si la variabilité de G peut être considérée comme faible, une valeur unique de G_k peut être utilisée
		En cas de variabilité de G, deux valeurs doivent être utilisées : une valeur supérieure $G_{k,sup}$ et une valeur inférieure $G_{k,inf}$
Actions variables (Q) (2)	Charges d'exploitation sur planchers Actions du vent Charges de la neige	Valeur caractéristique supérieure $Q_{k,sup}$ correspondant à une probabilité recherchée de ne pas être dépassée pendant la durée de référence
		Valeur caractéristique inférieure $Q_{k,inf}$ correspondant à une probabilité recherchée d'être atteinte pendant la durée de référence
		Valeur nominale spécifiée dans des cas où il n'existe pas de distribution statistique connue
Actions accidentelles (A)	Chocs de véhicules Action sismique Explosions	Valeur de calcul A_d à spécifier pour chaque projet
		Valeurs sismiques caractéristiques A_{Ek} pour chaque projet et détermination des valeurs de calcul A_{Ed}
(1) La valeur moyenne du poids propre des structures est souvent connue avec une bonne précision et son coefficient de variation est faible (environ 0,05). Les actions sont représentées par une valeur nominale unique calculée à partir des coffrages et des poids volumiques ; il s'agit donc de leur valeur moyenne, appelée valeur probable. (2) Pour les actions variables, il s'agit de choisir a priori la durée de référence. Il s'agit principalement de la valeur de combinaison, de la valeur fréquente et de la valeur quasi permanente.		

Les principes d'une analyse de la sécurité des constructions sont fondés sur les étapes suivantes [02-1] :

– définir les phénomènes (états-limites) ou les situations que l'on veut éviter ;
– estimer la gravité des risques liés à ces phénomènes ;
– choisir, pour la construction, des dispositions telles que la probabilité de chacun de ces phénomènes soit limitée à une valeur assez faible pour être acceptée en fonction de cette estimation.

En pratique, cette démarche se traduit par des règles partiellement forfaitaires, qui introduisent la sécurité :

– par de valeurs représentatives des actions et des résistances ;
– par des coefficients partiels appliqués aux actions et aux résistances ;
– par des marges plus ou moins apparentes introduites dans les divers modèles (de chargement, de structure, etc.) utilisés pour faire les calculs.

L'analyse des conditions d'une possible défaillance structurale conduit à sélectionner, pour une structure donnée, des situations de projet suffisamment sévères et variées pour couvrir toutes les situations physiques que l'on peut raisonnablement s'attendre à rencontrer lors de l'exécution et de l'utilisation de la structure.

Les situations de projet sont classées en :

– situations durables ; conditions d'utilisation normale ;
– situations transitoires ; conditions temporaires en cours d'exécution ou d'opérations de maintenance ou réparation ;
– situations accidentelles ; conditions exceptionnelles : incendie, choc, défaillance localisée ;
– situations sismiques ; conditions exceptionnelles applicables à la structure lors d'un séisme.

La structure doit être conçue et construite (voir § 1.4.4) pour résister à des actions sismiques plus sévères [EC8-1/2.2.1-(2)P] que les actions sismiques de calcul, sans qu'apparaissent des dommages et des limitations d'exploitation dont le coût serait disproportionné par rapport à celui de la structure. Cette exigence de l'Eurocode 8 implique des vérifications de sécurité, ainsi que des dispositions particulières [EC8-1/4.4].

En notant [EC8-1/4.4.1-(2)a] :

- V_E l'effort tranchant total à la base du bâtiment (au niveau des fondations ou au sommet d'un soubassement rigide, voir § 2.8), dû à la combinaison sismique de calcul et calculé avec un coefficient de comportement égal à la valeur applicable (q = 1 à 1,5) aux structures faiblement dissipatives ;
- V_w l'effort tranchant dû à d'autres combinaisons, comme par exemple l'action du vent.

Deux cas peuvent se présenter (Figure 1.8-1) : soit l'effort tranchant sismique total à la base du bâtiment V_E est plus faible que celui dû au vent V_w ; c'est la situation des immeubles de grande hauteur ou certaines ossatures métalliques, cas pour lesquels la vérification de sécurité est acquise. Dans le cas contraire, l'exigence de non-effondrement (état limite ultime de non-effondrement) dans la situation sismique de calcul est considérée comme satisfaite si les conditions concernant la résistance, la ductilité, l'équilibre, la stabilité des fondations et les joints sismiques sont respectées [EC8-1/4.4.2.1-(1)P].

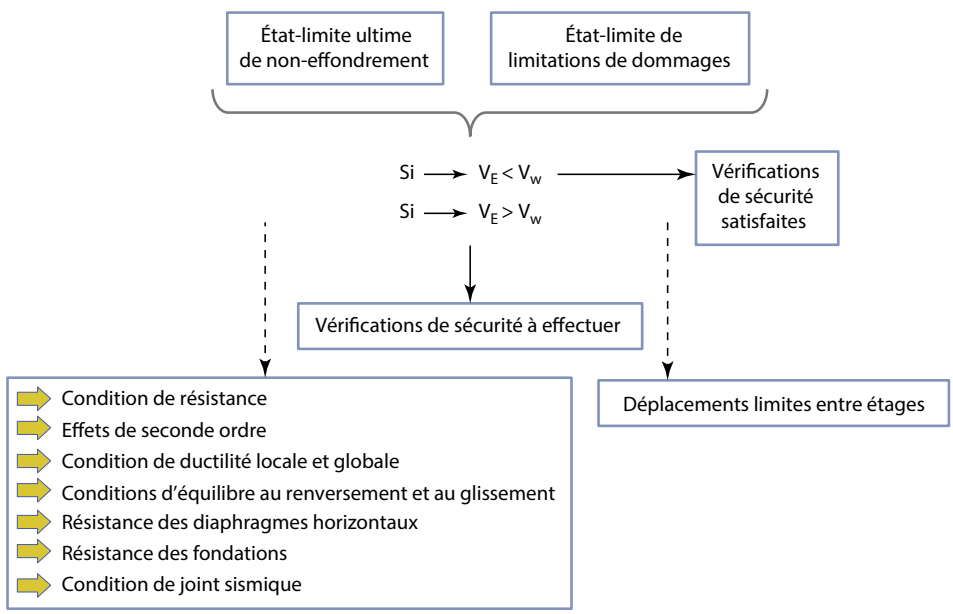


Figure 1.8-1 Vérifications de sécurité

1.8.3 Condition de résistance

Les deux grandeurs E l'effet des actions et R la résistance, ne sont pas exactement connues et de plus sont des variables aléatoires indépendantes. On fait donc intervenir des valeurs particulières de calcul, notées E_d et R_d.

L'Eurocode 8 demande que la relation suivante [EC8-1/4.4.2.2-(1)P] soit satisfaite pour tous les éléments structuraux, y compris les assemblages, et pour les éléments non structuraux concernés :

$$E_d \leq R_d \tag{1.8.3-1}$$

où :

- ***E_d* est la valeur majorée de calcul** de l'effet de l'action, dû à la situation sismique de calcul [EC-0/6.4.3.4/(2)], incluant, si nécessaire, les effets du second ordre (voir § 1.8.4) :

$$E_d = E\left(G_{k,j}\ ;\ P\ ;\ A_{Ed}\ ;\ \Psi_{2,i}Q_{k,i}\right) \tag{1.8.3-2}$$

  La combinaison des actions entre parenthèses peut s'exprimer par :

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i}Q_{k,i} + (0\text{ à }0,2)\ S_n \tag{1.8.3-3}$$

  avec :

  $A_{Ed} = \gamma_I\, A_{Ek}$, valeur de calcul de l'action sismique

  A_{Ek}, valeur caractéristique de l'action sismique pour la période de retour de référence

  γ_I, coefficient d'importance permettant d'ajuster le niveau de fiabilité de l'ouvrage en fonction des exigences particulières

  Ψ = 0,2 à 0,7. En règle générale, les actions variables ne sont prises en compte dans la combinaison sismique que par leur valeur quasi permanente.

  La redistribution des moments fléchissants conformément aux Eurocodes 2, 3 et 4 est admise ;

- ***R_d* est la résistance minorée de calcul** correspondante de l'élément, calculée conformément aux règles spécifiques pour le matériau utilisé (en termes de valeurs caractéristiques des propriétés de matériau f_k et coefficient de sécurité partiel γ_M, voir § 4.2) et aux modèles mécaniques associés au type de système structural.

1.8.4 Effets du second ordre (effets P-Δ)

Une ossature soumise à des charges extérieures subit des déplacements et prend ainsi une configuration déformée [05-6/7.4.1]. La conjonction des déplacements horizontaux (des têtes de poteaux en particulier) et des charges verticales engendre des moments secondaires de « déstabilisation » de l'ossature qui ont pour conséquence d'amplifier ces déplacements : effet P-Δ. À l'équilibre, l'ossature se stabilise dans une configuration déformée.

La prise en considération des déplacements des nœuds d'une structure en présence de charges verticales importantes conduit en particulier, par rapport au modèle d'analyse qui les ignore et qui est dit du « premier ordre », à des moments et des déplacements plus importants pour un même chargement (Figure 1.8-2). Une telle analyse est dite du « second ordre ».

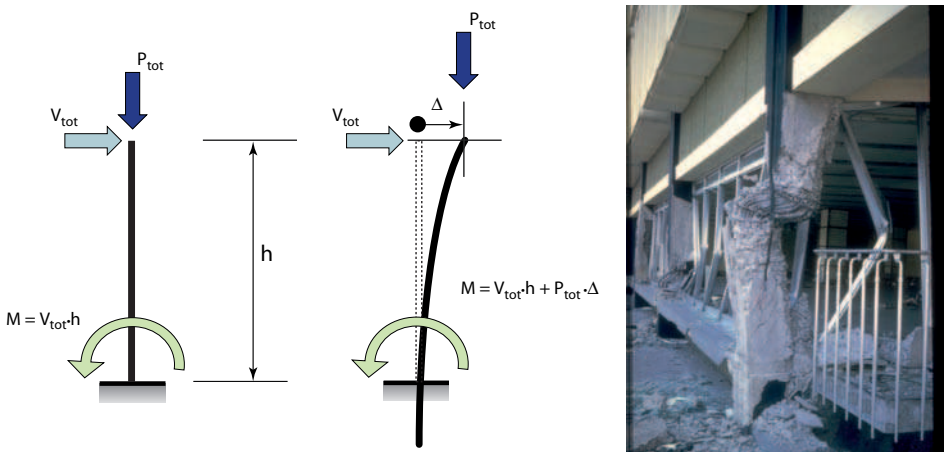


Figure 1.8-2 a) Effet du premier ordre ; b) effet du second ordre ;
c) flambement d'un poteau au rez-de-chaussée ; Manille, 1968

Les effets du second ordre générés dans la structure par ces barres sont équivalents à l'effet de deux forces égales et de sens opposés, appliquées à chacune des extrémités et perpendiculairement à l'axe initial de la barre. Le sens de ces forces est tel qu'elles entraînent une augmentation de la rotation globale de la barre. Lorsque les forces sont établies pour chacune des barres de la structure et sommées à ses nœuds, on obtient un système de charges $V\varphi$ équivalent aux effets du second ordre dans toute la structure (Figure 1.8-3).

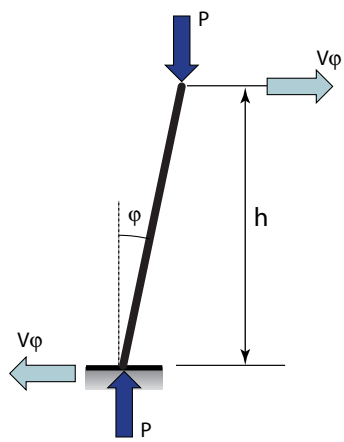


Figure 1.8-3 Forces équivalentes aux effets P-Δ

Les effets P-Δ sont d'autant plus marqués que la structure est à la fois chargée et souple vis-à-vis du déplacement latéral.

Les critères de prise en compte des effets P-Δ sont donnés par l'EC8 :

a) il n'est pas nécessaire [EC8-1/4.4.2.2-(2)P] de prendre en compte les effets du second ordre (effets P-Δ) lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0{,}10 \qquad (1.8.4\text{-}1)$$

avec :

θ, le coefficient de sensibilité au déplacement relatif entre étages

P_{tot}, la charge gravitaire totale due à tous les étages situés au-dessus de l'étage considéré, y compris celui-ci, dans la situation sismique de calcul

d_r, le déplacement relatif de calcul entre étages, pris comme la différence de déplacement latéral moyen entre le haut et le bas du niveau considéré, calculés conformément à [EC8-1/4.3.4-(2)]

V_{tot}, l'effort tranchant sismique total au niveau considéré

h, la hauteur du niveau, entre étages ;

b) dans les cas où $0{,}1 < \theta \leq 0{,}2$, les effets du second ordre peuvent être pris en compte approximativement [EC8-1/4.3.4-(3)] en majorant les effets de l'action sismique par un facteur égal à : $1/(1 - \theta)$;

c) en toute situation [EC8-1/4.3.4-(4)P], la valeur du coefficient ne doit pas dépasser : $\theta \leq 0{,}3$.

1.8.5 Conditions de ductilité locale et globale

Il doit être vérifié que les éléments structuraux [EC8-1/4.4.2.3-(1)P], ainsi que la structure dans son ensemble possèdent une ductilité convenable, en tenant compte de la demande de ductilité associée au système structural choisi et du coefficient de comportement (voir § 1.7).

Les exigences spécifiques pour la ductilité locale et pour le dimensionnement en capacité (voir § 1.6.2 et 1.6.3) formulées pour les structures en béton armé et en charpente métallique doivent être respectées [EC8-1/4.4.2.3-(2)P], afin d'obtenir une hiérarchie de résistance des divers éléments structuraux, nécessaire pour assurer la position souhaitée des rotules plastiques et pour éviter les modes de rupture fragile.

Dans les bâtiments à plusieurs étages, la formation d'un mécanisme plastique sur un seul niveau doit être évitée [EC8-1/4.4.2.3-(3)P], dans la mesure où un tel mécanisme pourrait induire des demandes de ductilité locale excessives dans les poteaux du niveau concerné.

Pour respecter cette exigence dans les bâtiments à ossatures, y compris les systèmes équivalents à des ossatures avec au moins deux niveaux, il faut que la condition suivante [EC8-1/4.4.2.3-(4)], la résistance du poteau soit supérieure à la résistance des poutres convergentes. Cette condition doit être satisfaite à tous les nœuds de poutres sismiques primaires ou secondaires avec des poteaux sismiques primaires :

$$\sum M_{Rc} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{Rb} \qquad (1.8.5\text{-}1)$$

avec :

- ΣM_{Rc}, la somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poteaux connectés au nœud. Il y a lieu d'utiliser la valeur minimale des résistances à la flexion des poteaux dans l'intervalle de variation des efforts normaux des poteaux dans la situation sismique de calcul. Les moments des poteaux étant toujours opposés aux moments des poutres ;

a) b) c) d) e)

Figure 1.8-4 a) Déformation du rez-de-chaussée « élastique », séisme de Spitak, 1988 ; b) détail d'une travée ; c, d) San Francisco, déformation du rez-de-chaussée « élastique », séisme de Loma Prieta, 1989 ; e) même bâtiment en 2004

- ΣM_{Rb}, la somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poutres connectées au nœud. Lorsque des assemblages à résistance partielle sont utilisés, les résistances à la flexion de ces assemblages sont prises en compte dans le calcul de ΣM_{Rb} ;
- γ_{Rd} = 1,3, le coefficient de surcapacité [EC8-1/5.5.2.3-(5)] ou de sur-résistance pour tenir compte de :
  - l'effet de l'écrouissage des armatures,
  - la non-prise en compte de la table de compression dans l'estimation du moment d'inertie,
  - la meilleure qualité du béton de la poutre par rapport au poteau.

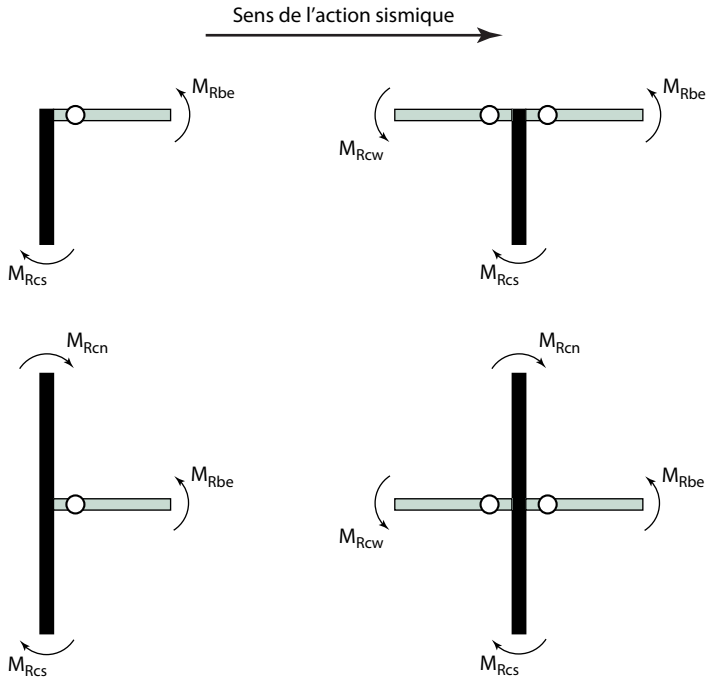


Figure 1.8-5 Condition d'équilibre des moments pour les étages courants

1.8.6 Déplacements limites entre étages

L'exigence de « limitation des dommages » [EC8-1/2.1-(1)P] est considérée comme satisfaite si, pour une action sismique ayant une plus forte probabilité d'occurrence (§ 1.4.1) que l'action sismique de calcul correspondant à l'exigence de « non-effondrement » les déplacements entre étages sont [EC8-1/4.4.3.2-(1)] :

a) pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixés à la structure : cloisons en maçonnerie, façades, etc.

$$d_r \nu \leq 0{,}005\, h \text{ ou } d_r = \frac{h}{200 \times 0{,}4} = \frac{h}{80} \qquad (1.8.6\text{-}1)$$

b) pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux ductiles comme par exemple cloisons fixées sur ossatures métalliques

$$d_r \nu \leq 0{,}0075\, h \text{ ou } d_r = \frac{h}{133 \times 0{,}4} = \frac{h}{53} \qquad (1.8.6\text{-}2)$$

c) pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux fixés de manière à ne pas interférer avec les déformations de la structure ou n'ayant pas d'éléments non structuraux :

$$d_r \nu \leq 0{,}010\, h \text{ ou } d_r = \frac{h}{100 \times 0{,}4} = \frac{h}{40} \qquad (1.8.6\text{-}3)$$

avec :

q = 1, spectre élastique correspondant à l'état limite de non-effondrement

d_r, le déplacement de calcul entre étages sous l'action sismique, les charges gravitaires et la partie quasi-permanente des charges d'exploitation

h, la hauteur entre étages

ν = 0,4, le coefficient de réduction pour prendre en compte une plus petite période de retour de l'action sismique associé à l'exigence de limitation des dommages quelle que soit la catégorie d'importance du bâtiment (arrêté du 22 octobre 2010, article 2 – IV).

Le paragraphe 2.7.2 détaille à la fois la limitation des dommages et la sécurité des personnes.

1.8.7 Effets accidentels de la torsion

Les oscillations de torsion d'axe vertical d'origine structurelle, dues à l'excentrement du centre de gravité (G) des masses par rapport au centre de torsion (T) aux niveaux considérés (Figure 1.8-6), sont prises en compte d'une manière implicite dans les modélisations 3D.

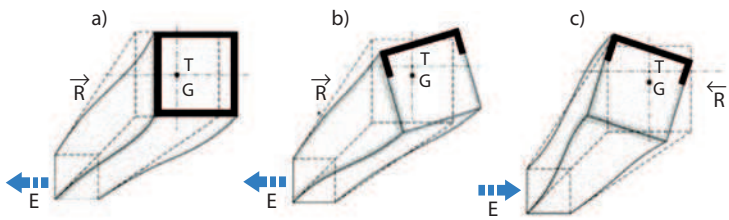


Figure 1.8-6 Torsions d'axe vertical d'origine structurelle : a) pas de torsion ; b, c) torsions dues à l'excentrement de G et T

Dans le cas de bâtiments de dimensions courantes et mis à part la torsion d'origine structurelle, la torsion accidentelle d'axe verticale peut avoir son origine :

– dans la variabilité spatiale des charges permanentes ;
– dans une distribution défavorable des charges d'exploitation ;
– dans les variations des caractéristiques mécaniques des matériaux composant la structure ;
– dans les mouvements différentiels horizontaux du sol sous l'action des ondes de volume ou de surface. En effet, les considérations sur la propagation quasi verticale des ondes de volumes et la faible influence des effets de déphasage de ces ondes dans le plan horizontal ne sont justifiées que pour les sites ayant des couches horizontales surmontant un bedrock horizontal. Par contre, pour des sites plus complexes au point de vue stratigraphique (par exemple couches inclinées) et topographique, la propagation des ondes n'est plus verticale et l'effet du déphasage peut être significatif.

Afin de tenir compte des incertitudes concernant la localisation de l'action sismique, l'Eurocode 8 groupe l'ensemble de ces effets sous l'appellation d'excentricité accidentelle [EC8-1/4.3.2-(1)P] :

$$e_{ai} = \pm 0{,}05\, L_i \qquad (1.8.7\text{-}1)$$

avec :

e_{ai}, l'excentricité additionnelle de la masse du niveau i par rapport à sa position nominale, appliquée dans la même direction à tous les niveaux

L_i, la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

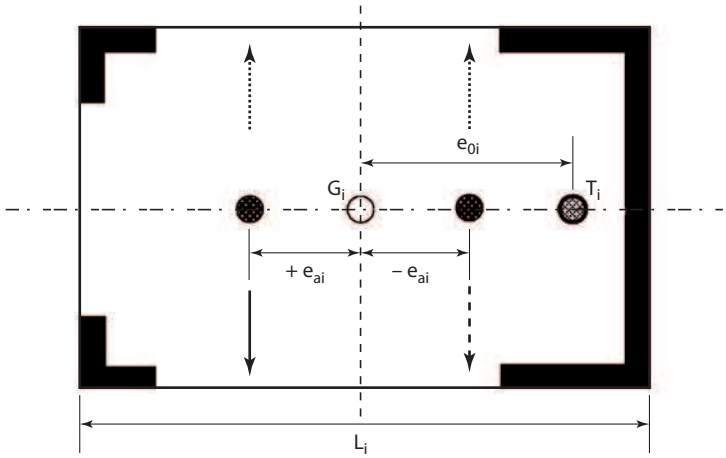


Figure 1.8-7 Excentricité additionnelle ; les quatre positions envisageables pour l'action sismique

Dans le cas d'une répartition symétrique du contreventement et de la masse, les effets de torsion accidentels peuvent être pris en compte [EC8-1/4.3.3.2.4-(1)] en multipliant les effets des actions dans chaque élément de contreventement par le coefficient suivant :

$$\delta = 1 + 0,6\frac{\chi}{L_e} \qquad (1.8.7\text{-}2)$$

avec :

χ, la distance du plan de l'élément considéré au centre de masse du bâtiment en plan, mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée (Figure 1.8-8)

L_e, la distance entre deux éléments de contreventement extrêmes mesurée perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

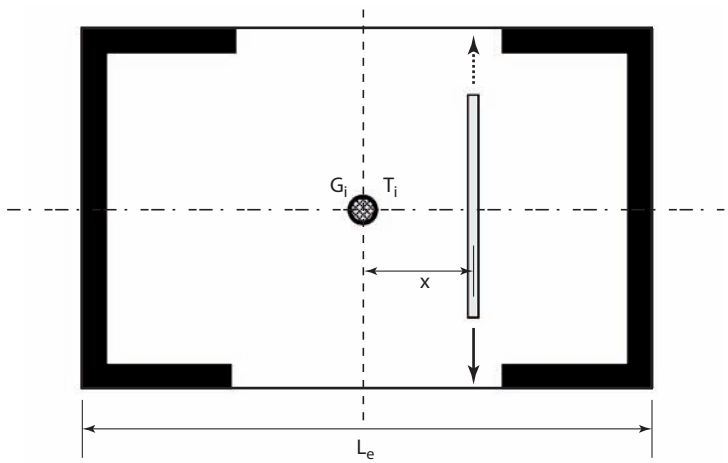


Figure 1.8-8 Excentricité additionnelle accidentelle ; cas de symétrie de masse et de raideur

Dans le cas des deux modèles plans, un pour chaque direction horizontal principale, l'Eurocode simplifie [EC8-1/4.3.3.2.4-(2)] la prise en compte de l'excentricité en doublant l'excentricité, soit :

$$\delta = 1 + 1{,}2\frac{\chi}{L_e} \tag{1.8.7-3}$$

Dans le cas de l'analyse modale sur un modèle spatial, les effets de la torsion accidentels peuvent être déterminés [EC8-1/4.2.3.3.3-(1)] comme l'enveloppe des effets résultants de la prise en compte de charges statiques déterminés à partir des moments de torsion M_{ai} d'axe vertical appliqués à chaque niveau :

$$M_{ai} = e_{ai}\, F_i \tag{1.8.7-4}$$

avec :

M_{ai}, le moment de torsion d'axe vertical appliqué au niveau i

$e_{ai} = \pm\, 00{,}5\, L_i$

F_i, la force horizontale [EC8-1/4.3.3.2.3-(2)P] au niveau i appliquée suivant les deux directions principales

$$F_i = F_b \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j m_j} \tag{1.8.7-5}$$

où :

F_i, la force horizontale agissant au niveau i

F_b, l'effort tranchant à la base [EC8-1/4.3.3.2.2]

s_i, s_j, les déplacements des masses m_i, m_j dans le mode fondamental

m_i, m_j, les masses des niveaux

Les forces statiques déterminées pour chaque niveau sont prises en compte dans les combinaisons (voir Annexe B). Un exemple d'application est donné pour le projet de réalisation du centre RDI de Michelin (§ 5.11.3.3).

1.8.8 Variabilité spatiale de l'action sismique

Les calculs dynamiques partent de l'hypothèse d'un déplacement en phase de la structure et des fondations. En effet, les éléments servant de liaison entre les points d'appui de la structure ont un double rôle :

– éviter au niveau des fondations des déplacements relatifs horizontaux avec des conséquences pour la structure [EC8-5/5.4.1.2-(1)P] ;
– transférer les efforts horizontaux aux fondations et les répartir entre les points d'appuis.

Les vitesses d'ondes sismiques peuvent atteindre des valeurs de l'ordre de 100 m/s dans les sols de mauvaise qualité (classe E) et de 3 000 m/s dans la roche de bonne qualité (classe A). Une onde sismique a donc besoin d'un certain temps pour exciter tous les points du sol et donc de l'ouvrage associé ; l'effet de déphasage d'ondes provoque des mouvements différentiels dans le sol (Figure 1.8-9) et des déformations dans la structure (indépendantes de sa réponse dynamique) en contact direct avec le sol.

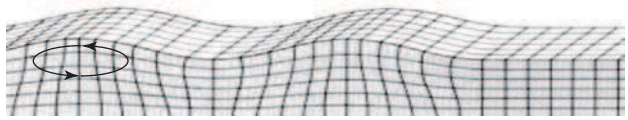


Figure 1.8-9 Ondes de surface de Rayleigh

a)

b)

c)

Figure 1.8-10 a) Déformation de la voie ferré sous l'action des ondes de surface, El Asnam, 1980 ;
b) mauvaise conception du béton armé et action des ondes de surface
sur le viaduc d'Oakland, séisme de Loma-Prieta, 1989 ;
c) partie du viaduc restée intacte y compris le camion

La prise en compte de la variation du mouvement du sol dans l'espace ainsi que dans le temps est cependant nécessaire [EC8-1/3.2.2.1-(8)] pour certains type de structure (EC8-2, Ponts ; EC8-4, Canalisations ; EC8-6, Mâts, Cheminées) quand la solidarisation des fondations n'est pas possible (Figure 1.8-11) :

– les ponts ayant des tabliers continus sur des piles indépendantes, la variabilité spatiale doit être prise en compte ;
– les halls industriels avec portiques en béton armé ou en charpente métallique ayant une ou plusieurs travées ;
– les parkings avec structures en portiques sur une trame de 10 × 15 m avec un enrobé au sol.

L'Eurocode 8-5 permet de considérer qu'aucune sollicitation supplémentaire n'est induite dans la structure quand l'une des trois conditions suivantes [CTICM/12-3] est vérifiée :

– les fondations d'un même bloc de construction doivent être disposées dans le même plan horizontal et, de plus, comporter un réseau de tirants (longrines ou dallage) en tête des semelles ou des pieux [EC8-5/5.4.1.2-(2) ; (3)] ;

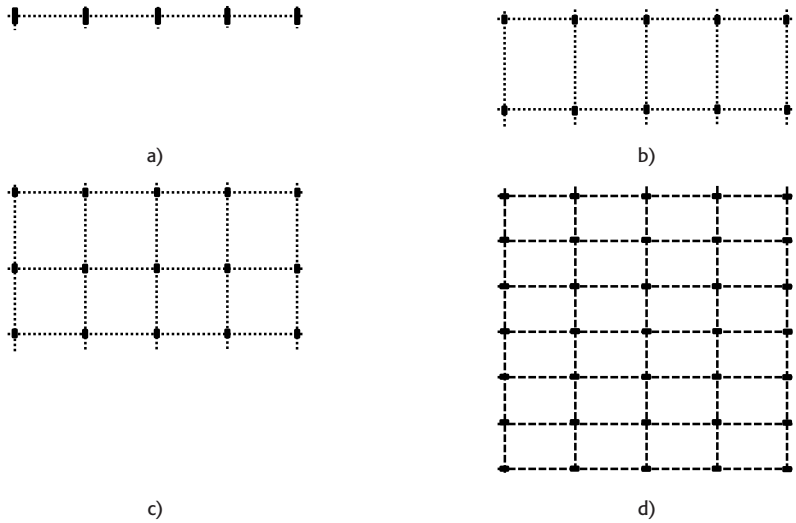


Figure 1.8-11 Cas des structures sans solidarisation au droit des fondations :
a) pont ; b) hall industriel à une travée ; c) hall industriel à deux ou plusieurs travées ;
d) structure en portiques d'un parking

– le bâtiment est entièrement situé sur un sol rocheux (classe A), quelle que soit la zone de sismicité ;
– le bâtiment est entièrement situé sur un sol de classe B (sable très dense, gravier, argile) en cas de faible sismicité (zone 2).

Quand aucune des trois conditions précédentes n'est respectée, il faut considérer dans l'analyse de la structure du bâtiment la majoration des actions sismiques dues aux déplacements différentiels entre les points d'appuis de la structure.

La variation spatiale de l'action sismique peut être évaluée par les effets pseudo-statiques de séries de déplacements [EC8-2/3.3-(5)] qui s'exercent au droit des fondations des poteaux. La variation spatiale dépend du type de sol traversé, mais ne dépend pas de la masse de la structure. Les séries de déplacements doivent être choisies de manière à induire les valeurs maximales de l'effet de l'action sismique étudié.

Les déplacements différentiels sont définis par l'Eurocode 8-2 « Ponts » et sont représentés par deux systèmes de chargement à prendre successivement en compte, sans qu'il soit nécessaire de cumuler [EC8-2/3.3-(6)] les effets de ces deux systèmes.

1.8.8.1 Calcul des déplacements différentiels

Ensemble A, mouvement unidirectionnel

Sur un site sans discontinuité mécanique ou topographique accusée, le déplacement différentiel d_{ri} maximal entre deux points distant [EC8-2/3.3-(6)] de la longueur L_i est donné par :

$$d_{ri} = \varepsilon_r \cdot L_i$$

$$\varepsilon_r = \frac{d_g \sqrt{2}}{L_g}$$

où :

d_g, le déplacement du sol [EC8-1/3.2.2.4-(1)] :

$$d_g = 0{,}025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$$

L_i, la distance en plan horizontal entre le point de référence et le point d'extrémité

L_g, la distance en plan horizontal au-delà de laquelle les mouvements du sol peuvent être considérés comme entièrement indépendants conformément au Tableau 1.8-2

Tableau 1.8-2 Distance L_g au-delà de laquelle les mouvements sont considérés indépendants

Classe de sol	**A**	**B**	**C**	**D**
L_g (m)	600	500	400	300

Dans l'ensemble A, on doit considérer les deux situations possibles (Figure 1.8-12) : soit tous les appuis s'éloignent (valeurs positives des déplacements $d_{A,i}$), soit tous les appuis se rapprochent (valeurs négatives des déplacements $d_{A,i}$)

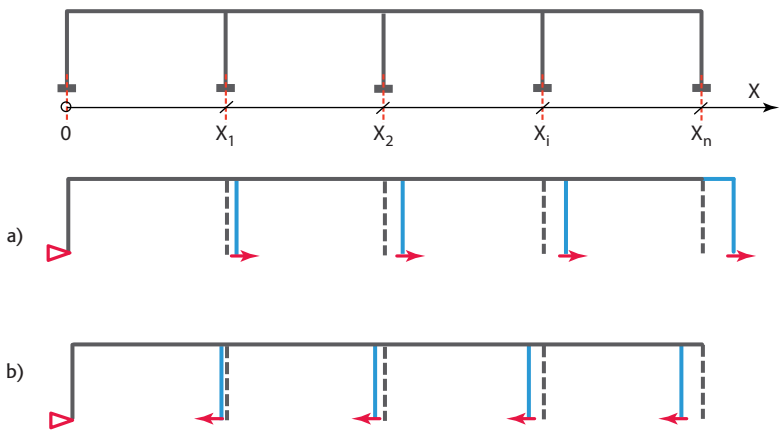


Figure 1.8-12 Déplacement différentiel, ensemble A :
a) les appuis s'éloignent ; b) les appuis se rapprochent

Ensemble B, mouvement en quinconce

On peut avoir deux interprétations du texte de l'Eurocode [EC8-2/3.3-(6)b] :

– les déplacements du sol restent unidirectionnels et se produisent dans des directions opposées au droit des poteaux adjacents ;
– les déplacements du sol sont en quinconce (Figure 1.8-13) et se produisent dans des directions opposées au droit des poteaux adjacents. On privilégie cette interprétation.

Le déplacement qui doit être imposé au pied du poteau i ($0 \le i \le n$) est donné par la relation suivante :

$$d_{B,i} = \pm \beta_r \; X_{m,i} \; d_g \sqrt{2}$$

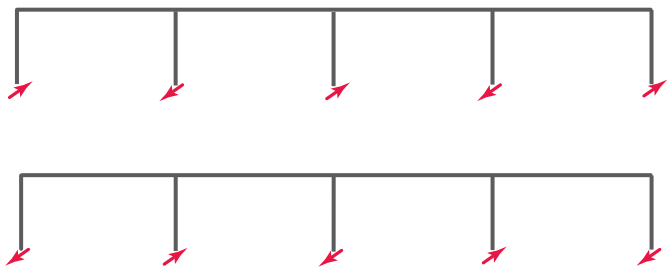


Figure 1.8-13 Deux situations de déplacement différentiel en quinconce

avec :

β_r, le coefficient prenant en compte l'amplitude des déplacements du sol se produisant dans une direction opposée au droit des fondations adjacentes :

- $\beta_r = 0{,}5$ si les deux appuis adjacents sont situés sur un sol de même classe
- $\beta_r = 1$ si la classe de sol sur laquelle repose l'un des poteaux est différente de la classe de sol des deux autres appuis adjacents

$$X_{\mathrm{m},i} = \frac{L_{\mathrm{m},i}}{L_{\mathrm{g}}}$$

$L_{\mathrm{m,i}}$, la moyenne des distances de l'appui i à ses deux appuis voisins

$L_{\mathrm{m},i} = \frac{1}{2}\left(x_{i+1} - x_{i-1}\right)$ pour un appui intermédiaire

$L_{\mathrm{m},0} = \left(x_1 - x_0\right)$ pour le premier appui

$L_{\mathrm{m},n} = \left(x_n - x_{n-1}\right)$ pour le dernier appui.

Pour un pont, les deux séries de déplacements sont soit unidirectionnel (ensemble A) soit en quinconce (ensemble B). Il n'est pas nécessaire de combiner les deux séries de déplacements.

Par contre, dans le cas d'un réseau de poteaux, il est nécessaire de considérer la simultanéité des déplacements suivant les directions perpendiculaires en faisant la sommation quadratique (SRSS).

Les effets les plus défavorables des déplacements sont à combiner [EC8-2/3.3-(7)] avec la réponse inertielle de la structure en utilisant la règle SRSS.

1.8.8.2 Application : parking pour centre commercial

Les poteaux du parking sont disposés sur une trame de 10,00 × 15,50 m.

Hypothèses

Poteaux courants : 60 × 80 cm

Poteaux au droit des JD : 30 × 80 ; 60 × 40 ; 30 × 40

Hauteurs poteaux : 5,50 m, 6,50 m, 7,50 m

Zone 3 de sismicité modérée : $a_{\mathrm{gr}} = 1{,}10$ m/s^2

Coefficient d'importance : $\gamma_{\mathrm{I}} = 1{,}2$

Classe de sol B : $S = 1{,}35$

Distance au-delà de laquelle les mouvements sont indépendants : L_g = 500 m
Sol homogène : β_r = 0,5
Spectre élastique horizontal : T_C = 0,25 s ; T_D = 2,5 s
Coefficient de comportement : q = 1,00
Coefficient d'amortissement : ξ = 11,2 % (voir § 4.3.4.5 – Exemple 2)
Utilisation du spectre élastique avec un amortissement : η = 0,79
Accélération du palier du spectre : 1,1 × 1,2 × 1,35 × 2,5 × 0,79 = 3,52 m/s^2

On calcule le déplacement du sol [EC8-1/3.2.2.4-(1)] :

$$d_g = 0{,}025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D = 0{,}025 \times 1{,}1 \times 1{,}2 \times 1{,}35 \times 0{,}25 \times 2{,}5 = 0{,}028 \text{ m}$$

$$\varepsilon_r = \frac{d_g \sqrt{2}}{L_g} = \frac{0{,}028\sqrt{2}}{500} = 7{,}9 \times 10^{-5}$$

Le déplacement différentiel dans le cas de l'ensemble A est :

$$d_{ri,x} = \varepsilon_r \cdot L_i = 7{,}9 \times 10^{-5} \times 15{,}50 = 1{,}23 \text{ mm}$$
$$d_{ri,y} = \varepsilon_r \cdot L_i = 7{,}9 \times 10^{-5} \times 10{,}00 = 0{,}80 \text{ mm}$$

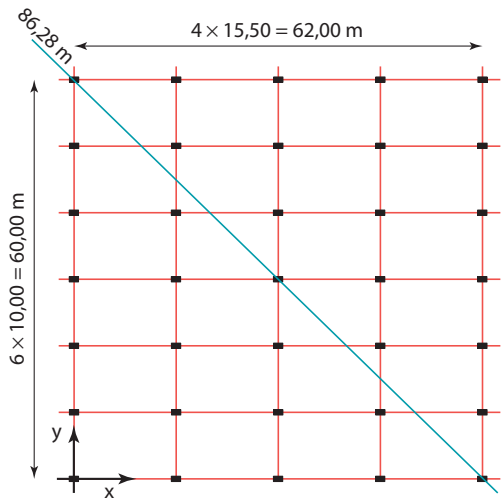


Figure 1.8-14 Parking couvert avec une dalle de 62 × 60 m

Figure 1.8-15 Déplacements des pieds de poteaux, ensemble A

Le poteau d'angle devra être calculé pour un déplacement :

$$\sqrt{(4 \times 1{,}23)^2 + (6 \times 0{,}8)^2} = 6{,}87 \text{ mm}$$

Le déplacement qui doit être imposé au pied des poteaux est donné dans le cas de l'ensemble B par :

$$d_{B,x} = \pm\beta_r X_{m,i}\, d_g \sqrt{2} = \pm 0{,}5 \times 28\,\text{mm} \times \frac{\sqrt{2}}{500\,\text{m}} 15{,}5\,\text{m} = 0{,}6\,\text{mm}$$

$$d_{B,y} = \pm\beta_r X_{m,i}\, d_g \sqrt{2} = \pm 0{,}5 \times 28\,\text{mm} \times \frac{\sqrt{2}}{500\,\text{m}} 10{,}0\,\text{m} = 0{,}4\,\text{mm}$$

Les moments induits par ces déplacements d'appuis sont à ajouter aux moments sismiques de l'analyse modale.

Pour les poteaux H = 5,50 m, les moments maximum sont donnés par l'ensemble A :

- autour de l'axe fort : M = 103 kNm
- autour de l'axe faible : M = 78 kNm

Les résultats de l'analyse modale sont les suivants :

- séisme X, période T = 0,94 s ; $Se(T)$ = 1,18 m/s^2
- séisme Y, période T = 0,73 s ; $Se(T)$ = 1,53 m/s^2

$b \times h$ (cm)	N_{Ed} (kN)	Séisme X		Séisme Y	
		V_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)	V_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)
60 × 80	2 796	330	1 813	238	1 310
30 × 80	1 398	165	907	30	164
30 × 40	699	21	113	15	82
60 × 40	1 398	41	227	119	655

Le calcul des poteaux en flexion composée dévié donne : 22HA20 + 4HA25 (1,9 %).

Les déformations avec q = 1,0 :

- sens X : 2,6 cm → θx = 0,05 rad < 0,10 (cf. équation 1.8.4-1)
- sens Y : 3,3 cm → θy = 0,08 rad < 0,10 (cf. équation 1.8.4-1)

Les effets du second ordre peuvent être négligés.

Pour les poteaux H = 6,50 m, les résultats de l'analyse modale sont les suivants :

- séisme X, période T = 1,21 s ; $Se(T)$ = 0,73 m/s^2
- séisme Y, période T = 1,55 s ; $Se(T)$ = 0,57 m/s^2

$b \times h$ (cm)	N_{Ed} (kN)	Séisme X		Séisme Y	
		V_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)	V_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)
60 × 80	2 796	257	1 668	185	1 206
30 × 80	1 399	128	834	23	151
30 × 40	699	16	104	12	75
60 × 40	1 399	32	209	93	603

Les déformations avec q = 1,0 :

- sens X : 3,2 cm → θx = 0,07 rad < 0,10 (cf. équation 1.8.4-1)
- sens Y : 4,1 cm → θy = 0,11 rad > 0,10 (cf. équation 1.8.4-1)

Les effets du second ordre ne peuvent être négligés et on doit amplifier les efforts par le coefficient :

$$\frac{1}{1-\theta} = 1{,}12$$

Combinaisons par direction avec les déplacements du sol et sans SRSS, mais avec le coefficient de 1,12 pour la prise en compte du flambement :

Sollicitations	**0,3 *Sx* + *Sy***	***Sx* + 0,3 *Sy***
N_{Ed} (kN)	2 796	2 796
$M_{Ed,y}$/axe faible (kNm)	1 647	658
$M_{Ed,z}$/axe fort (kNm)	523	1 742

Le calcul des poteaux en flexion composée dévié donne : 10HA20 + 16HA25 (2,3 %).

Pour les poteaux H = 7,50 m, les résultats de l'analyse modale sont les suivants :

- séisme X, période T = 1,50 s ; $Se(T)$ = 0,59 m/s^2
- séisme Y, période T = 1,92 s ; $Se(T)$ = 0,46 m/s^2

b x h (cm)	**NEd (kN)**	**Séisme X**		**Séisme Y**	
		VEd (kN)	**MEd (kNm)**	**VEd (kN)**	**MEd (kNm)**
60 x 80	2 796	207	1 553	150	1 123
30 x 80	1 399	104	777	19	140
30 x 40	699	13	97	9	70
60 x 40	1 399	26	194	75	561

Les déformations avec q = 1,0 :

- sens X : 3,8 cm $\rightarrow \theta x$ = 0,08 rad < 0,10 (cf. équation 1.8.4-1)
- sens Y : 4,9 cm $\rightarrow \theta y$ = 0,14 rad > 0,10 (cf. équation 1.8.4-1)

Les effets du second ordre ne peuvent être négligés et on doit amplifier les efforts par le coefficient :

$$\frac{1}{1-\theta} = 1{,}16$$

Combinaisons par direction avec les déplacements du sol et sans SRSS, mais avec le coefficient de 1,16 pour la prise en compte du flambement :

Sollicitations	**0,3 *Sx* + *Sy***	***Sx* + 0,3 *Sy***
N_{Ed} (kN)	2 796	2 796
$M_{Ed,y}$/axe faible (kNm)	1 536	588
$M_{Ed,z}$/axe fort (kNm)	483	1609

Le calcul des poteaux en flexion composée dévié donne : 16HA20 + 10HA25 (2,1 %).

On constate qu'avec l'augmentation de la hauteur les périodes et les déplacements augmentent et les effets de second ordre sont à prendre en compte. Les longrines-tirants au niveau des fondations ne sont pas nécessaires.

1.8.9 Conditions d'équilibre au glissement

Il doit être vérifié que la structure reste stable sous l'action sismique de calcul vis-à-vis du renversement et du glissement [EC8-1/2.2.2-(3)P ; 4.4.2.4-(1)P]. Cette condition fait partie des exigences fondamentales formulées au § 1.4.4.

L'équilibre peut être vérifié à l'aide des méthodes énergétiques ou des méthodes prenant en compte les non-linéarités géométriques, l'action sismique étant définie par un accélérogramme.

Dans le cas de bâtiments avec les fondations situées au-dessus de la nappe phréatique, un glissement limité peut être toléré (Figure 1.8-16) si l'on respecte les conditions suivantes [EC8-5/5.4.1.1-(7)] :

– les propriétés du sol demeurent inchangées pendant le séisme ;
– le glissement n'affecte pas le fonctionnement de tous des réseaux (eau, gaz, électricité, accès, lignes téléphoniques) connectés à la structure ;
– l'amplitude du glissement est acceptable vis-à-vis du comportement global de la structure.

En l'absence d'une étude plus détaillée [EC8-5/7.3.2.3-(4)P] prenant en compte la rigidité relative, le type de mouvement et la masse relative de l'ouvrage de soutènement, le point d'application de la force due à la poussée dynamique des terres doit être pris à mi-hauteur du mur.

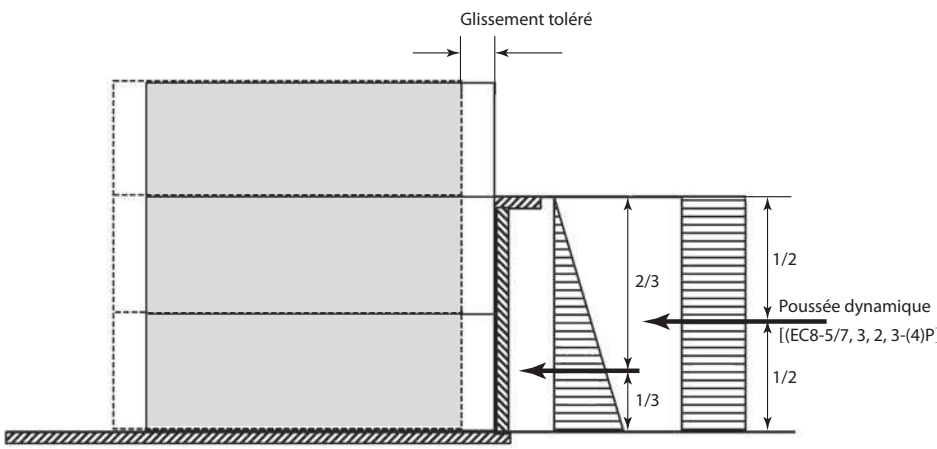


Figure 1.8-16 Glissement toléré

Pour assurer la transmission des sollicitations horizontales, il y a lieu de vérifier la condition de non-rupture par glissement [EC8-5/5.4.1.1-(2)P ; (3)] ; l'effort tranchant horizontal de calcul sur la fondation V_{Ed} doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$V_{Ed} \leq F_{Rd} + E_{fD} + 0{,}30\ E_{pd}$$

avec :

V_{Ed}, l'effort horizontal dû à l'action sismique auquel on ajoute le cas de charge de la poussée statique et dynamique des terres (Figure 1.8-16)

E_{fD}, la force de frottement mobilisable sur les faces latérales

E_{pd}, la mobilisation de la butée passive totale [EC8-5/5.3.2-(3)P]

La valeur de calcul de la résistance au glissement [EC8-5/5.4.1.1-(2)P ; (3)] de la fondation sur le terrain F_{Rd} pour des fondations au-dessus de la nappe peut être calculée comme suit :

$$F_{Rd} = N_{Ed} \frac{\tan \delta}{\gamma_M} = N_{Ed} \frac{\tan \delta}{1,25}$$

avec :

γ_M = 1,25, le coefficient partiel des matériaux [EC7-1/3.1-(3)]

δ, l'angle de frottement entre la semelle et le sol que l'on assimile à l'angle de frottement interne critique du sol à la base de la semelle.

La résistance au frottement dépend de la nature du sol d'assise, de la pression normale entre la fondation et le sol, et de l'angle de frottement ou de l'adhérence entre le sol et la fondation. Il est généralement admis que la rupture par cisaillement se produit non pas dans le plan de contact de la semelle avec le terrain, mais dans le sol lui-même dont une couche est entraînée par le mouvement. Il y a donc cisaillement du terrain ; c'est pourquoi on admet que le coefficient de frottement de la fondation sur le sol est égal au maximum à tg φ' (Tableau 1.8-3) auquel on applique le coefficient de sécurité γ_M.

Tableau 1.8-3 Angles de frottement interne

Nature du sol	**tan φ'**	$f = \frac{\tan \varphi'}{1,25}$
Roche saine (avec surface rugueuse)	0,60	0,48
Sols à gros éléments (sans limon ni argile) Roche fissurée (fracturée)	0,55	0,44
Sols à gros éléments (avec limon ou argile) Roche altérée	0,45	0,36
Sable fin	0,40	0,32
Sable argileux	0,35	0,28
Argile sableuse	0,30	0,24
Argile plastique	0,25	0,20

L'angle de frottement de calcul δ_d peut être pris égal [EC7-1/6.5.3-(10)] à la valeur de calcul de l'angle de frottement interne à l'état critique φ' pour les fondations en béton coulées en place. Il convient de négliger la cohésion effective c'.

Pour des fondations situées en dessous de la nappe phréatique, F_{Rd} doit être évaluée sur la base des caractéristiques non drainées de l'interface.

On pourra également faire participer la butée E_{pd} jusqu'à une valeur déterminée par le géotechnicien, qu'on limitera à 30 % de la valeur maximale de celle-ci, sous réserve de justifier que le déplacement nécessaire pour mobiliser cette réaction demeure acceptable vis-à-vis du comportement de la structure [EC8-5/§ 5.3.2-(3)P]. Il en est de même du frottement sur les faces verticales de la semelle E_{fD}, moyennant certaines dispositions d'exécution (compactage du remblai contre les parois de la semelle, coulage pleine fouille, etc.).

La possibilité que le sol situé devant le bâtiment (fondation ou un sous-sol) puisse être enlevé [EC7-1/6.5.3-(7)P] par l'érosion, par des activités humaines ou encore par un nouveau bâtiment juxtaposé doit être considérée.

Les efforts horizontaux sous la sous-face de fondations sont en général égaux à ceux appliqués en tête de la partie enterrée, majorés par les forces d'inertie et minorés des efforts dissipés par frottement sur les faces latérales E_{fD}.

1.9 Conception des structures faiblement dissipatives (DCL)

Pour les bâtiments en béton armé, l'application de la classe DCL est détaillée au § 5.3. Le fascicule publié par l'Afnor [FD P 06-031, 11 mars 2015] aborde aussi les bâtiments en construction métallique (Tableau 1.9-1), en maçonnerie (Tableau 1.9-2) et en bois (Tableau 1.9-3).

Tableau 1.9-1 Domaine d'application de la classe DCL pour les constructions métalliques

<table>
<tr><th rowspan="2">Zone de sismicité
a_{gR}</th><th colspan="4">Catégorie d'importance</th></tr>
<tr><th>I
γ_I = 0,8</th><th>II
γ_I = 1,0</th><th>III
γ_I = 1,2</th><th>IV
γ_I = 1,4</th></tr>
<tr><td>1
Très faible</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr>
<tr><td>2
Faible
a_{gR} = 0,7 m/s²</td><td></td><td></td><td colspan="2">DCL applicable avec :
q = 1 ; 1,5 ; 2 (sous conditions [a])</td></tr>
<tr><td>3
Modérée
a_{gR} = 1,1 m/s²</td><td></td><td colspan="3" rowspan="2">DCL applicable avec :
q = 1
q = 1,5 (si pas d'utilisation de classe 4 dans les éléments primaires)
q = 2 (sous conditions [a])</td></tr>
<tr><td>4
Moyenne
a_{gR} = 1,6 m/s²</td><td></td></tr>
<tr><td>5
Forte
a_{gR} = 3,0 m/s²</td><td></td><td colspan="3">DCL applicable avec :
q = 1
q = 1,5 (si pas d'utilisation de classe 4 dans les éléments primaires)
DCL interdite avec q = 2</td></tr>
<tr><td colspan="5">a) CNC2M-N0035 [13-12] : Recommandations pour le dimensionnement parasismique des structures en acier ou mixtes non ou faiblement dissipatives.</td></tr>
</table>

Application Eurocodes 3, 4

Tableau 1.9-2 Domaine d'application de la classe DCL pour les bâtiments en maçonnerie

Zone de sismicité a_{gR}	**Catégorie d'importance**			
	I γ_I **= 0,8**	**II** γ_I **= 1,0**	**III** γ_I **= 1,2**	**IV** γ_I **= 1,4**
1 Très faible				
2 Faible a_{gR} = 0,7 m/s^2	Application de l'Eurocodes 6		DCL 1 et 2 applicables sous conditions [a,b]	
3 Modérée a_{gR} = 1,1 m/s^2		DCL 1 interdite DCL 2 autorisée, si $a_g S \leq 2$ m/s^2, sous conditions [a,b]		
4 Moyenne a_{gR} = 1,6 m/s^2				
5 Forte a_{gR} = 3,0 m/s^2		DCL interdite dans tous les cas		

a) DCL 1 : maçonnerie non armée conforme à l'Eurocode 6 uniquement ; DCL 2 : maçonnerie non armée conforme aux Eurocodes 6 et 8.

b) Conditions exigées pour les classes DCL 1 et DCL 2 **[EC8-1/NA - 9.3, 9.5.1]** :

- DCL 1 et DCL 2
  - épaisseur efficace t_{ef} supérieure ou égale à 350 mm
  - rapport hauteur sur épaisseur efficace :
  - rapport longueur du mur sur hauteur libre maximale des ouvertures adjacente ≥ 0,5
- DCL 1
  - maçonnerie avec blocs de pierres naturelles uniquement
  - bâtiments inférieurs à deux niveaux
  - bâtiments dont la hauteur à la sablière ≤ 6,00 m
- DCL 2
  - chaînages en béton armé dans le plan du mur au niveau de chaque plancher, sans excéder un espacement de 4,00 m
  - section minimale ≥ 2,00 cm^2 des armatures longitudinales des chaînages horizontaux.

Bien qu'une lecture littérale de la NF EN 1998-1 et de son annexe nationale ne s'y oppose pas, il n'est pas recommandé de construire des bâtiments, autres qu'en pierre, en maçonnerie non chaînée verticalement.

Tableau 1.9-3 Domaine d'application de la classe DCL pour les bâtiments en bois

<table>
<tr><th rowspan="2">Zone de sismicité
a_{gR}</th><th colspan="4">Catégorie d'importance</th></tr>
<tr><th>I
γ_I = 0,8</th><th>II
γ_I = 1,0</th><th>III
γ_I = 1,2</th><th>IV
γ_I = 1,4</th></tr>
<tr><td>1
Très faible</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr>
<tr><td>2
Faible
a_{gR} = 0,7 m/s^2</td><td>Application de l'Eurocode 5</td><td></td><td colspan="2"></td></tr>
<tr><td>3
Modérée
a_{gR} = 1,1 m/s^2</td><td></td><td colspan="3" rowspan="3">DCL applicable [a] avec la prise en compte du coefficient partiel γ_M des combinaisons fondamentales [EC8-1/8.6-(2)P]
DCL [EC8-1/8.6-(2)P] applicable [a] avec la prise en compte des coefficients de sécurité partiels γ_M relatifs aux propriétés des matériaux [EC5-1/2.4.1], pour les combinaisons fondamentales de l'Eurocode 5 (cf. Tableau 1.9-4)</td></tr>
<tr><td>4
Moyenne
a_{gR} = 1,6 m/s^2</td><td></td></tr>
<tr><td>5
Forte
a_{gR} = 3,0 m/s^2</td><td></td></tr>
<tr><td colspan="5">a) La classe de ductilité DCL est associée aux principes constructifs et non aux catégories d'importance du bâtiment ou aux zones de sismicité</td></tr>
</table>

L'Eurocode 5 précise (Tableau 1.9-4) les coefficients γ_M à prendre en compte.

Tableau 1.9-4 Coefficients partiels γ_M

Etats limites ultimes	γ_M
Combinaisons fondamentales	
Bois massif	1,3
Bois lamellé collé	1,25
LVL, contreplaqué OSB	1,2
Panneau de particules	1,3
Panneau de fibres, dur	1,3
Panneau de fibres, mi-dur	1,3
Panneau de fibres, MDF	1,3
Panneau de fibres, tendre	1,3
Assemblages	1,3
Plaque métalliques embouties	1,25
Autres bois non-spécifiés	1,3
Combinaisons accidentelles	
	1,0