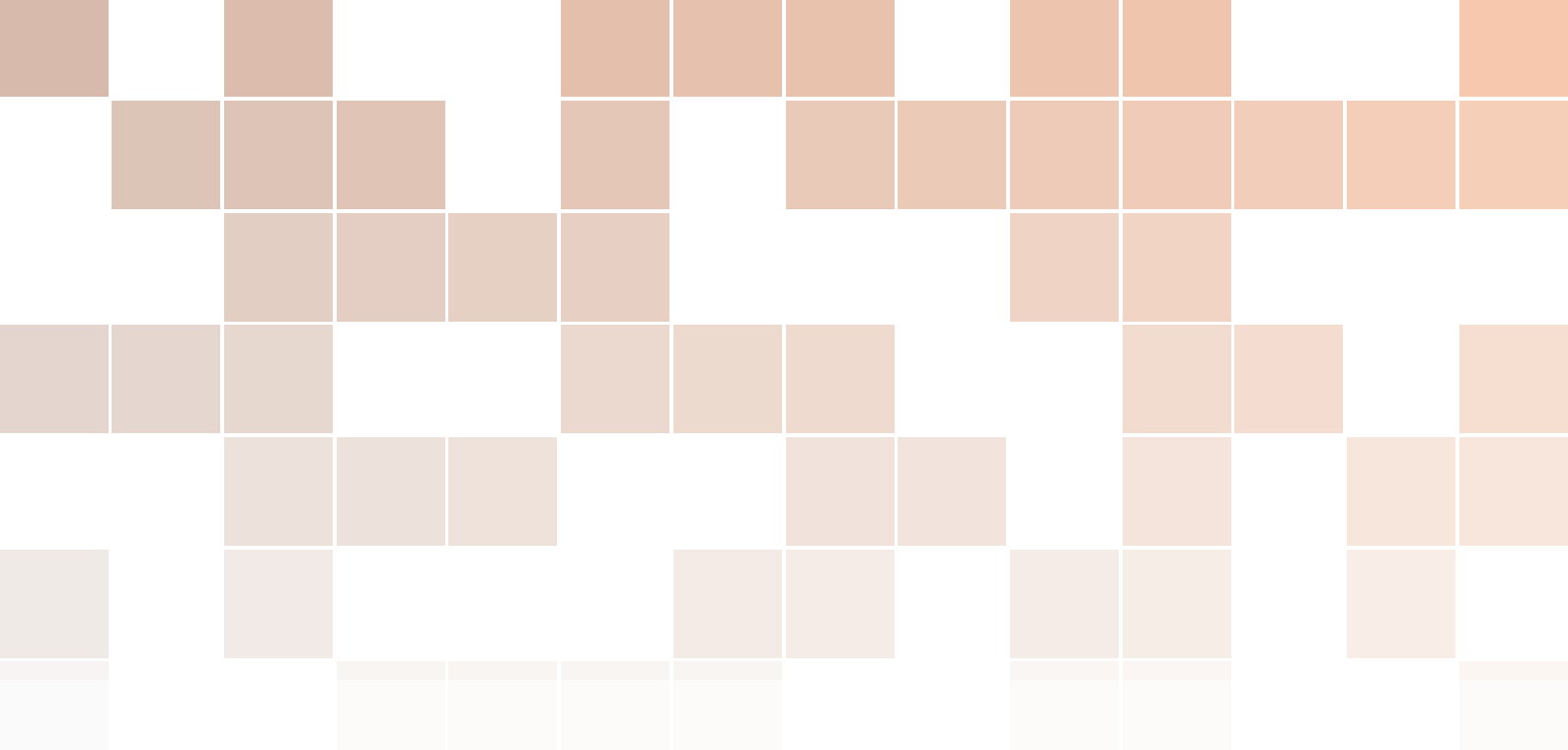
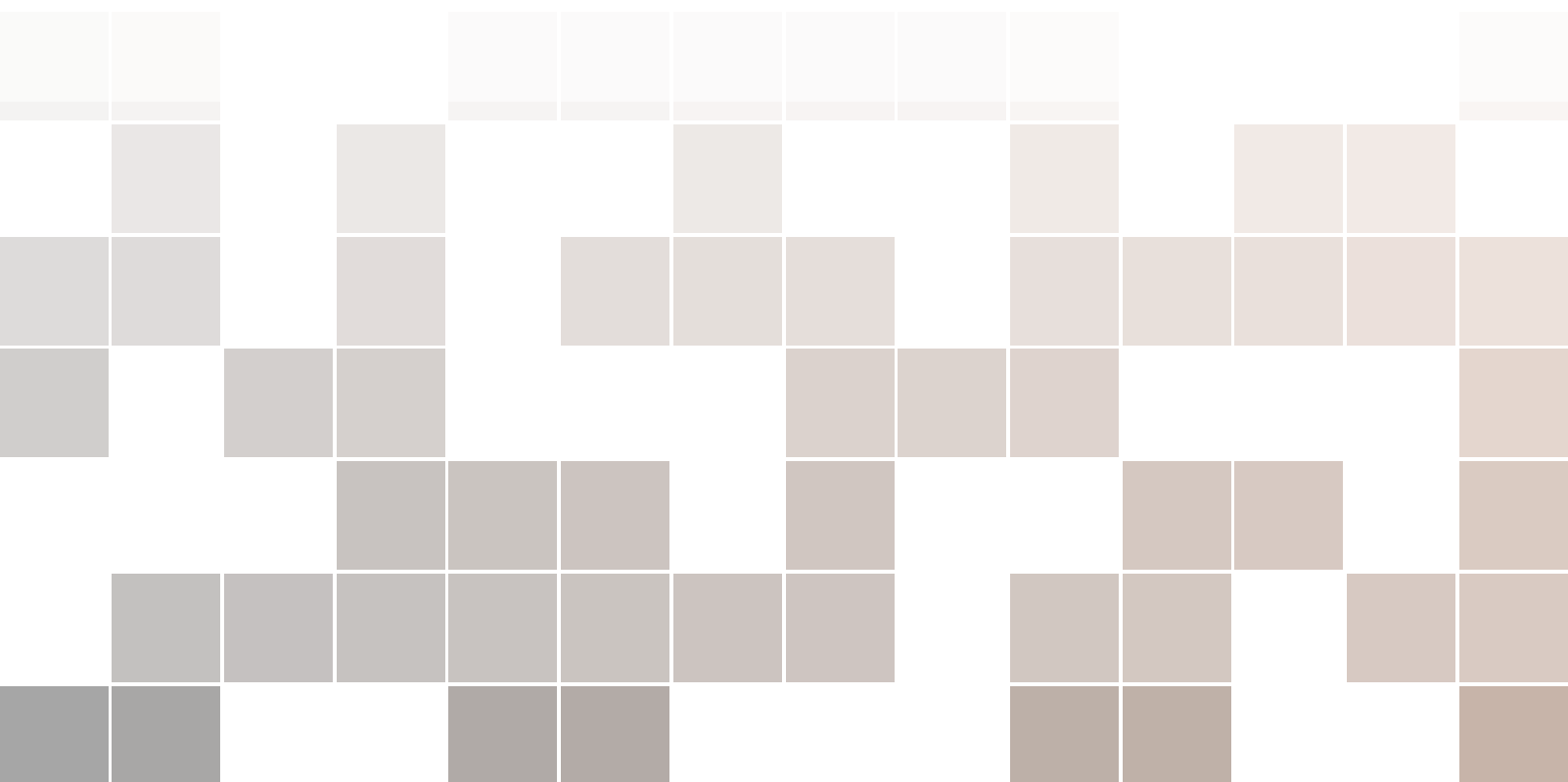




**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE**
Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville

**Document Technique Réglementaire
D.T.R. - B.C. 2.48
Règles Parasismiques Algériennes
RPA 2024**





**DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE
D.T.R. – B.C. 2.48**

REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 2024

CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE PARASISMIQUE

Rue Kaddour RAHIM (Prolongée) B.P. 252 HUSSEIN-DEY – ALGER
Tél. : 213 (0) 23 77 58 15 à 18 - 213 (0) 23 77 58 27/28
Fax : 213 (0) 23 77 23 23
E-mail : cgsd@cgs-dz.org - Web : www.cgs-dz.org

Groupes de travail : GTS RPA 2024

Président du GTS RPA 2024

- BOUARIOUA Rédha (MHUV)

Rapporteur du GTS RPA 2024

- BOUKRI Mehdi (CGS)

Coordinateur général du GTS RPA 2024

- MEBARKI Ahmed (U. Gustave Eiffel, France)

Sous-Groupe n°01 : « Aléa sismique »

- Président: LAOUAMI Nasser (CGS)
- Vice-Président: BELDJOUDI Hamoud (CRAAG)
- Rapporteur: GHERBOUDJ Faouzi (CGS)

- AYADI Abdelkrim (CRAAG)
- BENOUAR Djillali (AAST, retraité, USTHB)
- BOUDIAF Azeddine (retraité, France)
- BOUHADAD Youcef (CGS)
- DERRAS Boumediene (U. de Saïda)
- MEGHRAOUI Mustapha (U. de Strasbourg, France)
- TALBI Abdelhak (CRAAG)

Sous-Groupe n°02 : « Géotechnique »

- Président: AFRA Hamid (DNRM)
- Vice-Président: BAHAR Ramdane (USTHB)
- Rapporteur: MEZOUAR Nourredine (CGS)

- BELLAHCENE Adem (LNHC)
- BENHAMMOUCHE Toufik (CTC)
- BOUAFIA Ali (U. de Blida)
- BOUKADOUM Fayçal (LNHC)
- HADID Mohamed (ENSTP)
- RAFA Sid Ali (CNERIB)

Sous-Groupe n°03 : « Structure »

- Président: AYADI Hacène (Ex-CTC)
- Vice-Président: REMKI Mustapha (CGS)
- Rapporteur: BOUKRI Mehdi (CGS)
- Rapporteuse: TAHRAT Nabila (CTC)

- ABED Ahmed (U. de Tizi-Ouzou)
- AKACEM Ahmed (CTC)
- AMMARI Fatiha (USTHB)
- BAGHDADI Laid (Ex-CTC, retraité USTHB)
- BECHTOULA Hakim (CGS)
- BENCHARIF Raouf (CGS)
- BENELDJOUZI Mohamed (USTHB)
- BOUMECHRA Nadir (U. de Tlemcen)

- BOURAHLA Noureddine (ENP)
- BRAHIMI Ali (CTC)
- CHAKER Amar (Retraité, USA)
- CHIKH Benazouz (ENSTP)
- GHIAT Housseem, (CTC)
- KHEMICI Omar (Retraité, USA)
- KENAI Said (U. de Blida)
- MATAALLAH Mohammed (U. de Tlemcen)
- MEBARKI Ahmed (U. Gustave Eiffel, France)
- MESLEM Abdelghani (Norsar, Norvège)
- MEZIANI Khaled (CTC)
- SABETE Amar Nassim (MHUV)
- SOUICI Messaoud (CNERIB)
- TALEB Rafik (U. d'Edinburgh/Royaume-Uni)

Sous-Groupe n°04 : « Systèmes antisismiques »

- Président: BECHEIKH Lakhdar (CTC)
- Vice-Président: AKNOUCHE Hassan (CGS)
- Rapporteur: AIT BELKACEM Mounir (CGS)

- LAGAB Djamel (France)
- NAILI Mounir (Laurentian U., Canada)

Sous-Groupe 05 : « Exemples de calcul »

- Coordinateur: BENCHARIF Raouf (CGS)

- ADJADJI Ilhem (CTC)
- AZZOUZ Abdellah (CTC)
- BELKHIAT Feriel, *née BELOUAHEM* (CTC)
- BENTAFAT Rachid, CNERIB
- GALOUL Omar (CTC)
- HAMIDI Maria, Epouse BOURENANE (BEREP)
- HAMDI Hassina, *née ZERROUKI* (SETAM)
- KEHILA Fouad (CGS)
- KHELFI Mebarek (CGS)
- NEKMOUCHE Aghilès (CGS)

Contributions additionnelles

Ont, également, contribué aux discussions et à l'élaboration du présent Document Technique Réglementaire *par ordre alphabétique*: M. ADJIRI Seifeddine (CRAAG), M. BELLALEM Fouzi (CRAAG), M. BRAHAM Massinissa (CGS), M. CHIKH Moad (CGS), M. GHARBI Sofiane (CRAAG), Mme. HEDDAR Aicha (CRAAG), M. LARBES Saïd (CGS), M. MACHANE Djamel (CGS), M. MOBARKI Mourad (CRAAG), M. MOHAMMEDI Yahia (CRAAG), M. MOULOUEL Hakim (CGS), M. OUZANDJA Toufik (CGS), Mme. SEBAI Amel (CRAAG), M. SLIMANI Abdennasser (CGS), M. TIZERAOUI Abderrezak (CRAAG)

Remerciements et reconnaissance

La présente version du DTR s'est appuyée sur l'avant-projet de révision, dont M. BELAZOUGUI Mohamed (ex. Directeur du CGS) avait coordonné l'élaboration et la présidence du groupe GTS qui avait été mobilisé pour cet avant-projet. *La finalisation du présent DTR est une opportunité*

pour les remercier pour leur contribution.

Hommages post-mortem

La finalisation du présent DTR est, aussi, une opportunité pour rendre un hommage particulier, post-mortem, à :

- Monsieur AMEUR Boualem (ex. Directeur de division au CGS), décédé en Septembre 2023: il était, fortement engagé, pour l'élaboration de l'avant-projet de révision du RPA. Il était, en outre jusqu'à sa disparition, un membre éminent et président de sous-groupe de l'élaboration du présent DTR, qui a bénéficié de son apport appréciable et de sa riche expérience en matière d'élaboration de la réglementation.
- Monsieur OUKACI Boumediène (ex. PDG du CTC), décédé en Janvier 2023: il s'était fortement engagé, pour l'élaboration de l'avant-projet de révision du RPA, convaincu des exigences d'évolution des cadres réglementaires.

Avant-Propos

Le Document Technique Réglementaire « D.T.R-BC 2.48 » portant sur les « REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 2024 » qui a été approuvé par la Commission Technique Permanente pour le contrôle technique de la construction (CTP), lors de sa réunion du 15 Mai 2024, constitue une évolution et se situe dans la continuité des documents précédents « RPA 81, version 1983 », « RPA 88 », « RPA 99 et sa version 2003 ».

Il se veut, en fait, une actualisation devenue nécessaire, après près de deux décennies de pratique riche et diversifiée de la part des scientifiques et techniciens nationaux des bureaux d'études et de contrôle, des entreprises et des institutions de formation supérieure.

Cette actualisation tient compte également des leçons tirées des récents séismes survenus en Algérie tels que ceux de Béjaïa (2021 et 2022), Mila (2020), Alger (2014), Médéa (2016) ou à l'étranger, tels que Sichuan/Chine (2008), Offshore Maule/Chili (2010), Tohoku/Japon (2011), Christchurch/New Zélande (2011) et Türkiye et Syrie en 2023.

Le présent DTR a, en outre bénéficié, des grands progrès de la recherche, notamment dans le domaine du génie parasismique, aussi bien aux niveaux national qu'international.

Globalement, les considérations essentielles qui ont guidé la présente révision, sont multiples:

- Continuels incréments de connaissances scientifiques dans les domaines du génie parasismique
- Prise en compte de l'évolution récente de la réglementation internationale en la matière
- Réponse aux questions et remarques des utilisateurs des RPA
- Valorisation de l'expérience acquise dans la pratique du génie parasismique
- Harmonisation du DTR RPA avec les autres DTR complémentaires
- Réorganisation du contenu du DTR RPA selon un schéma, de plus en plus utilisé, dans les codes au niveau international
- Amélioration de la présentation du DTR RPA en tant que document, utilisé comme référence, au côté des autres DTR, pour la conception, le calcul et l'exécution.

Les points, les plus marquants, retenus pour élaborer la présente révision sont multiples:

- Définir de manière précise l'objet du DTR RPA et sa complémentarité avec les autres DTR, en vigueur
- Préciser le domaine d'application du DTR RPA et lever toute ambiguïté
- Préciser les objectifs et les niveaux de protection parasismique recherchés pour les différentes catégories de constructions qui relèvent du domaine d'application du DTR RPA
- Décrire les principes de conception parasismique à respecter, préalablement à tout calcul (choix de site, implantation, etc.)
- Actualiser et bien délimiter les différentes classifications (zonage sismique, sites et sols, catégories de bâtiments)
- Actualiser la définition des actions sismiques avec l'introduction de l'action sismique verticale et le spectre en déplacement
- Identifier les systèmes structuraux d'usage courant en Algérie
- Préciser les critères de choix de la méthode de calcul des forces sismiques (méthode statique équivalente, méthode d'analyse modale spectrale et la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes)
- Décrire la méthode statique équivalente avec les modifications apportées pour les divers

paramètres

- Décrire la méthode d'analyse modale spectrale
- Décrire la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes tout en préparant, aussi, l'évolution vers des méthodes de dimensionnement capacitaire (méthode "Push-over")
- Décrire les critères de sécurité à justifier pour que la structure soit réputée parasismique (système de contreventement, éléments secondaires, éléments non-structuraux et équipements)
- Préciser les dispositions constructives relatives aux constructions en béton armé, en acier et en maçonnerie porteuse chaînée
- Actualiser les volets relatifs aux fondations et murs de soutènement (fondations, liquéfaction, stabilité des pentes, murs de soutènement)
- Jalonner le périmètre des innovations technologiques et recourir, lorsque nécessaire, à l'isolation sismique à la base.

L'avant-projet du DTR RPA révisé a été ainsi élaboré et soumis à un examen détaillé de la part d'un Groupe Technique Spécialisé (GTS) regroupant des experts algériens, résidents en Algérie et à l'étranger, des centres de recherche, d'universités, d'organisme de contrôle, de laboratoires, de bureaux d'études et de représentants du Ministère de tutelle.

A l'issue de ses travaux, le GTS a approuvé un document révisé de manière détaillée et comportant onze (11) chapitres et dix (10) annexes.

Les principaux points, objets de la présente révision, leur liste n'étant pas exhaustive, sont divers :

- **Chapitre I : Généralités**

1. Définition des objectifs visés en matière de protection parasismique des constructions
2. Domaine et conditions d'application des règles

- **Chapitre II : Principes et recommandations de conception**

Définition de plusieurs aspects essentiels, relatifs à la conception parasismique, ayant un rôle primordial dans la protection des constructions face aux actions sismiques

- **Chapitre III : Critères de classification**

Ce chapitre, profondément révisé, est structuré de sorte à permettre à l'Ingénieur, une fois le site du projet localisé, de définir l'action sismique, pour son projet, en suivant les étapes suivantes :

- Définition d'une nouvelle classification des zones sismiques : 7 zones sismiques (0 à VI) sont définies pour le territoire Algérien (Coefficient d'accélération de zone)
- Définition d'une nouvelle classification de sites : 5 classes sont définies
- Définition de l'action sismique (type 1 et type 2, accélération, déplacement, spectre horizontal et/ou vertical, coefficients de site et topographique)
- Définition des actions sismiques (en accélération et en déplacement)
- Séparation des catégories d'importance des bâtiments (coefficient d'importance)
- Définition d'une nouvelle classification des systèmes de contreventement avec la définition de leurs coefficients de comportement

- **Chapitre IV : Règles de calcul**

Définition des critères de choix de la méthode de calcul et description des trois méthodes retenues par le DTR RPA :

- Méthode statique équivalente

- Méthode d'analyse modale spectrale
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

- **Chapitre V : Justification de la sécurité**

Révision d'une série de critères à satisfaire par les constructions qui relèvent du domaine d'application du DTR RPA pour être réputées *parasismiques* :

- Adoption de nouvelles combinaisons d'actions
- Résistance des planchers
- Stabilité des fondations
- Adoption d'une nouvelle limitation des déplacements inter-étages en fonction du type de structures

- **Chapitre VI : Eléments-non structuraux et équipements**

Adoption d'une nouvelle section relative aux :

- Forces horizontales agissant sur les éléments non structuraux
- Equipements (analyse sismique, classification, ancrages et fixations)

- **Chapitre VII : Structure en béton armé**

Une nouvelle rédaction enrichie visant à introduire de nouvelles interprétations et prescriptions en vue d'améliorer la ductilité et la performance sismique des structures en béton armé. Ce chapitre est accompagné d'une 3 annexes définissant les dispositions constructives des voiles de grandes dimensions en béton peu armé.

- **Chapitre VIII : Structures en acier**

Une nouvelle rédaction enrichie visant à introduire de nouvelles prescriptions en vue d'améliorer la ductilité et la performance sismique des structures en charpente métallique.

- **Chapitre IX : Structures en maçonnerie porteuse chaînée**

Ce chapitre a été amélioré permettant ainsi d'introduire de nouvelles conceptions afin de promouvoir l'utilisation de ce système constructif en zones sismiques.

- **Chapitre X : Fondations et murs de soutènement**

Ce chapitre a été modifié en introduisant de nouvelles prescriptions permettant une bonne protection des fondations et des ouvrages de soutènement en zones sismiques.

Ce chapitre est accompagné de 2 annexes complémentaires.

- **Chapitre XI : Isolation sismique a la base**

Introduction d'un nouveau chapitre sur l'isolation visant à promouvoir l'utilisation de ce dispositif en zones sismiques.

- **Annexe A : Classification sismique des wilayas et communes d'Algérie**

- **Annexe B : Recommandations : Etudes géotechniques**

- **Annexe C : Facteurs d'amplification topographique**

- **Annexe D : Dispositions : voiles de grandes dimensions**

- **Annexe E : Constructions en profils formes a froid (PAF)**

- **Annexe F : Constructions en bois**
- **Annexe G : Dispositifs d'isolation et comportement**
- **Annexe H : Liste des séismes notables (depuis 1365 ...)**
- **Annexe I : Actions sismiques et périodes de retour**
- **Annexe J : Introduction au calcul capacitaire**

Adossé aux volets scientifiques et techniques, le nécessaire compromis pour concilier les exigences de sécurité (en vue de garantir l'intégrité des personnes et des biens) et l'impératif de maîtrise des incidences socio-économiques, a servi de fil conducteur pour l'élaboration du présent document technique règlementaire.

Ce document final (DTR RPA 2024), s'étant appuyé sur l'avant-projet de révision du code "RPA 99", est devenu plus riche du fait qu'il permette de traiter des situations sismiques de projets variées et même complexes. En ce sens, il constitue une avancée notable dans la réglementation parasismique nationale.

Pour s'adapter et intégrer, lorsque possible ou nécessaire, les évolutions technologiques et scientifiques, le travail d'étude et de réflexion se poursuit, en permanence, tant au niveau des structures des centres de recherche et techniques (CGS) que des groupes de travail spécialisés composés de professionnels du domaine. Cela permet, au travers d'actualisations successives, de maintenir, voire améliorer, la sécurité et l'intégrité des constructions (et des personnes) à des conditions économiques acceptables: des enjeux auxquels le Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville (MHUV) accorde un intérêt primordial.

Copyright

© Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville (MHUV) - Algérie
Edition : 2024



Contents

I	GÉNÉRALITÉS	
1	GÉNÉRALITÉS	23
1.1	Objet	23
1.2	Objectifs	23
1.2.1	Objectifs de non-effondrement	23
1.2.2	Objectifs de limitation des dommages	24
1.3	Domaine d'application	24
1.4	Conditions d'application	25
1.5	Définitions et notations	25
1.5.1	Définitions	25
1.5.2	Notations	29
II	PRINCIPES ET RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION	
2	PRINCIPES ET RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION	35
2.1	Choix du site	35
2.2	Reconnaisances et études de sol	35
2.3	Implantation des ouvrages	36
2.4	Infrastructure et fondations	37
2.5	Superstructure	37
2.5.1	Régularité	37
2.5.2	Joints	37

2.5.3	Matériaux et techniques de construction	38
2.5.4	Systèmes structuraux	38
2.5.5	Ductilité	39
2.5.6	Éléments non-structuraux	39
2.6	Modélisation et méthodes de calcul	39

III

CRITÈRES DE CLASSIFICATION

3	CRITÈRES DE CLASSIFICATION	43
3.1	Classification des zones sismiques	43
3.2	Classification des sites	46
3.2.1	Catégories et critères de classification	46
3.2.2	Conditions de site : investigations approfondies et études spécifiques	48
3.2.3	Étapes pour classer un site	48
3.3	Actions sismiques	48
3.3.1	Spectre de réponse élastique horizontal	49
3.3.2	Spectre de réponse élastique vertical	54
3.3.3	Spectre de calcul	56
3.3.4	Représentation temporelle de l'action sismique	56
3.4	Classification des bâtiments selon leur importance	58
3.5	Classification des systèmes de contreventement	59
3.6	Coefficient de comportement global de la structure	68
3.7	Classification des bâtiments selon leur configuration	70
3.7.1	Régularité	70
3.7.2	Un bâtiment est classé régulier en plan	71
3.7.3	Un bâtiment est classé régulier en élévation	71
3.7.4	Un bâtiment est classé régulier	71
3.8	Facteur de qualité	71

IV

REGLES DE CALCUL

4	REGLES DE CALCUL	75
4.1	Choix de la méthode de calcul	75
4.1.1	Méthodes utilisables	75
4.1.2	Conditions d'application de la méthode statique équivalente	75
4.1.3	Méthodes dynamiques	75
4.2	Méthode statique équivalente	76
4.2.1	Principe	76
4.2.2	Modélisation	76
4.2.3	Calcul de la force sismique totale	76
4.2.4	Estimation de la période fondamentale de la structure	77
4.2.5	Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	79
4.2.6	Distribution horizontale des forces sismiques	79
4.2.7	Effet de la torsion d'axe vertical	79
4.2.8	Composante verticale de l'action sismique	80

4.3	Méthode d'analyse modale spectrale	80
4.3.1	Principe	80
4.3.2	Modélisation	80
4.3.3	Nombre de modes à considérer	80
4.3.4	Combinaison des réponses modales	81
4.3.5	Résultante des forces sismiques de calcul	81
4.3.6	Effets de la torsion accidentelle	81
4.4	Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	82
4.5	Prescriptions communes aux méthodes d'analyse	82
4.5.1	Stabilité au renversement	82
4.5.2	Calcul des déplacements	82

V

JUSTIFICATION DE LA SECURITE

5	JUSTIFICATION DE LA SECURITE	85
5.1	Généralités	85
5.2	Combinaisons d'actions	85
5.2.1	Composantes horizontales de l'action sismique	85
5.2.2	Composante verticale de l'action sismique	86
5.3	Justification vis-à-vis de la résistance	87
5.4	Justification vis-à-vis de la ductilité	87
5.5	Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble	87
5.6	Justification vis-à-vis de la résistance des planchers	88
5.7	Justification de la stabilité des fondations	88
5.8	Justification de la largeur des joints sismiques	89
5.9	Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ	89
5.10	Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages	90

VI

ELEMENTS NON-STRUCTURAUX & EQUIPEMENTS

6	ELEMENTS NON-STRUCTURAUX & EQUIPEMENTS	93
6.1	Prescriptions complémentaires	93
6.1.1	Compatibilité des déplacements	93
6.1.2	Diaphragmes	93
6.2	Eléments non-structuraux	94
6.2.1	Définition	94
6.2.2	Exigences de comportement	94
6.2.3	Force horizontale agissant sur les éléments non-structuraux	94
6.3	Equipements	95
6.3.1	Analyse du risque	96
6.3.2	Classification des équipements	96
6.3.3	Mesures préventives propres à chaque classe	96
6.3.4	Ancrages et fixations	97
6.3.5	Systèmes d'ancrage	97

6.3.6	Installations des supports sismiques sur un réseau de tuyauteries	97
6.3.7	Installations des supports sismiques sur les réseaux de distribution électrique, de télécommunications et d'informatique	99
6.3.8	Calcul des fixations	99
6.4	Eléments extérieurs	100

VII

STRUCTURES EN BETON ARME

7	STRUCTURES EN BETON ARME	103
7.1	Généralités	103
7.1.1	Objet	103
7.1.2	Eléments principaux - Eléments secondaires	103
7.1.3	Définitions et conventions	104
7.2	Spécifications concernant les matériaux	105
7.3	Conception et vérifications	105
7.3.1	Coefficients de comportement	105
7.3.2	Vérification de sécurité des éléments principaux	105
7.4	Spécifications pour les poteaux	106
7.4.1	Coffrage	106
7.4.2	Ferraillage	106
7.4.3	Vérification spécifiques	110
7.5	Spécifications pour les poutres	111
7.5.1	Coffrage	111
7.5.2	Ferraillage	111
7.6	Spécifications pour les noeuds poteaux-poutres	113
7.6.1	Dispositions constructives	113
7.6.2	Dimensionnement du noeud vis-à-vis des moments fléchissants	114
7.7	Voiles de contreventement	115
7.7.1	Coffrages	115
7.7.2	Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux	117
7.7.3	Ferraillages des linteaux	117
7.7.4	Ferraillages des voiles et des trumeaux	120
7.8	Jonction d'armatures	126
7.9	Dispositions propres aux dalles et aux diaphragmes	127

VIII

STRUCTURES EN ACIER

8	STRUCTURES EN ACIER	131
8.1	Conditions d'application	131
8.2	Systèmes de contreventement	131
8.2.1	Types de Structures	131
8.2.2	Prescriptions pour le choix des classes de sections en fonction de du coefficient de comportement	131

8.3	Ossatures en portiques	132
8.3.1	Principes généraux	132
8.3.2	Assemblages	132
8.3.3	Règles détaillées de vérification pour les portiques	132
8.4	Palées de contreventement à barres centrées	135
8.4.1	Principes généraux	135
8.4.2	Palées de contreventement à barres centrées	135
8.4.3	Règles de vérification pour les contreventements à diagonales centrées . . .	136

IX

STRUCTURES EN MAÇONNERIE CHAÎNÉE

9	STRUCTURES EN MAÇONNERIE CHAÎNÉE	141
9.1	Objet	141
9.2	Principes	141
9.3	Matériaux	142
9.3.1	Généralités	142
9.3.2	Spécifications concernant les matériaux	142
9.4	Conception	143
9.4.1	Dimensions en plan, hauteur du bâtiment et nombre de niveaux	143
9.4.2	Répartition et densité des murs	143
9.4.3	Chaînages	144
9.4.4	Planchers	146
9.4.5	Baies et ouvertures	147
9.4.6	Harpage à l'interface mur-chaînage vertical	149
9.4.7	Fondations	150
9.5	Calcul et vérification des éléments structuraux principaux	150
9.5.1	Principe de fonctionnement	151
9.5.2	Sollicitation agissantes	151
9.5.3	Sollicitations résistantes	151
9.5.4	Principes de calcul	152

X

SOLS ET FONDATIONS

10	SOLS ET FONDATIONS	155
10.1	Fondations	155
10.1.1	Solidarisation des points d'appui	155
10.1.2	Voile périphérique	156
10.1.3	Dispositions constructives	156
10.1.4	Vérification de la capacité portante	157
10.1.5	Résistance au glissement à la base de la fondation superficielle	157
10.2	Liquéfaction des sols	157
10.3	Stabilité des pentes	162
10.4	Ouvrages de soutènement	163

XI ISOLATION SISMIQUE A LA BASE

11	ISOLATION SISMIQUE A LA BASE	171
11.1	Domaine d'application	171
11.2	Exigences fondamentales	171
11.3	Critères de conformité	172
11.4	Dispositions générales de dimensionnement	172
11.4.1	Conception des bâtiments isolés à la base	172
11.4.2	Dispositions générales concernant les dispositifs d'isolation	172
11.4.3	Déplacements par rapport au sol et aux constructions environnantes	172
11.4.4	Surveillance et inspection des structures isolées	172
11.5	Règles de calcul	173
11.5.1	Généralités	173
11.5.2	Action sismique	173
11.5.3	Coefficient de comportement	173
11.5.4	Propriétés du système d'isolation	173
11.5.5	Modélisation de la structure	174
11.5.6	Méthodes d'analyses	174
11.6	Vérification de la sécurité à l'état limite ultime	177

XII ANNEXES

A	ZONAGE SISMIQUE : WILAYAS & COMMUNES	181
B	RECOMMANDATIONS : ETUDES GEOTECHNIQUES	191
C	FACTEURS D'AMPLIFICATION TOPOGRAPHIQUE	193
D	DISPOSITIONS : VOILES DE GRANDE DIMENSION	195
D.1	Dimensions minimales	195
D.2	Chainages minimaux en zone critique	195
D.3	Chainages minimaux en zone courante	196
E	CONSTRUCTIONS EN PROFILES FORMES A FROID	197
E.1	CONDITIONS ET DOMAINE D'APPLICATION	197
E.1.1	Principes généraux	197
E.1.2	Sections transversales	198
E.1.3	Boulonnerie - visserie	198
E.1.4	Dispositions des panneaux	198
E.1.5	Dispositions particulières pour les zones sismiques IV, V et VI	198
E.1.6	Types de contreventement	199
F	CONSTRUCTIONS EN BOIS	201
F.1	Conditions et domaine d'application	201

F.2	Matériaux	201
F.2.1	Le bois	201
F.2.2	L'acier	201
F.3	Règles générales de conception	201
F.3.1	Principe de dimensionnement	202
F.3.2	Propriétés des zones dissipatives	202
F.3.3	Contreventement	203
F.4	Coefficient de comportement	203
F.5	Coefficient d'amortissement	204
F.6	Analyse de la structure	205
F.7	Règles de détail pour les assemblages	205
F.8	Règles de détail pour les diaphragmes horizontaux	205
F.9	Contrôle du dimensionnement et de l'exécution	206
G	DISPOSITIFS D'ISOLATION & COMPORTEMENT	207
G.1	Les dispositifs à comportement linéaire	207
G.2	Les dispositifs à comportement non-linéaire	208
H	LISTE DES SEISMES NOTABLES (depuis 1365 ...)	211
I	ACTIONS SISMQUES & PERIODES DE RETOUR	217
I.1	Accélération de zone: valeurs caractéristiques	217
I.2	Coefficient d'importance vs. périodes de retour	220
J	INTRODUCTION AU CALCUL CAPACITAIRE	221
J.1	Principes et exigences de la méthode	221
J.2	Procédure statique non linéaire (Pushover)	222
J.2.1	Charge latérale et courbe de capacité	222
J.2.2	Système équivalent à un seul degré de liberté (1 DDL)	222
J.2.3	Comportement idéalisé force-déplacement de la structure	223
J.2.4	Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à 1 DDL	224
J.2.5	Détermination du déplacement cible pour le système à N DDL	226



GÉNÉRALITÉS

1	GÉNÉRALITÉS	23
1.1	Objet	
1.2	Objectifs	
1.3	Domaine d'application	
1.4	Conditions d'application	
1.5	Définitions et notations	

1. GÉNÉRALITÉS

1.1 Objet

Le présent Document Technique Réglementaire (DTR) fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques.

1.2 Objectifs

En zone sismique, les structures doivent être conçues et construites de sorte que soient respectés :

- les objectifs de non-effondrement et
- les objectifs de limitation des dommages

1.2.1 Objectifs de non-effondrement

La structure doit être conçue et construite de manière à résister aux actions sismiques de calcul définies au § 3.3, sans effondrement local ou global, conservant ainsi son intégrité structurale et une capacité portante résiduelle après l'événement sismique. L'action sismique de calcul est définie à partir de :

- a l'accélération de zone, A , dont la valeur caractéristique, A_k associée aux séismes, a une probabilité de dépassement, P_r , pendant la période de référence, T_L , qui représente, ici, la durée de vie du bâtiment. Cette valeur caractéristique a une période de retour, T_r (cf. Tableaux (3.2). & Annexe I;
- b le coefficient de site, S , afin de rendre compte de la classe de site qui reçoit le bâtiment (cf. Tableaux (3.7) & (3.8)) et
- c le coefficient d'importance, I , afin de rendre compte de la classe d'importance du bâtiment (cf. Tableaux (3.10) & Annexe I).

La période de retour, T_r , de l'action sismique de valeur caractéristique, A_k , est liée à la valeur de sa probabilité de dépassement, P_r , pendant la durée de vie du bâtiment, T_L , (cf. Annexe I) :

$$T_r = -\frac{T_L}{\ln(1 - P_r)} \quad (1.1)$$

Les valeurs choisies pour P_r et T_L sont, respectivement, $P_r = 10 \%$ et $T_L = 50$ ans soit une période de retour $T_r = 475$ ans.

1.2.2 Objectifs de limitation des dommages

La structure doit non seulement résister à la valeur caractéristique, A_k , mais être aussi conçue et construite de manière à ce que n'apparaissent pas des dommages induisant des limitations d'exploitation, sous l'effet d'une valeur de l'action, $A_{k,LD}$, associée aux séismes ayant des périodes de retour moindres i.e. plus fréquents que ceux pris pour la condition de non-effondrement.

Commentaire (1) : La valeur de l'action, $A_{k,LD}$, à prendre en compte pour l'objectif de «limitation des dommages» est choisie comme ayant une probabilité de dépassement, $P_{r,LD} = 10\%$, pour une période de référence, $T_{L,LD} = 10$ ans i.e. ayant une période de retour $T_{r,LD} = 95$ ans. En l'absence d'informations plus précises, le coefficient de réduction appliqué à l'action sismique de calcul peut être utilisé pour obtenir l'action sismique permettant de vérifier l'objectif de «limitation des dommages» (cf. commentaire 5 & Annexe I).

Commentaire (2) : L'importance des structures visées par l'objectif de «non-effondrement» et celui de «limitation des dommages» est définie pour les différents types de bâtiments ou d'ouvrages de génie civil, en fonction des conséquences que peut avoir leur ruine (sous A_k) ou leur mise en incapacité d'assurer les exigences fonctionnelles et ne pouvant, donc, plus être maintenues en service (sous $A_{k,LD}$).

Commentaire (3) : La différenciation de l'importance des structures est obtenue en les classant en divers groupes d'importance. Un coefficient d'importance, I , est attribué à chaque catégorie.

Commentaire (4) : La valeur du coefficient d'importance, I , associée à une période de retour, T_r^ , autre que la période de retour, T_r , peut être calculée selon Eqn. 1.2 (cf. Tableau (3.10) & Annexe I) :*

$$I = \left(\frac{T_r}{T_r^*} \right)^{\frac{-1}{k}} \quad (1.2)$$

L'exposant k dépend de la sismicité locale: sa valeur moyenne est égale à 2.7.

Commentaire (5) : On définit un coefficient réducteur, v_A , pour prendre en compte le passage de la période de retour associée à l'objectif de non-effondrement, T_r , à la période de retour associée à l'objectif de limitation des dommages, $T_{r,LD} = 95$ ans, comme suit (cf. Annexe I):

$$v_A = \left(\frac{T_r}{T_{r,LD}} \right)^{\frac{-1}{k}} \quad (1.3)$$

Commentaire (6) : Le Coefficient réducteur v_A est pris égal à sa valeur moyenne, i.e. 0.5 (cf. Annexe I)

1.3 Domaine d'application

Le présent DTR est applicable à toutes les constructions courantes (cf. Commentaire (1)). Par contre, elles ne sont pas applicables aux constructions telles que:

- constructions et installations pour lesquelles les conséquences d'un dommage même léger peuvent être d'une exceptionnelle gravité: centrales nucléaires, installations GNL, installations de fabrication et de stockage des produits inflammables, explosifs, toxiques ou polluants.
- ouvrages d'art (barrages, ouvrages maritimes, ponts, tunnels, etc.).
- réseaux et ouvrages enterrés.
- bâtiments de grande longueur dont les points d'appuis ne sont pas solidarisés par des longrines ou des dallages rigides, tels que les halls industriels, parkings couverts, etc. (cf. Commentaire (2))

Pour ces types de constructions, il y a lieu de se référer à des règles ou recommandations spécifiques. Les constructions courantes concernées par le présent DTR, sont celles qui utilisent les systèmes de contreventement listés dans le Tableau (3.17).

Par ailleurs les dispositions du présent DTR ne s'appliquent pas en zone de sismicité négligeable (zone 0) de la classification des zones sismiques (cf. § 3.1).

Commentaire (1): On entend par construction courante toute construction dont la ruine ou les dommages ne peuvent avoir de conséquences sur l'environnement (hormis ses abords immédiats). Par ailleurs, le présent DTR est essentiellement applicable aux bâtiments à un ou plusieurs niveaux d'usage courant (habitation, service, production, etc.) ou à des bâtiments assimilés (tels que châteaux d'eau, par exemple).

Commentaire (2): On entend par bâtiment de grande longueur un bâtiment dont la distance entre deux (2) appuis extrêmes est supérieure à 200 m. Dans ce cas, il y a lieu de produire une justification spéciale relative aux effets de la variabilité spatiale du mouvement sismique.

1.4 Conditions d'application

Le présent **DTR** s'applique, **concomitamment à tous les DTR**, en vigueur, pour la conception, le calcul et l'exécution couvrant les constructions, relevant du domaine d'application cité en § 1.3, leurs typologies structurelles (systèmes de contreventement) et leurs matériaux constitutifs.

Les exigences, limitations et dispositions constructives prescrites, par le présent DTR, s'appliquent **en sus** de celles définies par les **autres DTR**, en vigueur.

L'application rationnelle et efficace du présent DTR suppose une coopération et une coordination étroite entre les différents intervenants à chaque stade de la conception et de la réalisation du projet.

1.5 Définitions et notations

1.5.1 Définitions

1. **Amortissement effectif** (du système d'isolation dans une direction principale) : Valeur de l'amortissement visqueux correspondant à l'énergie dissipée par le système d'isolation lors de la réponse cyclique au déplacement de calcul.
2. **Bâtiment de grande longueur** : c'est un bâtiment dont la distance entre deux appuis extrêmes est supérieure à 200 m.
3. **Béton confiné** : On désigne par béton confiné, un volume de béton pourvu d'armatures transversales disposées de façon à s'opposer au gonflement du matériau sous l'effet des contraintes de compression ainsi qu'au flambement des armatures longitudinales.
4. **Centre de rigidité effectif** : Centre de rigidité des unités d'isolation.

5. **Classe de site** : En fonction des propriétés mécaniques des sols qui constituent le site, ce dernier est classé en cinq catégories (rocheux, ferme, meuble, très meuble ou spécial nécessitant investigations approfondies et études spécifiques)
6. **Construction courante** : Toute construction dont la ruine ou les dommages ne peuvent avoir de conséquences sur l'environnement (hormis ses abords immédiats).
7. **Déformation élastique** : Déformation réversible qui disparaît après suppression des charges qui l'ont provoquée.
8. **Déformation post-élastique** : Déformation irréversible d'éléments réalisés en matériaux ductiles (accompagnée de dissipation d'énergie après dépassement de la limite d'élasticité).
9. **Déplacement de calcul** (du système d'isolation dans une direction principale) : Déplacement horizontal maximal du centre de rigidité effectif entre le sommet de l'infrastructure et la base de la superstructure, se produisant sous l'effet de l'action sismique de calcul.
10. **Déplacement de calcul total** (d'une unité d'isolation dans une direction principale) : Déplacement horizontal maximal à l'emplacement de l'unité, comprenant le déplacement dû au déplacement de calcul et celui dû à la rotation globale de torsion autour de l'axe vertical.
11. **Diaphragme** : Élément horizontal (plancher) conçu pour résister aux forces qui agissent dans son plan et les transmettre aux éléments de contreventement.
12. **Dispositifs ou unités d'isolation** : Éléments constituant le système d'isolation.
Les dispositifs considérés se composent d'appuis en élastomère fretté, de dispositifs élastoplastiques, d'amortisseurs visqueux ou à frottement, de pendules et d'autres dispositifs dont le comportement est conforme au § 11.1 (cf. aussi Annexe G). Chaque unité fournit une ou une combinaison des fonctions suivantes :
 - une capacité portante verticale combinée avec une flexibilité latérale accrue et une rigidité verticale élevée ;
 - une dissipation d'énergie, soit hystérétique, soit visqueuse ;
 - une capacité de recentrage ;
 - une capacité à s'opposer (rigidité élastique suffisante) aux charges latérales de service non sismiques.
13. **Ductilité** : Capacité d'un élément ou d'une structure de conserver sa résistance sous les déformations qu'ils sont amenés à subir pendant un séisme.
14. **Éléments non-structuraux** : Éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement (cloisons, acrotères, auvents ...).
15. **Éléments structuraux** :
 - Éléments principaux : éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poutres, poteaux, planchers, voiles, mur ...)
 - Éléments secondaires : éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement (poteaux, murs....)
 item **Essai SPT** : Essais de pénétration standard (Standard Penetration Test)
 item **Essai CPT** : Essais de pénétration statique (Cone Penetration Test)
 item **Essai PMT** : Essais pressiométrique de Menard
16. **Faïlle active** : Fracture de l'écorce terrestre sur laquelle un glissement s'est produit à une période géologique récente. Elle constitue ainsi, une source sismique qui peut engendrer un futur séisme.
17. **Infrastructure** (du système d'isolation) : Partie de la structure située sous l'interface d'isolation, y compris les fondations.
La flexibilité latérale de l'infrastructure est généralement négligeable par rapport à celle du système d'isolation.
18. **Instabilité élastique** : Instabilité de forme d'un élément de structure due à son élasticité et à son manque de rigidité latérale. Elle peut se produire par flambage, déversement, cloquage,

voilement d'élément ou de parois élancés, comprimés et/ou cisailés (poteaux, poutres, voiles, barre de contreventement, âme de poutre, etc.).

19. **Interface d'isolation** : Surface qui sépare l'infrastructure de la superstructure et où se situe le système d'isolation.
L'emplacement de l'interface d'isolation à la base de la structure est le mode le plus général dans les bâtiments, les réservoirs et les silos.
20. **Isolation totale** : La superstructure est entièrement isolée si, dans la situation sismique de calcul, son comportement mécanique reste dans le domaine élastique. Dans le cas contraire, la superstructure est partiellement isolée.
21. **Liquéfaction d'un sol** : Perte momentanée de la résistance au cisaillement et/ou de la rigidité due à l'augmentation des pressions d'eau interstitielle, dans les matériaux sableux saturés sous l'effet de mouvements sismiques, pouvant entraîner des déformations permanentes significatives, voire une quasi-annulation des contraintes effectives dans le sol.
22. **Maçonnerie porteuse ordinaire** : Construction dont la structure porteuse et résistante aux efforts horizontaux et verticaux est assurée par des murs en maçonnerie traditionnelle.
23. **Maçonnerie porteuse chaînée (ou confinée)** : Construction dont la structure porteuse et résistante aux efforts horizontaux et verticaux est assurée par des panneaux en maçonnerie confinés par des chainages horizontaux et verticaux constitués par des armatures en acier enrobées de béton.
24. **Maçonnerie porteuse armée** : Construction dont la structure porteuse et résistante aux efforts horizontaux et verticaux est assurée par des murs en maçonnerie comportant des files d'armatures horizontales et verticales insérées dans les lits de mortier, avec présence de chainages verticaux (notamment aux angles de murs perpendiculaires) et parfois horizontaux.
25. **Méthode statique équivalente** : Analyse statique d'une structure sous l'effet d'un système de forces statiques équivalentes à celui de l'action sismique.
26. **Méthode d'analyse modale spectrale** : Analyse d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.
27. **Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes** : Méthode d'analyse de la réponse de la structure en fonction du temps, par l'intégration numérique directe des équations différentielles du mouvement, en utilisant les accélérogrammes choisis pour représenter les mouvements du sol réels, enregistrés ou synthétiques.
28. **Ossature auto stable** : Ensemble tridimensionnel de poutres et de poteaux liés rigidement et capable de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.
29. **Ossature contreventée** : Structure constituée de poutres et de poteaux ou de portiques capables de reprendre les charges verticales et de voiles, murs et/ou palées triangulées qui reprennent une partie ou la totalité des charges horizontales.
30. **Ossature en portique** : Structure composée de poteaux et de poutres rigidement liés.
31. **Ossature spatiale** : Structure en portique dans laquelle la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par la flexion des éléments barres.
32. **Palées de stabilité triangulées** : Structures de contreventement en treillis dont les éléments sont soumis à des efforts axiaux.
33. **Protection parasismique** : Niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage, en fonction de sa destination, avant et après un séisme ou de son importance stratégique vis à vis des objectifs de sécurité et des coûts fixés par la collectivité.
34. **Rigidité effective** (du système d'isolation dans une direction principale) : Somme des rigidités effectives (sécantes) des unités d'isolation:
 - La rigidité sécante de chaque unité d'isolation est le rapport de la valeur de la force horizontale transmise à l'unité d'isolation et de la valeur absolue du déplacement de calcul correspondant, qui se produit dans la même direction.

- La rigidité effective est généralement obtenue par une analyse dynamique itérative.
- 35. **Rupture ductile** : Rupture précédée de déformations irréversibles à la différence d'une rupture fragile qui est soudaine et quasi-instantanée.
- 36. **Rotule plastique** : Zone d'un élément de structure (poutre, poteau, voile, etc.) subissant des déformations irréversibles et capable de dissiper de l'énergie sous sollicitations alternées. Au-delà d'un seuil de sollicitation, elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément.
- 37. **Séisme de référence pour les objectifs de limitation de dommages** : Evènement sismique relativement fréquent comparativement à la durée de vie utile de la construction. Il est associé à une période de retour de 95 ans.
- 38. **Séisme de référence pour les objectifs de non-effondrement** : Evènement sismique relativement rare comparativement à la durée de vie utile de la construction. Il est associé à une période de retour de 475 ans.
- 39. **Site** : Terrain d'implantation retenu pour la construction, caractérisé par un ensemble de conditions géologiques, hydrogéologiques, topographiques et géotechniques.
- 40. **Spectre de réponse** : Courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.
- 41. **Stabilité d'ensemble** : Capacité d'une structure à conserver sa géométrie et sa position (non glissement, non renversement) sous l'action des charges. Elle est obtenue par les liaisons des divers éléments, par le contreventement et l'ancrage au sol et requiert que la stabilité de forme et de résistance de ses éléments soit assurée.
- 42. **Stabilité de forme** : Capacité d'une structure ou de l'un de ses éléments à conserver sa forme sous l'action des charges. L'instabilité de forme due au manque de rigidité se produit pour des éléments élancés ou des parois minces par flambage, cloquage ou déversement, avant que la résistance de leur matériau ne soit épuisée.
- 43. **Structure dissipative** : Structure capable de dissiper de l'énergie grâce à des déformations post-élastiques lors de sollicitations alternées.
- 44. **Système de contreventement** : Ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis à vis des forces horizontales engendrées par le séisme.
- 45. **Système d'isolation** : Ensemble des composants, utilisés pour fournir une isolation sismique, disposés dans l'interface d'isolation. Ils sont généralement situés en dessous de la masse principale de la structure.
- 46. **Superstructure** (du système d'isolation) : Partie de la structure isolée et située au-dessus de l'interface d'isolation.
- 47. **Voile de contreventement** : Elément porteur rigide en béton armé destiné à transmettre les charges latérales dans les fondations.
- 48. **Mur de contreventement** : Elément identique au voile réalisé en maçonnerie chaînée.
- 49. **Zone critique** : Zone d'une structure où sont concentrées principalement les sollicitations d'origine sismique ; elle peut être dissipative ou fragile.
- 50. **Zone dissipative** : Zone d'une structure dissipative où est localisée sa capacité à dissiper de l'énergie.
- 51. **Zone sismique** : Partie du territoire national dont les limites sont déterminées en fonction du niveau d'aléa sismique qui la caractérise.

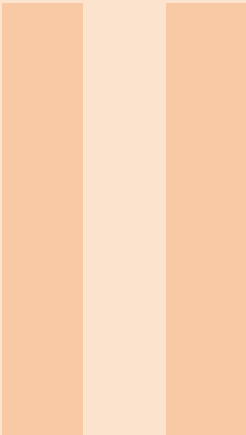
1.5.2 Notations

A	Coefficient d'accélération de zone au rocher
A_v	Coefficient d'accélération de zone vertical
B, B_m, B_i	Largeur du bâtiment à la base, en tête, à l'étage «i»
C_B	Facteur correcteur tenant compte du diamètre du trou de forage
C_E	Facteur correcteur tenant compte de l'énergie réelle transmise par le mouton lors de l'impact
C_N	Facteur correcteur tenant compte de la pression des terres
C_p	Facteur de force horizontale
C_R	Facteur correcteur tenant compte de la longueur totale de la tige
CRR	Taux de la résistance à la liquéfaction pour un séisme donné
$CRR_{7.5}$	Taux de la résistance à la liquéfaction pour un séisme de référence de magnitude $M_w = 7.5$
C_S	Facteur correcteur tenant compte du type de carottier utilisé
CSR	Taux de la contrainte de cisaillement moyenne durant un séisme
C_T	Coefficient de période
C_{u30}	Résistance au cisaillement non drainée sur une profondeur de 30 m
C_{ui}	Résistance au cisaillement non drainée dans la couche de sol i
D	Hauteur de la paroi à l'aval du soutènement sur laquelle s'exerce la pression passive
d_{db}	Déplacement de calcul total d'une unité d'isolation
d_{dc}	Déplacement de calcul du centre de rigidité effectif dans la direction considérée
DDL	Degré(s) de liberté
E	Réponse totale, Réponse totale, action sismique
E_E	Effet de l'action sismique
E_i	Réponse du mode «i»
E_{p30}	Module pressiométrique moyen sur une profondeur de 30 m
E_{pi}	Module pressiométrique moyen à travers la couche de sol i
$e_{tot,y}$	Excentricité totale dans la direction y
FC	Contenu en fines
F_i, F_n	Forces horizontales appliquées aux niveaux «i» et «n»
f_j	Forces horizontales à chaque niveau «j» du bâtiment
F_{pk}	Force horizontale appliquée à un diaphragme au niveau «k»
f_s	Valeur du frottement latéral unitaire
F_t	Partie de l'effort tranchant à la base, appliquée au niveau «n», en plus de F_n
F_R	Force de rappel de l'unité d'isolation
F_{va}	Force sismique verticale appliquée aux portes à faux
g	Accélération due à la pesanteur
G	Action des charges permanentes
h	Facteur de correction d'amortissement
H	Hauteur de la paroi à l'arrière du mur de soutènement sur laquelle s'exerce la pression active
h_{ae}	point d'application de la pression active sur le soutènement par rapport à sa base
h_i, h_j, h_n	Hauteurs de niveaux «i», «j» et «n»; h_i notation utilisée aussi pour Epaisseur de la couche de sol i
H_w	Hauteur du niveau de la nappe phréatique par rapport à la base du mur

i	autre son usage comme indice, i désigne aussi l'Angle de la surface du sol sur l'horizontale
I	Coefficient d'importance
I_p	Indice de plasticité
K_0	Coefficient de poussée du sol au repos
K_{ae}	Coefficient de poussée dynamique active
K_{eff}	Rigidité effective du système d'isolation dans la direction horizontale principale considérée, pour un déplacement égal au déplacement de calcul d_{dc}
k_h	Coefficient sismique horizontal
K_{pe}	Coefficient de butée dynamique passive
k_v	Coefficient sismique vertical
K_v	Rigidité totale du système d'isolation dans la direction verticale
K_{xi}	Rigidité effective d'une unité donnée i dans la direction x
K_{yi}	Rigidité effective d'une unité donnée i dans la direction y
k_w	Coefficient minorateur de R pour les voiles en béton armé
L	Longueur de bâtiment, dimension de plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique
L_x, L_y	Largeur et longueur de bâtiment dans la direction « x » ou « y »
l_x, l_y , ou l_1, l_2	Largeur des décrochements en plan
M	Masse de la superstructure
M_s	Magnitude de surface
MSF	Facteur de correction de magnitude
M_w	Magnitude de moment sismique
N_{30}	Nombre de coups moyen non corrigé sur une profondeur de 30 m
$(N_1)_{60}$	Nombre de coups corrigé en tenant compte de C_N ; C_E ; C_B ; C_R et C_S
$(N_1)_{60cs}$	Nombre de coups corrigé par rapport à la présence de fines dans le sol
N_i	Nombre de coups moyen non corrigé enregistré à travers la couche de sol i
N_{SPT}	Nombre de coups brut mesuré lors de l'essai SPT
P_0	Poussée des terres au repos
$\bar{P}_a$	Poussée statique active sans surcharge verticale du sol
P_{ad}	Poussée active dynamique globale
P_{ae}	Poussée active dynamique
P_{pe}	Poussée passive dynamique
P_k	Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »
Pl_{30}	Pression limite moyenne sur une profondeur de 30 m
Pl_i	Pression limite moyenne à travers la couche de sol i
PLI	Indice du potentiel de liquéfaction
P_{pd}	Poussée passive dynamique globale (Butée)
P_q	Pénalité à retenir dans la détermination du coefficient Q_F
P_r	Probabilité de dépassement
P_{wd}	Poussée hydrodynamique de l'eau
P_{ws}	Poussée statique de l'eau
q	Facteur d'instabilité; notation utilisée aussi pour désigner la surcharge verticale uniforme sur le sol exerçant la pression active
Q	Charges d'exploitation; notation utilisée aussi pour désigner la valeur de la résistance de pointe normalisée
q_{c30}	Résistance de pointe moyenne sur une profondeur de 30 m
q_{c1N}	Valeur de la résistance pénétrométrique normalisée et corrigée
$(q_{c1N})_{cs}$	Valeur de la résistance pénétrométrique corrigée par rapport à la présence de fines dans le sol
q_{ci}	Résistance de pointe moyenne à travers la couche de sol i
Q_F	Facteur de qualité

R	Coefficient de comportement
R_{C_i}	Résistance à la compression simple dans la couche de sol i
$R_{C_{30}}$	Résistance à la compression simple sur une profondeur de 30 m
r_d	Coefficient de réduction des contraintes dans le sol
R_d	Sollicitation résistante de calcul de l'élément
r_{ij}	Facteur de corrélation entre deux modes i et j
r_y	Rayon de torsion du système d'isolation
Sa_d	Accélération du spectre de calcul normalisé
Sa_d / g	Accélération spectrale élastique
S_d	Sollicitation agissante de calcul de l'élément
$S_i (i=1,2,3,4), S_S$	Symbole désignant les différentes catégories de site
S_T	Coefficient d'amplification topographique
T	Période fondamentale de la structure
T_1, T_2	Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
T_{eff}	Période fondamentale effective de la superstructure correspondant à la translation horizontale, la superstructure étant supposée être un corps rigide
T_f	Période fondamentale de la superstructure supposée fixée à sa base
$T_{i,j,k}$	Période des modes «i», «j», «k»
T_r	Période de retour
T_s	Durée de la partie stationnaire du mouvement sismique
T_v	Période fondamentale de la superstructure dans la direction verticale, la superstructure étant supposée être un corps rigide
V	Force sismique totale appliquée à la base de la structure
V_k	Effort tranchant au niveau «k»
V_S	Vitesse d'onde de cisaillement
V_{S1}	Valeur de la vitesse des ondes de cisaillement normalisée et corrigée
V_{S1}^*	Limite supérieure de la valeur de V_{S1}
V_{S30}	Vitesse d'onde de cisaillement à 30m de profondeur
V_{Si}	Vitesse de l'onde de cisaillement dans la couche de sol i
V_t	Force sismique totale (combinaison des valeurs modales)
V_u	Effort tranchant de calcul à l'état limite ultime (ELU) de la structure ou d'éléments de la structure
W	Poids sismique total de la structure
W_g	Charge gravitaire de la structure
W_i	Poids sismique au niveau «i»
W_n	Teneur en eau naturelle
W_p	Poids de l'élément non structural considéré
W_{pk}	Poids du diaphragme et des éléments tributaires au niveau «k»
(x_i, y_i)	Coordonnées de l'unité d'isolation «i» par rapport au centre de rigidité effectif

α	Inclinaison du plan de rupture potentiel
β	Inclinaison du soutènement (parement amont) par rapport à l'axe vertical
γ	poids volumique total (ou humide) du sol
γ_d	poids volumique du sol sec
γ'	poids volumique effectif de sol (déjaugée)
γ^*	Poids volumique du sol
γ_{sat}	poids volumique du sol saturé
γ_w	poids volumique de l'eau
γ_x	Coefficient de majoration
δ	Angle de frottement sol/soutènement
δ_i	Coefficient d'amplification
δ_{ek}	Déplacement horizontal dû aux forces F_i
δ_i	Flèche horizontale due à f_i ; <i>notation utilisée aussi pour</i> Coefficient d'amplification
δ_k	Déplacement horizontal au niveau «k»
Δ_k	Déplacement horizontal relatif au niveau « k » par rapport au niveau «k-1»
δ_n	Déplacement horizontal au sommet de la structure, niveau «n»
η	Facteur de correction d'amortissement
θ	Facteur d'instabilité
ν	Effort normal réduit
ν_A	Coefficient réducteur, appliqué à l'accélération de zone
ρ_{ij}	Rapport des périodes de deux modes «i» et «j»
σ_{v0}	Contraintes verticales totales dans le sol
σ'_{v0}	Contraintes verticales totales dans le sol
ξ, ξ_i, ξ_j	Pourcentage d'amortissement critique global et ceux relatifs aux modes «i» et «j»
ξ_{eff}	Amortissement effectif
ψ	Coefficient d'accompagnement
ϕ_l	Diamètre des barres longitudinales
ϕ'	Angle de frottement interne du sol



PRINCIPES ET RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION

2	PRINCIPES ET RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION	35
2.1	Choix du site	
2.2	Reconnaissances et études de sol	
2.3	Implantation des ouvrages	
2.4	Infrastructure et fondations	
2.5	Superstructure	
2.6	Modélisation et méthodes de calcul	

2. PRINCIPES ET RECOMMANDATIONS DE CONCEPT

2.1 Choix du site

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

- présence ou proximité de failles reconnues actives
- zones potentiellement liquéfiables
- terrains instables :
 - Pentes instables, abords de falaises, rives et berges sujettes à affouillement
 - Terrains compressibles, gorgés d'eau, mal drainés ou inondables
 - Terrains susceptibles de s'effondrer sous l'effet des secousses
 - Présence de cavités souterraines
 - Présence de remblais non compactés
- topographie superficielle accidentée :
 - Crêtes, pitons rocheux
 - Bords de vallées encaissées
 - Abords de changements de pente importants
- présence d'alluvions d'épaisseur variable en pied de pente ou d'épaisseur importante en milieu de vallées (susceptible d'amplification).
- présence de formations géologiques différentes

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

Le type et l'importance de ces investigations pourront être utilement orientés par les résultats d'études de microzonage sismique là où elles existent.

2.2 Reconnaissances et études de sol

Les reconnaissances et les études de sol sont obligatoires et sont, en principe, les mêmes que dans le cas des situations non sismiques mais doivent, en outre, permettre la connaissance des conditions

de sol et de la position de la nappe phréatique, ainsi que la classification du site (cf. commentaires (1) & (2)) et la détection des zones liquéfiables et/ou instables.

Des reconnaissances et études complémentaires peuvent s'avérer nécessaires en présence notamment de zones liquéfiables ou instables, ainsi que pour la prise en compte éventuelle des propriétés dynamiques des sols dans les calculs.

En annexe B, sont données certaines indications et recommandations concernant les reconnaissances et études géotechniques à même de caractériser correctement les sols du site d'implantation des ouvrages et en particulier de classer sismiquement ce site en rapport avec les prescriptions de calcul du présent DTR.

Commentaire (1): Pour permettre de classer le site dans la catégorie la plus appropriée, il convient de déterminer les propriétés du sol sur une profondeur minimale de 30 m, sauf si le substratum rocheux se trouve à une moindre profondeur (cf. § 3.2).

Commentaire (2) : Pour les constructions en R+1 (au maximum) ou 8 m de hauteur moyenne (type maison d'habitation individuelle dont la surface totale des planchers n'excède pas 300 m²), les données et les conclusions des études de POS ou de Microzonage sismique, quand elles existent, peuvent être utilisées pour l'identification des risques cartographiés (retrait-gonflement, liquéfaction, glissement, etc) et la détermination des conditions et des propriétés du site.

2.3 Implantation des ouvrages

Lors de l'implantation des ouvrages, il faudrait :

- Eviter absolument la proximité immédiate d'une faille reconnue active pour les ouvrages importants et ceux d'importance vitale.
- Si le tracé de la faille a été localisé à l'issue d'une étude de site préalable ou d'une étude de microzonage sismique, les ouvrages d'importance moyenne doivent faire l'objet d'un niveau de protection plus élevé et être implantés en dehors d'une bande de 100 m de large, au minimum, de part et d'autre de la trace de la faille.
- Pour les ouvrages d'importance faible, la largeur de la bande à neutraliser où l'implantation des constructions est interdite est ramenée à 50 m, de part et d'autre de la faille.
- Eviter, autant que possible, les terrains instables et les terrains à topographie accidentée ainsi que le bord des falaises
- Eviter, autant que possible, les sols liquéfiables, les sols fortement fracturés, les sols faiblement cimentés et les zones de remblais.

Il est par ailleurs recommandé de :

- préférer les sols rocheux et les sols fermes aux sols meubles, de faible portance et donnant lieu à des tassements excessifs et irréguliers.
- veiller à ce que la couche d'appui des fondations soit suffisamment épaisse et qu'elle ne repose pas elle-même sur une couche instable.
- implanter, autant que possible, les bâtiments élevés sur des sites rocheux ou sites de sols fermes de faible épaisseur et les bâtiments bas sur des sites de sols fermes ou meubles relativement épais, afin d'éviter les phénomènes de résonance.
- pour la construction sur des terrains en pente, réaliser les déblais sur la base d'une étude de stabilité de la pente. La capacité portante ainsi que la stabilité des fondations du bâtiment doivent être assurées. La pente des talus issus des terrassements, en l'absence de tout dispositif de soutènement ou justification de sa stabilité, ne doit pas dépasser 2/3.
- L'implantation d'un bloc de bâtiment en tête d'un terrain ou sur sa pente devrait, de préférence, se faire sur plateformes horizontales; dans le cas contraire, les éléments de fondations seront

répartis, si possible, sur des niveaux horizontaux.

- implanter un ouvrage d'un même côté d'une discontinuité telle que fracture, contact de formations géologiques différentes, changement brusque de pente; sinon, le scinder par des joints de rupture en blocs distincts, implantés de part et d'autre de la discontinuité.

2.4 Infrastructure et fondations

L'infrastructure, constituée des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondations doivent former un ensemble résistant et rigide, prenant appui sur des formations en place compactes et homogènes.

En outre, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels et d'empêcher les déplacements horizontaux relatifs des points d'appui par solidarisation au moyen de longrines ou autre dispositif équivalent.

Les fondations sur remblais ne sont pas admises. Toutefois, la construction sur sols reconstitués est admise sous réserve d'investigations et d'études de sols définissant tous les paramètres géotechniques du nouveau site d'implantation nécessaires à la conception et au dimensionnement des ouvrages concernés.

Sauf étude spécifique, le système de fondation doit être homogène (fondations superficielles, pieux, etc) avec un seul mode de fondation par bloc de construction, délimité par des joints. L'étude spécifique doit démontrer le caractère adéquat d'une solution de fondation de type mixte (cf. Commentaire (1)).

Commentaire (1) : le terme « fondation mixte » désigne l'ensemble semelle et pieux conçu et calculé avec contact direct entre les deux et en tenant compte des possibilités réelles de mobilisation simultanée des réactions dans le sol, par les pieux et la semelle.

2.5 Superstructure

2.5.1 Régularité

Pour offrir une meilleure résistance aux séismes, les ouvrages doivent de préférence avoir, d'une part, des formes simples et, d'autre part, une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités, tant en plan qu'en élévation.

Le but recherché est d'assurer la meilleure répartition possible des sollicitations à travers la structure de façon à faire participer tous les éléments à l'absorption et à la dissipation de l'énergie développée par l'action sismique.

2.5.2 Joints

La disposition des joints sismiques peut coïncider avec les joints de dilatation ou de rupture. Les joints sismiques doivent assurer l'indépendance complète des blocs qu'ils délimitent et empêcher leur entrechoquement.

En cas de sol de fondation homogène, il n'est pas nécessaire de les poursuivre en fondation. Les joints doivent être plans, sans décrochement et débarrassés de tout matériau ou corps étranger.

Les joints doivent être protégés contre l'insertion de tout corps étranger.

En cas de nécessité de bourrage des joints, le matériau doit être totalement compressible.

Ces joints sont disposés de façon à:

- Limiter des longueurs de bâtiments à un maximum de 200 m.
- Séparer les blocs de bâtiments ou ouvrages accolés de géométries différentes et/ou de rigidités et de masses inégales.

- Simplifier les formes en plan de bâtiments présentant des configurations complexes (forme en T, U, L, H, etc).

2.5.3 Matériaux et techniques de construction

Le présent DTR concerne essentiellement les structures réalisées avec les matériaux suivants :

- Béton armé
- Charpente métallique laminée à chaud ou formée à froid (PAF)
- Maçonneries diverses (briques, blocs de béton, pierre, etc) convenablement chaînées horizontalement et verticalement par des éléments en béton armé coulés en place.
- Bois de construction

Le comportement des matériaux aux séismes ne peut être dissocié du type de structure qu'ils constituent :

- L'emploi de matériaux fragiles dont les résistances en traction et en cisaillement sont faibles (béton non armé, maçonnerie non chaînée) est à proscrire pour la réalisation des éléments de contreventement. Ils peuvent être utilisés par contre, pour certains éléments non-structuraux.
- Les assemblages qui assurent la transmission des efforts entre les éléments constructifs, garantissant ainsi la continuité mécanique de la structure, doivent être réalisés en acier ou en béton armé coulé en place.
- L'utilisation de la précontrainte pour les éléments de contreventement en zone sismique est soumise à la procédure d'avis technique. Par contre, l'utilisation d'éléments en béton précontraint tels que poutres, pannes, poutrelles de plancher, prédalles, ne participant pas au système de contreventement, est permise.
- Les structures préfabriquées doivent faire l'objet d'avis technique précisant les conditions générales de conception, de calcul, de fabrication et de mise en œuvre pour leur utilisation en zones sismiques.

2.5.4 Systèmes structuraux

Les ouvrages doivent comporter des contreventements dans au moins deux directions horizontales. Il est recommandé que les éléments soient des contreventements disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations
- Minimiser les effets de torsion (cf. Commentaire 1)

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière et former un système continu et cohérent aussi monolithique que possible. Par ailleurs, ce système doit être suffisamment redondant de façon à assurer une marge importante entre la limite d'élasticité et le seuil de rupture de la structure. Une attention particulière doit être accordée à l'étude et à la réalisation de tous les assemblages, en tenant compte des conséquences que peut avoir toute défaillance à ce niveau sur le comportement de la structure.

Commentaire (1) : Les effets de torsion comptent très souvent parmi les cas de pathologie sismique les plus remarquables constatés après les événements sismiques. Cela vient du fait que la présence de la torsion d'axe vertical, entraîne des concentrations de contraintes dans les angles (au niveau des nœuds et autres zones critiques) ainsi que des déplacements importants au niveau des structures résistantes les plus éloignées du centre de rigidité des planchers.

Pour minimiser les effets de la torsion, il est recommandé d'adopter, autant que faire se peut, des configurations régulières, voire symétriques (surtout pour les systèmes de contreventements), pour diminuer les excentricités de torsion.

2.5.5 Ductilité

La structure et ses éléments doivent avoir une ductilité suffisante pour pouvoir dissiper une grande part de l'énergie induite par le mouvement sismique et conserver leur résistance de calcul sous déformations imposées.

Le développement des rotules plastiques doit se faire, en dehors des nœuds, de préférence dans les éléments horizontaux (poutres, linteaux) plutôt que verticaux (poteaux, voiles) de façon à ne remettre en cause ni le cheminement des forces verticales, ni la stabilité de la structure et/ou de ses éléments porteurs. Quant aux éléments porteurs, qui ne participent pas au contreventement, ils doivent pouvoir conserver leur capacité portante sous l'effet des déformations imposées.

Dans le présent DTR, il est attendu des différentes structures, résistant au séisme, un niveau adéquat de ductilité, auquel correspondent un certain nombre de dispositions constructives et des valeurs spécifiques des coefficients de comportement, R .

2.5.6 Éléments non-structuraux

En plus de l'étude du système structurel, il y a lieu de tenir compte de la présence d'éléments dits non-structuraux qui peuvent modifier considérablement le comportement de la structure et donner lieu à des désordres importants (cf. § 6.2).

2.6 Modélisation et méthodes de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Dans le cas des ouvrages qui relèvent du présent DTR, il est admis que les structures soumises à une action sismique puissent subir des déformations dans le domaine post-élastique. Il est, alors, fait recours à des méthodes de calcul linéaire équivalent, utilisant un modèle élastique de la structure où l'action sismique est introduite sous forme de spectre de réponse.

Un coefficient de comportement unique associé à la structure permet alors :

- de déterminer les efforts de dimensionnement de la structure
- d'estimer les déformations inélastiques subies par la structure pour la vérification des critères d'endommagement.

D'autres méthodes de calcul plus élaborées peuvent éventuellement être utilisées, sous réserve de justification scientifique appropriée.

Commentaire: L'analyse statique non linéaire (Analyse en poussée progressive, « Push-over ») peut également être utilisée (cf. Annexe J)



CRITÈRES DE CLASSIFICATION

3	CRITÈRES DE CLASSIFICATION	43
3.1	Classification des zones sismiques	
3.2	Classification des sites	
3.3	Actions sismiques	
3.4	Classification des bâtiments selon leur importance	
3.5	Classification des systèmes de contreventement	
3.6	Coefficient de comportement global de la structure	
3.7	Classification des bâtiments selon leur configuration	
3.8	Facteur de qualité	

3. CRITÈRES DE CLASSIFICATION

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

3.1 Classification des zones sismiques

Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité, cf. Figure (3.1), et l'Annexe A qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Sismicité	Zone
Très faible	0
Faible	I
Faible à moyenne	II
Moyenne	III
Moyenne à élevée	IV
Elevée	V & VI

L'aléa est pris en compte par un seul paramètre, A : il s'agit de l'accélération maximale normalisée par rapport à l'accélération de la pesanteur, g , et nommée en coefficient d'accélération de référence de zone, au niveau d'un sol de classe S_1 (au rocher). Pour l'objectif de non-effondrement, elle est représentée par sa valeur caractéristique, A_k , choisie comme le fractile 90% ayant la période de retour égale à $T_r = 475$ ans (cf. §3.3).

Un coefficient d'importance, I , égal à 1.0 est associé à cette période de retour, $T_r = 475$ ans. Pour des périodes de retour autres que la période, $T_r = 475$ ans, l'accélération de calcul, au niveau d'un sol de classe S_1 , est égale à $(A.I.g)$, où I est le coefficient d'importance dont les valeurs sont données au Tableau (3.10) et Annexe I.

Commentaire 1 : Les zones, de très faible sismicité, sont celles où l'accélération de calcul au niveau d'un sol de classe S_1 , $(A.g)$, ne dépasse pas $0.04 g$ ($0.39 m/s^2$ où g est l'accélération de la

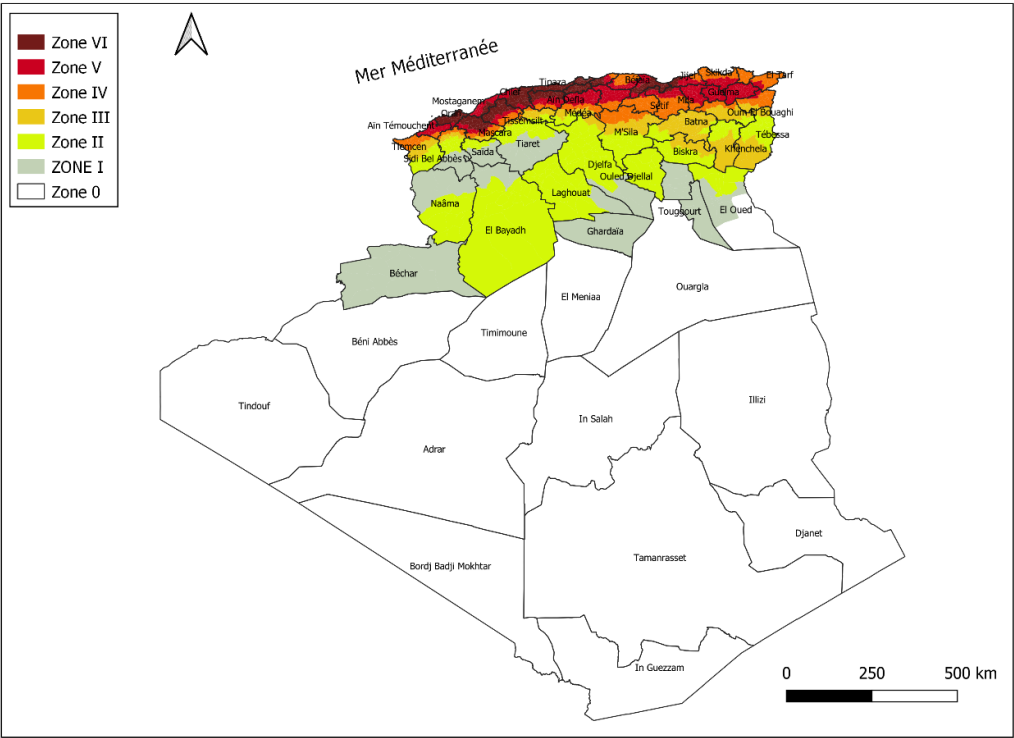
pesanteur).

Commentaire 2 : Les zones, de sismicité faible, sont celles où l'accélération de calcul, au niveau d'un sol de classe S_1 , (A.g), ne dépasse pas 0.08 g (0.78 m/s^2).

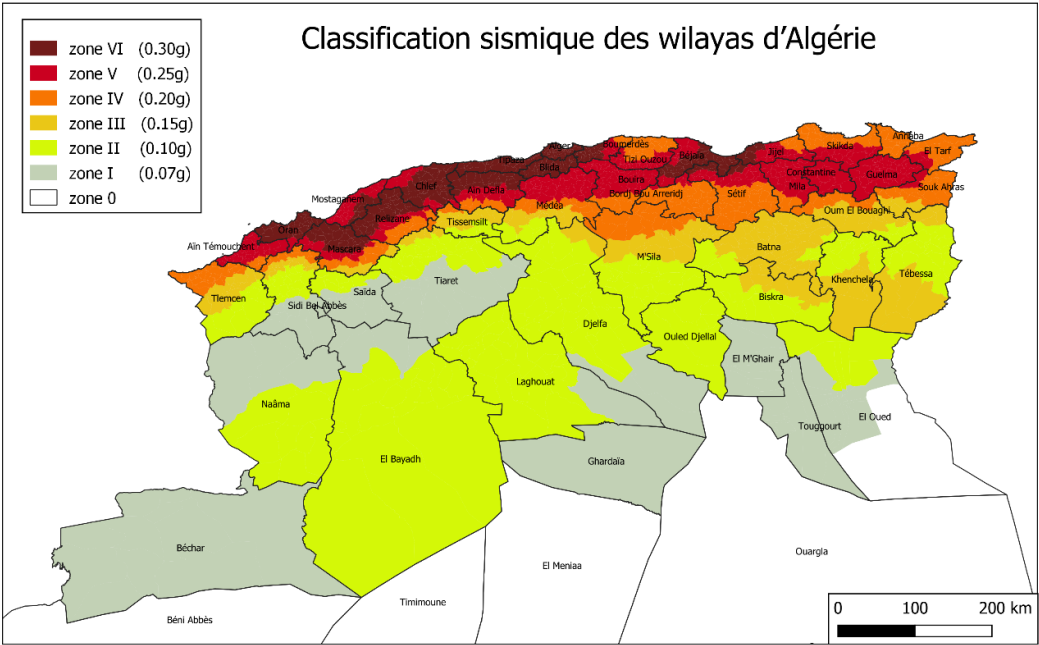
La Figure (3.1) représente la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas. L'annexe A donne la classification sismique par wilaya et par commune lorsque la wilaya est partagée entre plusieurs zones sismiques différentes.

Commentaire 3 : Dans le cas de zone de sismicité très faible (Zone 0 de la carte de zonage sismique, cf. Figure (3.1) & Annexe A), les séismes qui pourraient s'y produire sont estimés avoir de faibles magnitudes ; les calculs de stabilité des constructions aux effets du vent sont jugés suffisants pour y couvrir les effets éventuels des sollicitations d'origine sismique.

Classification sismique des wilayas d'Algérie



(a) Zonage sismique de l'Algérie: toutes zones 0 à VI



(b) Zonage sismique de l'Algérie: zoom sur zones I à VI

Figure 3.1: Zonage sismique de l'Algérie

3.2 Classification des sites

3.2.1 Catégories et critères de classification

Des études géotechniques appropriées doivent être réalisées (cf. Annexe B) en vue de classer le site.

Les sites sont classés en cinq (05) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent, cf. Tableau (3.1).

Les quatre (04) premières catégories, sont établies en se basant sur la moyenne des propriétés de sol sur une profondeur minimale de 30 mètres. L'autre catégorie, considérée comme exceptionnelle, concerne les sites nécessitant des investigations spécifiques (S_S) (cf. § 3.2.2 & 3.2.3).

Catégorie S_1 (site rocheux) :

Rocher ou autre formation géologique de ce type pouvant comporter une couche superficielle moins résistante (sable très dense, dense ou moyennement dense, de graviers, d'argile très rigide ou rigide) d'épaisseur inférieure à 5 m et caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement ($V_S > 800$ m/s).

Catégorie S_2 (site ferme) :

Dépôts de sables et/ou de graviers très denses ou d'argile surconsolidée de plusieurs dizaines de mètres et caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur et des vitesses d'ondes de cisaillement ($360 \text{ m/s} < V_{s30} \leq 800 \text{ m/s}$).

Catégorie S_3 (site meuble) :

Dépôts épais de sables et de graviers moyennement denses et/ou d'argile moyennement raide de plusieurs dizaines de mètres et caractérisés par des vitesses d'ondes de cisaillement $180 \text{ m/s} < V_{s30} \leq 360 \text{ m/s}$.

Catégorie S_4 (site très meuble) :

Dépôts épais de sables lâches ou dépôts d'argile molle à moyennement raide et caractérisée par des vitesses d'ondes de cisaillement ($V_{s30} < 180 \text{ m/s}$) ou tout autre profil contenant une couche d'argile molle de plus de 3 m d'épaisseur.

Catégorie S_S (site nécessitant des investigations approfondies et des études spécifiques) (cf. § 3.2.2 & 3.2.3).

Par ailleurs, il convient de classer le site selon la valeur moyenne de la vitesse des ondes de cisaillement sur les 30 mètres supérieurs (V_{s30}). Ce paramètre est le plus fiable pour la classification du site.

En cas d'indisponibilité de V_S , il convient d'utiliser les valeurs moyennes harmoniques d'autres résultats d'essais (pénétromètre statique, SPT, pressiomètre, etc), données dans le Tableau (3.1). Selon la disponibilité et la fiabilité des résultats de différents types d'essais, le site sera classé dans la catégorie la plus appropriée. En cas de doute, il convient de classer le site dans la catégorie voisine, immédiate, la plus défavorable.

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

Catégorie	Description	q_{c30} (MPa) (c)	N_{30} (coups) (d)	C_{u30} (kPa) (e)	R_{c30} (MPa) (f)	Pl_{30} (Mpa) (g)	E_{p30} (MPa) (g)	V_{S30} (m/s) (h)
S_1	Rocheux (a)	/	/	/	>10	>5	>100	>800
S_2	Ferme	>15	>50	>100	0.4-10	2-5	20-100	360-800
S_3	Meuble	1.5-15	15-50	50-100	0.1-0.4	1-2	5-20	180-360
S_4	Très Meuble ou Présence de 3 m, au moins, d'argile molle (b)	< 1.5	<15	<50	<0.1	<1	<5	<180
S_5	site nécessitant investigations approfondies et études spécifiques (cf. § 3.3.3)	/	/	/	/	/	/	/

Table 3.1: Classification des sites

- **(b)** L'argile molle est définie par un indice de plasticité $I_p > 20$, une teneur en eau naturelle $W_n \geq 40\%$, une résistance non drainée $c_u < 25$ kPa et une vitesse d'onde de cisaillement $V_S < 180$ m/s.

Il convient de calculer les valeurs moyennes sur une profondeur totale de 30 m au moins, sauf dans le cas de rocher, conformément aux expressions suivantes:

- **(c) Pénétromètre statique:**

$$q_{c30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{q_{ci}}} \quad (3.1)$$

- **(d) Essai SPT:**

$$N_{30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{N_i}} \quad (3.2)$$

- **(e) Essai de résistance au cisaillement non drainé:**

$$C_{u30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{C_{ui}}} \quad (3.3)$$

- **(f) Essai de résistance à la compression simple:**

$$R_{c30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{R_{ci}}} \quad (3.4)$$

- **(g) Caractéristiques pressiométriques:**

$$E_{p30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{E_{pi}}} \quad (3.5)$$

$$Pl_{30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{Pl_i}} \quad (3.6)$$

- (h) Vitesse des ondes de cisaillement:

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_{Si}}} \quad (3.7)$$

avec:

h_i : épaisseur de la couche i

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

N_i : nombre de coups moyen non corrigé enregistré à travers la couche i

C_{ui} : résistance au cisaillement non drainée de la couche i

R_{ci} : Résistance à la compression simple dans la couche i

E_{pi} : module pressiométrique moyen à travers la couche i

Pl_i : pression limite moyenne à travers la couche i

V_{Si} : vitesse de l'onde de cisaillement dans la couche i

3.2.2 Conditions de site : investigations approfondies et études spécifiques

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

- présence de sols instables sous les actions sismiques tels que sols liquéfiables, sols faiblement cimentés, anciens remblais.
- présence de sols vaseux ou d'argile avec une très forte teneur en matière organique sur une épaisseur de plus de 3 m.
- présence d'argile très plastique (indice de plasticité $I_p \geq 75$) sur une épaisseur de plus de 7.5 m.
- présence sur une épaisseur de plus de 37 m d'une couche d'argile molle à moyennement raide ($q_c = 1.5$ à 5 MPa, $Pl = 0.5$ à 2 MPa, $E_p = 5$ à 25 MPa, $C_u \leq 50$ kPa, $R_c = 0.1$ à 0.4 MPa).

3.2.3 Etapes pour classer un site

Les étapes nécessaires pour classer un site consistent à:

1. *Vérifier* les quatre conditions nécessitant des investigations approfondies. Si le site répond à l'une de ces conditions, il y a lieu de faire une étude spécifique du site pour la définition de l'action sismique, (Site S_5).
2. *Vérifier* l'existence d'épaisseur totale d'argile molle supérieure à 3m. Si ce critère est satisfait, classer le site en S_4 .
3. *Classer* le site en utilisant les valeurs moyennes harmoniques des V_s ou les résultats d'essais géotechniques (pénétromètre statique, SPT, C_u , pressiomètre, cisaillement non drainé et résistance à la compression simple) tels que définis dans le Tableau (3.1). Les classes de site sont fondamentalement définies en fonction de V_s ou tout autre résultat d'essais géotechnique, de la surface du sol à une profondeur de 30 m du profil du site.

3.3 Actions sismiques

Le territoire national est divisé en sept (07) zones sismiques. Chaque zone est associée à un coefficient d'accélération moyen, servant de valeur de référence au niveau d'un sol de classe S_1 , pour une période de retour, $T_r = 475$ ans, appelé coefficient d'accélération de référence de zone, A (cf. Tableau (3.2)).

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

Table 3.2: Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone au rocher pour $T_r=475$ ans.

- **Commentaire 1 :** Dans le domaine d'application du présent DTR, le mouvement dû au séisme en un point donné de la surface du sol est représenté par un spectre de réponse élastique en accélération, dénommé par la suite «spectre de réponse élastique».
- **Commentaire 2 :** Les deux niveaux d'action sismique, décrits en § 1.2.1 et § 1.2.2, sont représentés par une seule forme de spectre de réponse élastique pour l'objectif de non-effondrement (état limite ultime — action sismique de calcul) et pour l'objectif de limitation des dommages.
- **Commentaire 3 :** L'action sismique horizontale est décrite par deux composantes orthogonales supposées indépendantes et représentées par le même spectre de réponse.
- **Commentaire 4 :** Lors du choix de la forme appropriée du spectre, il convient de tenir compte de la magnitude des séismes qui contribuent principalement à l'aléa sismique défini pour l'évaluation probabiliste de l'aléa.
- **Commentaire 5 :** Lorsque la classe de site est autre que rocheuse (S_1), il convient de considérer le coefficient de site approprié.
- **Commentaire 6 :** Des représentations temporelles du mouvement sismique peuvent être utilisées.
- **Commentaire 7 :** La prise en compte de la variation du mouvement du sol dans l'espace ainsi que dans le temps peut être exigé pour certains types de structure.
- **Commentaire 8 :** Une amplification supplémentaire de l'accélération de zone doit être introduite, par le biais d'un coefficient d'amplification topographique, situées sur ou à proximité de pentes (cf. **Annexe C**). Cette amplification supplémentaire est à prendre en considération aussi dans les vérifications de la stabilité de terrains en pente.

3.3.1 Spectre de réponse élastique horizontal

Le spectre de réponse élastique normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur (g), $\frac{S_{ae}}{g}(T)$, pour les composantes horizontales de l'action sismique, est défini par Eqn. (3.8) (cf. Figure (3.2)).

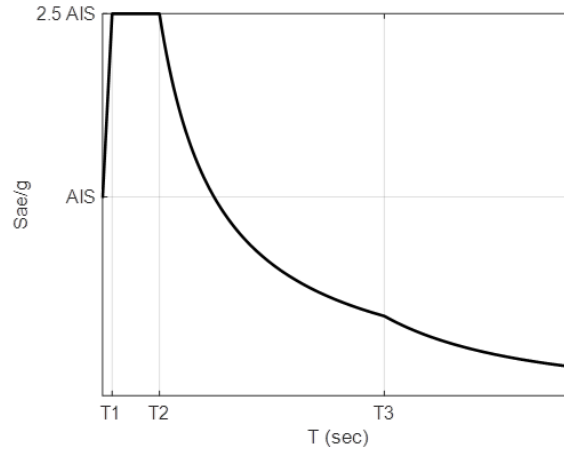


Figure 3.2: Spectre de réponse élastique $\frac{S_{ae}}{g}$

$$\frac{S_{ae}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left(1 + \frac{T}{T_1} \cdot (2.5\eta - 1)\right) & \text{si : } 0 < T \leq T_1 \\ A.I.S. (2.5\eta) & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. (2.5\eta) \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right) & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. (2.5\eta) \cdot \left(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2}\right) & \text{si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases} \quad (3.8)$$

avec :

- $\frac{S_{ae}}{g}(T)$: spectre de réponse élastique normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur, g ;
- T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté ;
- A : coefficient d'accélération de calcul pour un sol de classe S_1 pour la période de retour de non effondrement $T_r=475$ ans ;
- T_1 : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;
- T_2 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;
- T_3 : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant ;
- I : coefficient d'importance ;
- S : coefficient de site ;
- η : coefficient de correction de l'amortissement.

Les valeurs des périodes T_1 et T_2 et du coefficient de site, S , qui décrivent la forme du spectre de réponse élastique dépendent du niveau de sismicité et de la classe de sol.

Deux types de formes de spectres sont utilisés : le type 1 et le type 2. Si les séismes qui contribuent le plus à l'aléa sismique, défini pour le site dans le cadre de l'évaluation probabiliste de l'aléa, ont une magnitude moment, M_w , inférieure ou égale à 5.5, le type de spectre 2 est adopté. Si les séismes qui contribuent le plus, à l'aléa sismique défini pour le site dans le cadre de l'évaluation probabiliste de l'aléa, ont une magnitude moment ($M_w \geq 5.5$), le type de spectre 1 est adopté.

Le spectre, selon la zone sismique, est de:

- **Type 1** : appliqué aux zones sismiques IV, V et VI
- **Type 2** : appliqué aux zones sismiques I, II et III.

Pour les quatre classes de sol S_1 , S_2 , S_3 , et S_4 , les valeurs recommandées des paramètres S , T_1 , T_2 et T_3 sont données dans :

- le Tableau (3.3) pour le spectre de type 1
- le Tableau (3.4) pour le spectre de type 2.

La Figure (3.3) montre les formes des spectres de type 1 et de type 2, pour 5 % d'amortissement et normalisé par A .

Spectre type 1 (Zones IV, V et VI)	S	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
site: S_1	1.00	0.10	0.40	2.0
site: S_2	1.20	0.10	0.50	2.0
site: S_3	1.30	0.15	0.60	2.0
site: S_4	1.35	0.15	0.70	2.0

Table 3.3: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 1 (Zones IV, V et VI)

Spectre type 2 (Zones I, II et III)	S	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
site: S_1	1.00	0.05	0.25	1.20
site: S_2	1.30	0.05	0.30	1.20
site: S_3	1.55	0.10	0.40	1.20
site: S_4	1.80	0.10	0.50	1.20

Table 3.4: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 2 (Zones I, II et III)

La valeur du coefficient de correction d'amortissement visqueux, η , peut être déterminée par Eqn. (3.9):

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \quad (3.9)$$

où: ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique qui est fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (cf. Tableau (3.5)). Quand $\xi = 5$ %, on a $\eta = 1$.

La valeur du coefficient d'importance, I , dépend du groupe d'importance (cf. § 3.4, Tableau (3.10) & Annexe I).

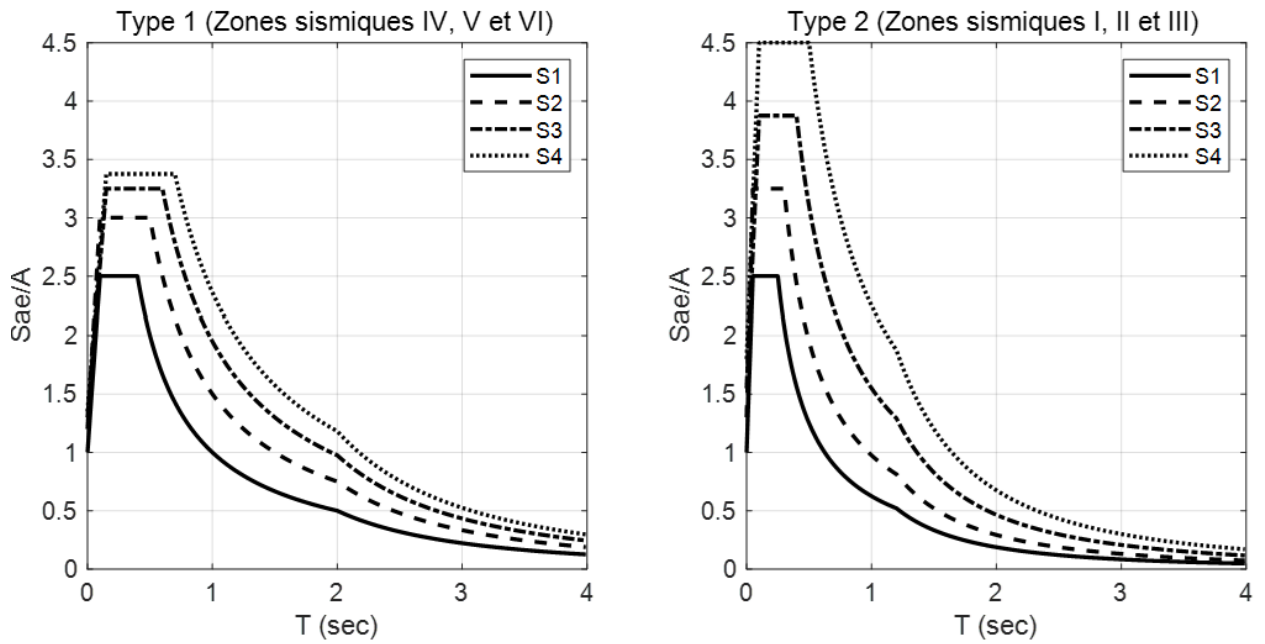


Figure 3.3: Spectres de réponse élastique de type 1 et de type 2 pour les sols de classes S_1 à S_4 (à 5 % d'amortissement) pour un ouvrage d'importance moyenne ($I=1$)

	Portiques (*)		Voiles (**)
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	10

(*): Sans présence de voiles ou de noyaux en béton armé
(**): Valeurs valables même si les voiles sont associés à des portiques

Table 3.5: Valeurs de ξ (%)

Déplacement de calcul du sol

Le déplacement de calcul au niveau du sol normalisé, d_g , correspondant à l'accélération de calcul (A.I.S) au niveau du sol est donné par Eqn. (3.10) :

$$d_g = (A.I.S).g.(0.025.T_2.T_3) \quad (3.10)$$

où: g est l'accélération de la pesanteur (m/s^2).

Spectre de réponse élastique en déplacement

Pour les structures ayant une période de vibration longue, l'action sismique peut être représentée sous la forme d'un spectre de réponse élastique en déplacement, $S_{De}(T)$, comme montré dans la Figure (3.4).

Le spectre de réponse élastique en déplacement, $S_{De}(T)$, doit être obtenu comme suit :

$$S_{De}(T) = S_{ae}(T) \cdot \left[\frac{T}{2\pi}\right]^2, \text{ si : } T \leq T_4 \quad (3.11)$$

$$S_{De}(T) = d_g \cdot \left[2.5\eta + \frac{(T - T_4)}{(T_5 - T_4)} \cdot (1 - 2.5\eta) \right], \text{ si : } T_4 < T \leq T_5 \quad (3.12)$$

$$S_{De}(T) = d_g, \text{ si : } T > T_5 \quad (3.13)$$

où :

- S , T_2 et T_3 sont donnés dans les Tableaux (3.3) et (3.4)
- η est donné par Eqn. (3.9)
- d_g est donné par Eqn. (3.10)
- Les périodes T_4 et T_5 sont les périodes de contrôle données dans le Tableau (3.6). La Figure (3.5) montre les formes des spectres en déplacement de type 1 et de type 2, pour les sols de classes S_1 à S_4 , pour 5 % d'amortissement et normalisé par $(A.g)$.

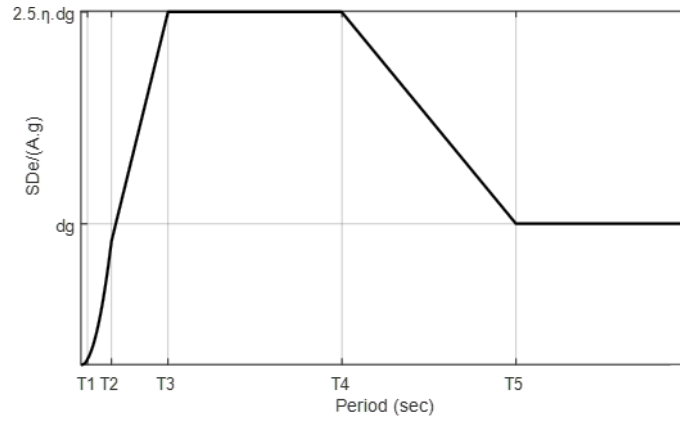


Figure 3.4: Spectre de réponse élastique en déplacement

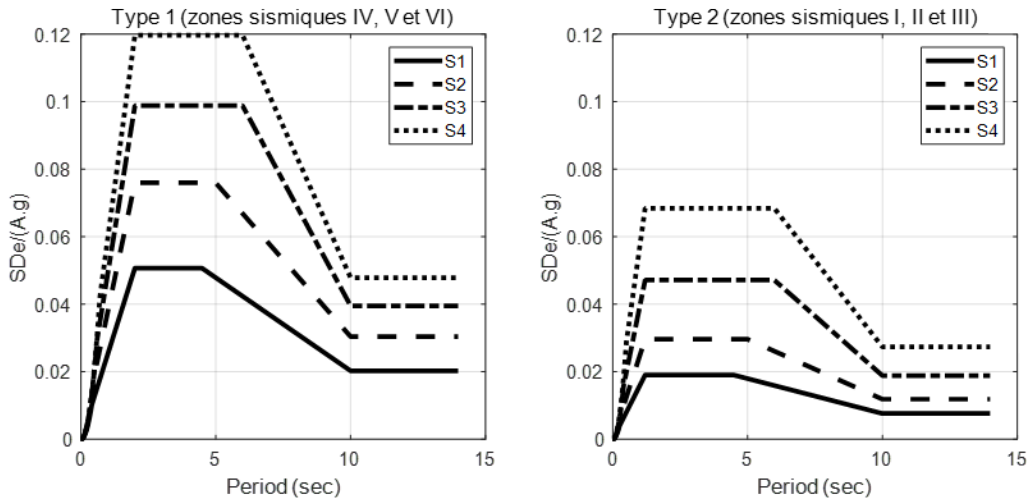


Figure 3.5: Spectres de réponse élastique en déplacement de type 1 et de type 2 pour les sols de classes S_1 à S_4 (à 5 % d'amortissement)

Il convient de souligner que pour les périodes supérieures à 4 s, le spectre de réponse élastique en accélération peut être obtenu à partir du spectre de réponse élastique en déplacement à partir d'Eqns. (3.11) à (3.13).

Classe de sol	T_4 (s)	T_5 (s)
S_1	6.0	10.0
S_2	6.0	10.0
S_3	6.0	10.0
S_4	6.0	10.0

Table 3.6: Périodes de contrôle supplémentaires pour le spectre de déplacement

3.3.2 Spectre de réponse élastique vertical

La composante verticale de l'action sismique doit être représentée par un spectre de réponse élastique, $\frac{S_{ve}}{g}(T)$, donné par Eqn. (3.14) :

$$\frac{S_{ve}}{g}(T) = \begin{cases} A_v \cdot I \cdot [1 + \frac{T}{T_1} \cdot (2.5\eta - 1)] & \text{si : } 0 \leq T < T_1 \\ A_v \cdot I \cdot [2.5\eta] & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A_v \cdot I \cdot [2.5\eta] \cdot [(\frac{T_2}{T})^\alpha] & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\ A_v \cdot I \cdot [2.5\eta] \cdot [(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2})^\alpha] & \text{si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases} \quad (3.14)$$

(Site)	$\frac{A_v}{A}$	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)	α
S_1	0.90	0.05	0.20	1.0	0.6
S_2	0.90	0.05	0.30	1.0	0.6
S_3	0.90	0.05	0.40	1.0	0.6
S_4	0.90	0.05	0.50	1.0	0.6

Table 3.7: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique vertical de type 1

(Site)	$\frac{A_v}{A}$	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)	α
S_1	0.55	0.05	0.15	1.0	0.8
S_2	0.55	0.05	0.20	1.0	0.8
S_3	0.55	0.05	0.25	1.0	0.8
S_4	0.55	0.05	0.30	1.0	0.8

Table 3.8: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique vertical de type 2

Comme pour les spectres qui définissent les composantes horizontales de l'action sismique, si les séismes qui contribuent le plus, à l'aléa sismique défini pour le site dans le cadre de l'évaluation probabiliste de l'aléa, ont une magnitude moment ($M_w \leq 5.5$), le type de spectre 2 est adopté. Les valeurs devant être attribuées à T_1 , T_2 , T_3 , α et $(\frac{A_v}{A})$, pour chaque classe de sol et type (forme) de spectre, sont données dans les Tableaux (3.7) et (3.8). La Figure (3.6) montre les formes des spectres de type 1 et de type 2, pour les sols de classes S_1 à S_4 , pour 5 % d'amortissement et normalisé par $(A \cdot g)$.

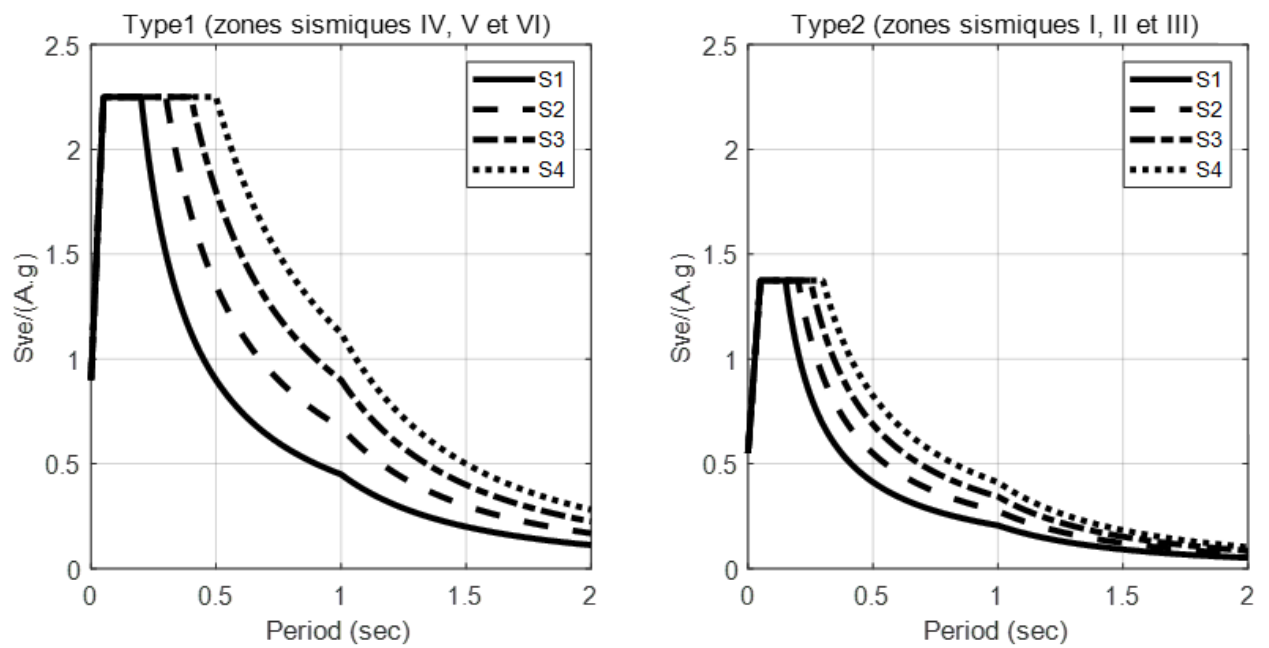


Figure 3.6: Spectre de réponse élastique vertical de type 1 et de type 2 pour les sols de classes S_1 à S_4 (à 5 % d'amortissement).

3.3.3 Spectre de calcul

Pour éviter une analyse de structure non linéaire explicite lors des calculs, la capacité d'une structure à dissiper l'énergie, essentiellement par son comportement ductile, est prise en compte en effectuant une analyse élastique basée sur un spectre de réponse réduit par rapport à celui élastique, appelé spectre de calcul. Cette réduction est réalisée par l'introduction d'un facteur de réduction des forces élastiques, dénommé coefficient de comportement de la structure, R , ainsi que d'un facteur de pénalité dénommé facteur de qualité, Q_F

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

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & si : 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & si : T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & si : T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & si : T_3 \leq T < 4s \end{cases} \quad (3.15)$$

où:

- $\frac{S_{ad}}{g}(T)$: spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur, g ;
- R : coefficient de comportement de la structure (cf. § 3.6, Tableau (3.17) & Annexe I);
- Q_F : facteur de qualité (cf. § 3.8).

Les valeurs du spectre de calcul ne doivent en aucun cas être inférieures à $(0.2A.I)$.

Pour la composante verticale de l'action sismique, le spectre de calcul est donné par Eqn. (3.16), avec l'accélération de calcul du sol dans la direction verticale, A_v , S étant pris égal à 1.0, Q_F étant pris égal à 1.0, et les autres paramètres tels que définis en § 3.3.2.

$$\frac{S_{vd}}{g}(T) = \begin{cases} A_v.I. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(\frac{2.5}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & si : 0 \leq T < T_1 \\ A_v.I. \left[\frac{2.5}{R} \right] & si : T_1 \leq T < T_2 \\ A_v.I. \left[\frac{2.5}{R} \right] \cdot \left[\left(\frac{T_2}{T} \right)^\alpha \right] & si : T_2 \leq T < T_3 \\ A_v.I. \left[\frac{2.5}{R} \right] \cdot \left[\left(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right)^\alpha \right] & si : T_3 \leq T < 4s \end{cases} \quad (3.16)$$

3.3.4 Représentation temporelle de l'action sismique

Le mouvement sismique peut également être représenté par une accélération du sol fonction du temps ou par des grandeurs associées (vitesse et/ou déplacement).

Lorsqu'un modèle spatial de la structure est exigé, le mouvement sismique doit consister en trois accélérogrammes agissant dans les 03 directions (E-O, N-S et Ver) simultanément. Le même accélérogramme ne peut pas être utilisé simultanément pour les deux directions horizontales orthogonales. En fonction de la nature de l'application et des informations disponibles, la description du mouvement sismique peut être fondée sur l'utilisation d'accélérogrammes artificiels ou d'accélérogrammes enregistrés ou simulés.

Accélérogrammes artificiels

La série d'accélérogrammes artificiels doit être établie de manière à correspondre aux spectres de réponse élastique cibles donnés en § 3.3.1 pour un amortissement visqueux de 5 % ($\xi = 5\%$).

La durée des accélérogrammes doit être compatible avec la magnitude et la classe de site servant à la définition de A (cf. Tableau (3.9)).

La suite d'accélérogrammes artificiels doit respecter les règles suivantes, i.e. :

- a) utiliser un minimum de sept (07) accélérogrammes: la réponse moyenne doit être prise en compte pour estimer les effets de l'action sismique.
- b) la moyenne des valeurs de l'accélération spectrale à période nulle (calculée à partir des accélérogrammes) ne doit pas être inférieure à la valeur de (A.I.S), pour le site en question.
- c) dans le domaine des périodes comprises entre $(0.2T_1)$ et $(2T_1)$, où T_1 est la période fondamentale de la structure dans la direction suivant laquelle l'accélérogramme va être appliqué, il convient qu'aucune valeur du spectre de réponse élastique moyen avec 5 % d'amortissement, calculé à partir de tous les accélérogrammes, ne soit inférieure à 90 % de la valeur correspondante du spectre de réponse élastique cible avec 5 % d'amortissement.
- d) dans le même intervalle de périodes, il convient qu'aucune valeur, du spectre de réponse élastique avec 5 % d'amortissement calculé pour chaque accélérogramme, ne soit inférieure à 50 % de la valeur correspondante du spectre de réponse élastique cible avec 5 % d'amortissement.

Accélérogrammes enregistrés

Les accélérogrammes enregistrés, disponibles à partir de bases de données qualifiées sur les mouvements forts, devraient être la représentation privilégiée de l'action sismique pour les analyses dans le domaine temporel.

Des accélérogrammes enregistrés ou des accélérogrammes élaborés à partir d'une simulation physique des mécanismes à la source et de propagation des ondes, peuvent être utilisés à condition qu'ils tiennent compte, du mieux possible, de l'environnement tectonique régional, de la magnitude du séisme, de la distance source-site ainsi que des conditions du sol du site. Les exigences citées en (cf. § 3.3.4) doivent être observées.

Les accélérogrammes enregistrés doivent être calés à la valeur (A.I.S) pour le site considéré. Le facteur d'échelle ne doit être ni supérieur à 2, ni inférieur à 0.5.

Si les trois (03) composantes du mouvement sismique sont nécessaires: par exemple, dans le cas d'un modèle structurel 3D, les deux composantes horizontales et la composante verticale doivent être du même enregistrement.

Modèle spatial de l'action sismique

Pour les structures ayant des caractéristiques particulières telles qu'il n'est pas raisonnable d'admettre l'hypothèse d'une excitation identique à tous les points d'appui, des modèles spatiaux de l'action sismique doivent être utilisés.

Ces modèles spatiaux doivent être en concordance avec les spectres de réponse élastique utilisés pour la définition de base de l'action sismique conformément à § 3.3.1 et 3.3.3.

Magnitude et durée des accélérogrammes

Pour les besoins de la simulation des accélérogrammes artificiels, de sélection des accélérogrammes enregistrés, et la vérification du potentiel de liquéfaction, le Tableau (3.9) donne, à titre indicatif, les valeurs de la magnitude (M_w) et de la durée de la phase forte (T_s) estimées en champ proche, pour les sept (07) zones de sismicité et les 04 classes de site.

La phase forte, T_s , est définie comme la phase stationnaire du signal sismique. Le début et la fin de cette phase correspondent à 5% et 95% de l'énergie du signal, respectivement.

Des études spécifiques peuvent être réalisées pour les situations où la sismicité est contrôlée par des séismes importants et lointains.

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A	Mw	T_s (sec)			
				S_1	S_2	S_3	S_4
0	Très faible	-	-	-	-	-	-
I	Faible	0.07	4.5	2.5	3.0	4.0	5.0
II	Faible à moyenne	0.10	5.0	3.5	4.0	5.0	6.0
III	Moyenne	0.15	5.5	4.5	5.0	6.5	8.0
IV	Moyenne à élevée	0.20	6.0	6.0	6.5	8.5	11.0
V	Elevée	0.25	6.3	7.0	8.0	10.5	13.0
VI	Elevée	0.30	6.5	8.5	9.5	12.0	15.0

Table 3.9: Valeurs de la magnitude et de la durée de la phase forte estimées pour les 06 zones de sismicité et les 04 classes de sol

3.4 Classification des bâtiments selon leur importance

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un bâtiment dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Ainsi, les bâtiments sont classés en 4 groupes d'importance.

Les groupes d'importance sont caractérisés par différents coefficients d'importance, I , décrits aux § 1.2 et § 3.1 et donnés par Eqn. (1.2).

A ce titre, pour un bâtiment d'usage courant d'importance moyenne, le coefficient d'importance, $I=1.0$, est associé à l'action sismique ayant une période de retour de référence comme indiqué au § 1.2.1.

Pour un bâtiment de plus grande importance (bâtiment accueillant beaucoup d'utilisateurs, bâtiments stratégiques, etc), une plus grande protection ou sécurité est assurée par un coefficient d'importance supérieur à un (1), appliqué à la sollicitation d'un bâtiment courant, ce qui équivaut à augmenter la période de retour de l'événement sismique de calcul de ces bâtiments.

Les listes des groupes, décrites ci-après, sont nécessairement incomplètes mais elles permettent d'illustrer cette classification qui vise à protéger les personnes ainsi que les biens économiques et culturels de la communauté.

Cette classification préconise des seuils minima de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant le bâtiment pour une protection accrue, compte tenu de la nature et de la destination de l'ouvrage vis-à-vis des objectifs visés.

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

- **Groupe 1A : Bâtiments d'importance vitale**

- Bâtiments vitaux qui doivent demeurer opérationnels après un séisme majeur pour les besoins de la survie de la région, de la sécurité publique et de la défense nationale, tels que :
 - * Bâtiments abritant les centres de décision stratégique
 - * Bâtiments abritant le personnel et le matériel de secours et (ou) de défense nationale ayant un caractère opérationnel (casernes de pompiers, de police ou militaires, parcs d'engins et de véhicules d'intervention d'urgence et de secours,...)
 - * Bâtiments des établissements publics de santé (les hôpitaux, centres dotés de services des urgences, de chirurgie et d'obstétrique,...)
 - * Bâtiments des établissements publics de communications tels que les centres de télécommunications, de diffusion et de réception de l'information (radio et télévision), relais Hertzien, tours de contrôle des aéroports et contrôle de la circulation aérienne

- * Bâtiments de production et de stockage d'eau potable d'importance vitale
- * Bâtiments publics à caractère culturel ou historique d'importance nationale
- * Bâtiments des centres de production ou de distribution d'énergie, d'importance nationale
- * Bâtiments administratifs ou autre devant rester fonctionnels en cas de séisme

• **Groupe 1B : Bâtiments de grande importance**

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

• **Groupe 2 : Bâtiments d'importance moyenne**

- Bâtiments non classés dans les autres groupes 1A, 1B ou 3 tels que :
 - * Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m
 - * Autres bâtiments pouvant accueillir au plus 300 personnes simultanément tels que, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels, etc
 - * Parkings de stationnement publics, etc

• **Groupe 3 : Bâtiments de faible importance**

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

Les valeurs du coefficient d'importance, I , pour les groupes d'importance 1A, 1B, 2 et 3 sont données dans le Tableau (3.10) (cf. Eqn. (1.2) & Annexe I).

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I	1.40	1.20	1	0.80

Table 3.10: Valeurs des coefficients d'importance

3.5 Classification des systèmes de contreventement

L'objet de la classification des systèmes de contreventement se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique

du coefficient de comportement, R (cf. Tableau (3.17)).

La classification des systèmes de contreventement est faite en tenant compte de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique. Le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Les systèmes de contreventement retenus dans le présent DTR sont classés selon les catégories suivantes :

A) Structures en béton armé

Le contreventement des bâtiments en béton armé est assuré en général par des ossatures « poteaux-poutres », des voiles, ou les deux, dans des proportions variables. Avec des liaisons horizontales rigides, les forces latérales (efforts tranchants) sont distribuées à ces éléments structuraux en proportion de leurs rigidités relatives à chaque niveau. Dans les définitions suivantes, les pourcentages de résistance à l'effort tranchant peuvent être remplacés par les pourcentages d'effort tranchant sollicitant dans la situation sismique de calcul.

1. Système à ossature

Système de structure dans lequel la résistance aux charges verticales et aux charges latérales est assurée principalement par des ossatures spatiales et dont la résistance à l'effort tranchant à la base du bâtiment dépasse 65 % de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques (cloisons désolidarisées ou cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le déplacement des portiques).

Le Tableau (3.11) précise le nombre maximal d'étages ainsi que la hauteur maximale, pour ce genre de système.

Zone sismique	I et II	III	IV	V et VI
Nombre maximal de niveaux	5	4	3	3
Hauteur maximale (m)	17	14	11	11

Table 3.11: Limitations en nombre de niveaux et en hauteur

2. Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature

Système de structure mixte dans lequel le transfert des charges verticales et horizontales est assuré, conjointement, par l'ossature spatiale et les voiles. La résistance à l'effort tranchant de l'ossature, à la base du bâtiment, est comprise entre 50% et 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques (cloisons désolidarisées, ou cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le déplacement des portiques).

Le Tableau (3.12) précise le nombre maximal d'étages ainsi que la hauteur maximale, pour ce genre de système.

3. Système à ossature et système mixte équivalent à ossature, avec remplissage en maçonnerie rigide

Système à ossature et système mixte équivalent à ossature, avec remplissage en maçonnerie rigide non structural et interagissant avec la structure.

Zone sismique	I et II	III	IV	V et VI
Nombre maximal de niveaux	7	6	5	5
Hauteur maximale (m)	23	20	17	17

Table 3.12: Limitations en nombre de niveaux et en hauteur

Commentaire : Les éléments de remplissage de la structure sont constitués par des murs en maçonnerie, de petits éléments insérés dans le cadre poteaux-poutres dont l'épaisseur (hors crépissage) ne dépasse pas 10 cm, exception faite pour les remplissages périphériques ou les séparations entre deux (2) logements ou deux (2) locaux d'un même niveau où une deuxième paroi de 5 cm, du côté intérieur, est tolérée. Cette dernière peut éventuellement avoir une épaisseur de 10 cm à condition qu'elle ne soit pas insérée dans les cadres pour ne pas aggraver les phénomènes d'interaction.

Ils devraient être disposés en plan aussi symétriquement que possible par rapport au centre de masse de chaque étage de façon à ne pas aggraver une dissymétrie éventuelle du système de contreventement en béton armé de l'étage.

Le Tableau (3.13) précise le nombre maximal d'étages ainsi que la hauteur maximale, pour ce genre de système.

Zone sismique	I et II	III	IV	V et VI
Nombre maximal de niveaux	5	4	3	2
Hauteur maximale (m)	17	14	11	8

Table 3.13: Limitations en nombre de niveaux et en hauteur

4. Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles

Système de structure mixte dans lequel le transfert des charges verticales et horizontales est assuré, conjointement, par l'ossature spatiale et les voiles. La résistance à l'effort tranchant des voiles, à la base du bâtiment, est comprise entre 50% et 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

5. Système de contreventement constitué par des voiles

Système de structure dans lequel la résistance aux charges verticales ainsi qu'aux charges latérales est assurée, principalement, par des voiles structuraux verticaux et dont la résistance à l'effort tranchant, à la base du bâtiment, dépasse 65 % de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

Pour ce système de contreventement, les bâtiments sont limités en hauteur à 48 m.

6. Système à ossature à noyau ou à effet noyau

Système à contreventement mixte ou système de voiles, dont la rigidité à la torsion n'atteint pas une valeur seuil minimale et dont les rayons de torsion, r_x et r_y , sont inférieurs au rayon de giration, I_s , du plancher, cf. Figure (3.7):

$$\begin{cases} r_x \leq I_s \\ \text{et} \\ r_y \leq I_s \end{cases} \quad (3.17)$$

Commentaire 1: Les systèmes de contreventement (1), (2), (3), (4), (5) et (6), qui ne présentent

pas une rigidité à la torsion minimale définie par Eqn. (3.17), dans les deux directions horizontales orthogonales, sont classés comme système à noyau ou à effet noyau.

Commentaire 2 : L'exemple d'un tel système est une structure composée d'ossatures flexibles combinées avec des voiles, concentrés en plan, à proximité du centre du bâtiment.

Raideur de translation :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum I_{xi} \\ \text{et} \\ \sum I_{yi} \end{array} \right. \quad (3.18)$$

Raideur de torsion

$$\sum [x_i^2 \cdot I_{xi} + y_i^2 \cdot I_{yi}] \quad (3.19)$$

Rayons de torsion, r_x et r_y : racines carrées de la rigidité à la torsion, i.e. :

$$\left\{ \begin{array}{l} r_x = \sqrt{\frac{\sum [x_i^2 \cdot I_{xi} + y_i^2 \cdot I_{yi}]}{\sum I_{xi}}} \\ \text{et} \\ r_y = \sqrt{\frac{\sum [x_i^2 \cdot I_{xi} + y_i^2 \cdot I_{yi}]}{\sum I_{yi}}} \end{array} \right. \quad (3.20)$$

G : Centre de gravité des masses m_j du/ou associées au plancher

T : Centre de torsion

Moment d'inertie polaire:

$$\sum m_j \cdot (x_j^2 + y_j^2) \quad (3.21)$$

I_s (cf. Eqn. (3.22)): Rayon de giration massique en plan, qui est la racine carrée du moment d'inertie polaire du plancher en plan, mesuré par rapport au centre de gravité de ce plancher, divisé par la masse de ce plancher.

$$I_s = \sqrt{\left[\frac{\sum m_j \cdot (x_j^2 + y_j^2)}{\sum m_j} \right]} \quad (3.22)$$

Le même type de relation est à considérer dans le sens x (en intervertissant x et y).

Commentaire 3 : Cette définition ne couvre pas les systèmes comportant plusieurs voiles très perforés constituant des gaines verticales contenant diverses distributions. Pour de tels systèmes, il convient de choisir au cas par cas la définition de configuration la plus appropriée.

Commentaire 4 : Pour les systèmes à ossature ou de voiles dont les éléments verticaux sont bien distribués en plan, l'exigence de la rigidité de torsion spécifiée dans le présent paragraphe peut être considérée, sans nécessité de vérification analytique, comme satisfaite.

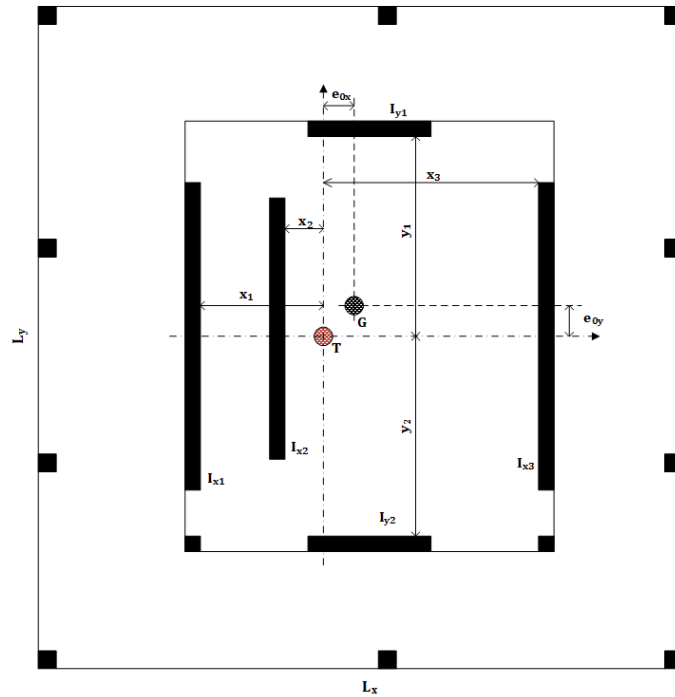


Figure 3.7: Définition des différents paramètres

Commentaire 5 : Pour que ce système de contreventement soit régulier en plan, il faut qu'à chaque niveau et pour chaque direction de calcul x et y , les excentricités structurales e_{0x} et e_{0y} doivent vérifier les deux conditions suivantes:

$$\begin{cases} e_{0x} \leq 0.30r_x \\ r_x \geq I_s \end{cases}$$

et

$$\begin{cases} e_{0y} \leq 0.30r_y \\ r_y \geq I_s \end{cases}$$

avec:

- e_{0x} est la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité, mesurée suivant la direction x perpendiculaire à la direction de calcul considérée ;
- e_{0y} est la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité, mesurée suivant la direction y perpendiculaire à la direction de calcul considérée ;
- r_x et r_y : sont, respectivement, les rayons de torsion suivant x et y
- I_s est le rayon de giration massique du plancher en plan

7. Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes

C'est le cas, par exemple, d'un réservoir cylindrique, d'un silo et d'une cheminée de forme cylindrique et autres.

8. Système en pendule inversé

Système dans lequel 50 %, ou plus, de sa masse est située dans le tiers supérieur de la hauteur de la structure ou dans lequel l'essentiel de la dissipation de l'énergie a lieu à la base d'un élément unique de l'ouvrage.

Commentaire 1 : Les ossatures ayant un seul niveau, avec les têtes de poteaux liées dans les deux directions principales du bâtiment et dont la valeur de l'effort normal réduit dans les poteaux, v , ne dépasse la valeur 0.3 en aucun point, n'appartiennent pas à cette catégorie.

Commentaire 2 : Cette définition ne couvre pas les systèmes comportant plusieurs voiles très perforés constituant des gaines verticales contenant diverses distributions. Pour de tels systèmes, il convient de choisir, au cas par cas, la définition de configuration la plus appropriée.

9. Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé

On entend par, voile de grandes dimensions transversales, les voiles qui répondent aux conditions de dimensionnement ci-dessous, grâce auxquelles, ils sont supposés développer une fissuration limitée et un comportement non élastique dans la situation sismique de calcul :

$$l_w \geq \min(4.0 \text{ m}, \frac{2 \cdot h_w}{3})$$

avec:

- l_w : longueur du voile
- h_w : hauteur totale du voile

Commentaire : Un tel voile est supposé transformer l'énergie sismique en énergie potentielle (par soulèvement temporaire des masses de la structure) et en énergie dissipée dans le sol par rotation de corps rigide, etc. En raison de ses dimensions, du manque de fixité (rigidité de la liaison) à la base ou de la connectivité avec des voiles de grandes dimensions transversaux empêchant les rotules plastiques à la base, il ne peut être dimensionné efficacement pour dissiper de l'énergie dans une rotule plastique à la base.

- Ce système constructif doit comprendre au moins deux voiles dans chaque direction horizontale.
- Ces deux voiles doivent porter collectivement au moins 20 % de la charge gravitaire totale.
- Ces deux voiles, supposés encastrés à leur base, doivent avoir une période fondamentale inférieure ou égale à 0.5 seconde.
- Les dispositions constructives minimales de ce type de voile sont données dans l'annexe D.

B) Structures en acier

10. Ossatures en portiques sans remplissage ou avec remplissage isolé

Ce sont des ossatures composées de portiques à haute ductilité. Elles résistent aux forces horizontales essentiellement par flexion. Les zones dissipatives sont situées principalement dans des rotules plastiques près des nœuds poutre-poteau.

11. Ossatures en portiques avec remplissage maçonnerie rigide

Ce sont des ossatures composées de portiques à moyenne ductilité par le fait de la présence d'une maçonnerie rigide. Les zones dissipatives sont situées principalement dans des rotules plastiques près des nœuds poutre-poteau.

La hauteur des bâtiments utilisant ce type d'ossatures doit être limitée à 5 niveaux ou 17 m.

12. Ossatures avec palées de contreventement à barres centrées

Dans ces ossatures, la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par des éléments soumis à des efforts normaux. Les zones dissipatives sont situées principalement dans les diagonales tendues.

Ces ossatures sont classées dans les deux catégories suivantes :

(12a) : Palées de contreventement à barres centrées en X, dans lesquelles la résistance aux forces horizontales est assurée uniquement par les diagonales tendues, les diagonales comprimées étant négligées ;

(12b) : Palées de contreventement à barres centrées en V, dans lesquelles la résistance aux forces horizontales ne peut être assurée que par la participation conjointe des diagonales tendues et comprimées ; le point d'intersection de ces diagonales est situé sur une membrure horizontale qui doit être continue.

Les palées de contreventement à barres centrées en K ne sont pas autorisées, sauf justifications spécifiques probantes.

La hauteur des bâtiments utilisant des ossatures avec palées de contreventement à barres centrées doit être limitée à 10 niveaux ou 32 m.

13. Ossatures en portiques avec palées de contreventement à barres centrées

Dans ces ossatures, la résistance aux forces horizontales est assurée, d'une part, par des portiques et, d'autre part, par des palées de contreventements, agissant dans le même plan.

Ces ossatures sont classées dans les deux catégories suivantes :

(13a) : Palées de contreventement à barres centrées en X, dans lesquelles la résistance aux forces horizontales est assurée uniquement par les diagonales tendues, les diagonales comprimées étant négligées ;

(13b) : Palées de contreventement à barres centrées en V, dans lesquelles la résistance aux forces horizontales ne peut être assurée que par la participation conjointe des diagonales tendues et comprimées ; le point d'intersection de ces diagonales est situé sur une membrure horizontale qui doit être continue.

Les palées de contreventement à barres centrées en K ne sont pas autorisées, sauf justifications spécifiques probantes.

14. Système en pendule inversé

Cette catégorie de système structural de faible degré d'hyperstaticité concerne essentiellement des portiques classiques, à un seul niveau avec une traverse rigide, et des structures élancées de type "tube", où les éléments résistants sont essentiellement des poteaux situés en périphérie de la structure.

Ces structures particulières se traduisent par un comportement dissipatif localisé uniquement aux extrémités des poteaux.

C) Structures associant les profilés formés à froid (PAF)

15. Système de contreventement en panneaux en PAF

Il s'agit d'un système de contreventement constitué de panneaux avec plaques en tôles d'acier capables de reprendre la totalité des forces latérales.

Le Tableau (3.14) précise le nombre maximal d'étages ainsi que la hauteur maximale, pour ce genre de système.

16. Système de contreventement en PAF en diagonales tendues

La stabilité et la résistance latérale sont assurées par un système en diagonales travaillant en traction uniquement.

Zone sismique	I et II	III	IV	V et VI
Nombre maximal de niveaux	5	5	4	3
Hauteur maximale (m)	17	17	14	11

Table 3.14: Limitations en nombre de niveaux et en hauteur

Le Tableau (3.15) précise le nombre maximal d'étages ainsi que la hauteur maximale, pour ce genre de système.

Zone sismique	I et II	III	IV	V et VI
Nombre maximal de niveaux	3	3	2	2
Hauteur maximale (m)	11	11	8	8

Table 3.15: Limitations en nombre de niveaux et en hauteur

D) Structures en maçonnerie

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

17. Structures en maçonnerie porteuse chaînée

Ce système concerne des structures porteuses réalisées en maçonnerie de moellons ou petits éléments manufacturés et comportant des chaînages en béton armé, mis en œuvre après exécution de la maçonnerie. Ces structures résistent, en même temps, aux charges verticales et horizontales.

Le Tableau (3.16) précise le nombre maximal d'étages ainsi que la hauteur maximale, pour ce genre de système.

Zone sismique	I et II	III	IV	V et VI
Nombre maximal de niveaux	5	4	3	2
Hauteur maximale (m)	17	14	11	8

Table 3.16: Limitations en nombre de niveaux et en hauteur

E) Structures en bois

En zone sismique, les constructions en bois comportant les systèmes 18, 19, 20 et 21, décrits ci-après, sont limitées à 2 niveaux ou 8m de hauteur.

18. Consoles ; poutres à joints cantilevers

Les porte-à-faux et les poutres à joints cantilevers sont des structures non dissipatives.

19. Poutres, Arcs à deux ou trois articulations, Treillis assemblés par connecteurs à dents

Ces structures ont une capacité réduite à dissiper l'énergie. Les arcs produisent des poussées latérales importantes, plus particulièrement les arcs à trois articulations. Ces poussées, qui se combinent avec les forces sismiques, sont délicates à équilibrer. Il convient alors que les culées des arcs soient reliées directement par des longrines ou par une ceinture périphérique. Un dallage, armé en conséquence, peut également jouer le rôle de tirant.

Les arcs portés par des éléments verticaux (poteaux ou murs) ne sont pas conseillés en zone sismique. Les arcs à deux articulations sont hyperstatiques et possèdent une certaine ductilité

grâce au bras de levier qui sépare l'axe des articulations des boulons fixant le pied de l'arc. Des déformations inélastiques y sont possibles.

20. Murs en ossature et diaphragmes collés assemblés entre eux par clous ou boulons, Treillis avec assemblage broché et boulonné, Ossatures avec remplissage non porteur

Ce sont des panneaux de murs qui forment l'ossature, assemblés entre eux par des clous et des boulons, avec des diaphragmes collés. Il peut aussi s'agir de portiques en treillis dont les assemblages poteaux-poutres sont réalisés au moyen d'une couronne de broches et de boulons.

21. Portique hyperstatique avec assemblages boulonnés ou brochés, Treillis avec assemblages cloués

F) Autres structures

22. Structure à ossature métallique avec contreventement par diaphragme

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

23. Structure à ossature métallique avec contreventement par noyau ou à effet noyau en béton armé Même définition que pour système 6.

24. Structure à ossature métallique avec contreventement par voiles en béton armé

Même définition que pour système 4.

25. Structure à ossature métallique avec contreventement mixte composé d'un noyau en béton armé et de palées métalliques en périphérie

26. Structure à ossature métallique avec contreventement mixte composé d'un noyau en béton armé et de portiques métalliques en périphérie

3.6 Coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur unique est donnée par le Tableau (3.17) en fonction du système de contreventement.

Pour la conception du contreventement, une seule valeur du coefficient de comportement, R , doit être utilisée pour chaque direction principale.

La valeur de R , pour les différents systèmes structuraux, tient compte de leur capacité de dissipation de l'énergie, vis-à-vis de l'action sismique, et est fixée en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Ce coefficient de comportement, R , est corrigé par le coefficient de qualité, Q_F (cf. Eqn. (3.23) et Tableau (3.18)), qui permet de tenir compte du degré de régularité et de redondance du système de contreventement dans la phase de calcul de dimensionnement, qui suppose par ailleurs que les règles de qualité et d'exécution, propres à chaque matériau, et système ainsi que les dispositions constructives, des Chapitres VII à IX ainsi que des annexes E et F, sont strictement respectées.

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A) Structures en béton armé		
1	Système à ossature	5.5 ^(a)
2	Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5 ^(a)
3	Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5 ^(a)
4	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 ^(b)
5	Système de contreventement constitué par des voiles	4.5 ^(b)
6	Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3 ^(b)
7	Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes	3 ^(b)
8	Système en pendule inversé	2 ^(c)
9	Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1.5 ^(c)
B) Structures en acier		
10	Ossatures en portiques sans remplissage ou avec remplissage isolé	6.5 ^(a)
11	Ossature en portiques avec remplissages maçonnerie rigide	3 ^(a)
12a	Ossature avec palées de contreventement à barres centrées en X	4 ^(b)
12b	Ossature avec palées de contreventement à barres centrées en V	2.5 ^(b)
13a	Ossature en portiques avec palées de contreventement à barres centrées en X	4.5 ^(b)
13b	Ossature en portiques avec palées de contreventement à barres centrées en V	3.5 ^(b)
14	Système en pendule inversé	2 ^(b)
C) Structures associant les profilés formés à froid (PAF)		
15	Système de contreventement en panneaux en PAF	2 ^(b)
16	Système de contreventement en PAF, en diagonales tendues	1.5 ^(c)
D) Structures en maçonnerie		
17	Structures en maçonnerie porteuse chaînée	2.5 ^(b)
E) Structures en bois		
18	Consoles ; poutres à joints cantilevers	1.5 ^(c)
19	Poutres, Arcs à deux ou trois articulations, Treillis assemblés par connecteurs à dents	1.5 ^(c)
20	Voiles en ossature et diaphragmes collés assemblés entre eux par clous et boulons, Treillis avec assemblage broché et boulonné, Ossatures avec remplissage non porteur	2 ^(b)
21	Portique hyperstatique avec assemblages boulonnés et brochés, Treillis avec assemblages cloués	2.5 ^(b)
F) Autres structures		
22	Structure à ossature métallique avec contreventement par diaphragme	2 ^(b)
23	Structure à ossature métallique avec contreventement par noyau ou à effet noyau en béton armé	2.5 ^(b)
24	Structure à ossature métallique avec contreventement par voiles en béton armé	3.5 ^(b)
25	Structure à ossature métallique avec contreventement mixte composé d'un noyau en béton armé et de palées métalliques en périphérie	2.5 ^(b)
26	Structure à ossature métallique avec contreventement mixte composé d'un noyau en béton armé et de portiques métalliques en périphérie	3.5 ^(b)
<i>Les exposants ^(a), ^(b) et ^(c) font référence aux trois catégories de pondérations à prendre en compte selon le système structurel, la redondance, la géométrie des éléments constitutifs de la structure, ainsi que la régularité en plan et en élévation.</i>		

Table 3.17: Valeurs du coefficient de comportement, R

3.7 Classification des bâtiments selon leur configuration

3.7.1 Régularité

Chaque bâtiment doit être classé selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non, selon les critères ci-dessous :

a) Régularité en plan

- a1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- a2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne doit pas dépasser 15% de la dimension du bâtiment, mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 (cf. Figure (3.8))

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction, (cf. Figure (3.8))

- a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre, la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

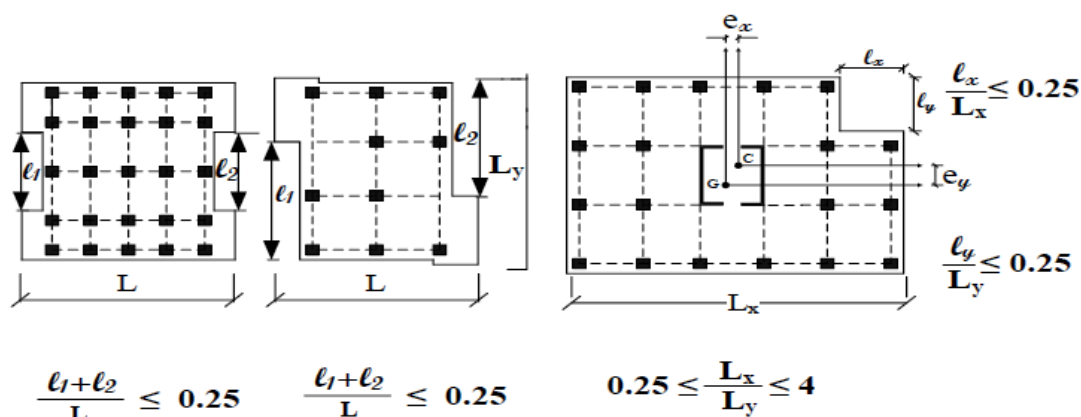


Figure 3.8: Limites des décrochements en plan

b) Régularité en élévation

- b1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation.
- b2. Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- b3. Le rapport de masse, sur rigidité de deux niveaux successifs, ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul.
- b4. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions, en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs, ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1.5 fois sa plus petite dimension. Toutefois, au dernier niveau, les éléments du bâtiment, tels que buanderies, salle de

machines d'ascenseurs, etc, pourront ne pas respecter les règles b3 et b4 et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires.

D'une manière générale, il convient de se reporter aux schémas illustratifs fournis en Figure (3.9)).

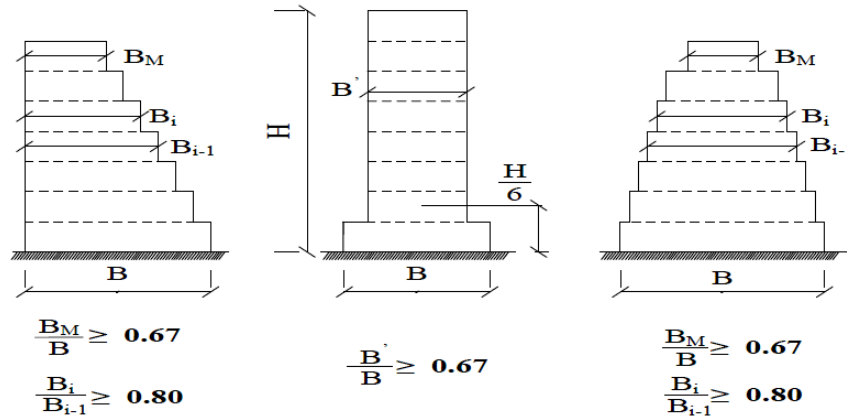


Figure 3.9: Limites des décrochements en élévation

3.7.2 Un bâtiment est classé régulier en plan

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

3.7.3 Un bâtiment est classé régulier en élévation

si tous les critères de régularité en élévation (b1 à b4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

3.7.4 Un bâtiment est classé régulier

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

3.8 Facteur de qualité

Le facteur de qualité, Q_F , tient compte de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure
- la régularité en plan et en élévation

La valeur de Q_F est déterminée par Eqn. (3.23) :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q \quad (3.23)$$

où:

- P_q est la pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au cas par cas dans le Tableau (3.18).
- i est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.

Catégorie	Critère, q	P_q	
		Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

Table 3.18: Valeurs des Pondérations P_q

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

• **Pondérations de la catégorie (a)**

1. Régularité en plan La structure est classée régulière en plan selon les critères (cf. § 3.7.1a).
2. Régularité en élévation La structure est classée régulière en élévation selon les critères (cf. § 3.7.1b).
3. Conditions minimales sur le nombre de niveaux
La structure doit comporter au minimum deux niveaux.
4. Conditions minimales sur les travées
La structure doit présenter, à chaque niveau, au minimum trois (03) travées.

• **Pondérations de la catégorie (b)**

1. Régularité en plan
La structure est classée régulière en plan selon les critères (cf. § 3.7.1a).
2. Régularité en élévation
La structure est classée régulière en élévation selon les critères (cf. § 3.7.1b)
3. Redondance en plan
Chaque étage devra avoir, en plan, au moins deux (02) files de voiles dans la direction des forces latérales. Cette condition concerne uniquement les deux systèmes de contreventements, (4) et (5) (cf. § 3.5).

• **Catégories de pondérations (c)**

Le facteur de qualité, Q_F , doit être pris égal à 1.

Commentaire : Il est reconnu que les irrégularités, en plan et en élévation, créent des torsions spatiales ou d'axe vertical ainsi que des concentrations de contraintes en certains points singuliers. De même, le manque de redondance des files porteuses diminue, de manière significative, le niveau de ductilité globale de la structure.

Le coefficient de qualité, Q_F , vient donc moduler la valeur du coefficient de comportement, R , en fonction de la ductilité du système de contreventement que contrôlent en grande partie les régularités en plan et en élévation, d'une part, et les redondances des résistances (hyperstaticité) dans les deux directions horizontales, d'autre part. De ce fait, le coefficient de comportement réel est $(\frac{R}{Q_F})$.

Les pénalités prévues au Tableau (3.18) devraient logiquement inciter les maîtres d'ouvrage et maîtres d'œuvre à une meilleure conception et économie des ouvrages.

IV

REGLES DE CALCUL

4	REGLES DE CALCUL	75
4.1	Choix de la méthode de calcul	
4.2	Méthode statique équivalente	
4.3	Méthode d'analyse modale spectrale	
4.4	Méthode d'analyse dynamique par accéléro-grammes	
4.5	Prescriptions communes aux méthodes d'analyse	

4. REGLES DE CALCUL

4.1 Choix de la méthode de calcul

4.1.1 Méthodes utilisables

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

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

4.1.2 Conditions d'application de la méthode statique équivalente

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

- a) Le bâtiment, ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation prescrites au § 3.7, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI).
- b) Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires indiquées au Tableau (4.1).

4.1.3 Méthodes dynamiques

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

Zone sismique	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I et II	(*)	(*)	(*)	(*)
III et IV	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 7 niveaux et ≤ 23 m	(*)
V et VI	≤ 2 niveaux et ≤ 8 m	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m
Nota: (*) signifie qu'il n'y a aucune limitation de nombre de niveaux ou de hauteur				

Table 4.1: Conditions d'application de la méthode statique équivalente

4.2 Méthode statique équivalente

4.2.1 Principe

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque, dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées, successivement, suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

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

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

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

4.2.2 Modélisation

- a) Le modèle du bâtiment à utiliser, dans chacune des deux directions de calcul, est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté, en translation horizontale par niveau, sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée, à partir de sections non fissurées, pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est considéré dans le calcul de la force sismique totale.

4.2.3 Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale, V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales, selon Eqn. (4.1) :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W \quad (4.1)$$

avec:

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul (cf. § 3.3.3) pour la période T_0 ;

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée (cf. § 4.2.4).

λ : Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{si } T_0 \leq (2.T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, & \text{autrement} \end{cases} \quad (4.2)$$

Commentaire :

Le coefficient λ traduit le fait que, dans les bâtiments d'au moins 3 niveaux avec des degrés de liberté de translation dans chaque direction horizontale, la masse modale effective du premier mode (fondamental) est inférieure, en moyenne de 15%, à la masse totale du bâtiment.

W : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau « i »:

$$W = \sum_{i=1}^n W_i, \text{ n étant le nombre de niveaux} \quad (4.3)$$

où:

$W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}$, pour tout niveau i de la structure

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : Charges d'exploitation
- ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné au Tableau (4.2).

Cas	Type d'ouvrage	ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
2a	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout	0.30
2b	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Table 4.2: Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ , pour la charge d'exploitation Q_i

4.2.4 Estimation de la période fondamentale de la structure

La période fondamentale de la structure peut être évaluée de diverses manières:

1. La valeur de la période fondamentale (T_0) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

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

$$T_{\text{empirique}} = C_T \cdot (h_N)^{3/4} \quad (4.4)$$

avec:

- $T_{\text{empirique}}$ [unité en s]: période fondamentale
- h_N [unité en m]: Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par Table (4.3).

Cas	Système de contreventement	C_T
1	Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques spatiaux en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Autres types de structures	0.050

Table 4.3: Valeurs du coefficient C_T

3. La valeur de T_0 peut être calculée avec la **formule de Rayleigh** ou une version simplifiée de cette formule :

a.

$$T_{\text{calcul}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum (W_i \delta_i^2)}{g \cdot \sum_i (f_i \delta_i)}} \quad (4.5)$$

T_{calcul} [en s]: période fondamentale

f_i [unité: S.I.]: système de forces horizontales, distribuées selon les formules de répartition de V suivant la verticale.

g [unité: S.I.]: accélération de la pesanteur.

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

W_i [unité: S.I.]: poids calculé à chaque niveau (i)

b. : **Version simplifiée de la formule de Rayleigh:**

$$T_{\text{calcul}} = 2 \cdot \sqrt{\delta_N} \quad (4.6)$$

avec:

- T_{calcul} [unité: s]: période fondamentale
- δ_N [unité: m]: flèche horizontale, au sommet du bâtiment, due aux forces latérales.

4. Dans le cadre de l'application de la méthode statique équivalente développée, cf. § 4.2, les valeurs de (T_0) , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques, ne doivent pas dépasser de plus de 30% celle estimée à partir de la formule empirique (cf. Eqn. (4.4)).

La valeur à utiliser, dans la méthode statique équivalente, est alors égale à: $T_{\text{max}} = 1.3 T_{\text{empirique}}$
Le Tableau (4.4) donne les valeurs de la période, (T_0) , à utiliser dans la formule de calcul de l'effort tranchant à la base V .

Cas	Période à utiliser
$T_{calcul} < 1.3 T_{empirique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{calcul} \geq 1.3 T_{empirique}$	$T_0 = 1.3 T_{empirique}$

Table 4.4: Valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V

4.2.5 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base, V , doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon Eqns.(4.7) & (4.8):

$$V = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad (4.7)$$

La force concentrée F_t , au sommet de la structure, permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule: ($F_t = 0.07 T_0.V$), où (T_0) est la période fondamentale de la structure (T : unité en secondes).

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas ($0.25V$) et sera prise égale à (0 pour $T_0 \leq 0.7s$).

La partie restante de V , soit ($V - F_t$), doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant Eqn. (4.8):

$$F_i = \frac{(V - F_t).W_i.h_i}{\sum_{j=1}^n W_j.h_j} \quad (4.8)$$

où :

F_t : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_t

h_j : niveau du plancher quelconque

W_i, W_j : poids revenant aux planchers i et j , respectivement.

4.2.6 Distribution horizontale des forces sismiques

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par Eqn. (4.9):

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad (4.9)$$

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

4.2.7 Effet de la torsion d'axe vertical

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

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

- 5% dans la direction de calcul du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération, de part et d'autre du centre de torsion) ;
- excentricité théorique résultant des plans.

4.2.8 Composante verticale de l'action sismique

Les effets de la composante verticale sont pris en compte dans le calcul selon les critères énoncés au § 5.2.2.

4.3 Méthode d'analyse modale spectrale

4.3.1 Principe

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés, dans la structure, par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul (cf. § 3.3.3). Ces effets sont, par la suite, combinés pour obtenir la réponse de la structure.

4.3.2 Modélisation

La modélisation doit considérer divers aspects:

- a) Pour les structures régulières en plan, comportant des planchers rigides, l'analyse peut être faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté, dans chacune des deux directions de calcul, par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL (Degré De Liberté) en translation horizontale.
- b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- c) Pour les structures régulières ou non, comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et modélisant, de manière adéquate, les masses et les rigidités.
- d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte, par toute méthode scientifiquement prouvée, toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- e) Le modèle de bâtiment, à utiliser, doit représenter, au mieux, les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (exemple: contribution des zones nodales et des éléments non-structuraux à la rigidité du bâtiment).
- f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie, la rigidité des éléments porteurs est calculée en considérant les sections non fissurées.

4.3.3 Nombre de modes à considérer

- a) Le nombre de modes de vibration de translation, à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que :
 - la somme des masses modales, effectives pour les modes retenus, soit égale à 90%, au moins, de la masse totale de la structure.
 - ou que tous les modes, ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure, soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

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

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

$$k \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.2s \quad (4.10)$$

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

4.3.4 Combinaison des réponses modales

- a) Les réponses de deux modes de vibration, "i" et "j" successifs, sont considérées comme indépendantes si les valeurs des périodes qui leur sont associées diffèrent de plus de 10%.
- b) Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par Eqn. (4.11):

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2} \quad (4.11)$$

où :

E : effet de l'action sismique considérée

E_i : valeur modale de E , selon le mode "i"

k : nombre de modes retenus

- c) Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, la réponse totale est donnée par Eqn. 4.12:

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^k E_i \cdot r_{ij} \cdot E_j} \quad (4.12)$$

avec le facteur de corrélation :

$$r_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \rho_{ij}) \cdot \rho_{ij}^{3/2}}{(1 - \rho_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \rho_{ij} \cdot (1 + \rho_{ij})^2} \quad (4.13)$$

et

$$\rho_{ij} = \frac{T_i}{T_j} \quad \text{avec} \quad T_i \leq T_j \quad (4.14)$$

ξ : Valeur unique du pourcentage d'amortissement critique retenue pour tous les modes considérés

4.3.5 Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base, V_t , obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques, V , donnée par Eqn. (4.1) pour une valeur de la période fondamentale donnée par Eqn. (4.4).

Si ($V_t \leq 0.8V$), il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, etc) dans le rapport ($\frac{0.80V}{V_t}$).

4.3.6 Effets de la torsion accidentelle

Quand il est procédé à une analyse, par modèles plans dans les deux directions orthogonales, les effets de la torsion accidentelle d'axe vertical sont à prendre en compte comme décrit au § 4.2.7.

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

4.4 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Outre les prescriptions données au § 4.1.3 b, le choix des séismes de calcul peut se faire en utilisant des accélérogrammes réels (enregistrés), simulés ou artificiels (synthétiques) (cf. § 3.3.4).

4.5 Prescriptions communes aux méthodes d'analyse

4.5.1 Stabilité au renversement

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

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

La vérification de la stabilité au renversement est effectuée suivant les prescriptions du § 5.5.

4.5.2 Calcul des déplacements

Le déplacement horizontal, à chaque niveau "k", de la structure est calculé selon Eqn. (4.15):

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

où:

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

R : Coefficient de comportement

Q_F : Coefficient de qualité

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (4.16)$$

JUSTIFICATION DE LA SECURITE

5	JUSTIFICATION DE LA SECURITE	85
5.1	Généralités	
5.2	Combinaisons d'actions	
5.3	Justification vis-à-vis de la résistance	
5.4	Justification vis-à-vis de la ductilité	
5.5	Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble	
5.6	Justification vis-à-vis de la résistance des planchers	
5.7	Justification de la stabilité des fondations	
5.8	Justification de la largeur des joints sismiques	
5.9	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	
5.10	Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages	

5. JUSTIFICATION DE LA SECURITE

5.1 Généralités

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

5.2 Combinaisons d'actions

Au sens du principe de calcul aux Etats Limites, l'action sismique est considérée, du fait de sa brève durée d'application, comme une action accidentelle. L'action sismique est caractérisée par trois composantes qui agissent simultanément :

- Deux composantes horizontales, E_x et E_y , agissant suivant deux directions orthogonales dans le plan de la structure
- Une composante verticale, E_z , qui agit suivant l'axe vertical de la structure.

5.2.1 Composantes horizontales de l'action sismique

Les composantes de l'action sismique, E_x et E_y , agissant suivant les deux directions horizontales, sont supposées indépendantes mais représentées par le même spectre de réponse. Les actions sismiques de dimensionnement des structures, sont combinées aux actions permanentes et aux actions variables par le biais des Eqns. (5.1) & (5.2) :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E_1 \\ G + \psi \cdot Q + E_2 \end{cases} \quad (5.1)$$

où:

- G : charges permanentes
- Q : charges d'exploitation, non pondérées

- ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le Tableau (4.2).

et:

$$\begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases} \quad (5.2)$$

Commentaire :

- La réponse de la structure, à chaque composante horizontale, doit être évaluée séparément en utilisant les règles de combinaison des réponses modales indiquées au § 4.3.4.
- Les effets, dus à la combinaison des composantes horizontales de l'action sismique, doivent être calculés en utilisant les deux combinaisons, cf. Eqn. (5.2).
- Dans les combinaisons, Eqns. (5.1) & (5.2), le signe adopté pour chaque composante doit être le plus défavorable pour l'effet particulier considéré.
- Lorsqu'une analyse chronologique non linéaire est utilisée, avec un modèle spatial de la structure, des accélérogrammes, agissant simultanément, doivent être pris pour agir dans les deux directions.
- Pour les bâtiments qui respectent les critères de régularité en plan et pour lesquels des voiles ou des systèmes triangulés indépendants, dans les deux directions principales, sont les seuls éléments de contreventement, il peut être supposé que l'action sismique agit indépendamment et sans avoir à considérer les combinaisons suivant les deux axes principaux horizontaux (orthogonaux) de la structure.

5.2.2 Composante verticale de l'action sismique

Les effets de la composante verticale de l'action sismique, définie au § 3.3.2, doivent être pris en compte, si la valeur du produit ($A_v \cdot I \cdot g$) est supérieure à $(0.25g)$, dans les cas suivants:

- Eléments de structure horizontaux ou presque horizontaux de 15 m de portée ou plus ;
- Eléments horizontaux ou presque horizontaux en console de plus de 2.00 m de long ;
- Eléments précontraints horizontaux ou presque horizontaux ;
- Poutres supportant des poteaux ;
- Structures sur appuis parasismiques.

Zonage sismique	A.I (horizontal)	Coefficient d'accélération			
		A _v .I (vertical)			
		Catégorie d'Importance			
		1A	1B	2	3
I	0.07 I	0.054	0.046	0.039	0.031
II	0.10 I	0.077	0.066	0.055	0.044
III	0.15 I	0.116	0.099	0.083	0.066
IV	0.20 I	0.252	0.216	0.180	0.144
V	0.25 I	0.315	0.270	0.225	0.180
VI	0.30 I	0.378	0.324	0.270	0.216

L'action sismique verticale, A_v , est obligatoire lorsque ($A_v \cdot I \cdot g$) dépasse **0.25 g**

Table 5.1: Coefficients d'accélération verticale en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance

Dans le cas de la composante verticale, les combinaisons d'actions suivantes doivent être utilisées :

$$\begin{cases} G + \psi.Q + E_3 \\ G + \psi.Q + E_4 \\ G + \psi.Q + E_5 \end{cases} \quad (5.3)$$

où: E_3 , E_4 et E_5 représentent la combinaison des composantes, horizontales (E_x , E_y) et la composante verticale (E_z), définies par :

$$\begin{cases} E_3 = \pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z \\ E_4 = \pm 0.3E_x \pm E_y \pm 0.3E_z \\ E_5 = \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y \pm E_z \end{cases} \quad (5.4)$$

Commentaire :

- L'analyse permettant de déterminer les effets, de la composante verticale de l'action sismique, peut être réalisée sur la base d'un modèle partiel de la structure qui inclut les éléments, dans lesquels la composante verticale est supposée agir, et prend en compte la rigidité des éléments adjacents.
- Il est nécessaire de prendre en compte les effets, de la composante verticale, seulement pour les éléments considérés et pour les éléments supports ou les infrastructures qui leur sont directement associés.

5.3 Justification vis-à-vis de la résistance

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

$$S_d \leq R_d \quad (5.5)$$

où:

S_d : sollicitation agissante de calcul résultant des combinaisons, cf. Eqns. (5.1) à (5.4), incluant éventuellement les effets du 2^o ordre.

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

5.4 Justification vis-à-vis de la ductilité

Les exigences de ductilité minimale sont réputées satisfaites si toutes les dispositions constructives relatives au matériau et aux éléments structuraux telles que définies dans les chapitres correspondants du présent document technique réglementaire sont appliquées.

5.5 Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble

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

Chaque bâtiment doit être vérifié vis-vis de la stabilité au renversement par rapport au niveau de ses fondations.

Le moment de renversement, au niveau des fondations, est égal à la somme des forces latérales, à chaque niveau, multipliées par la hauteur de chacune d'entre elles, depuis le niveau de fondation.

Le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement doit être au minimum de 1.3.

Le moment stabilisant doit être déterminé à partir des charges verticales qui sont considérées pour la détermination de la force sismique latérale.

Les poids de la fondation et du sol, au-dessus, sont ajoutés à ces charges verticales.

Le moment stabilisant doit être calculé au niveau bas de la fondation, par rapport au bord extrême.

Pour la stabilité au glissement, dans le cas où sa vérification est nécessaire, le coefficient de sécurité à prendre est de 1.25 au minimum.

5.6 Justification vis-à-vis de la résistance des planchers

La capacité des planchers doit permettre de transmettre, aux éléments verticaux de contreventement, les effets des forces sismiques de calcul (cf. § 6.1.2).

Les diaphragmes, 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. Cette condition est satisfaite si les effets de l'action sismique, dans le diaphragme, obtenus à partir de l'analyse sont multipliés par un coefficient de sur-résistance égal à 1.3, selon la combinaison de charges suivante :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q \pm 1.3E_x \\ G + \psi \cdot Q \pm 1.3E_y \end{cases} \quad (5.6)$$

Cette combinaison de charges est utilisée pour le calcul et la justification des diaphragmes en béton armé, dans les structures possédant les caractéristiques suivantes :

- Formes irrégulières ou complexes en plan avec entailles ou excroissances ;
- Ouvertures grandes ou irrégulières dans le diaphragme ;
- Distribution irrégulière des masses et/ou des rigidités (comme par exemple dans le cas d'excroissances ou de retraits) ;
- Sous-sol avec murs périphériques partiels ou murs dans une partie seulement du rez-de-chaussée.

5.7 Justification de la stabilité des fondations

Pour les justifications de la stabilité des fondations, il y a lieu de se référer aux prescriptions et /ou exigences du Chapitre X et aux combinaisons de charges, cf. Eqns. (5.7) & (5.8) :

- Pour les fondations d'éléments verticaux individuels (voiles ou poteaux), la combinaison de charges suivante est utilisée :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q \pm \frac{R}{Q_F} \cdot E_x \\ G + \psi \cdot Q \pm \frac{R}{Q_F} \cdot E_y \end{cases} \quad (5.7)$$

- Pour les fondations communes à plusieurs éléments verticaux (longrines de fondation, semelles filantes, radiers, etc), la combinaison de charges suivante est utilisée :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q \pm 1.4E_x \\ G + \psi \cdot Q \pm 1.4E_y \end{cases} \quad (5.8)$$

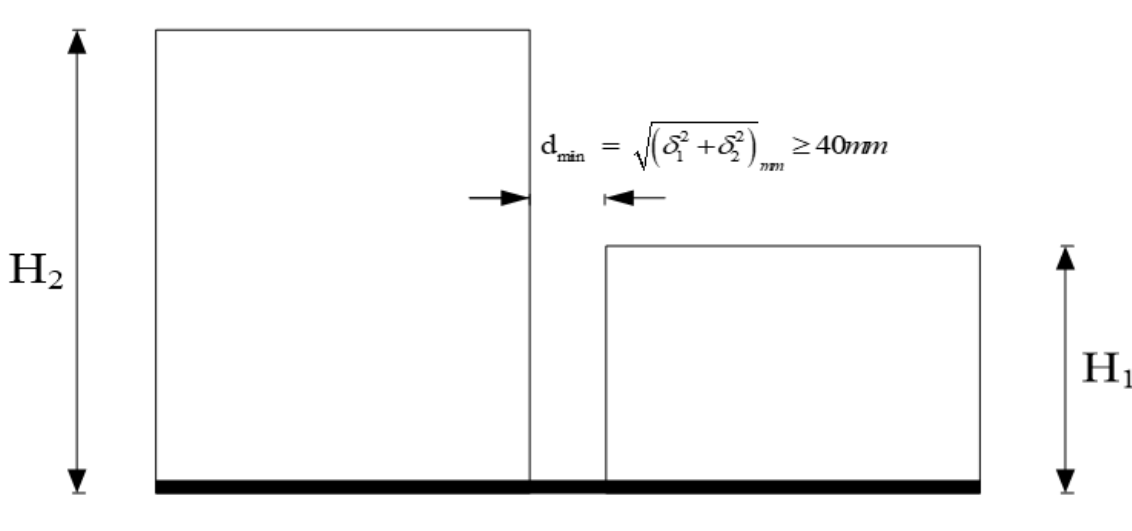
5.8 Justification de la largeur des joints sismiques

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

$$d_{min} = \text{Max} \begin{cases} \sqrt{(\delta_1^2 + \delta_2^2)} \\ 40 \text{ mm} \end{cases} \quad (5.9)$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon § 4.5.2, au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

Figure 5.1: Largeur minimum du joint sismique



5.9 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

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

$$(\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k}) \leq 0.10 \quad (5.10)$$

avec :

- Δ_k défini comme:

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (5.11)$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k », (cf. § 4.2.3):

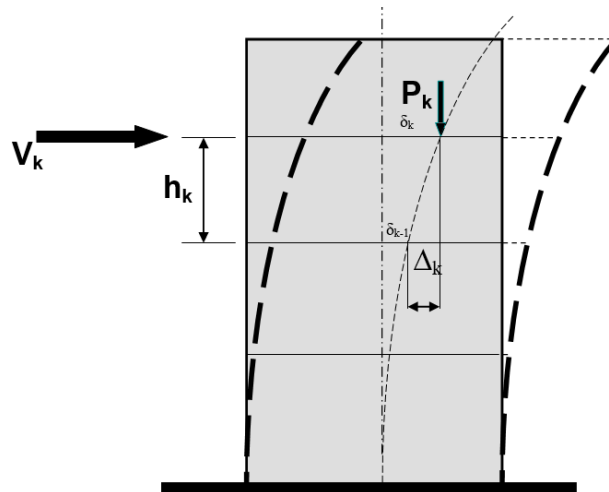
$$P_k = \sum_{i=k}^n (G_i + \psi \cdot Q_i)$$

- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 », (cf. § 4.5.2 et Eqn. (4.16).)
- h_k : hauteur du niveau « k ».

Selon la valeur de θ_k , il convient de considérer que:

- Si ($0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$), les effets P- Δ peuvent être pris en compte, de manière approchée, en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur ($\frac{1}{1-\theta_k}$).
- Si ($\theta_k \geq 0.20$), la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Figure 5.2: Effet P- Δ



5.10 Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calculés selon § 4.5.2 (cf. Eqn. (5.11)), réduits en fonction du groupe d'importance au travers du coefficient réducteur v , ne doivent pas dépasser les limites, $\overline{\Delta}_k$, données dans le Tableau (5.2) et Eqn. (5.12), i.e.:

$$v_A \cdot \Delta_k \leq \overline{\Delta}_k \quad (5.12)$$

Type de Structure	Déplacement limite: $\overline{\Delta}_k$
Bâtiments en Acier	$0.0100 h_k$
Bâtiments en Béton Armé	$0.0075 h_k$
Bâtiment en PAF	$0.0050 h_k$
Bâtiments en Bois	$0.0075 h_k$
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	$0.0050 h_k$

Légende: h_k est la hauteur du niveau « k »
Le coefficient réducteur v_A est défini en § 1.2 : il est pris égal à 0.5

Table 5.2: Valeurs limites des déplacements inter-étages

VI ELEMENTS NON-STRUCTURAUX & EQUIPEMENTS

6	ELEMENTS NON-STRUCTURAUX & EQUIPEMENTS	93
6.1	Prescriptions complémentaires	
6.2	Eléments non-structuraux	
6.3	Equipements	
6.4	Eléments extérieurs	

6. ELEMENTS NON-STRUCTURAUX & EQUIPEMENTS

6.1 Prescriptions complémentaires

6.1.1 Compatibilité des déplacements

Tous les éléments d'ossature qui ne font pas partie du système de contreventement doivent être vérifiés pour supporter les charges verticales, en même temps, que les moments résultants dus à (R/Q_F) fois les déplacements engendrés par les forces latérales spécifiées. Dans ce cadre, il y a lieu de tenir compte des effets $(P-\Delta)$ éventuels accompagnant ces déplacements.

6.1.2 Diaphragmes

Les diaphragmes et les entretoisements, dans les plans horizontaux, doivent être calculés pour résister aux forces sismiques déterminées par Eqn. (6.1):

$$F_{pk} = \frac{F_t + \sum_{i=k}^n F_i}{\sum_{i=k}^n W_i} \cdot W_{pk} \quad (6.1)$$

Où :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

F_t : La force concentrée au sommet de la structure

F_{pk} : Force sismique exercée sur le diaphragme au niveau k

W_{pk} : poids du diaphragme et des éléments tributaires du niveau k comprenant une fraction d'accompagnement des charges d'exploitation (cf. Tableau (4.2)) : Coefficient ψ

La force sismique exercée sur le diaphragme sera bornée comme exprimée par Eqn. (6.2) :

$$0.35 \leq \frac{F_{pk}}{(A.I.S) \cdot W_{pk}} \leq 0.70 \quad (6.2)$$

Les diaphragmes supportant des murs de béton ou de maçonnerie doivent avoir des chaînages transversaux, reliant les chaînages de rive, pour assurer la distribution des forces d'ancrage. Dans

les diaphragmes, des chaînages intermédiaires peuvent être prévus pour la formation de sous-diaphragmes afin de transmettre des forces d'ancrage aux chaînages transversaux.

6.2 Eléments non-structuraux

6.2.1 Définition

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse (en dehors de leur propre poids) ou de contreventement;

6.2.2 Exigences de comportement

Le calcul des éléments non-structuraux passe souvent pour secondaire, alors que leur destruction présente parfois un grand danger pour la sécurité des personnes (chute de parement de façade, chute de plafond suspendu, etc).

Lors d'un séisme d'une certaine importance, les éléments non structuraux peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme. Leur présence peut influencer sur le comportement de la structure en modifiant la période d'oscillation et en induisant éventuellement une torsion d'ensemble additionnelle.

Ainsi, les éléments non-structuraux deviennent provisoirement porteurs d'où le risque de subir des dommages importants s'ils ne sont pas conçus pour résister aux sollicitations sismiques. Aussi, doivent-ils supporter, sans dommages inacceptables, les déformations de la structure à laquelle ils sont fixés.

Par ailleurs, les dispositions constructives et la prise en compte des forces sismiques, agissant sur ces éléments, sont destinées à limiter le risque d'accidents corporels et les dégâts causés aux installations et équipements des établissements, qui assurent un service essentiel comme c'est le cas pour les ouvrages classés d'**importance vitale**.

Les éléments non-structuraux doivent être conçus, en fonction des exigences de l'ouvrage, et répondre aux autres objectifs, i.e.:

1. Ouvrages du groupe d'importance 1A

Les éléments non-structuraux ne doivent subir aucun dommage ou très peu ; on doit assurer la sauvegarde d'équipements coûteux, salle d'ordinateur, équipement de télécommunication, équipement dans les hôpitaux (bloc opératoire, etc).

2. Ouvrages des groupes d'importance 1B et 2

Les éléments non-structuraux peuvent subir quelques dommages, sans que ces dommages ne soient dangereux pour la sauvegarde des vies humaines, du fait, par exemple, de la chute brutale de cloisons ou de parement de façade ou murs extérieurs, la destruction des escaliers ou balcons etc.

3. Ouvrages du groupe d'importance 3

Les éléments non-structuraux peuvent subir des dommages qui n'ont aucune répercussion sur la sécurité des personnes: cas des façades légères facilement remplaçables, hangars de stockage, construction provisoire, etc.

6.2.3 Force horizontale agissant sur les éléments non-structuraux

Les forces horizontales de calcul, F_{pk} , agissant sur les éléments non-structuraux, du niveau k , sont calculées suivant Eqn. (6.3) :

$$F_{pk} = (A.I.S).C_p.(1 + \frac{3.h_z}{H}).W_p \quad (6.3)$$

avec:

- A : Coefficient d'accélération de zone (cf. Tableau (3.2))
- I : Coefficient d'importance (cf. Tableau (3.10))
- S : Coefficient de site (cf. Tableaux (3.3) & (3.4))
- C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 (cf. Tableau (6.1))
- W_p : Poids de l'élément considéré
- H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base
- h_z : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base

La force horizontale de calcul, F_{pk} , s'applique au centre de gravité de l'élément.

La distribution de ces forces doit être faite comme pour les forces de gravité se rapportant à ces éléments. Pour les forces applicables sur le diaphragme et dans les attaches des panneaux, il convient de se référer au § 6.4.

Partie ou position dans le bâtiment	Direction de la force	Valeur de $C_p^{(*)}$
Éléments en console : a) Parapets; b) Cheminées (console)	Normale aux surfaces planes n'importe quelle direction	0.8
Tous les autres murs, cloisons et éléments similaires	Normale aux surfaces planes	0.4
Décorations extérieures et intérieures, garnitures Murs rideaux et façades ventilées	N'importe quelle direction	0.8
Quand reliés à, faisant partie de, ou logés dans un bâtiment : a) Appentis, cheminées accolées aux bâtiments b) Etagères de rangement c) Plafonds suspendus (**)	N'importe quelle direction	0.45 (***)
Attaches pour éléments de structure en préfabriqué, autres que les murs, avec force appliquée au centre de gravité de l'assemblage	N'importe quelle direction	0.45 (***)
(*) : La valeur de C_p peut être réduite à deux tiers de la valeur indiquée, pour les éléments auto stables, uniquement au niveau du sol.		
(**) : Le poids du plafond doit inclure le poids de toutes les fixations d'éclairage et autres équipements ou des cloisons fixées latéralement sur le plafond. Afin de déterminer les forces latérales, une charge surfacique, pour le poids du plafond, doit être utilisée: elle est au moins à (0.1 KN/m ²)		
(***) La force doit être reprise par un ancrage réel et non pas par frottement.		

Table 6.1: Facteur des forces horizontales, C_p , pour les éléments secondaires

6.3 Equipements

La protection des établissements classés d'importance vitale est une préoccupation majeure pour garantir la sécurité des personnes et assurer la continuité des activités critiques. Il s'agit de minimiser les risques liés aux équipements techniques en cas de séisme, en mettant, particulièrement, l'accent sur l'interaction entre les éléments de structure et les équipements, notamment en cas de séisme.

Pour atteindre cet objectif, plusieurs aspects doivent être pris en compte, tant pour les bâtiments que pour les équipements.

6.3.1 Analyse du risque

A partir de l'analyse globale des installations, il convient d'établir une hiérarchie entre des fonctions essentielles pour effectuer le classement des équipements dans les trois catégories définies (cf. § 6.3.2).

Cette analyse globale doit se fonder sur les risques associés à la défaillance des équipements, d'une part, et sur les différents scénarios d'accidents à envisager pendant et après séisme, d'autre part. Ces risques incluent l'effondrement des installations sur les occupants et la mise hors service des équipements de sécurité.

Cette répartition doit aussi tenir compte des effets d'interaction entre équipements. Un équipement susceptible, en cas de ruine, d'endommager un équipement de catégorie supérieure, doit être classé dans la même catégorie que celui-ci.

L'identification des équipements et des infrastructures techniques et logistiques prioritaires, devant rester opérationnels en cas de séisme, devra être mentionnée dans les *Cahiers des Clauses Techniques Particulières (CCTP)* relatifs à l'opération.

6.3.2 Classification des équipements

Selon leur caractéristique, leur usage, leur comportement en cas de séisme, il convient de différencier plusieurs types d'équipements :

- L'équipement Fixé à la structure du bâtiment (planchers, murs, etc) pour ne pas se débrancher (eau, assainissement, gaz, électricité, réseau informatique, etc),
- Le matériel Roulant
- Les équipements de Stockage
- Le matériel Posé

6.3.3 Mesures préventives propres à chaque classe

Chaque matériel identifié doit être affecté des lettres (F), (R), (S) ou (P) en fonction des prescriptions et des systèmes de protection à mettre en œuvre.

- a) Les équipements fixes (F) doivent être solidarisés et correctement fixés à la structure (murs, planchers, plafonds) et raccordés de façon adéquate.
- b) Les matériels roulants (R) doivent être identifiés, dès la phase conception; ils sont nombreux et d'utilisations variées :
 - Les équipements mobiles qui en cas de dysfonctionnement peuvent avoir un impact plus ou moins important sur la continuité des soins dispensés aux patients,
 - Les matériels mobiles dont le poids important représente un danger, en cas de déplacement intempestif ou de renversement ;
 - Le matériel de manutention ;
 - Les équipements peu utilisés ou rarement déplacés.
- c) Les matériels de stockage (S) (armoires, étagères, casiers, etc) doivent être fixés à la structure de la même façon que les matériels fixes. Les tablettes, bacs de rangement, tiroirs devront être équipés de rebords, ergots, systèmes de blocage, couvercles, portes suffisamment efficaces pour éviter aux produits ou objets contenus d'être éjectés ;
- d) Les matériels posés (P) sur du matériel fixe ou roulant doivent être équipés de patins ou de systèmes d'accrochage efficace.

6.3.4 Ancrages et fixations

Le terme fixation est de portée générale; le terme ancrage s'applique aux fixations des équipements dans des pièces en béton.

Les équipements liés directement au sol doivent satisfaire aux articles concernant le choix du site, la reconnaissance et les études de sol ainsi que le calcul de leurs fondations.

6.3.5 Systèmes d'ancrage

Trois types d'ancrage des équipements techniques, fréquemment utilisés, sont donnés ci-après :

- Système d'ancrage par tige scellée et plaque d'embase
- Système d'ancrage par cheville à expansion
- Système d'ancrage par tiges précontraintes traversantes.

6.3.6 Installations des supports sismiques sur un réseau de tuyauteries

Les supports sismiques, pour un système résistant, doivent être conçus avec un entraxe (b), en tenant compte de la direction des accélérations sismiques par rapport à l'axe du tube, du type de support et du poids des tubes et du système complet. Pour cette raison, on distingue trois types de supports résistant au séisme :

- **Support longitudinal** : jambe de force dans l'axe des tubes qui permet de reprendre les efforts sismiques horizontaux parallèles au tube, cf. Figure (6.1);
- **Support transversal** : jambe de force, perpendiculaire à l'axe des tubes, qui permet de reprendre les efforts sismiques horizontaux perpendiculaires aux tubes, cf. Figure (6.2);
- **Support 4-directions** : support composé de jambes de force longitudinales et transversales qui permet, donc, de reprendre toutes les actions dans le plan horizontal.

L'entraxe entre les supports sismiques doit être un multiple de l'entraxe (s) des supports non renforcés, de façon à pouvoir répartir les supports sismiques de manière homogène, cf. Figure (6.3).

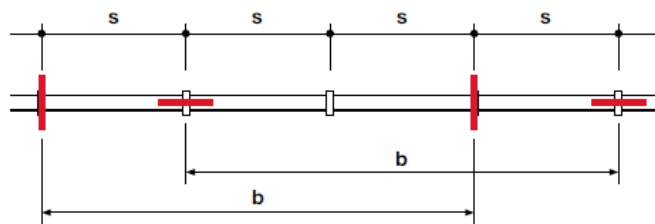


Figure 6.1: Supports sismiques selon axe du tube et axe perpendiculaire au tube avec entraxe « b »

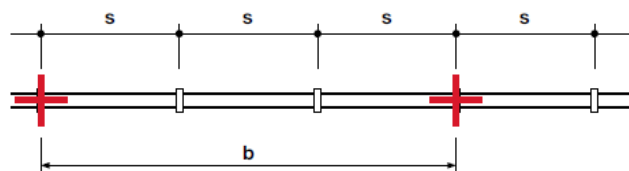


Figure 6.2: Supports 4-directions avec un entraxe « b »

Pour les installations de tubes, le principe de base est qu'il faut que le système soit conçu pour résister aux forces sismiques horizontales, en complément des forces de gravité.

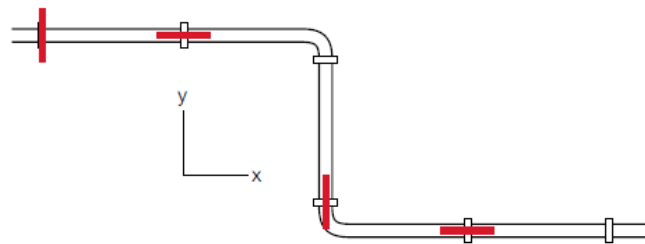


Figure 6.3: Supports sismiques longitudinaux alignés, l'un après l'autre, au niveau du coude pour reprendre les efforts sismiques, dans les deux directions

Pour reprendre des forces horizontales, le système doit être soit suffisamment rigide, soit avoir une jambe de force qui pourra transférer les forces horizontales (F_h) en compression, cf. Figure (6.4).

Il faut tenir compte des forces horizontales transverses et parallèles à l'axe des tubes, cf. Figure (6.4) & (6.5).

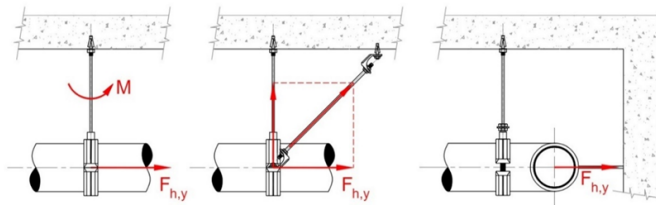


Figure 6.4: Force sismique horizontale, $F_{h,y}$, perpendiculaire à l'axe du tube

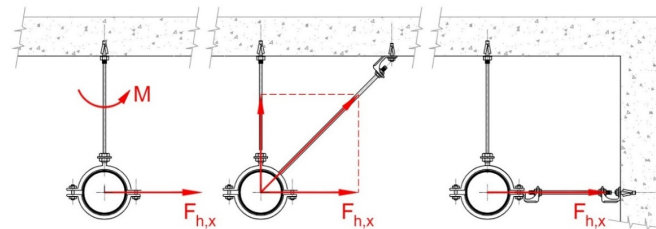


Figure 6.5: Force sismique horizontale, $F_{h,x}$, perpendiculaire à l'axe du tube

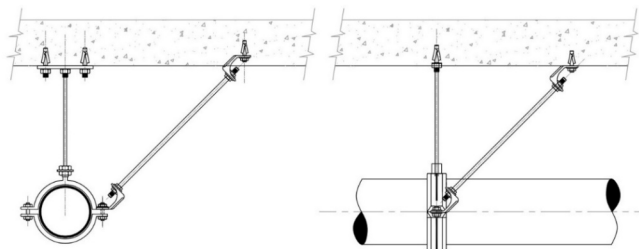


Figure 6.6: Fixation avec platine et cheville - Méthode de renforcement : jambe de force à 45° avec tige et tirant

6.3.7 Installations des supports sismiques sur les réseaux de distribution électrique, de télécommunications et d'informatique

Les chemins de câbles, tubes, etc, doivent être solidement fixés aux parois et plafonds au moyen de supports rigides résistant aux accélérations spécifiées au **Cahier des Clauses Techniques Particulières (CCTP)** relatives à l'opération, cf. Figure (6.6).

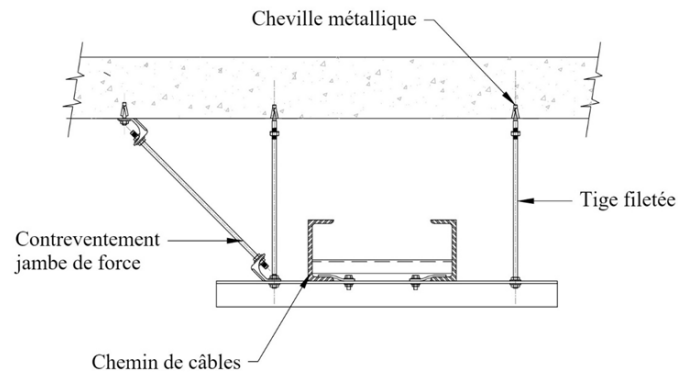


Figure 6.7: Chemin de câbles sur support contreventé

Les chemins de câbles doivent être interrompus au droit des passages des joints parasismiques du bâtiment et à chaque raccordement.

Lors de la mise en œuvre, les câbles devront comporter, suivant leur section, une boucle ou une lyre pouvant absorber la déformation engendrée par les secousses.

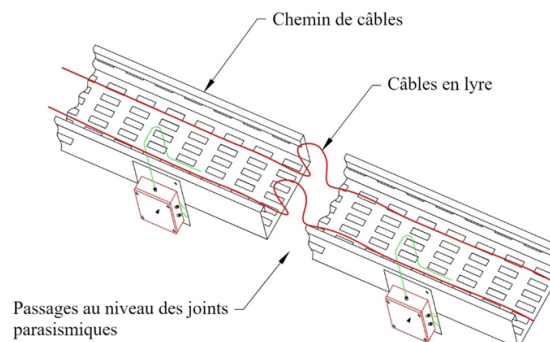


Figure 6.8: Passage des chemins de câbles au droit des joints parasismiques

6.3.8 Calcul des fixations

Les fixations sont calculées en imposant, au centre de gravité des masses de l'équipement considéré, une force statique, F_S , pour laquelle on envisage, successivement, les six possibilités suivantes pour le sens de son application :

- Dans une direction horizontale (choisie généralement pour être parallèle à un plan de symétrie de l'équipement, s'il en existe un), soit vers la droite, soit vers la gauche ;
- Dans la direction horizontale perpendiculaire à la précédente, soit vers l'avant, soit vers l'arrière ;
- Dans la direction verticale, soit vers le haut, soit vers le bas.

L'équipement est fixé sur un élément de bâtiment qui peut être un plancher ou un mur ; dans ce dernier cas, l'équipement constitue un porte-à-faux.

Pour le dimensionnement des fixations, les forces horizontales (F_{sh}), et verticales (F_{sv}) sont calculées selon Eqn. (6.4) :

$$F_{sh} = (A.I.S).C_p.(1 + \frac{3h_z}{H}).W_p \quad (6.4)$$

$$F_{sv} = (A_v.I).C_{av}.W_p \quad (6.5)$$

où : C_{av} est le coefficient d'amplification du spectre de plancher, dépendant en particulier de l'amortissement du sous-système composé par l'équipement et ses fixations. Pour les équipements appartenant au cadre bâti, on adopte la valeur $C_{av} = 3$.

Commentaire: La prise en compte de la force verticale, F_{sv} , sur les équipements est obligatoire dès que la valeur du produit $(A_v.I.g)$ dépasse 0.25g.

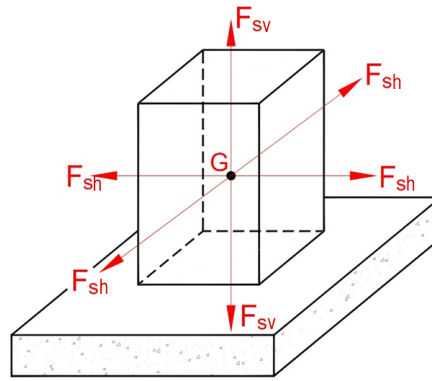


Figure 6.9: Sollicitations sismiques d'un équipement selon trois directions

6.4 Eléments extérieurs

Les habillages extérieurs en maçonnerie des éléments structuraux sont interdits en zones III à VI, sauf dispositions particulières.

Les panneaux en béton et les éléments de façade (bardages, murs rideaux, façades ventilées, etc) ou autres éléments similaires, qui sont attachés ou qui ferment la structure au moyen d'assemblages et liaisons par systèmes d'attaches, devront respecter les règles suivantes :

- être calculés pour résister aux forces déterminées à partir de Eqn. (??) et s'accommoder des mouvements de la structure, provoqués par des forces latérales ou des changements de température.
- autoriser le plus grand des mouvements engendrés par un déplacement relatif des étages au moins égal à $(\frac{R}{Q_F})$ fois le déplacement causé par les forces sismiques de calcul. le mouvement relatif à considérer n'étant pas inférieur à 2 cm.
- Les assemblages qui permettent les mouvements, dans le plan des panneaux dus aux déplacements relatifs d'étage, devront être des assemblages permettant le mouvement par flexion des pièces métalliques.

STRUCTURES EN BETON ARME

7	STRUCTURES EN BETON ARME	103
7.1	Généralités	
7.2	Spécifications concernant les matériaux	
7.3	Conception et vérifications	
7.4	Spécifications pour les poteaux	
7.5	Spécifications pour les poutres	
7.6	Spécifications pour les noeuds poteaux-poutres	
7.7	Voiles de contreventement	
7.8	Jonction d'armatures	
7.9	Dispositions propres aux dalles et aux diaphragmes	



7. STRUCTURES EN BETON ARME

7.1 Généralités

7.1.1 Objet

Dans ce chapitre sont développées les prescriptions et indications nécessaires au dimensionnement des structures ou éléments de structures, en béton armé coulé en place de classe de résistance maximale C90/105, ainsi que les dispositions constructives les concernant. Les classes de résistance sont basées sur la résistance caractéristique mesurée sur cylindre, f_{ck} , déterminée à 28 jours.

Pour les structures en béton armé préfabriquées, il y a lieu de se référer au § 2.5.3.

Par ailleurs, les systèmes constructifs utilisant les planchers dits "planchers-dalles" ou "planchers champignons" sont prohibés en zone sismique.

Commentaire : Rappelons que ces derniers systèmes concernent les bâtiments à un ou plusieurs étages dont les planchers sont constitués par des dalles continues, sans nervures, supportées directement par des poteaux, sauf éventuellement sur les rives, le long desquelles peuvent exister des voiles porteurs ou des poutres en saillie au-dessous des dalles. Les dalles peuvent, éventuellement, prolongées en porte-à-faux au-delà des poteaux de rive.

Les poteaux sont ou non pourvus, à chaque étage, de têtes épanouies, en forme générale de troncs de cône ou de pyramides renversées, appelés « chapiteaux ». Lorsque les chapiteaux existent, les planchers sont dits « planchers champignons » ; dans le cas contraire, il s'agit de « planchers dalles ».

Commentaire : Pour la conception et le calcul des constructions en béton armé (ou en béton peu armé), les règles y afférentes (DTR BC 2.41 et DTR BC 2.42) s'appliquent; les présentes prescriptions sont additionnelles à celles contenues dans les documents précités, lorsque ces constructions se trouvent en zones sismiques I à VI.

7.1.2 Eléments principaux - Eléments secondaires

Dans ce qui suit, sont désignés, sous le nom d'éléments principaux, les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions, au sein

de l'ouvrage.

Les éléments structuraux, n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou à leur distribution, peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soient soumis, du fait des déformations imposées, qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autre origine.

7.1.3 Définitions et conventions

Zones critiques

On désigne par zone critique, toute partie d'un élément structurel principal dans laquelle des concentrations de déformations ou de sollicitations sont susceptibles de se produire. Ces zones sont celles définies dans le présent article pour les différentes sortes d'éléments et, éventuellement, celles que le calcul fait apparaître comme telles.

Confinement

On désigne, par béton confiné, un volume de béton pourvu d'armatures transversales disposées de façon à s'opposer au gonflement du matériau, sous l'effet des contraintes de compression, ainsi qu'au flambement des armatures.

Par convention, on considère que la partie confinée d'une section transversale est celle qui est délimitée par le contour intérieur des armatures de confinement, disposées à la périphérie de la section.

Effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \quad (7.1)$$

où:

- N_d : désigne l'effort normal de compression de calcul s'exerçant sur une section de béton ;
- B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière
- f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton à j jours.

Pièces comprimées, pièces fléchies

On entend par pièce fléchie, un élément linéaire ou à deux dimensions, soumis à la flexion simple ou déviée, pour lequel on satisfait aux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \nu_{max} \leq 0.1 \\ h \leq \frac{l}{4} \end{cases}$$

où:

- h : représente la hauteur de la section droite de l'élément
- l : est la portée entre nus de l'élément

La pièce est dite:

- "courte" lorsque $h > \frac{l}{4}$

- "comprimée" lorsque $v_{max} > 0.1$

Si on désigne par a et b , respectivement, la plus petite et la plus grande dimension de la section droite de la pièce:

- si $b < 4a$, la pièce est considérée comme un poteau ;
- si $b \geq 4a$, la pièce est considérée comme un voile.

Dans le cas d'éléments composés tels que poutres-échelles, palées triangulées, association de voiles, etc, le terme de pièce s'entend de chacun des éléments constitutifs.

7.2 Spécifications concernant les matériaux

Béton

Pour les éléments principaux, le béton d'une classe inférieure à C20/25 ne doit pas être utilisé, au niveau de la conception et de la réalisation, pour des bâtiments à implanter en toute zone sismique autre que la zone 0.

Les valeurs des modules d'élasticité doivent être conformes à celle fixées par le C.B.A.

Acier

Excepté pour les armatures transversales, les armatures des éléments principaux, en béton armé, doivent être à haute adhérence, avec une limite caractéristique d'élasticité spécifiée supérieure ou égale à 400 MPa et inférieure ou égale à 600 MPa. La valeur caractéristique de la déformation relative sous charge maximale doit être supérieure ou égale à 5%.

7.3 Conception et vérifications

7.3.1 Coefficients de comportement

Les valeurs des coefficients de comportement, R , à prendre en compte sont celles qui figurent au Tableau (3.17).

7.3.2 Vérification de sécurité des éléments principaux

Combinaisons de calcul

Les combinaisons de calcul, en situation sismique (assimilable à une situations accidentelle), sont données au chapitre V.

Diagramme contraintes - déformations

Les diagrammes contraintes-déformations à considérer sont ceux des règles algériennes C.B.A.

Coefficients partiels de sécurité

On vérifie que les sollicitations agissantes sont inférieures ou égales aux sollicitations résistantes en prenant en compte les coefficients partiels de sécurité suivants :

- Acier : $\gamma_s = 1.00$
- Béton : $\gamma_b = 1.20$

Vérifications

Les vérifications à faire sont celles du C.B.A, moyennant les adaptations des articles précédents et en tenant compte des vérifications complémentaires ou de remplacement prescrites par les articles suivants.

7.4 Spécifications pour les poteaux

7.4.1 Coffrage

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois (cf. Figure (7.1)). Les dés de calage sont interdits.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes (cf. Figure (7.1)):

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} : \text{en zones I, II et III} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} : \text{en zones IV, V et VI} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{l_{cl}}{20} : \text{quelle que soit la zone} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 : \text{quelle que soit la zone} \end{array} \right.$$

Pour les poteaux circulaires, le diamètre, D , devra satisfaire les conditions ci-dessous :

$$\left\{ \begin{array}{l} D \geq 25 \text{ cm} : \text{en zones I et II} \\ D \geq 30 \text{ cm} : \text{en zone III} \\ D \geq 35 \text{ cm} : \text{en zones IV, V et VI} \\ D \geq \frac{l_{cl}}{15} : \text{quelle que soit la zone} \end{array} \right.$$

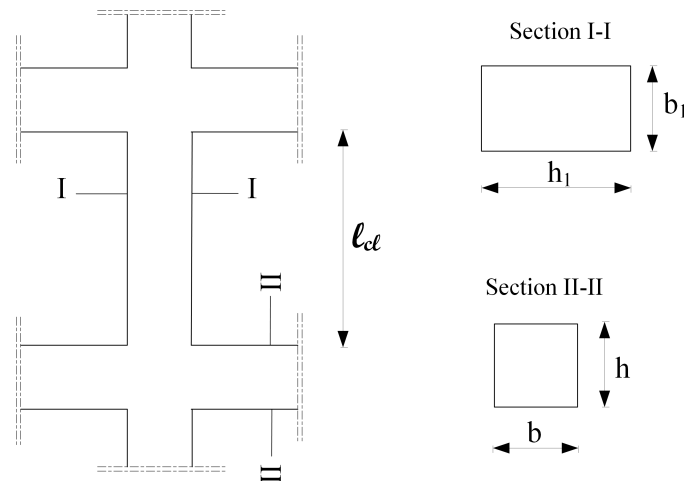


Figure 7.1: Coffrage des poteaux

7.4.2 Ferrailage

Exigences de ductilité pour la zone critique

Les zones s'étendant sur une distance, l_{cr} , à partir des deux sections d'extrémité d'un poteau, doivent être considérées comme des zones critiques.

où:

•

$$l_{cr} = \max\left(1.5h_c, \frac{l_{cL}}{6}, 60 \text{ cm}\right) \quad (7.2)$$

- h_c (unités: cm): la plus grande dimension de la section transversale du poteau
- l_{cL} (unités: cm): la longueur libre du poteau
- Si $l_c/h_c < 3$: la hauteur totale du poteau doit être considérée comme zone critique et doit être munie d'armatures en conséquence.

Dans les deux premiers étages des bâtiments, les armatures de confinement doivent se prolonger au-delà des zones critiques d'une longueur égale à la moitié de la longueur de ces zones. Cette spécification concerne les systèmes de contreventement (1), (2) et (3) (cf. § 3.5) situés en zones sismiques IV, V et VI.

Effets locaux dus aux remplissages en maçonnerie ou en béton :

A cause de la vulnérabilité particulière des murs de remplissage des rez-de-chaussée, une irrégularité induite par le séisme doit être envisagée à ces niveaux. Il convient, alors, de prendre des dispositions particulières. En l'absence de méthode plus précise, il y a lieu de considérer la hauteur totale des poteaux du rez-de-chaussée comme la longueur critique et de la confiner en conséquence. Cette condition est applicable dans le cas des systèmes de contreventement (1), (2) et (3) (cf. § 3.5) situés dans les zones de sismicité IV, V et VI.

Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de :
 - 0.8% en zones I et II
 - 0.9% en zone III
 - 1.0% en zones IV, V et VI
- Leur pourcentage maximal sera de:
 - 4% en zone courante
 - 8% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de : 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de:
 - 50 ϕ en zones I, II et III
 - 60 ϕ en zones IV, V et VI
- La distance entre les barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas dépasser :
 - 20 cm en zones I, II et III
 - 15 cm en zones IV, V et VI

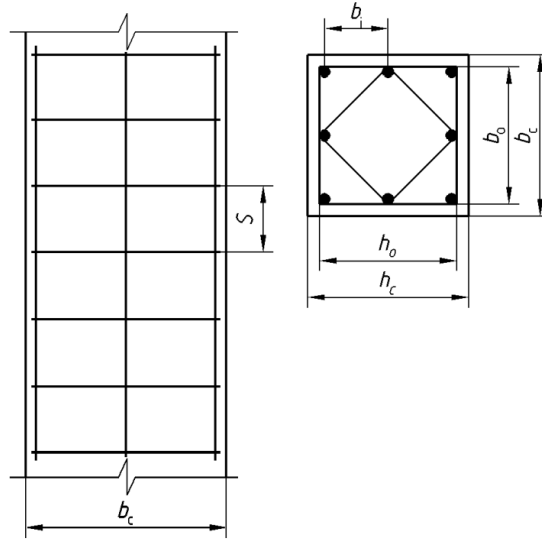
Au moins une armature intermédiaire doit être prévue entre les armatures d'angle le long de chaque face du poteau, pour assurer l'intégrité des nœuds poteau-poutre (cf. figure (7.2)).

Dans les zones critiques des poteaux, des armatures de confinement et des étriers d'au moins 6 mm de diamètre doivent être prévues avec un espacement suffisant pour assurer un minimum de ductilité et empêcher le flambement local des barres longitudinales.

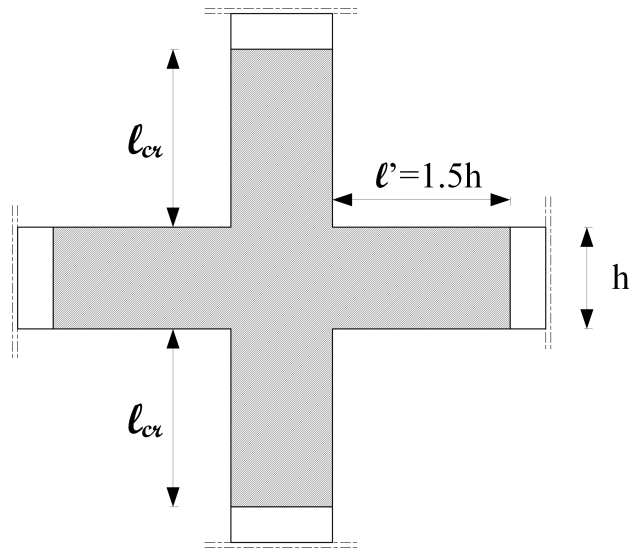
Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poteau-poutre, proprement dit, et les extrémités des éléments (poutres et poteaux) qui y concourent (cf. Figure (7.2)). Les longueurs à prendre en compte, pour chaque barre, sont données par Eqn. (7.2).

La longueur d'ancrage des armatures des poutres et des poteaux ancrées dans les noeuds poteaux-poutres doit être mesurée à partir d'un point de l'armature situé à une distance de $(5\phi_l)$ de la face du noeud, vers l'intérieur du noeud, pour prendre en compte l'extension de la zone plastifiée due aux déformations cycliques post-élastiques.



(a) Détails d'armatures longitudinales



(b) Détails de zone nodale

Figure 7.2: Détails d'armatures longitudinales et Détails de zone nodale

Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la forme :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{(\rho_a \cdot V_u)}{(h_l \cdot f_e)} \quad (7.3)$$

avec:

- A_t : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale
- V_u : effort tranchant de calcul
- h_1 : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant; il est pris égal à 2.50, si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5, et égal à 3.75, dans le cas contraire.
- t : espacement des armatures transversales (cf. Figure (7.5)) dont la valeur est déterminée par Eqn. (7.3). Par ailleurs, la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit:
 - dans la zone nodale (zone critique):

$$\begin{cases} t \leq \text{Min}(10\phi_l; 12.5 \text{ cm}) : \text{en zones I, II et III} \\ t \leq \text{min}(b_0/3, 10\text{cm}, 60\phi_l) : \text{en zones IV, V et VI} \end{cases}$$

avec:

- * b_0 : dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)
- * ϕ_l : diamètre minimal des barres longitudinales
- dans la zone courante :

$$\begin{cases} t' \leq 15\phi_l : \text{en zones I, II et III} \\ t' \leq \text{Min}(b_1/2; h_1/2; 10\phi_l) : \text{en zones IV, V et VI} \end{cases}$$

où: ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale ($\frac{A_t}{i.b_1}$) en % est donnée comme suit:

$$\begin{cases} 0.3\% \text{ si } : \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \text{ si } : \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler entre les 2 valeurs limites précédentes si } : 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

où: λ_g est l'élancement géométrique du poteau:

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \quad (7.4)$$

avec :

a et b , dimensions de la section droite du poteau, dans la direction de déformation considérée;
 l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° , ayant une longueur droite de $(10 \phi_t)$ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12\text{cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites).

7.4.3 Vérification spécifiques

Sollicitations normales

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des poteaux est limité par la condition suivante :

$$\left(\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \right) \leq 0.35 \quad (7.5)$$

Les symboles ont les mêmes significations qu'en § 7.1.3.

Commentaire : La limitation, cf. Eqn. (7.5), a pour objectif, à défaut d'empêcher la rupture d'une section critique d'un poteau (généralement soumis à une flexion composée), de la retarder ou, au cas où elle se produit, de faire en sorte qu'elle se manifeste, le plus souvent sous forme de rupture ductile, c'est-à-dire par rupture des aciers tendus (suite à leur allongement dans le palier plastique), préalablement à l'atteinte de la résistance ultime du béton comprimé. La disposition d'armatures transversales rapprochées, dans la zone critique concernée qu'elles confinent, contribue également à l'atteinte de cet objectif.

Sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton, τ_{bu} , sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite, $\bar{\tau}_{bu}$:

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \quad (7.6)$$

où: ρ_d est égal à 0.075 si l'élancement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5; il est égal à 0.04, dans le cas contraire.

Dans le cas de remplissage en maçonnerie, ne régnant pas sur toute la hauteur d'un poteau (présence d'ouvertures en vasistas par exemple), la hauteur de calcul de l'élancement géométrique sera celle de l'ouverture.

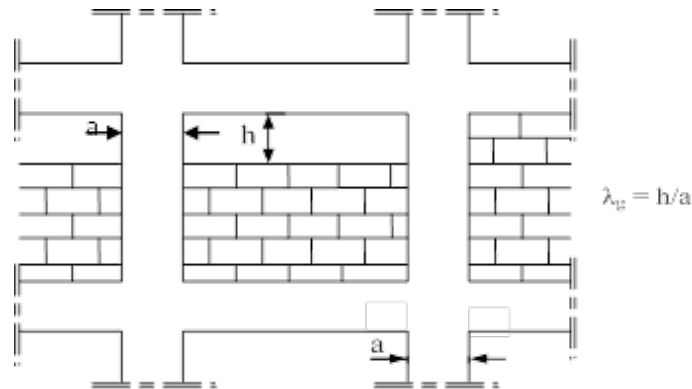


Figure 7.3: Cas de constitution de poteau court, par hauteur insuffisante de la maçonnerie de remplissage

Il y a lieu de noter que cette partie de poteau de hauteur h , considérée comme poteau court si $\lambda_g < 5$, doit être confinée par des armatures transversales calculées avec Eqn. (7.3) ou déduites des minima donnés au § 7.4.2.

Dans Eqn. (7.3), il y a lieu de bien veiller à ce que l'effort, V_u , sollicitant le poteau court, ait bien été calculé en considérant la grande raideur de ce dernier par rapport aux autres poteaux d'étage de hauteur "normale".

Les poteaux courts, d'une manière générale, amènent à de graves désordres à l'occasion de séismes, même modérés. Si leur usage ne peut-être évité, il est recommandé que des contreventements par voiles ou palées prennent l'essentiel de l'effort horizontal.

7.5 Spécifications pour les poutres

7.5.1 Coffrage

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après (cf. Figure (7.4)):

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} : \text{en zones I, II et III} \\ b \geq 25 \text{ cm} : \text{en zones IV, V et VI} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4.0 \\ b_{\max} \leq (1.5h + b_1) \end{array} \right.$$

où: h peut être ramenée à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voiles.

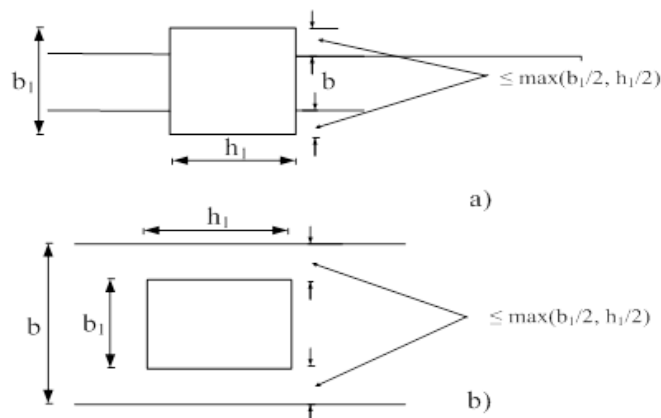


Figure 7.4: Dimension à respecter pour les poutres

7.5.2 Ferrailage

Exigences de ductilité pour la zone critique

Les zones d'une poutre qui s'étendent sur une distance ($l_{cr} = 1.5h$) depuis la section transversale d'extrémité où la poutre est connectée à un nœud poteau-poutre, ainsi que de part et d'autre de toute autre section transversale susceptible de plastification dans la situation sismique de calcul, doivent être considérées comme des zones critiques, h étant la hauteur de la poutre.

Dans les poutres supportant des éléments verticaux discontinus (interrompus), il convient de considérer les zones s'étendant sur une distance de $(2.h)$ de chaque côté de l'élément vertical supporté comme des zones critiques.

Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

avec:

- Au moins deux barres d'aciers longitudinaux, à haute adhérence de diamètre 14 mm (dans les zones IV, V et VI), doivent être placées sur les faces supérieure et inférieure, sur la longueur totale de la poutre ;
- Un quart de la section maximale d'armatures supérieures sur appuis est prolongée sur toute la longueur de la poutre.

Les poutres, supportant de faibles charges verticales, et sollicitées principalement, par les forces latérales sismiques, doivent avoir des armatures symétriques avec une section, en travée, au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- (50ϕ) en zones I, II et III
- (60ϕ) en zones IV, V et VI

L'ancrage des armatures longitudinales, supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle, doit être effectué conformément à la Figure (7.5) avec des crochets à 90° . Cette même figure illustre les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

Armatures transversales

Le diamètre ϕ_t des armatures de confinement ne doit pas être inférieur à 6 mm.

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

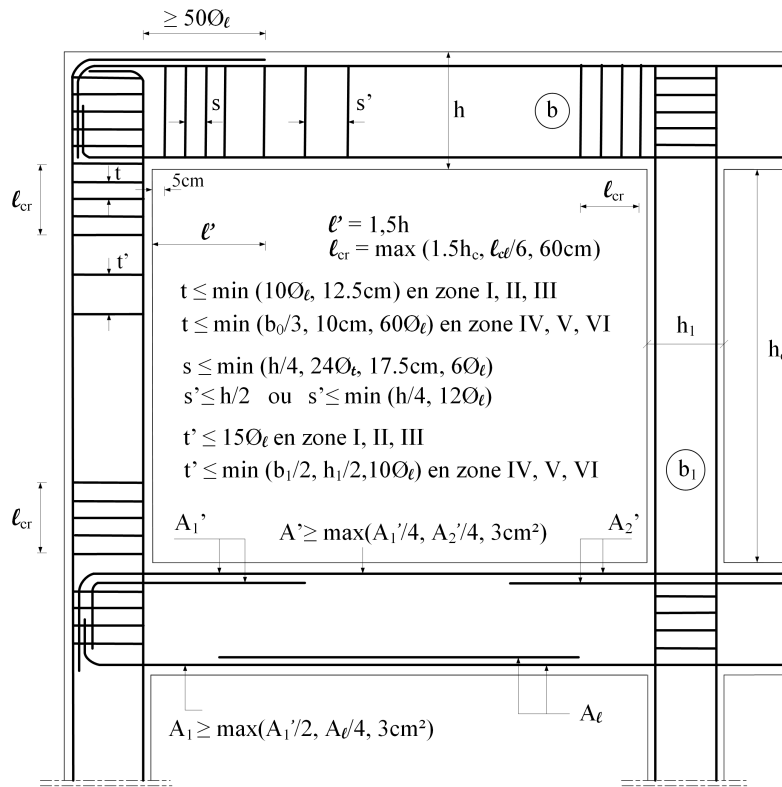
$$A_t = (0.003).s.b \quad (7.7)$$

L'espacement maximum, entre les armatures transversales, est déterminé comme suit :

- Dans les zones critiques:
 $s = \min(h/4; 24\phi_t; 17.5 \text{ cm}; 6\phi_l)$ avec:
 - h : hauteur de la poutre
 - ϕ_t : diamètre des armatures de confinement
 - ϕ_l : diamètre minimal des barres longitudinales
- En dehors de la zone critique:
 $s' \leq h/2$
 avec :
 $s' = \min(h/4; 12\phi_l)$ si les armatures comprimées sont nécessaires

ϕ_l : plus petit diamètre utilisé parmi les armatures longitudinales. Dans le cas d'une section en travée, avec armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre utilisé parmi les aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm, au plus, du nu de l'appui ou de l'encastrement.



ℓ_{cl} : longueur libre

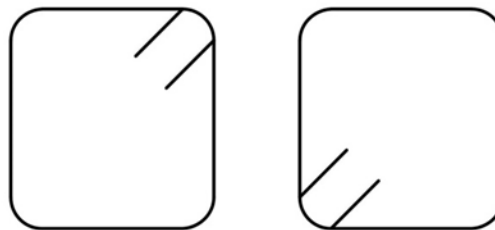
ℓ_{cr} : longueur critique

h_c : plus grande dimension de la section transversale du poteau

ℓ' : longueur critique de la poutre

b_0 : dimension minimal du noyau béton

(a) Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale



(b) Deux cadres fermés (avec alternance dans l'orientation)

Figure 7.5: Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres

7.6 Spécifications pour les noeuds poteaux-poutres

7.6.1 Dispositions constructives

Les dispositions constructives, données au § 7.4 pour les poteaux et au § 7.5 pour les poutres, et telles que reprises, en particulier sur la Figure (7.5), doivent être respectées pour leurs parties communes que sont les nœuds afin d'assurer un minimum requis de confinement pour préserver au maximum l'intégrité de ces derniers et permettre, au reste de la structure, de déployer ses capacités

de dissipation d'énergie.

Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé, des U d'un cadre, soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm, entre deux cadres, et au minimum trois cadres par nœud.

7.6.2 Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissants

Dans les bâtiments à plusieurs étages, la formation d'un mécanisme plastique sur un seul niveau doit être évitée, 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, la somme des moments résistants ultimes, des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud, est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues, des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses, majorée d'un coefficient de 1.30 (cf. Eqn. (7.8)). Cette condition est satisfaite à tous les nœuds de poutres primaires ou secondaires avec des poteaux (cf. Figure (7.6)).

Il y a lieu de noter que cette exigence ne s'applique pas au dernier niveau de bâtiments à plusieurs étages.

$$\begin{cases} |M_{Rcn}| + |M_{Rcs}| \geq 1.30(|M_{Rbw}| + |M_{Rbe}|) \\ |M'_{Rcn}| + |M'_{Rcs}| \geq 1.30(|M'_{Rbw}| + |M'_{Rbe}|) \end{cases} \quad (7.8)$$

Eqn. (7.8) ne s'applique pas aux portiques contreventés par des voiles (système 6)

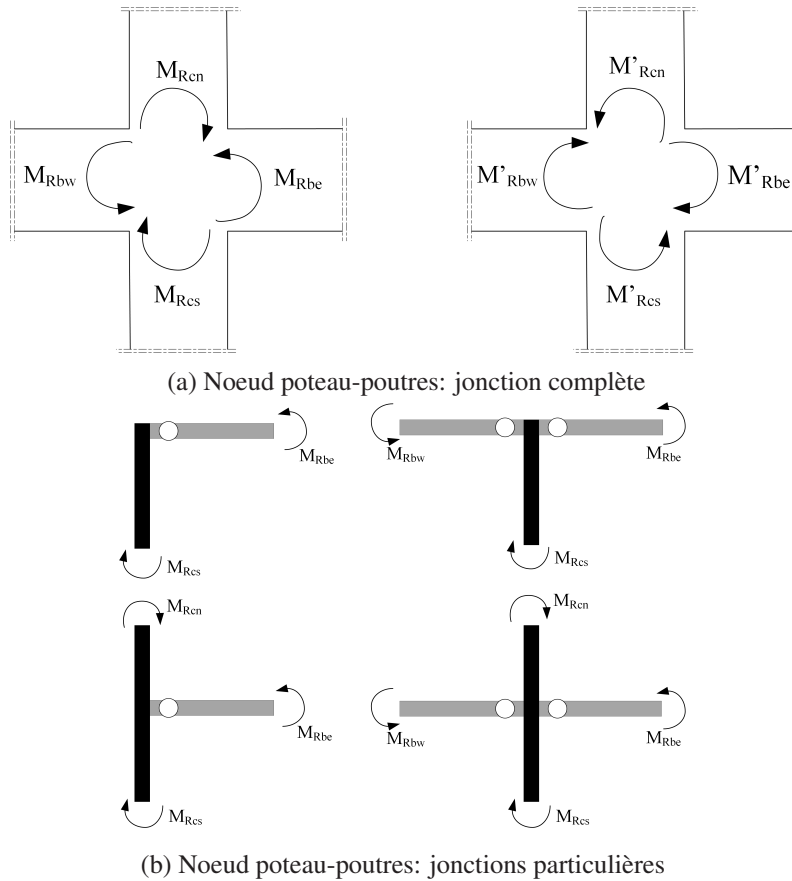


Figure 7.6: Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau

7.7 Voiles de contreventement

7.7.1 Coffrages

Sont considérés et pris en compte comme voiles de contreventement, au sens du présent document technique réglementaire, les éléments de contreventement satisfaisant la condition exprimée par Eqn. (7.9), cf. Figure (7.7) :

$$l_w \geq \max\left(\frac{h_e}{3}, 4b_w, 1 \text{ m}\right) \quad (7.9)$$

où: l_w représente la longueur du voile. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

L'épaisseur minimale (b_w) doit respecter la condition suivante : $b_w \geq \max(15 \text{ cm}, \frac{h_e}{20})$

Par ailleurs, en plus des résultats donnés par les calculs de dimensionnement, ou de vérification requis, et pour des considérations de stabilité de forme (non flambement), l'épaisseur doit être déterminée en fonction de h_e , la hauteur libre du niveau, et des conditions de rigidité aux extrémités, cf. Figure (7.8).

Pour les calculs de l'inertie des voiles, il est admis de considérer l'influence des voiles perpendiculaires. La longueur du voile, prise en compte de chaque côté, devrait être la plus petite des valeurs indiquées par Figure (7.9).

Commentaire : Les dispositions des coffrages, énoncées au § 7.7.1, permettent d'éviter les vérifications de stabilité au voilement (flambement latéral) des voiles de contreventement.

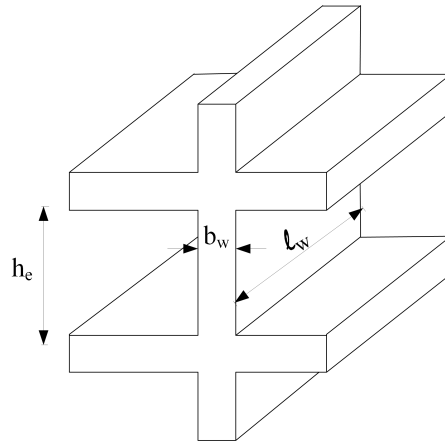


Figure 7.7: Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres

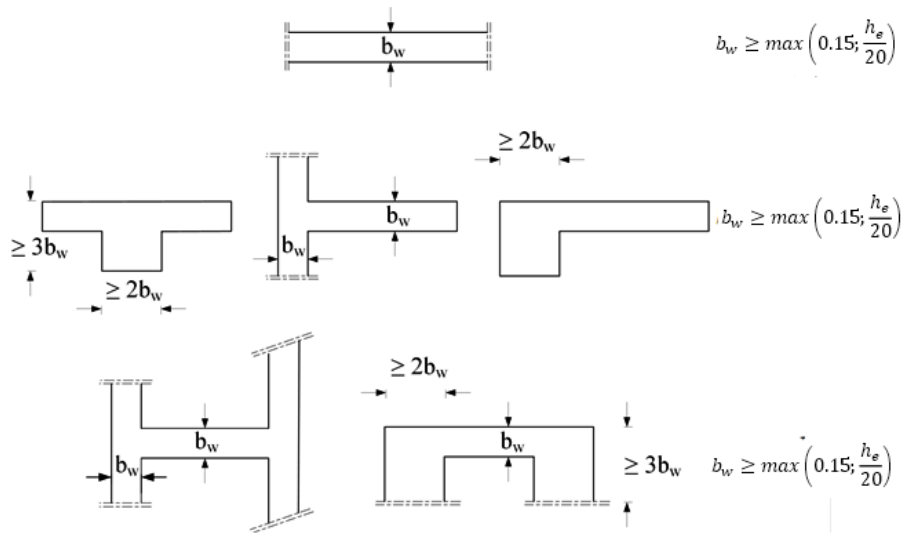


Figure 7.8: Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations

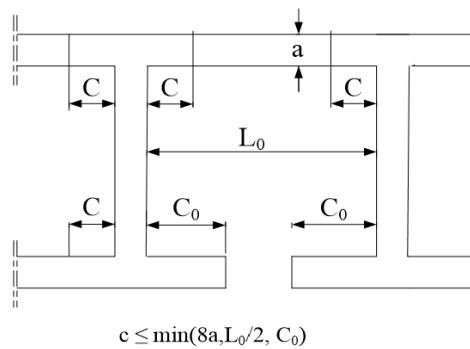


Figure 7.9: Prise en compte des voiles de retour

Il convient d'éviter les ouvertures non organisées, disposées de manière irrégulière dans les voiles, à moins que leur influence ne soit négligeable ou prise en compte dans l'analyse, le dimensionnement et les dispositions constructives.

7.7.2 Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux

En addition aux spécifications du § 7.3, la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon Eqns.(7.10) & (7.11):

$$\tau_b \leq 0.2f_{c28} \quad (7.10)$$

où:

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \quad (7.11)$$

avec:

- $\bar{V} = 1.4V_{u,calcul}$
- b_0 : épaisseur du linteau ou du voile
- d : hauteur utile avec $d = 0.9h$
- h : hauteur totale de la section brute

7.7.3 Ferrailages des linteaux

Premier cas : $\tau_b \leq (0.06f_{c28})$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, avec les efforts M et V.

On devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
- des aciers transversaux (A_t)
- des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c)

a) Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par Eqn. (7.12):

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e} \quad (7.12)$$

avec : $z = h - 2d'$

où:

- h : hauteur totale de la section du linteau
- d' : distance d'enrobage
- M : moment dû à l'effort tranchant ($\bar{V}$) avec $\bar{V} = 1.4V_{u,calcul}$

b) Aciers transversaux :

(a) Premier sous- cas : linteaux longs ($[\lambda_g = \frac{l}{h}] > 1$)

On doit vérifier :

$$s \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{\bar{V}} \quad (7.13)$$

avec : $z = h - 2d'$

où:

- s : espacement des cours d'armatures transversales
- A_t : section d'un cours d'armatures transversales
- $\bar{V}$: effort tranchant, dans la section considérée, égal à $(1.4V_{u,calcul})$
- l : portée du linteau

(b) Deuxième sous- cas : linteaux courts ($[\lambda_g = \frac{l}{h}] \leq 1$)

On doit vérifier :

$$s \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{V + A_t \cdot f_e} \quad (7.14)$$

avec:

$$V_l = \frac{|M_{ci} + M_{cj}|}{J_{ij}} \quad (7.15)$$

où:

- $V_2 = 2 \cdot V_{u,calcul}$
- $V = \min(V_1, V_2)$

et:

- M_{ci} et M_{cj} : moments « résistants ultimes » des sections d'about, à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} , et calculés par :

$$M_c = A_l \cdot f_e \cdot z$$

avec : $z = h - 2d'$, (cf. Figure (7.10))

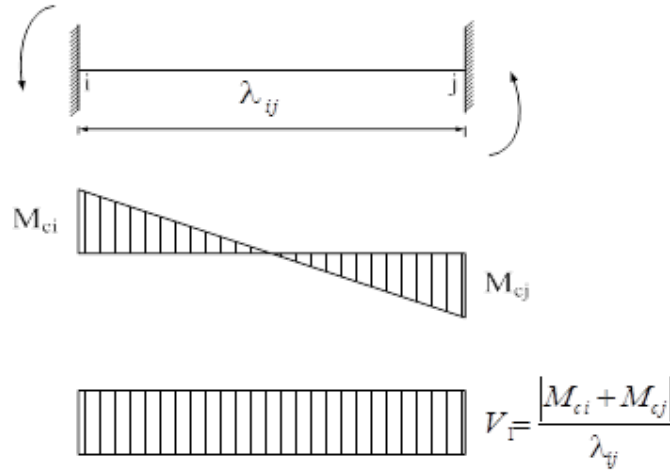


Figure 7.10: Effort tranchant et moment dans le linteau

Deuxième cas : $\tau_b > (0.06f_{c28})$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M , V) sont repris par des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales, de section A_D , à disposer obligatoirement (cf. Figure (7.11)).

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin(\alpha)} \quad (7.16)$$

avec:

•

$$\tan(\alpha) = \frac{h - 2d'}{l} : \text{(cf. Figure (7.12))}$$

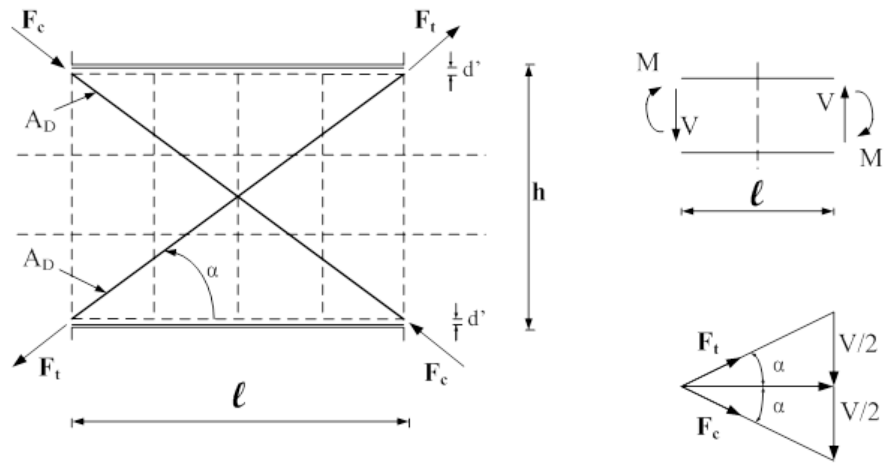


Figure 7.11: Efforts dans les bielles du linteau

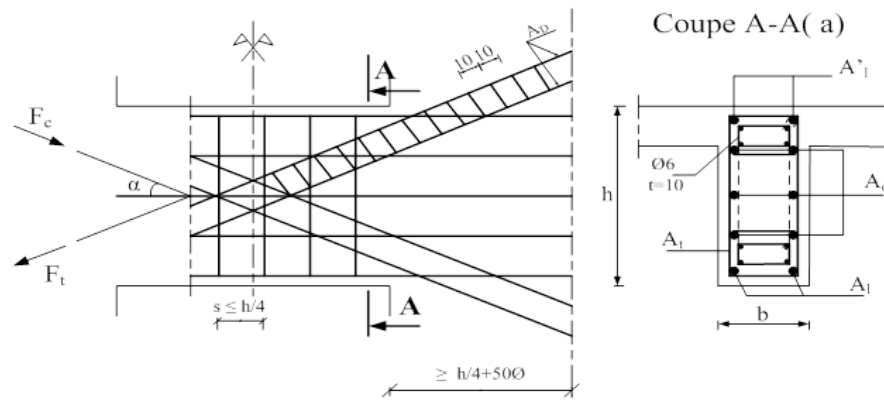


Figure 7.12: Armatures de linteaux

- $V = V_{calcul}$ (sans majoration).

$$\text{Armatures de linteaux} \left\{ \begin{array}{l} A_l, A'_l \geq 0.0015bh \\ A_c \geq 0.0020bh \\ \left. \begin{array}{l} A_D \\ A_t \end{array} \right\} \begin{cases} \geq 0.0015bh : \text{si } \tau_b > 0.06f_{c28} \\ = 0 : \text{si } \tau_b \leq 0.06f_{c28} \end{cases} \\ \left. \begin{array}{l} A_t \end{array} \right\} \begin{cases} \geq 0.0015bs : \text{si } \tau_b \leq 0.025f_{c28} \\ \geq 0.0025bs : \text{si } \tau_b > 0.025f_{c28} \end{cases} \end{array} \right.$$

Ferraillage minimal (cf. figure (7.12))

a) **Aciers longitudinaux :**

$$(A_l, A'_l) \geq 0.0025b.h \quad (7.17)$$

b) **Armatures transversales :**

- pour $\tau_b \leq 0.025f_{c28}$:

$$A_t \geq 0.0015bs \quad (7.18)$$

- pour $\tau_b > 0.025f_{c28}$:

$$A_t > 0.0025b.s \quad (7.19)$$

c) **Armatures en section courante (armatures de peau):** Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.**7.7.4 Ferrailages des voiles et des trumeaux**

Les trumeaux et les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant. L'effort normal de compression de calcul est limité par la prescription d'Eqn. (7.22).

Moyennant la satisfaction des conditions de dimensionnement fixées au § 7.7.1, le calcul des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles de béton armé en vigueur.

Pour les voiles élancés ($(h_w/l_w) > 2.0$), le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile (cf. Figure (7.13)).

Pour les voiles courts ($(h_w/l_w) \leq 2.0$), il n'est pas nécessaire de modifier les moments fléchissants, résultant du calcul de structure.

Commentaire: L'enveloppe de calcul, du diagramme de moment fléchissant, est construite en deux étapes :

- la première étape consiste à avoir l'enveloppe linéaire qui joint le moment maximal à la base à celui au sommet.
- La deuxième étape consiste à décaler cette enveloppe linéaire verticalement par la hauteur critique.

Le diagramme du moment fléchissant, pour les systèmes à contreventement mixte, peut éventuellement être négatif dans les étages supérieurs (cf. Figure (7.13)).

La hauteur, h_{cr} , de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit (cf. Figure (7.13)) :

$$h_{cr} = \max(l_w, \frac{h_w}{6}) \quad (7.20)$$

et:

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w \\ h_e: \text{ pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2.h_e: \text{ pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases} \quad (7.21)$$

avec: h_e est la hauteur libre, de chaque niveau, la base étant le niveau des fondations ou de l'encastrement dans le soubassement, en présence de diaphragmes et de voiles périphériques adéquats.

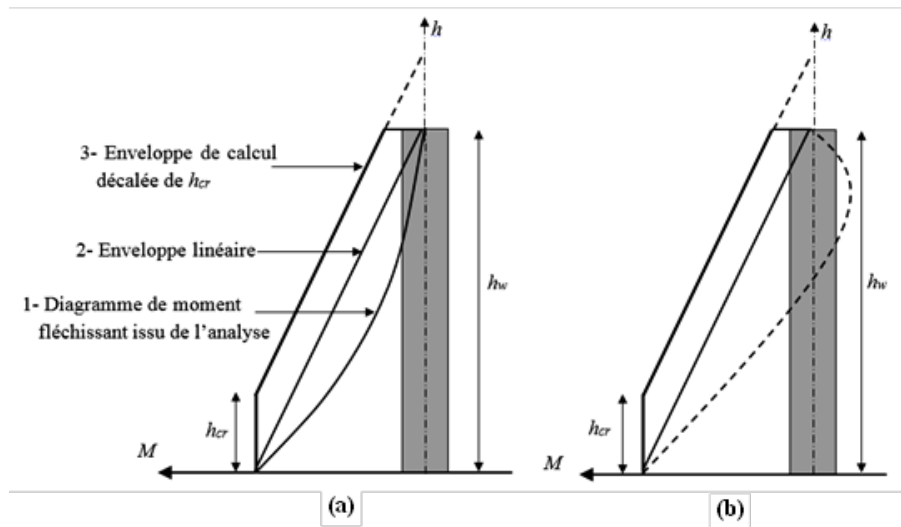


Figure 7.13: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant

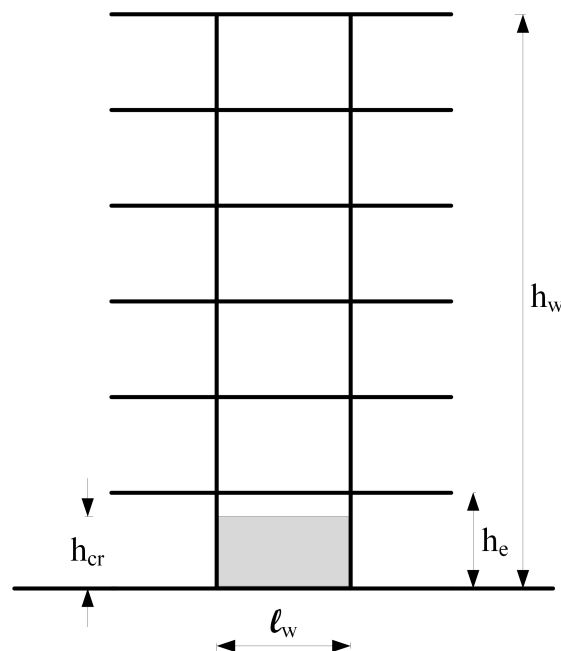


Figure 7.14: Zone critique à la base du voile

Pour les systèmes à contreventement mixte, contenant des voiles élancés, l'enveloppe de calcul modifiée, pour les efforts tranchants, est donnée par la figure 7.15.

Commentaire:

L'enveloppe de calcul du diagramme des efforts tranchants est construite en trois étapes :

- *La première étape consiste à amplifier le diagramme initial de 40%.*
- *La deuxième étape consiste à maintenir la courbe amplifiée de la base du voile jusqu'à une hauteur égale à $(h_w/3)$.*
- *La troisième étape consiste en une enveloppe linéaire entre $(h_w/3)$ et le sommet du voile.*

L'enveloppe de calcul modifiée pour les efforts tranchants est valable uniquement pour les systèmes à contreventement mixte. Cette modification est faite pour de tenir compte des incertitudes

dues aux modes supérieurs.

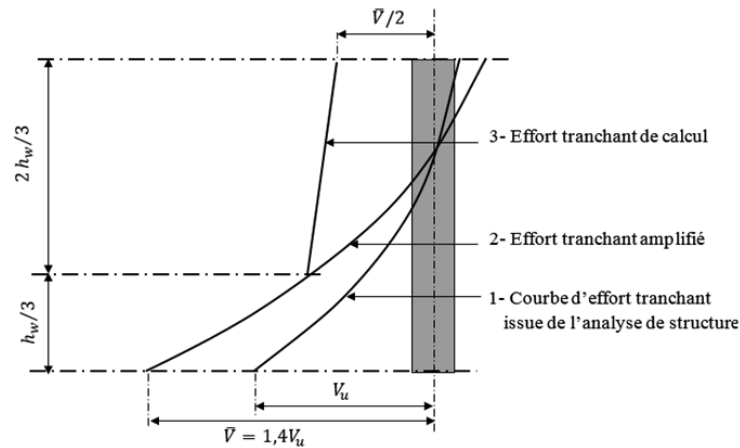


Figure 7.15: Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants dans les voiles élancés des systèmes à contreventement mixte

Commentaire:

Il convient de considérer des sections de voiles composées de parties rectangulaires liées entre elles ou s'intersectant (sections en L, T, U, I ou similaires) comme des sections uniques composées d'une ou de plusieurs âmes parallèles à la direction de l'effort tranchant sismique agissant et d'un ou de plusieurs raidisseurs perpendiculaires.

Pour le calcul de la résistance à la flexion, il convient de prendre en compte la largeur participante de membrure raidisseuse de part et d'autre de chaque âme, s'étendant à partir de la face de l'âme de la valeur minimale de :

- la longueur réelle de la membrure ;
- la moitié de la distance à une âme adjacente du voile ;
- 25 % de la hauteur totale du voile au-dessus du niveau considéré.

Exigences de ductilité pour la zone critique

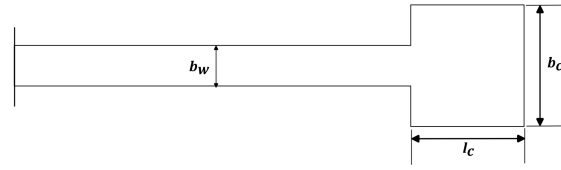
Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (en flexion composée), sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$\left(v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \right) \leq 0.40 \quad (7.22)$$

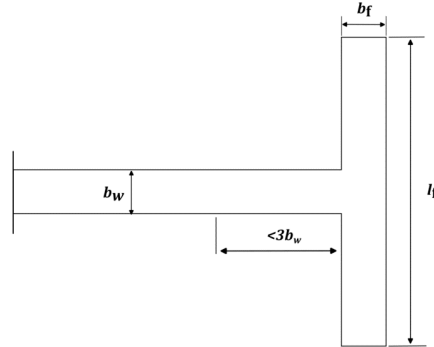
Ces limites sont à respecter dans les vérifications sous combinaisons sismiques réglementaires. Les symboles ont les mêmes significations qu'au § 7.1.3.

Commentaire : La limitation, exprimée par Eqn. (7.22), a pour objectif, à défaut d'empêcher la rupture d'une section critique d'un voile (généralement soumis à une flexion composée), de la retarder ou, au cas où elle se produit, de faire en sorte qu'elle se manifeste, le plus souvent sous forme de rupture ductile, c'est-à-dire par rupture des aciers tendus (suite à leur allongement dans le palier plastique), préalablement à l'atteinte de la résistance ultime du béton comprimé. La disposition d'armatures transversales rapprochées, dans la zone critique concernée qu'elles

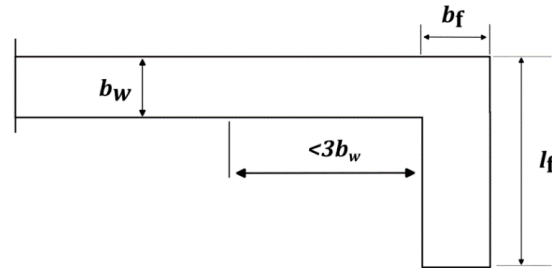
confinent, contribue également à l'atteinte de cet objectif.



(a) Epaisseur minimale des éléments de rive confinés



(b) Configuration de l'extrémité du voile en contact avec membrure raidisseuse transversale importante



(c) Configuration de l'extrémité du voile en contact avec membrure raidisseuse transversale importante

Figure 7.16: Eléments de rives

Le béton situé aux extrémités des voiles (éléments de rive) est confiné sur une longueur, l_c , mesurée à partir du bord du voile jusqu'au point correspondant à une déformation critique du béton prise égale à $\varepsilon_{cu} = 0,35\%$ (cf. Figure (7.16)). Cet élément de rive peut comprendre des membrures perpendiculaires au voile. La longueur de l'élément de rive doit respecter :

$$l_c \geq \max(0.15l_w; 1.5b_w) \quad (7.23)$$

avec:

- l_w : longueur du voile
- b_w : largeur de l'âme du voile

L'épaisseur de l'élément de rive confiné doit respecter la condition suivante :

$$b_c \geq \max(20 \text{ cm} ; \frac{h_e}{20}) \quad (7.24)$$

Si le voile est relié à une membrure raidisseuse d'une épaisseur ($b_f \geq h_e/15$) et d'une longueur ($l_f \geq h_e/5$) et si l'élément de rive confiné doit être prolongé au-delà de la membrure dans l'âme sur une longueur supplémentaire allant jusqu'à ($3b_w$), alors l'épaisseur de l'élément de rive confiné b_c reste égale à b_w .

Le pourcentage des armatures longitudinales, dans les éléments de rive, χ_u , doit rester au moins égal à 0.5% de la surface de la zone confinée.

$$\chi_u = (v_d + \omega_v) \frac{h_c \cdot b_c}{b_0} \quad (7.25)$$

$$v_d = \frac{N_d}{h_c \cdot b_c \cdot f_{cd}} \quad (7.26)$$

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{h_c \cdot b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (7.27)$$

avec:

- v_d : effort normal réduit, cas d'une section rectangulaire
- h_c : longueur de la partie confinée
- b_c : largeur de la partie confinée égale à b_w dans le cas d'une section rectangulaire
- b_w : largeur du voile
- ω_v : pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes
- A_{sv} : section de ferrailage correspondant à la section du voile ($h_c \cdot b_w$)
- f_{yd} : valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier
- f_{cd} : valeur de calcul de la résistance du béton à la compression

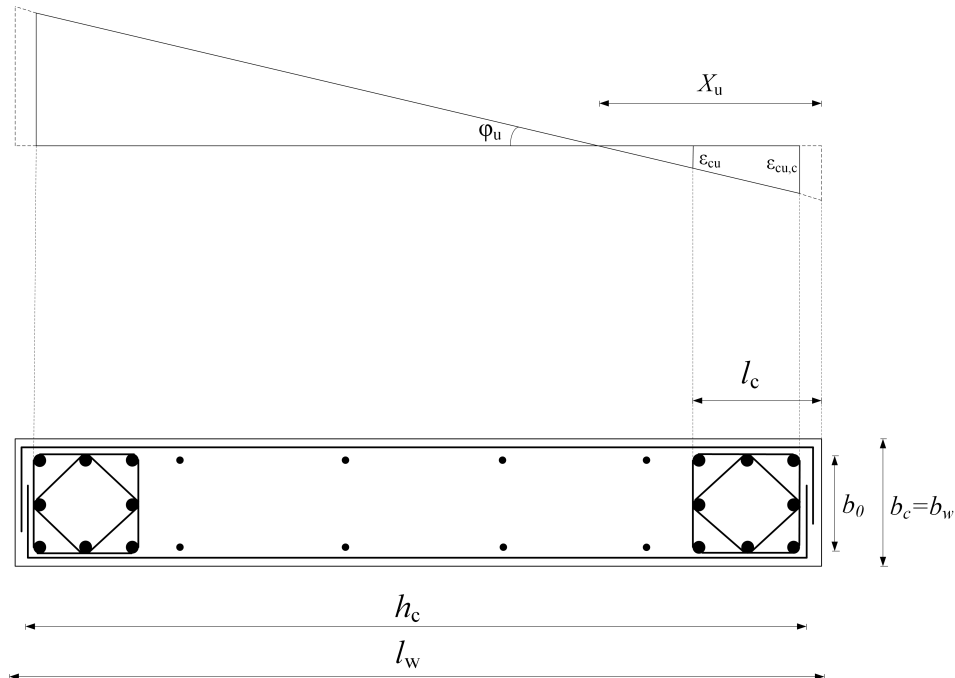


Figure 7.17: Eléments de rive pour les voiles

Les barres verticales, des éléments de rive, devraient être confinées avec des cadres et/ou des épingles horizontales dont l'espacement vertical doit satisfaire la condition suivante :

$$s_t \leq \min(b_c/2, 20 \text{ cm}, 8 \cdot \phi_l) \quad (7.28)$$

avec: ϕ_l représente le diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive.

La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne doit pas dépasser 20cm.

La section des armatures de confinement dans les éléments de rive, (A_t), mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, doit être présente sur la hauteur (h_{cr}) et doit satisfaire les conditions :

$$A_t \geq 0.09 s_t \cdot b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} \quad (7.29)$$

$$A_t \geq 0.3 s_t \cdot b_0 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} \quad (7.30)$$

où :

- b_0 représente l'épaisseur confinée de l'élément de rive
- (A_g/A_c) représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée

Au-dessus de la zone critique, et en respectant la disposition de contreventement en voiles dans deux directions orthogonales, le calcul des voiles et des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen, en appliquant les règles de béton armé en vigueur.

Il convient, en outre, de prévoir des éléments de rive sur un niveau supplémentaire, avec au moins la moitié des armatures de confinement requises dans la zone critique.

Aciers verticaux

Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des épingles espacées d'environ 500 mm.

Les armatures d'âme doivent avoir un diamètre non inférieur à 8 mm, mais non supérieur à un huitième de la largeur b_w de l'âme.

L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Le ferrailage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire Eqn. (7.31):

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z \cdot f_e} \quad (7.31)$$

avec:

- $\bar{V}$: effort tranchant de calcul, $\bar{V} = 1.4 V_{u,calcul}$
- z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

Règles communes

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

$$s \leq \min(1.5b_w, 25\text{cm}) \quad (7.32)$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles/m².

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser ($\frac{b_w}{10}$).

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales dans l'âme du voile est de 0,2%.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $60\phi_l$ pour les barres situées dans les zones IV, V et VI ;
- $50\phi_l$ pour les barres situées dans les zones I, II et III.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \left(\frac{\bar{V}}{f_e} \right) \quad (7.33)$$

avec: $\bar{V} = 1.4V_{u,calcul}$

Seul est rajouté l'écart entre la section obtenue par Eqn. (7.33) et celle des barres existantes. Elle doit être constituée d'armatures de diamètre minimum de 10mm avec une longueur minimum d'ancrage de ($50\phi_l$).

7.8 Jonction d'armatures

Il ne doit pas y avoir de jonction par recouvrement par soudure à l'intérieur des zones critiques des éléments de structure.

Il peut y avoir des jonctions par coupleurs mécaniques dans les poteaux et les voiles, si le fonctionnement de ces dispositifs est validé par des essais appropriés en conformité aux normes d'essais portant sur les dispositifs de rabouillage mécanique des barres.

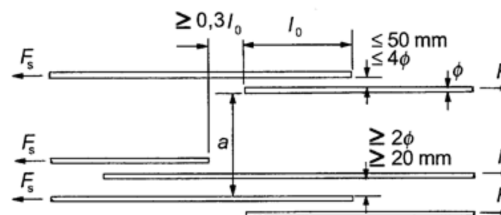


Figure 7.18: Recouvrements voisins

avec:

- l_0 : longueur minimale de recouvrement
- a : distance entre barres
- ϕ : diamètre de la barre tendue

Les recouvrements des barres doivent respecter les dispositions de la figure (7.18), et ne doivent pas être disposées dans des zones fortement sollicitées (rotules plastiques, par exemple).

7.9 Dispositions propres aux dalles et aux diaphragmes

Il doit exister un chaînage périphérique continu (cf. Figure (7.17)), d'au moins 3cm^2 de section d'acier et un chaînage, au croisement de chaque élément de contreventement avec le plancher, de section minimale, égale 1.5cm^2 , et respectant la règle de:

- $(0.28L)$ dans le cas de contreventement par voile
- $(0.50L)$ dans le cas de contreventement par portiques

avec:

L (unité: m) : largeur chaînée.

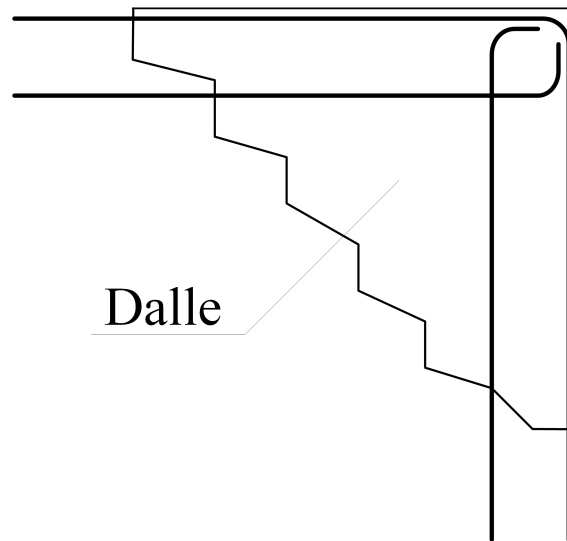


Figure 7.19: Chainages des dalles et des diaphragmes

STRUCTURES EN ACIER

8	STRUCTURES EN ACIER	131
8.1	Conditions d'application	
8.2	Systèmes de contreventement	
8.3	Ossatures en portiques	
8.4	Palées de contreventement à barres centrées	



8. STRUCTURES EN ACIER

8.1 Conditions d'application

La conception, le dimensionnement ainsi que l'exécution des ossatures métalliques de bâtiments, en zones sismiques, doivent satisfaire simultanément aux règles énoncées dans le présent document technique réglementaire et à celles prescrites par les autres règlements en vigueur.

La conception, le dimensionnement, ainsi que l'exécution des ossatures métalliques, fabriquées à partir d'aciers de construction laminés à chaud, doivent respecter les dispositions énoncées aux § 8.3 et § 8.4. Les aciers de construction, utilisés dans les éléments de ces ossatures, doivent être conformes aux normes en vigueur et doivent respecter les exigences, énoncées dans les règles, en vigueur, de conception et de calcul des structures en acier.

Quelques recommandations pour la conception, le dimensionnement, ainsi que l'exécution des constructions en profilés formés à froid sont proposées en Annexe E.

8.2 Systèmes de contreventement

8.2.1 Types de Structures

Les prescriptions et indications nécessaires au dimensionnement des ossatures en portiques sont développées au paragraphe 8.3.

Les prescriptions et indications nécessaires au dimensionnement des ossatures avec palées de contreventement à barres centrées sont développées au paragraphe 8.4.

Pour les ossatures en portiques, avec palées de contreventement à barres centrées, il y a lieu de se référer aux § 8.3 et § 8.4.

8.2.2 Prescriptions pour le choix des classes de sections en fonction de du coefficient de comportement

Il convient d'assurer une ductilité locale suffisante des éléments qui dissipent l'énergie par compression ou/et par flexion, par la limitation du rapport largeur sur épaisseur (b/t), selon les classes de sections précisées dans les règles CCM en vigueur. Ces dernières sont fixées en fonction de la valeur du coefficient de comportement R (cf. Tableau (8.1)).

Coefficient de comportement, R	Classes de la section
$R > 4$	1
$2 \leq R < 4$	1 ou 2
$R \leq 2$	1, 2 ou 3

Table 8.1: : Prescriptions pour le choix des classes de sections selon la valeur du coefficient, R

8.3 Ossatures en portiques

8.3.1 Principes généraux

Cette section énonce les dispositions régissant la conception, le dimensionnement, ainsi que l'exécution des portiques, lesquels sont classés en deux catégories :

- Les ossatures en portiques, sans remplissage en maçonnerie ou avec remplissage en maçonnerie isolé
- Les ossatures en portiques, avec remplissage en maçonnerie rigide

8.3.2 Assemblages

Les assemblages doivent respecter plusieurs exigences:

- Chaque assemblage poteau-poutre, d'un portique, doit être de type rigide et être capable de développer, dans la poutre, la capacité plastique totale de cette dernière.
- Dans le cas où les assemblages poteaux-poutres d'un portique sont boulonnés, ces assemblages doivent être conçus, calculés et réalisés comme des assemblages travaillant au cisaillement, de type résistant au glissement à l'état- limite ultime sous l'action sismique, et utilisant des boulons précontraints à haute résistance et à serrage contrôlé.
- Pour les aciers de construction dont la résistance ultime spécifiée est de moins de 1.5 fois la résistance limite d'élasticité spécifiée, les rotules plastiques devant se former dans les poutres, pendant les déformations inélastiques du portique, ne doivent pas apparaître en des endroits où l'aire de la semelle a été réduite, par exemple par des trous pour boulons. A titre indicatif, cette condition est remplie pour les aciers de nuances FE 360 et FE 430 mais elle ne l'est pas nécessairement pour la nuance FE 510.
- Les cordons de soudure des assemblages soudés des portiques doivent être contrôlés par des méthodes de contrôle non destructif conformes aux normes y afférentes, et ce, particulièrement pour les ouvrages des groupes 1A et 1B implantés en zone sismique IV, V et VI.

8.3.3 Règles détaillées de vérification pour les portiques

Critères particuliers

Pour s'assurer d'un minimum de ductilité globale de la structure, il convient de satisfaire aux règles données au § 8.3.3 afin d'obtenir le schéma exigé de formation des rotules.

Poutres

Il convient de vérifier que les poutres disposent d'une sécurité suffisante, vis-à-vis de la ruine par flambement latéral ou par déversement, conformément aux règles CCM, en supposant que le moment plastique se forme à une extrémité de la poutre (l'extrémité la plus sollicitée dans la situation sismique de calcul).

Au droit des rotules plastiques des poutres, il convient de vérifier que le moment complet de résistance plastique et la capacité de rotation ne sont pas réduits par l'effort de compression et par l'effort tranchant. Dans ce but, il convient de vérifier les inégalités suivantes aux endroits où les rotules plastiques sont censées se former :

$$\frac{M_{Sd}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0 \quad (8.1)$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \leq 0.15 \quad (8.2)$$

$$\frac{V_{G,Sd} + V_{M,Sd}}{V_{pl,Rd}} \leq 0.5 \quad (8.3)$$

avec :

- N_{Sd} : valeur de calcul de l'effort axial
- M_{Sd} : valeur de calcul du moment fléchissant
- $N_{pl,Rd}, M_{pl,Rd}, V_{pl,Rd}$: valeurs de calcul des efforts et moments résistants plastiques, conformément aux règles CCM
- $V_{G,Sd}$: valeur de calcul de l'effort tranchant dû aux actions non sismiques
- $V_{M,Sd}$: valeur de calcul de l'effort tranchant dû à l'application des moments résistants $M_{Rd,A}$ et $M_{Rd,B}$ avec des signes différents aux extrémités A et B de la poutre

Commentaire :

Pour les sections appartenant à la classe 3, il convient de vérifier la condition (8.1) en remplaçant $M_{pl,Rd}$ par $M_{el,Rd}$.

Poteaux

Les poteaux doivent être vérifiés en compression, en prenant en compte la combinaison la plus défavorable de l'effort normal et des moments fléchissant. Pour les vérifications, il convient de calculer N_{Sd} , M_{Sd} et V_{Sd} comme suit :

$$N_{Sd} = N_{Sd,G} + 1.1\gamma_{ov}\cdot\Omega\cdot N_{Sd,E} \quad (8.4)$$

$$M_{Sd} = M_{Sd,G} + 1.1\gamma_{ov}\cdot\Omega\cdot M_{Sd,E} \quad (8.5)$$

$$V_{Sd} = V_{Sd,G} + 1.1\gamma_{ov}\cdot\Omega\cdot V_{Sd,E} \quad (8.6)$$

avec:

- $N_{Sd,G}(M_{Sd,G}, V_{Sd,G})$: effort de compression (respectivement, moment fléchissant et effort tranchant) dans le poteau, dû aux actions non sismiques incluses dans la combinaison d'actions pour la situation sismique de calcul
- $N_{Sd,E}(M_{Sd,E}, V_{Sd,E})$: effort de compression (respectivement, moment fléchissant et effort tranchant) dans le poteau, dû à l'action sismique de calcul
- γ_{ov} : coefficient de sur-résistance de matériau qui prend en compte l'éventualité d'une limite d'élasticité réelle de l'acier supérieure à la limite d'élasticité nominale; la valeur est prise égale à $\gamma_{ov} = 1.25$ sauf justification spécifique.
- Ω : valeur minimale de $\Omega_i = \frac{M_{pl,Rd,i}}{M_{Sd,i}}$ de toutes les poutres dans lesquelles se situent des zones dissipatives ; $M_{Sd,i}$ est la valeur de calcul du moment fléchissant, dans la poutre i dans la situation sismique de calcul, et $M_{pl,Rd,i}$ est le moment plastique correspondant.

Il convient que la vérification de la résistance des poteaux soit faite conformément aux règles CCM.

Il y a lieu que la transmission des efforts des poutres aux poteaux respecte les règles de calcul données dans le règlement CCM.

Il convient que l'effort tranchant des poteaux, V_{Sd} , résultant de l'analyse de la structure, respecte la condition suivante :

$$\frac{V_{Sd}}{V_{pl,Rd}} \geq 0.5 \quad (8.7)$$

Dans les panneaux d'âme d'assemblages poutre-poteau de portiques (cf. Figure (8.1)), il convient de vérifier la condition suivante :

$$\frac{V_{wp,Sd}}{V_{wp,Rd}} \geq 1.0 \quad (8.8)$$

avec:

- $V_{wp,Sd}$: valeur de calcul de l'effort tranchant dans le panneau d'âme, due aux effets des actions
- $V_{wp,Rd}$: valeur de calcul de la résistance à l'effort tranchant du panneau d'âme

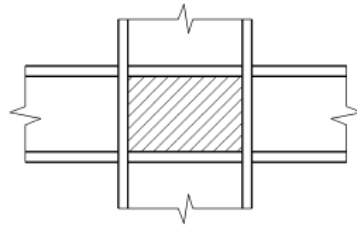


Figure 8.1: Panneau d'âme bordé par des semelles et des raidisseurs

Il convient également de vérifier que la résistance au voilement, par cisaillement des panneaux d'âme, est assurée.

Spécifications pour les nœuds poteaux –poutres

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement, et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique, le critère suivant :

$$\frac{\sum M_{c,Rd}}{\sum M_{b,pl,Rd}} \geq 1.3 \quad (8.9)$$

où:

- $\sum M_{c,Rd}$: est la somme des valeurs de calculs des moments résistants des poteaux connectés à un nœud. Le moment résistant, $M_{c,Rd}$, dans un poteau doit être pris égal à la valeur minimale des valeurs réduites du moment résistant en fonction de l'effort normal, dû à la situation sismique de calcul, le long de ce poteau.
- $\sum M_{b,pl,Rd}$: est la somme des valeurs de calculs des moments résistants des poutres connectées à ce nœud.

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

Il peut être dérogé à cette prescription à la base du portique, au dernier plancher des bâtiments à étages multiples, et dans le cas des bâtiments à un seul niveau.

8.4 Palées de contreventement à barres centrées

8.4.1 Principes généraux

La conception et le dimensionnement des palées de contreventement à barres centrées doivent respecter les dispositions énoncées dans ce paragraphe.

8.4.2 Palées de contreventement à barres centrées

Les palées de contreventement à barres centrées autorisées sont de 2 types:

- **Palées en X** : Dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donné de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature.
- **Palées en V** : Dans ce type de palée, le point d'intersection des diagonales se trouve sur la barre horizontale. La résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendues et des barres comprimées. Le comportement dissipatif global de ce type de palée est de moindre efficacité.

A titre indicatif, les ossatures métalliques représentées dans les Figures (8.2) et (8.3) illustrent le cas des palées triangulées centrées.

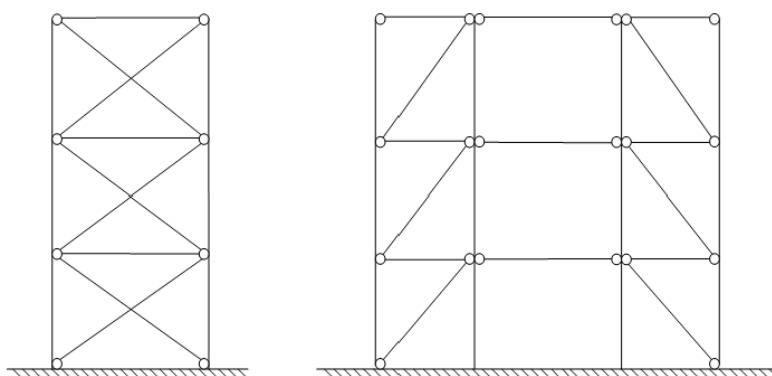


Figure 8.2: Palées de contreventement à barres centrées en X

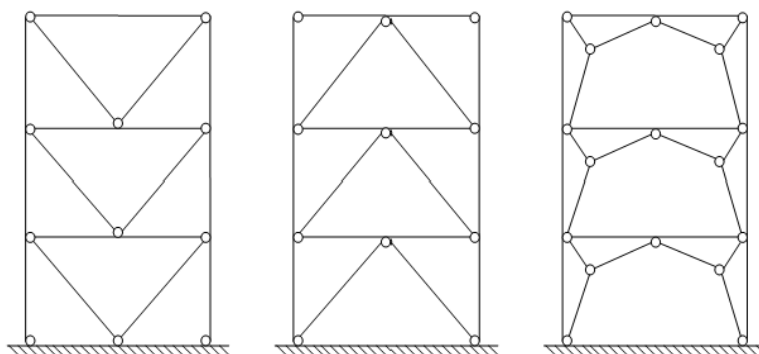


Figure 8.3: Palées de contreventement à barres centrées en V

8.4.3 Règles de vérification pour les contreventements à diagonales centrées

Critères particuliers

Les contreventements à diagonales centrées doivent être dimensionnés de telle sorte que la plastification des diagonales tendues se produise avant la plastification ou le flambement des poutres ou des poteaux et avant la ruine des assemblages.

Il convient de placer les éléments diagonaux des contreventements de telle sorte que l'ossature présente des comportements de type force/déplacement semblables, sous les inversions d'efforts, pour chaque niveau de plancher et pour chaque direction de contreventement. Dans ce but, il convient de respecter la règle suivante, étage par étage :

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0.05 \quad (8.10)$$

où : A^+ et A^- sont les aires projetées horizontalement (sur la verticale), des sections des diagonales tendues, lorsque les actions sismiques horizontales agissent dans une direction et dans l'autre (positivement et négativement : cf. Figure (8.4)).

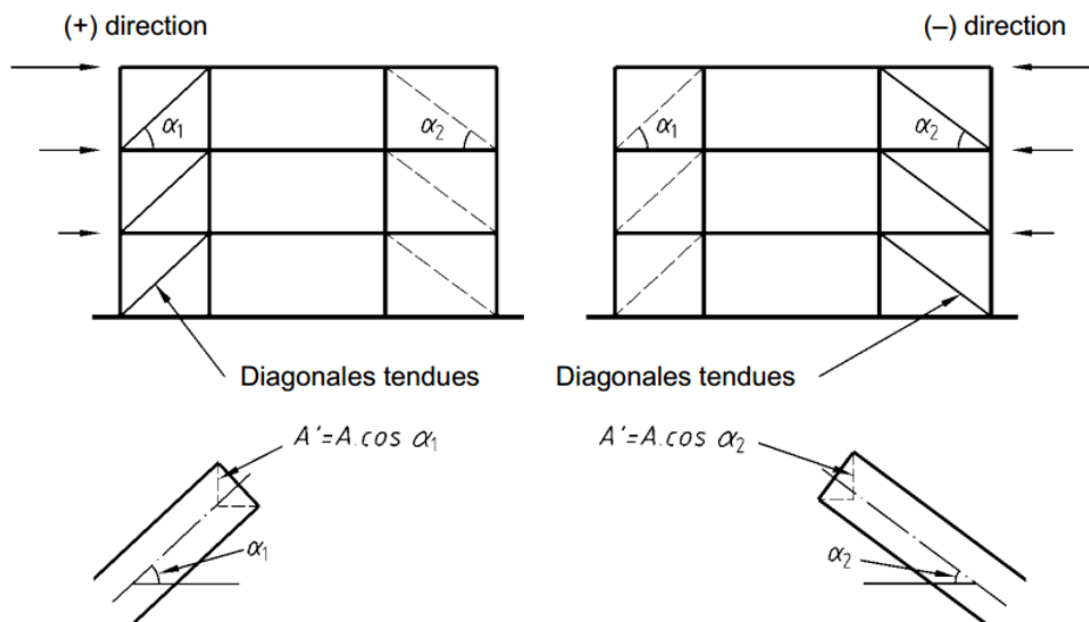


Figure 8.4: Exemple d'application de l'expression (8.10)

Diagonales

Pour les diagonales des palées en X, il convient de limiter l'élancement réduit, défini dans les règles CCM à $(\bar{\lambda} \leq 2)$ afin d'éviter une dégradation trop rapide par suite de flambement répété. Il convient également de limiter, inférieurement, l'élancement réduit par la condition $(\bar{\lambda} \geq 1.3)$ pour conserver une certaine souplesse rendant possible la plastification des diagonales tendues.

Il convient de limiter l'effort de traction N_{Sd} à la résistance plastique de calcul $N_{pl,Rd}$ de la section brute.

Dans les contreventements en V, il convient de dimensionner les diagonales comprimées vis-à-vis de la résistance en compression, conformément aux règles CCM. La condition d'élancement réduit des diagonales se limite simplement à $(\bar{\lambda} \leq 2)$.

Pour les assemblages entre les diagonales de contreventement et tout autre élément, il convient de satisfaire à la condition de sur-résistance :

$$R_d \geq 1.20 N_{pl,Rd} \quad (8.11)$$

avec :

- R_d : résistance de l'assemblage
- $N_{pl,Rd}$: résistance plastique de calcul de la section brute (en traction et en compression) de la diagonale de contreventement

Poutres et poteaux

Il convient que les poutres et les poteaux, soumis à des efforts normaux, respectent la prescription de résistance minimale suivante :

$$N_{Rd}(M_{Sd}) \geq N_{Sd,G} + 1.1 \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Sd,E} \quad (8.12)$$

avec :

- $N_{Rd}(M_{Sd})$: résistance de calcul au flambement de la poutre ou du poteau, conformément aux règles CCM, en tenant compte de l'interaction avec le moment fléchissant M_{Sd} pris à sa valeur de calcul en situation sismique.
- $N_{Sd,G}$: valeur de calcul de l'effort normal dans la poutre ou dans le poteau, due aux actions non sismiques incluses dans la combinaison d'actions, pour la situation sismique de calcul.
- $N_{Sd,E}$: valeur de calcul de l'effort normal dans la poutre ou dans le poteau, due à l'action sismique de calcul.
- Ω : valeur minimale de $(\Omega_i = \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Sd,i}})$ pour toutes les diagonales du système de contreventement à barres
- $N_{Sd,i}$ est la valeur de calcul de l'effort normal dans la diagonale i dans la situation sismique de calcul
- $N_{pl,Rd,i}$ est la résistance plastique de calcul de la section brute de la même diagonale i .

Dans les contreventements en V, il convient que les poutres soient dimensionnées pour résister à toutes les actions non sismiques (incluses dans la combinaison sismique d'actions) sans considérer l'appui intermédiaire dû aux diagonales de contreventement.

IX STRUCTURES EN MAÇONNERIE CHAÎNÉE

9	STRUCTURES EN MAÇONNERIE CHAÎNÉE 141
9.1	Objet
9.2	Principes
9.3	Matériaux
9.4	Conception
9.5	Calcul et vérification des éléments structuraux principaux



9. STRUCTURES EN MAÇONNERIE CHAÎNÉE

9.1 Objet

Le présent chapitre traite des constructions en maçonnerie porteuse chaînée à réaliser en zone sismique. Il s'applique concomitamment avec les autres DTR, à savoir DTR C 2. 45 «*Règles de conception et de calcul des maçonneries*», DTR E 2.4 «*Travaux de maçonnerie de petits éléments*» et autres documents applicables.

La maçonnerie porteuse armée n'est pas traitée dans les présentes règles.

En cas d'utilisation exceptionnelle, celle-ci devrait se faire sur la base d'un avis technique.

La maçonnerie porteuse ordinaire (non chaînée, non armée) n'est pas autorisée en zone sismique.

Les constructions en maçonnerie chaînée concernées par ce chapitre appartiennent au groupe d'usage 2.

9.2 Principes

La construction en maçonnerie porteuse chaînée se compose de murs de maçonnerie et d'éléments de confinement, ou chaînages, en béton armé réalisés dans les sens horizontal et vertical sur les quatre côtés d'un panneau du mur en maçonnerie (cf. Figure (9.1)).

- Les chaînages horizontaux doivent être réalisés:
 - au niveau des fondations
 - au niveau de chaque plancher
 - au niveau des toitures
- Les chaînages verticaux doivent être réalisés:
 - à tous les angles saillants ou rentrants de la construction
 - aux jonctions de murs
 - autour des grandes ouvertures.

Aucun élément de mur ne doit présenter de bord libre en maçonnerie.

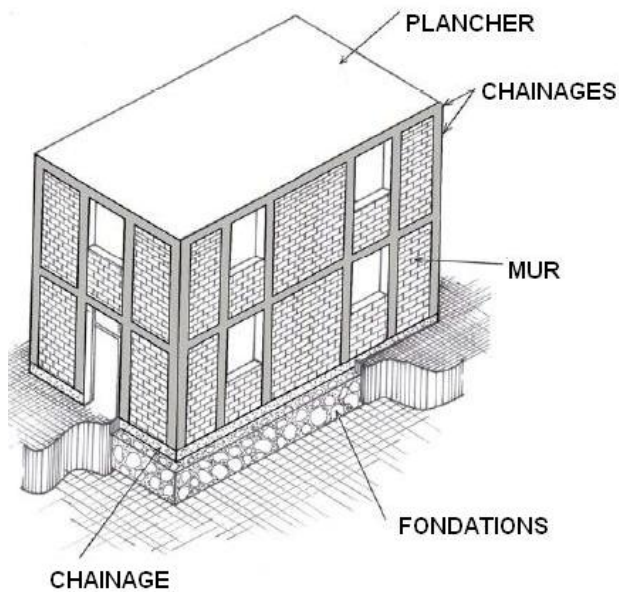


Figure 9.1: Construction en maçonnerie chaînée avec plancher en béton armé

9.3 Matériaux

9.3.1 Généralités

La qualité des matériaux utilisés dans la construction joue un rôle important dans la résistance aux efforts sismiques.

Les matériaux constitutifs sont, entre autres:

- moellons de pierre
- pierres de taille
- briques et blocs de terre cuite
- blocs en béton (plein ou creux)
- briques silico-calcaires
- blocs de béton de terre stabilisée B.T.S.
- blocs de béton cellulaire autoclavé
- mortier
- armatures métalliques
- béton

Le fournisseur doit établir une fiche technique donnant les caractéristiques physiques et mécaniques du matériau, notamment la résistance caractéristique à la rupture en compression.

9.3.2 Spécifications concernant les matériaux

Blocs de pierre

A défaut de détermination expérimentale, la résistance caractéristique en compression est prise égale à la valeur minimale communément admise en fonction de la catégorie de roche d'origine.

Briques et blocs manufacturés

Les caractéristiques physiques et mécaniques de ces matériaux, et en particulier la résistance en compression, doivent être conformes aux prescriptions techniques y afférentes.

En particulier, la résistance caractéristique minimale en compression exigée est de 5 MPa.

Mortiers

Les mortiers utilisés pour les constructions des structures en maçonnerie seront à base de ciment ou ciment - chaux hydraulique et leur résistance minimale caractéristique à la compression sera de 5 MPa.

Armatures

Les armatures sont celles prévues pour le béton armé et sont définies par les normes y afférentes; la valeur de la résistance caractéristique à utiliser dans les calculs est la limite d'élasticité f_e .

Béton

Pour les éléments en béton armé faisant partie du système structural, la résistance caractéristique minimale à la compression exigée est de 15 MPa.

9.4 Conception

La conception architecturale des bâtiments en maçonnerie chaînée doit prendre en compte les exigences suivantes:

- La forme en plan doit être régulière (cf. chapitre 3)
- Le rapport longueur sur largeur ne doit pas dépasser 3.5
- Les murs doivent être disposés de manière aussi symétrique que possible
- Les murs doivent être continus sur toute la hauteur du bâtiment.
- Les ouvertures (portes et fenêtres) doivent être placées sur la même verticale
- Des chaînages horizontaux doivent être placés à chaque étage à des distances verticales ne dépassant pas 4m
- Les distances entre chaînages verticaux ne doivent pas dépasser 5m.
- Une densité minimale de murs (cf. Tableau (9.3)) est nécessaire pour assurer, dans chaque direction, une bonne performance vis-à-vis des sollicitations sismiques

9.4.1 Dimensions en plan, hauteur du bâtiment et nombre de niveaux**a) Dimensions en plan**

Les dimensions en plan devront respecter les prescriptions y afférentes données par les règles de conception et de calcul des ouvrages en maçonnerie et béton armé. Par ailleurs, le rapport (longueur/largeur) sera limité à 3.5.

b) Hauteur et nombre de niveaux

La hauteur du bâtiment (en mètres) ainsi que le nombre de niveaux seront limités compte tenu de la zone sismique (cf. Tableau (9.1)):

Zone sismique	I et II	III	IV et V	VI
Hauteur maximale (m)	17	14	11	8
Nombre maximal de niveaux	5	4	3	2

Table 9.1: Limitations en hauteur et nombre de niveaux des bâtiments en maçonnerie chaînée

9.4.2 Répartition et densité des murs

Les murs porteurs doivent être solidement liés (par l'intermédiaire des chaînages) aux planchers rigides; ces derniers vont distribuer aux murs les forces d'inertie au prorata de leur rigidité.

On distingue :

- Les murs structuraux de contreventement capables de reprendre les charges verticales et les charges latérales dues au séisme. Ils auront une épaisseur minimale de 20 cm pour les murs chaînés.
- Les murs non-structuraux qui ont une fonction exclusive de cloisonnement. Leurs poids propres sont transmis aux murs porteurs par l'intermédiaire des planchers.

Les distances maximales (en mètres) entre les murs porteurs sont fixées en fonction de la zone sismique (cf. Tableau (9.2)).

La densité de murs, pour chaque direction, doit être suffisante pour assurer une bonne résistance aux sollicitations sismiques. La densité de murs est quantifiée à travers un index, **d**, (cf. Figure (9.2), Tableau (9.3)) égal à :

$$d = \frac{A_w}{A_p}$$

où :

- A_w = section horizontale totale de l'ensemble des murs porteurs dans une direction
- A_p = surface du plancher

Zone sismique	I et II	III	IV	V et VI
Distance (m)	10	8	6	6

Table 9.2: Distance maximale entre murs

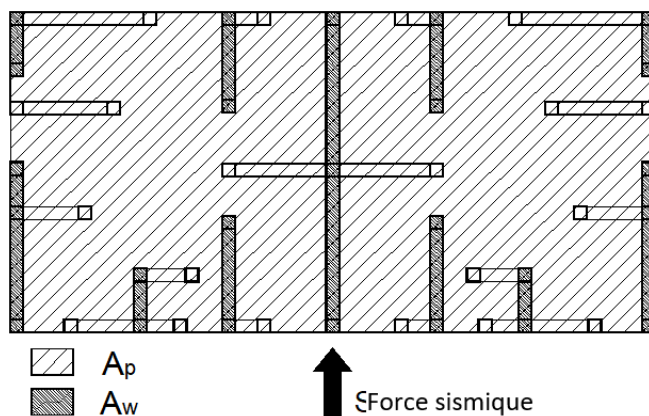


Figure 9.2: Index de densité de murs

Dans le calcul des sections des murs, il y a lieu de tenir compte aussi des petites ouvertures, même si leur surface ne dépasse pas 10% de celle du mur, telles que représentées sur la Figure (9.3), avec:

- A_T : Section effective de mur à prendre en considération pour la résistance aux sollicitations sismiques.

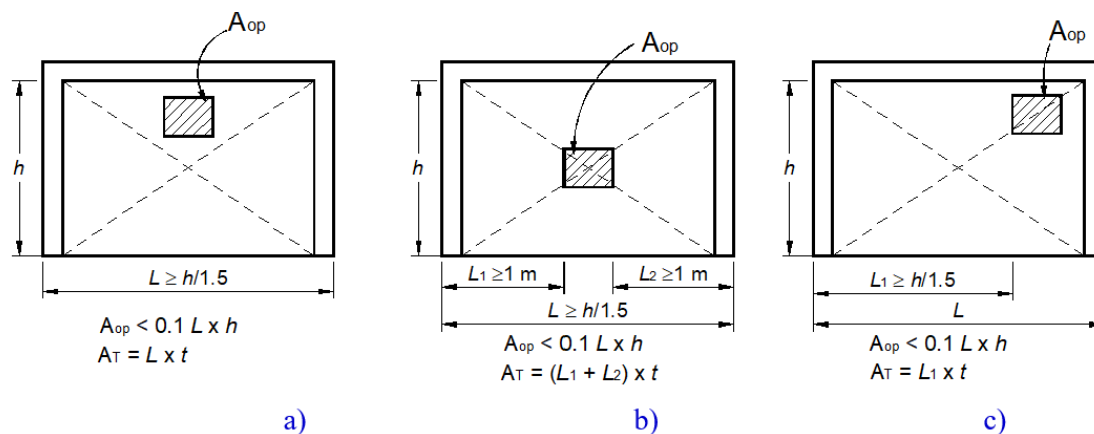
9.4.3 Chaînages

Chaînages horizontaux

Les chaînages horizontaux (cf. Figure (9.4)) doivent régner sur toute l'épaisseur du mur (épaisseur totale du mur s'il s'agit d'un mur à double paroi). Toutefois pour permettre la réalisation de façades

Nombre de niveaux	Zone Sismique et Sites						
	I et II	III		IV et V		VI	
	Tout site	S1 et S2	S3 et S4	S1 et S2	S3 et S4	S1 et S2	S3 et S4
	Briques pleines, blocs de béton pleins, moellons						
1-2	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5
3	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	NA	NA
4	3.0	3.5	4.0	NA	NA	NA	NA
5	4.5	NA	NA	NA	NA	NA	NA
	Briques creuses, blocs de béton creux						
1-2	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0
3	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	NA	NA
4	4.0	4.5	5.0	NA	NA	NA	NA
5	5.0	NA	NA	NA	NA	NA	NA
Légende: "NA" signifie non admis							

Table 9.3: Index de densité des murs, d (%), pour chaque direction du bâtiment

Figure 9.3: Panneaux de murs en maçonnerie confinée avec petites ouvertures: **a)** une ouverture en dehors des diagonales peut être négligée; **b)** et **c)** ouvertures devant être prises en compte

dans lesquelles les éléments de béton armé ne restent pas apparents, il est admis que la dimension minimale des chaînages soit ramenée à (2/3) de l'épaisseur.

Les chaînages doivent avoir une hauteur minimale de 15 cm. Leur armature longitudinale doit être composée d'au moins une barre dans chaque angle de la section. Le minimum d'armature longitudinale des chaînages horizontaux est de 4 barres HA 10. L'espacement de deux barres d'une même nappe horizontale ne doit pas excéder 20 cm (cf. Figure (9.5)).

Tout chaînage horizontal doit comporter des armatures transversales d'espacement, au plus égal à la hauteur du chaînage et à 25 cm. Les longueurs de recouvrement et d'ancrage sont celles données au § 7.5.2, soit:

- (50 ϕ) en zones I, II et III
- (60 ϕ) en zones IV, V et VI.

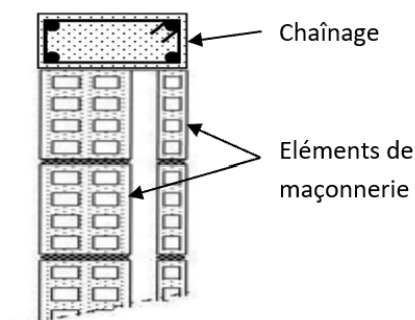


Figure 9.4: Chaînages sur toute la largeur du mur

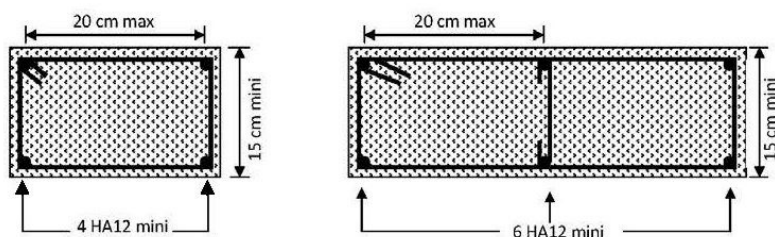


Figure 9.5: Chainage des éléments structuraux

Chaînages verticaux

Ils seront réalisés sur toute la hauteur du mur et avec une section minimale (15cm x 15 cm). Les sections et dispositions minimales d'armatures sont les mêmes que celles concernant les chaînages horizontaux. Pour les zones sismiques IV, V et VI, l'espacement des cadres doit être réduit de moitié aux extrémités du chaînage quand celui-ci se trouve à l'extrémité d'un trumeau (cf. Figure (9.6)). La longueur sur laquelle sont mis les espacements réduits ne doit pas être inférieure à $(h_0/6)$.

Les chaînages verticaux sont obligatoirement placés :

- Aux bords de chaque mur de contreventement
- Aux bords libres de chaque élément de mur de la structure, éléments secondaires compris
- Si nécessaire à l'intérieur des murs, primaires et secondaires, pour que l'espacement entre chaînage ne dépasse pas 5 m
- Les étriers doivent être constitués de HA5 au minimum, espacés de 15 cm au maximum.

Nœuds des chaînages

La continuité et le recouvrement des armatures des divers chaînages concourant en un même nœud doivent être assurés dans les trois directions (cf. Figure (9.7)).

9.4.4 Planchers

Les planchers seront réalisés en :

- dalle en béton armé coulé en place
- poutrelles et corps creux avec dalle de compression
- les armatures des poutrelles doivent être convenablement ancrées dans les chaînages horizontaux ou dans les poutres principales.
- poutrelles en bois ou métalliques: elles devront s'appuyer sur toute l'épaisseur du mur porteur et ancrées dans les chaînages.

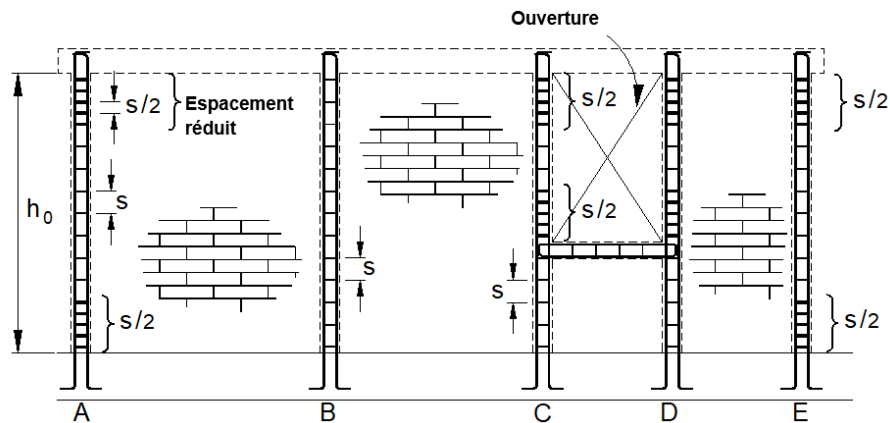


Figure 9.6: Espacement des aciers transversaux

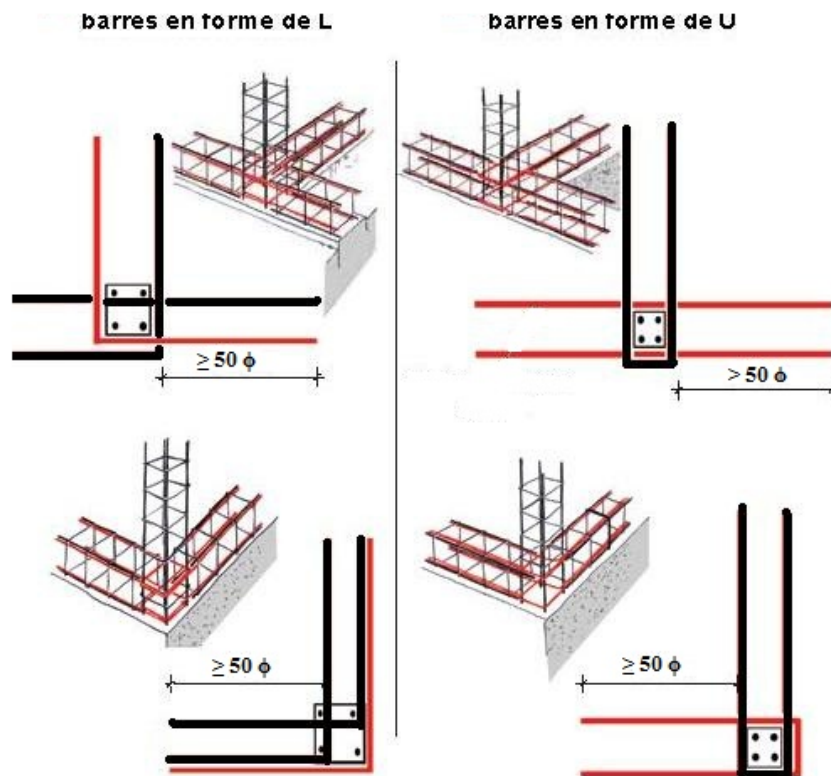


Figure 9.7: Jonction des armatures au croisement des chaînages

9.4.5 Baies et ouvertures

Les baies et ouvertures ont une grande influence de par leurs emplacements et leurs dimensions dans la résistance des bâtiments en maçonnerie.

Afin d'améliorer le comportement des bâtiments en maçonnerie, il est fait les recommandations suivantes :

- la longueur totale des baies et des ouvertures dans un mur ne devra pas dépasser la moitié de

la longueur de ce mur.

- les niveaux supérieurs des baies et ouvertures devront être situés à la même côte.
- les baies et ouvertures dans les murs devront être prévues autant que possible de façon symétrique eu égard à la configuration en plan du bâtiment pour assurer une distribution de rigidité et de résistance uniforme dans les deux directions du bâtiment.
- les baies et ouvertures sont placées dans un même alignement vertical
- les baies et ouvertures sont placées en dehors des zones d'influence des charges localisées ramenées par les poutres ou autres éléments porteurs.

Les baies et ouvertures sont classées en deux catégories, en fonction de leur surface par rapport à celle du panneau du mur:

- rapport $\leq 10\%$: petites ouvertures
- rapport $> 10\%$: grandes ouvertures

Petites ouvertures

Les petites ouvertures sont négligées dans le calcul de la section du mur si elles sont situées en dehors des diagonales par où transitent les efforts de compression et de traction (cf. § 9.4.2 et Figure (9.3)).

Grandes ouvertures

Deux cas peuvent être considérés (cf. Figure (9.8)):

- Ces ouvertures ne sont pas encadrées par des chaînages et dans ce cas le mur est négligé et n'est pas pris en compte dans le calcul de la densité de murs (cf. Figure (9.8a)).
- Les ouvertures sont encadrées par des chaînages horizontaux et verticaux, et dans ce cas, les panneaux, de part et d'autre de l'ouverture, sont pris en compte dans le calcul de la densité de murs (cf. Figure (9.8b)).

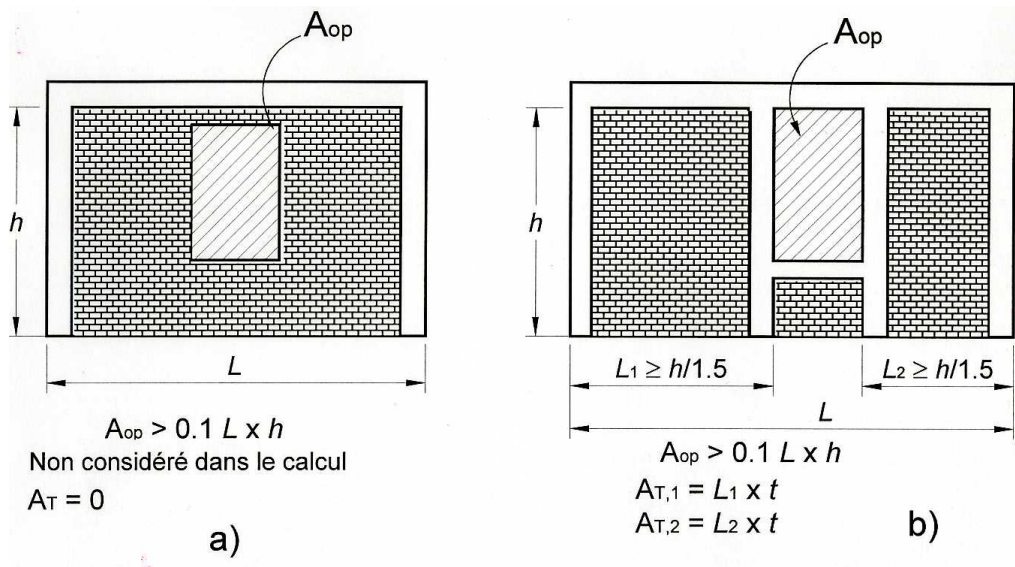


Figure 9.8: Mur en maçonnerie avec grande ouverture: **a)** panneau non confiné – doit être négligé dans le calcul de la densité de murs ; **b)** chaînage sur le contour de l'ouverture et les deux panneaux peuvent être considérés dans le calcul de la densité de murs

Les **dimensions des trumeaux et la hauteur du bâtiment** doivent respecter, par ailleurs, les conditions suivantes (cf. Figure (9.9)):

$$\begin{cases} \sum a_i \geq 0.5L \\ \frac{H}{L} \leq 1.5 \end{cases}$$

Pour les **trumeaux extrêmes** :

$$\{ a_1, a_4 \geq 1.0m : \text{quelle que soit la zone}$$

Pour les autres trumeaux :

$$\text{Pour les zones IV, V et VI : } \{ a_2, a_3 \geq 1.0m$$

$$\text{Pour les zones I, II et III : } \begin{cases} a_2 \geq \frac{b_1+b_2}{3} \\ a_3 \geq \frac{b_2+b_3}{3} \end{cases}$$

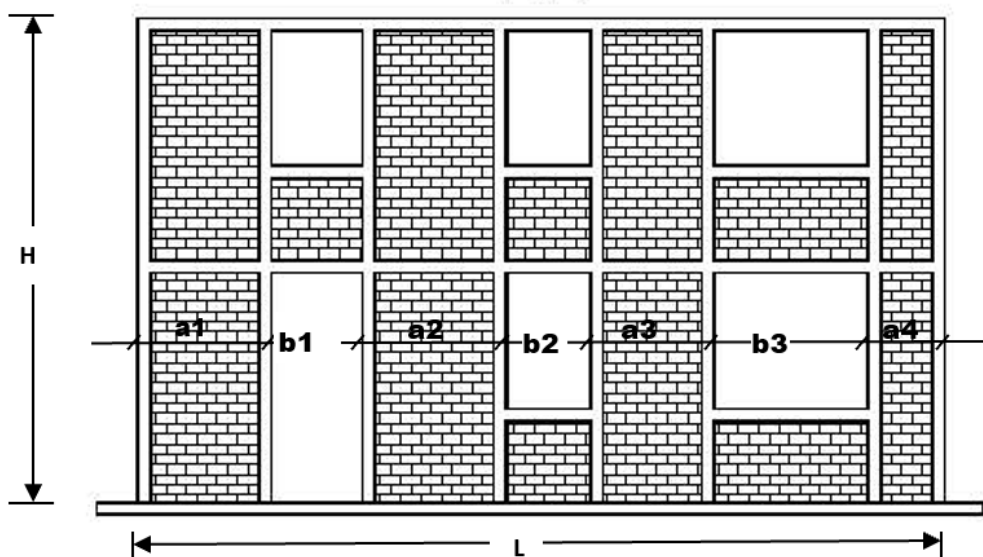


Figure 9.9: Emplacement et dimensions des ouvertures

9.4.6 Harpage à l'interface mur-chaînage vertical

Une bonne liaison entre le mur de maçonnerie et le chaînage vertical est importante pour un bon comportement de ce mur vis-à-vis des sollicitations sismiques, et pour éviter un décollement prématuré au niveau de l'interface mur-chaînage. La liaison entre mur et chaînage est une caractéristique essentielle de la construction en maçonnerie chaînée et elle peut être atteinte par la réalisation d'indentations (murs dentelés) à l'interface mur-chaînage, comme le montre la Figure (9.10a).

Il est très important de nettoyer les surfaces des éléments de maçonnerie formant les indentations avant le coulage du béton.

Quand la réalisation des indentations n'est pas possible, il est nécessaire d'ajouter des chevilles horizontales ancrées dans le chaînage vertical comme le montre la Figure (9.10b).

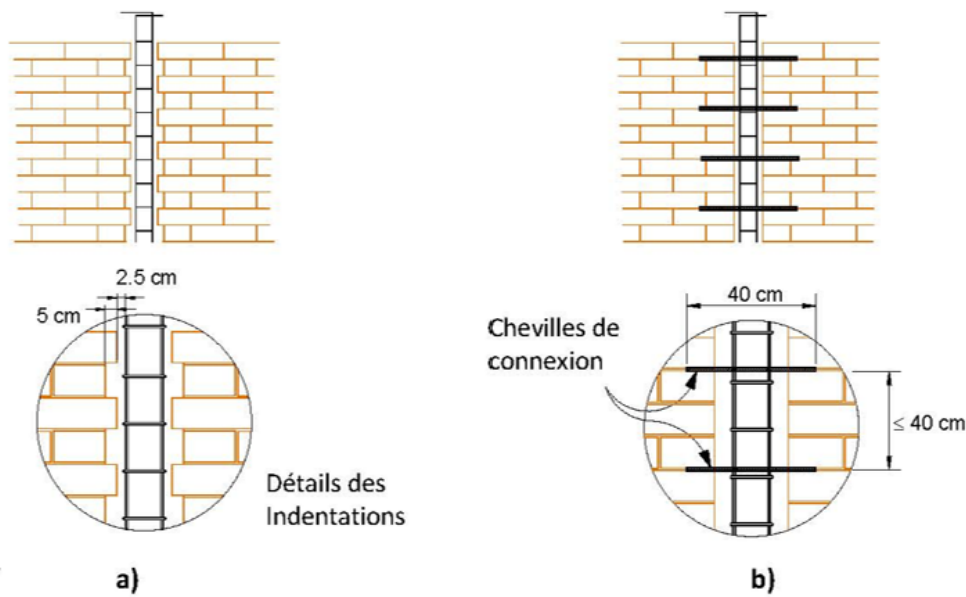


Figure 9.10: Détails des indentations dans les murs en maçonnerie chaînée

9.4.7 Fondations

Dans le cas de maisons individuelles ou bâtiments assimilés ne dépassant pas 2 niveaux, les fondations peuvent être réalisées comme indiqué sur la Figure (9.11). Elles peuvent être constituées de maçonnerie de moellons de pierre (ou béton cyclopéen) surmontée de longrines en béton armé (cf. Figure (9.11a)), ou de semelles filantes en béton armé (cf. Figure (9.11b)).

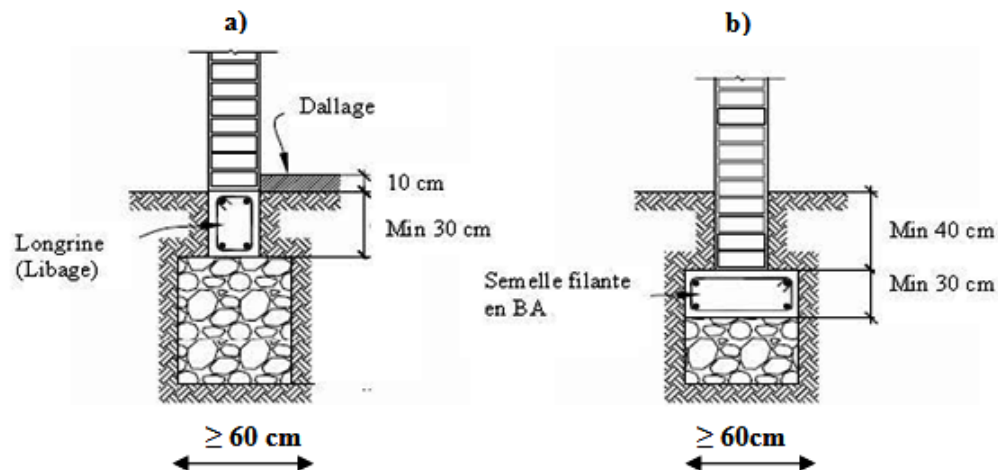


Figure 9.11: Fondations: **a)** Fondation en maçonnerie de pierres et longrine en BA; **b)** Semelle filante en BA

9.5 Calcul et vérification des éléments structuraux principaux

Les prescriptions qui suivent sont facultatives pour les constructions en maçonnerie porteuse chaînée de 1 à 2 niveaux (hauteurs maximales de 5 m à 8 m), en toute zone sismique. Elles doivent,

néanmoins, respecter les prescriptions énoncées dans les paragraphes précédents et en particulier les index de densité du Tableau (9.3).

9.5.1 Principe de fonctionnement

La maçonnerie chaînée offre une bonne résistance aux actions horizontales dues aux secousses sismiques.

Le rôle des chaînages périphériques est de reprendre les efforts de traction et de renversement sollicitant le mur (cf. Figure (9.12)). Les chaînages ainsi réalisés forment une ceinture qui renforce le liaisonnement interne des éléments de maçonnerie.

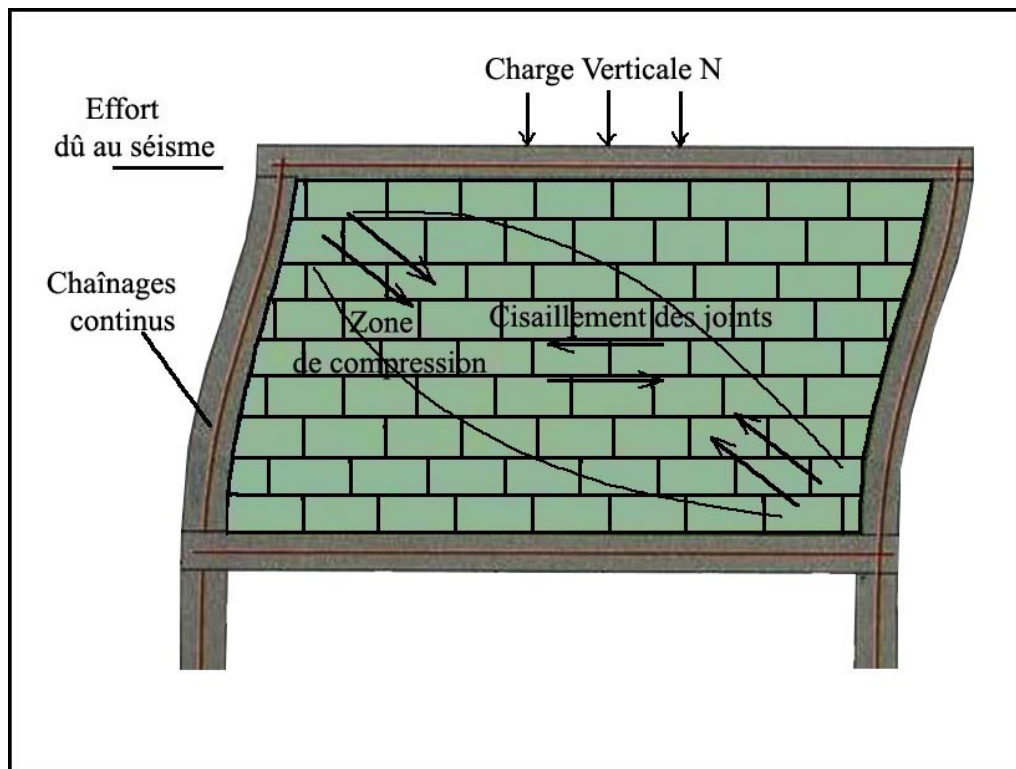


Figure 9.12: Principe de fonctionnement d'un panneau de maçonnerie chaînée

9.5.2 Sollicitation agissantes

Les sollicitations agissantes sont déterminées suivant le chapitre V, et en tenant compte du coefficient de comportement, R , (cf. chapitre III et § 3.6 ainsi que Tableau (3.17)) soit $R=2.5$.

9.5.3 Sollicitations résistantes

Les sollicitations résistantes sont calculées compte tenu de l'application, aux résistances caractéristiques des matériaux ou considérées comme telles, des coefficients partiels de sécurité suivants :

- Béton de granulats courants : $\gamma_m = 1.5$
- Acier : $\gamma_m = 1.0$
- Blocs de maçonnerie : cf. Tableau (9.4)

9.5.4 Principes de calcul

Le principe de calcul de résistance consiste à assimiler l'ensemble, formé par le panneau de maçonnerie et par les chaînages en béton armé qui l'encadrent, à un système triangulé dont les éléments diagonaux sont constitués par les bielles actives répondant aux exigences suivantes :

- Si les bielles ont une pente comprise entre 1/2 et 2, ce qui est en général le cas quand les prescriptions du § 9.5.2 sont respectées, il n'est pas nécessaire de justifier le non-glissement au droit des joints: $\frac{1}{2} \leq \text{pente} \leq 2$
- La largeur, w , de ces bielles est prise égale à : $w = \min(\frac{d}{6}; 4t)$
où:
 - d : est la longueur de la bielle (diagonale du panneau),
 - t : est l'épaisseur brute de la maçonnerie.
- La contrainte de compression, σ_c , dans la maçonnerie doit être inférieure à sa résistance caractéristique, R_m , divisée par γ_m : $\sigma_c \leq \frac{R_m}{\gamma_m}$
où:
 - γ_m : est le coefficient partiel de sécurité du matériau (cf. Tableau (9.4)).
- Les armatures des chaînages sont calculées suivant les règles du béton armé.

Matériaux	Coefficients γ_m	
	Chargement Centré	Chargement excentré
Briques creuses de terre cuite à faces de pose continues avec joints pleins	3.5	5
Briques creuses de terre cuite à rupture de joint ou à joints partiels	4.5	5.5
Briques pleines ou perforées de terre cuite destinées à rester apparentes ou à être enduites ainsi que Blocs silicocalcaires	3.5	4.5
Blocs perforés de terre cuite à perforations verticales destinés à rester apparents ou à être enduits	3.5	4.5
Blocs pleins ou creux en béton de granulats courants ou légers	3.0	4.0
Blocs de béton cellulaire autoclavé	4.0	5.0
Pierre de taille	4.0	5.0
Pierre en moellons ordinaires	5.0	6.0
Blocs de BTS et Blocs de plâtres	5.0	6.0
<i>Nota: (*) les valeurs de ce tableau sont valables pour des élancements géométriques de murs dans le sens vertical inférieurs à 15.</i>		

Table 9.4: Coefficient partiel de sécurité, $\gamma_m^{(*)}$, sur le matériau maçonnerie de pierre ou de petits éléments manufacturés

Commentaire : Le coefficient partiel, γ_m , de la maçonnerie, en situation sismique, est pris égal au (2/3) de la valeur prise, en situation courante, par ce coefficient partiel.



SOLS ET FONDATIONS

10	SOLS ET FONDATIONS	155
10.1	Fondations	
10.2	Liquéfaction des sols	
10.3	Stabilité des pentes	
10.4	Ouvrages de soutènement	

10. SOLS ET FONDATIONS

10.1 Fondations

10.1.1 Solidarisation des points d'appui

- Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent, tendant à s'opposer au déplacement horizontal relatif de ces points d'appui.
- Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :
 - 25 cm x 30 cm : sites de catégorie S_2 et S_3
 - 30 cm x 30 cm : site de catégorie S_4

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à une force axiale égale à :

$$(F = \pm \alpha \cdot (A \cdot I \cdot S) \cdot N) \geq 20kN \quad (10.1)$$

avec:

- N : valeur moyenne des charges verticales apportées par les points d'appui solidarisés en situation sismique.
- α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. Il est donné par :

$$\alpha = \begin{cases} 0.3: & \text{pour } S_2 \\ 0.4: & \text{pour } S_3 \\ 0.6: & \text{pour } S_4 \end{cases} \quad (10.2)$$

Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à ($\min(20 \text{ cm}; 15\phi_l)$).

- c) La solidarisation par longrines ou dispositif équivalent est toujours exigée, sauf dans le cas de semelles ancrées (coulées en pleine fouille) dans un sol rocheux sain, non fracturé (sites de catégorie S_1) et dans le cas d'un site de catégorie S_2 en zone I.
- d) Dans le cas de structures légères (type hangar), les longrines peuvent être remplacées par le dallage travaillant en tirant ou en buton dans le sens transversal.
- e) Dans le cas de structures lourdes (bâtiments élevés) constituées de plusieurs blocs, séparés par des joints, il est recommandé de supprimer les joints au niveau des fondations si le système de fondation et la qualité du sol de fondation demeurent identiques sous les différents blocs.
- f) Les poutres du plancher inférieur d'une construction ne peuvent être considérées comme jouant le rôle de longrines que si leur sous-faces inférieures sont situées à une distance de la sous-face des semelles ou massifs sur pieux inférieure ou égale à 1.20 m (cf. Figure (10.1))

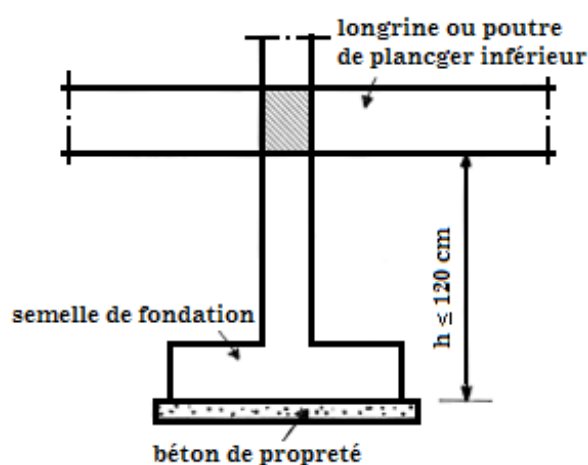


Figure 10.1: Position des longrines par rapport aux semelles de fondations

10.1.2 Voile périphérique

Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles, radier, etc.) et le niveau de base. Toutefois, en zones I, II et III, cette prescription est facultative pour les maisons individuelles et bâtiments assimilés ou pour toute autre construction de hauteur inférieure ou égale à 10m, au-dessus du niveau moyen du sol.

Dans le cas de blocs séparés par des joints de rupture, le voile périphérique doit ceinturer chaque bloc.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- épaisseur ≥ 15 cm
- les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical). Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

10.1.3 Dispositions constructives

Les systèmes de fondations doivent être réalisés selon les méthodes et les dispositions techniques contenues dans les DTR en vigueur.

Les dispositions constructives à adopter en présence de potentiels d'instabilités (liquéfaction, terrains instables) seront celles recommandées à l'issue d'une étude spécifique requise en pareille situation.

10.1.4 Vérification de la capacité portante

Les systèmes de fondation doivent être dimensionnés en conformité avec les DTR de conception et de calcul en vigueur et avec les sollicitations complémentaires dues aux combinaisons de charges du chapitre V.

Fondations superficielles

Il y a lieu de tenir compte de l'application à la résistance (limite) du sol Q_l (Contrainte de rupture au poinçonnement) d'un coefficient de sécurité global égal à 2.0. (cf. DTR BC 2.33).

Fondations profondes

Il y a lieu de tenir compte de l'application de coefficients de sécurité globaux, γ_R , sur la résistance limite, Q_l , qui dépendent du mode de fonctionnement du pieu et de la méthode de détermination de Q_l (cf. Tableau (10.1)), (cf. DTR BC 2.33) :

$$Q_l = Q_{pl} + Q'_{sl}$$

où:

- Q_{pl} : résistance limite en pointe
- Q'_{sl} : résistance limite de frottement latéral)

Type de pieu	Type d'essai		
	Chargement Statique	Essai en place	Essai de laboratoire
Compression	1.10	1.25	2.50
Traction	1.50	1.50	2.0

Table 10.1: Valeurs des coefficients de sécurité, γ_R

10.1.5 Résistance au glissement à la base de la fondation superficielle

Le DTR BC2.33 précise les détails de la vérification au glissement à la base.

Il y a lieu de tenir compte de l'application, à la résistance au glissement, d'un coefficient dit de "sécurité" global égal à 1.25.

10.2 Liquéfaction des sols

1. Dans certains sols sableux lâches et saturés, l'augmentation de la pression interstitielle, sous l'effet de plusieurs cycles de déformations alternées d'origine sismique, peut conduire à une perte de résistance au cisaillement momentanée, accompagnée de déformations permanentes significatives.
2. Les sols susceptibles de se liquéfier sont, en général, des sables propres ou contenant des fines silteuses ou argileuses, situés dans les vingt (20) premiers mètres de profondeur, saturés d'eau et présentant une granulométrie relativement uniforme, correspondant à un coefficient d'uniformité C_U inférieur à 15 ($C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} < 15$) et un diamètre à 50%, (D_{50}), compris entre 0.05 mm et 1.5 mm. Dans ces expressions, D_{60} , D_{10} , D_{50} représentent les diamètres des tamis correspondant, respectivement, aux passants de 60%, 10% et 50% des échantillons de

sols considérés.

3. Lorsque ces conditions minimales sont réunies sur un site, il y a lieu de procéder à des investigations complémentaires pour l'évaluation de la résistance à la liquéfaction. Ces investigations seront, essentiellement, basées sur des essais SPT, des essais au pénétromètre statique, des essais permettant la détermination des vitesses des ondes de cisaillement ainsi que la détermination des courbes granulométriques.

Les résultats des essais et leur interprétation sont très sensibles à toutes modifications de la procédure standard d'exécution de l'essai. Aussi, faudra-t-il veiller à suivre scrupuleusement le mode opératoire de l'essai.

4. Les sols sont réputés liquéfiables lorsque le facteur de sécurité (FS), défini par le rapport du taux de la résistance à la liquéfaction (CRR) sur le taux de la contrainte de cisaillement moyenne engendré par le séisme (CSR), multiplié par un facteur de correction de magnitude (MSF) est inférieur à 1.25.

$$FS = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \quad (10.3)$$

5. CSR est le taux de la contrainte de cisaillement moyenne durant un séisme. Il peut être évalué à l'aide de l'expression simplifiée suivante :

$$CSR = \frac{\tau_{moy}}{\sigma'_{v0}} = 0.65(A.I.S) \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d \quad (10.4)$$

où:

- σ_{v0} et σ'_{v0} sont les contraintes verticales totales et effectives, respectivement, à la profondeur où le facteur de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction sera évalué.
Les contraintes verticales totales et effectives, respectivement, des terres à prendre dans les calculs du taux de la contrainte de cisaillement moyenne engendré par le séisme (CSR), sont celles régnantes dans le sol après la réalisation du projet (Ex. Côte finale de projet).
La position de la nappe phréatique à utiliser doit être celle considérée historiquement maximale et non pas nécessairement celle mesurée sur site.
- r_d est le coefficient de réduction des contraintes tenant compte de la flexibilité du profil de sol et variant en fonction de la profondeur (z) moyennant les expressions suivantes :

$$r_d = \begin{cases} 1.0 - 0.00765z & \text{pour } z \leq 9.15 \text{ m} \\ 1.174 - 0.0267z & \text{pour } 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m} \end{cases} \quad (10.5)$$

- A est le coefficient d'accélération de zone, (cf. Tableau (3.10)).
- S est le coefficient de site, (cf. Tableaux (3.3) & (3.4))
- I est le coefficient d'importance.

En absence d'ouvrage, il y a lieu de choisir la valeur de I unitaire, correspondant à celle du groupe d'importance 2.

6. ($CRR_{7.5}$) est le taux de la résistance à la liquéfaction pour un séisme de référence de magnitude de 7.5. Il peut être évalué à l'aide des expressions simplifiées suivantes, selon le type d'essai :

• **Evaluation de $(CRR_{7.5})$ à partir des résultats de l'essai SPT :**

Pour l'essai SPT, le plus utilisé en pareil cas, les valeurs mesurées du nombre de coups N_{SPT} doivent être normalisées et corrigées comme suit :

- Par rapport aux effets de la surcharge, due aux terres agissant à la profondeur à laquelle la mesure a été réalisée, en multipliant par le facteur correcteur de la pression des terres : $C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}\right)^{0.5}$
où σ'_{v0} , en kPa, est la contrainte effective verticale de ces terres, au niveau de la mesure, et $P_a = 100kPa$. Ce facteur C_N ne doit pas dépasser 1.7.
- Par rapport aux effets de l'énergie réelle, transmise par le mouton lors de l'impact, en multipliant par le facteur $C_E = \frac{ER}{60}$, où ER est le taux d'énergie réelle spécifique de l'équipement. (Cette énergie peut être mesurée sur site).
- En l'absence de cette mesure, il faut prêter attention et noter particulièrement le matériel utilisé (type du marteau, de l'enclume, du mécanisme de levage et la méthode de dégagement du marteau) pour pouvoir estimer C_E à utiliser dans les calculs. Si le type d'appareil est automatique, les valeurs de C_E vont de 0.8 à 1.3.
- Par rapport au diamètre du trou de forage, en multipliant par un facteur C_B égal à :
 - a) 1.15 pour des diamètres de 200 mm
 - b) 1.05 pour des diamètres de 150 mm
 - c) 1.00 pour les diamètres allant de 65 mm à 115 mm
- Par rapport à la longueur totale de la tige, en multipliant par un facteur C_R égal à :
 - a) 0.75, pour des longueurs inférieures à 3 m
 - b) 0.80 pour des longueurs comprises entre 3 et 4 m
 - c) 0.85 pour des longueurs comprises entre 4 et 6 m
 - d) 0.95 pour des longueurs comprises entre 6 et 10 m
 - e) 1.00 pour des longueurs supérieures à 10 m.
- Par rapport au type de carottier utilisé, en multipliant par un facteur C_S égale à :
 - a) 1.0 lorsque le carottier a un diamètre intérieur de 35 mm (standard sampler)
 - b) 1.15 lorsque le carottier a un diamètre intérieur de 38 mm et que l'étui intérieur n'est pas mis en place.

Cela donne :

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \quad (10.6)$$

- La présence des fines dans les sables augmente leur résistance à la liquéfaction. Il y a lieu, en pareil cas, d'apporter des corrections de $(N_1)_{60}$ par rapport au contenu en fines (FC). La correction la plus utilisée :

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta \cdot (N_1)_{60} \quad (10.7)$$

où: α et β sont donnés dans le Tableau (10.3) en fonction du contenu en fines.
et $(N_1)_{60CS}$ est la valeur équivalente de sable propre qui servira à calculer la résistance à la liquéfaction, à la profondeur de mesure de N_{SPT} .

- Le taux de la résistance à la liquéfaction, pour un séisme ($M_w = 7.5$) obtenu à partir de l'essai SPT, est donné par :

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60CS}} + \frac{(N_1)_{60CS}}{135} + \frac{50}{[10(N_1)_{60CS} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (10.8)$$

Cette formule n'est applicable que pour des valeurs de $(N_1)_{60CS}$ inférieures à 30. Pour des valeurs supérieures ou égales à 30, on considère qu'il n'y a pas de risque de liquéfaction.

FC	Coefficient α	Coefficient β
$FC \leq 5\%$	$\alpha = 0$	$\beta = 1.0$
$5\% < FC < 35\%$	$\alpha = \exp(1.76 - \frac{190}{FC^2})$	$\beta = 0.99 + \frac{FC^{1.5}}{1000}$
$FC \geq 35\%$	$\alpha = 5$	$\beta = 1.2$

Table 10.2: Paramètres relatifs au contenu, en fines, des sables

• **Evaluation de $(CRR_{7.5})$ à partir des résultats de l'essai CPT :**

Pour l'essai CPT, les valeurs mesurées de la résistance pénétrométrique q_c doivent être normalisées et corrigées comme suit :

$$c_{c1N} = C_N \cdot \frac{q_c}{P_a} \quad (10.9)$$

où: C_N est le coefficient correcteur de la pression des terres.

La présence des fines dans les sables augmente leur résistance à la liquéfaction. Il y a lieu d'apporter des corrections de q_{c1N} par rapport au contenu en fines (FC) comme suit :

$$(q_{c1N})_{cs} = k_c \cdot q_{c1N} \quad (10.10)$$

où:

- k_c : facteur correcteur est déterminé en fonction de l'indice de comportement de sol, I_c .

$$k_c = \begin{cases} 1 & \text{pour } I_c \leq 1.64 \\ -0.403I_c^4 + 5.581I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88 & \text{pour } I_c > 1.64 \end{cases} \quad (10.11)$$

avec:

- I_c :

$$I_c = \sqrt{((3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2)} \quad (10.12)$$

- Q :

$$Q = \left(\frac{q_c - \sigma_{v0}}{P_a} \right) \cdot \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \quad (10.13)$$

- F :

$$F = \left(\frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \right) \cdot 100 \quad (10.14)$$

- Q : est la résistance de pointe normalisée
- F : est le rapport de frottement exprimé en %

- f_s [unité: kPa]: est le frottement latéral unitaire mesuré
- σ_{v0} [unité: kPa]: est la contrainte totale verticale des terres au niveau de la mesure
- σ'_{v0} [unité: kPa]: est la contrainte effective verticale des terres au niveau de la mesure
- P_a : est la pression atmosphérique égale à 100 kPa
- Le taux de la résistance à la liquéfaction, pour un séisme ($M_w = 7.5$), obtenu à partir de l'essai CPT est donnée par :

$$CRR_{7.5} = \begin{cases} 0.833 \left(\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right) + 0.05 & \text{pour } (q_{c1N})_{cs} < 50 \\ 93 \left(\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right)^3 + 0.08 & \text{pour } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160 \end{cases} \quad (10.15)$$

Cette formule n'est applicable que pour des valeurs de $(q_{c1N})_{cs}$ inférieures à 160. Pour des valeurs supérieures ou égales à 160, on considère qu'il n'y a pas de risque de liquéfaction.

• **Evaluation de $CRR_{7.5}$ à partir des V_s :**

Pour l'essai permettant la détermination des vitesses des ondes de cisaillement (Down-hole, Cross-hole, etc.), les valeurs mesurées des vitesses des ondes de cisaillement, V_s , doivent être normalisées et corrigées comme suit :

$$V_{S1} = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25} \cdot V_s \quad (10.16)$$

Le coefficient $\left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25}$ doit être inférieur ou égal à 1.4.

avec:

- σ'_{v0} [unité: kPa]: est la contrainte effective verticale des terres au niveau de la mesure
- P_a : est la pression atmosphérique égale à 100 kPa.
- La limite supérieure de V_{S1} pour laquelle il n'y a plus occurrence de liquéfaction, notée V_{S1}^* et définie comme suit :

$$V_{S1}^* [\text{unité: m/s}] = \begin{cases} 215 & \text{pour } FC \leq 5\% \\ (215 - \frac{FC-5}{2}) & \text{pour } 5\% < FC < 35\% \\ 200 & \text{pour } FC \geq 35\% \end{cases} \quad (10.17)$$

Le taux de la résistance à la liquéfaction, pour un séisme ($M_w=7.5$) obtenu à partir de V_s , est donnée par :

$$CRR_{M=7.5} = 0.022 \left(\frac{V_{S1}}{100} \right)^2 + 2.8 \left(\frac{1}{V_{S1}^* - V_{S1}} - \frac{1}{V_{S1}^*} \right) \quad (10.18)$$

Cette formule n'est applicable que pour des valeurs de V_{S1} inférieures à V_{S1}^* . Pour des valeurs de V_{S1} supérieures ou égales à V_{S1}^* , on considère qu'il n'y a pas de risque de liquéfaction.

7. MSF est le facteur de correction de magnitude. Il est donné par l'expression suivante :

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7.5} \right)^{-2.56} \quad (10.19)$$

A chaque niveau d'accélération, correspond une magnitude de moment (M_w) appropriée à la région (cf. Tableau (3.9)).

Hormis le cas des bâtiments du groupe d'importance 1A, le calcul du potentiel de liquéfaction peut être négligé dans les zones sismiques I, II et III.

8. Afin de décider de l'intensité de la liquéfaction (effets en surface), il suffit de calculer l'intégrale suivante, sur une profondeur de 20m (tenant compte de l'impact de la profondeur et de l'épaisseur de la zone potentiellement liquéfiable) :

$$PLI = \int_0^{20} (10 - 0.5.z).F_L.dz \quad (10.20)$$

PLI est l'indice de potentiel de liquéfaction, avec :

$$F_L = \begin{cases} 0 & \text{si } F_S \geq 1.0 \\ 1 - F_S & \text{si } F_S < 1.0 \end{cases} \quad (10.21)$$

F_S est le facteur de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction.

En fonction du résultat de cette intégrale, les conclusions possibles sont :

- Risque de la liquéfaction très faible : ($P_L = 0$)
 - Risque de la liquéfaction faible : ($0 < P_L \leq 5$)
 - Risque de la liquéfaction élevé : ($5 < P_L \leq 15$)
 - Risque de la liquéfaction très élevé : ($15 < P_L \leq 100$)
9. Pour éliminer ou réduire le risque de liquéfaction, il y a lieu de mettre en œuvre des mesures de remédiation telles que les suivantes :
- Un rabattement permanent du niveau de la nappe phréatique
 - Une densification des couches liquéfiables (pré-chargement, compactage dynamique, etc.).
 - Une amélioration de la perméabilité des couches liquéfiables par la réalisation de drains matériaux grossiers, drains géosynthétiques, etc.
 - Une substitution des couches liquéfiables par des matériaux appropriés convenablement compactés.

Le mode de fondation devra être alors adapté aux nouvelles conditions, créées par les mesures retenues dont l'efficacité doit faire l'objet d'un contrôle préalable par des essais et des mesures appropriés.

10.3 Stabilité des pentes

1. Les talus et les versants naturels ou artificiels, dans leur configuration en fin de projet, doivent rester stables sous l'action sismique, compte tenu des charges apportées par les constructions éventuelles.
2. La réponse de ces pentes au séisme doit être calculée soit au moyen de méthodes d'analyse dynamique reconnues soit par un calcul statique équivalent sous certaines conditions.
3. En l'absence de sols liquéfiables, la vérification de la stabilité peut être effectuée, en première analyse, avec un calcul statique équivalent par application, à tous les éléments de sol et aux charges supportées, de deux coefficients sismiques :

$$k_h = \frac{1}{3} A.I.S \quad (10.22)$$

$$k_v = \begin{cases} \pm \frac{1}{2} k_h : \text{si situation sismique de type 1} \\ \pm \frac{1}{3} k_h : \text{si situation sismique de type 2} \end{cases} \quad (10.23)$$

où:

- k_h et k_v sont des coefficients utilisés pour calculer les forces horizontales, contenues dans les plans verticaux de plus grande pente et dirigées vers l'aval, et les forces verticales descendantes ou ascendantes, selon les combinaisons (k_h, k_v) et $(k_h, -k_v)$.
 - A est le coefficient d'accélération de zone (cf. Tableau (3.2)) choisi en fonction de la zone sismique et modulé par le coefficient d'importance I de l'ouvrage, affecté par le glissement ou même menacé par lui (cf. Tableau (3.10)).
 - S est le coefficient de site (cf. Tableaux (3.3) & (3.4)).
En absence d'ouvrage, il y a lieu de choisir la valeur de I unitaire, correspondant à celle du groupe d'importance 2.
4. Dans le cas où la pente en question présente des caractéristiques géométriques susceptibles de provoquer une amplification topographique (conformément à l'annexe C), il est nécessaire d'appliquer le coefficient d'amplification topographique (S_T) à Eqn.(10.22). Il convient de prendre en compte la valeur maximale de S_T à mi-hauteur de la pente correspondant à la configuration spécifique étudiée.
 5. D'autres méthodes, avec des modèles plus représentatifs, peuvent être évidemment utilisées.
 6. L'équilibre du massif, délimité en profondeur par la surface de rupture, doit être vérifié compte tenu d'un coefficient de sécurité égal à 1.15 sur les résistances des sols concernés.

10.4 Ouvrages de soutènement

L'analyse de sécurité, sous sollicitations sismiques des ouvrages de soutènement (murs en BA, remblais renforcés, Gabions, massifs cloués, etc.), peut être faite soit au moyen de méthodes d'analyse dynamique reconnues, soit par un calcul statique équivalent sous certaines conditions. Le calcul statique équivalent, détaillé ci-après, n'est pas applicable pour des ouvrages de soutènement ayant des hauteurs supérieures à 10 mètres.

1. La **vérification de la stabilité** est effectuée par application de deux coefficients sismiques :

$$k_h = \begin{cases} \frac{1}{2} A.I.S : \text{ouvrages flexibles} \\ \frac{2}{3} A.I.S : \text{ouvrages semi flexibles} \\ A.I.S : \text{ouvrages rigides} \end{cases} \quad (10.24)$$

$$k_v = \begin{cases} \pm \frac{1}{2} k_h : \text{situation sismique de type 1} \\ \pm \frac{1}{3} k_h : \text{situation sismique de type 2} \end{cases} \quad (10.25)$$

- k_h et k_v sont des coefficients utilisés pour calculer les forces horizontales et verticales à appliquer à l'ouvrage de soutènement et au terrain retenu ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le terrain, selon les combinaisons (k_h, k_v) et $(k_h, -k_v)$.

En absence d'ouvrage, il y a lieu de choisir la valeur de I correspondant à celles du groupe d'importance 2 en fonction de la zone sismique.

Commentaire 1 : Un ouvrage flexible, cas des murs poids, est celui admettant des déplacements en tête allant jusqu'à 300 AIS (mm). Un ouvrage semi flexible, cas des murs poids, est celui admettant des déplacements en tête allant jusqu'à 200 AIS (mm). Les ouvrages rigides sont ceux qui n'admettent pas de déplacements significatifs en tête tels que les murs cantilever, murs ancrés ou contreventés, murs en béton renforcé fondés sur pieux verticaux, etc.)

Commentaire 2 : En présence de sols sableux saturés, susceptibles de développer une forte pression interstitielle, il convient de prendre $k_h = AIS$.

Commentaire 3 : Pour les murs autres que les murs-poids, les effets de l'accélération verticale (k_v) peuvent être négligés en situation sismique de type 2.

2. Dans le cas où l'ouvrage de soutènement est érigé sur une pente présentant des caractéristiques géométriques susceptibles de provoquer une amplification topographique (conformément à l'annexe C), il est nécessaire d'appliquer le coefficient d'amplification topographique (S_T) à Eqn.(10.24).
3. La **poussée active dynamique globale**, P_{ad} , qui s'exerce à l'arrière du soutènement, est égale à :

$$\vec{P}_{ad} = \vec{P}_{ae} + \vec{P}_{ws} + \vec{P}_{wd} \quad (10.26)$$

où : P_{ae} est la poussée dynamique active

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma^* \left(1 + \frac{2 \cdot q \cdot \cos(\beta)}{\gamma^* \cdot H \cdot \cos(\beta - i)} \right) \cdot H^2 \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_{ae} \quad (10.27)$$

- K_{ae} : Coefficient de poussée dynamique donné par :
 - si $\theta \leq (\phi' - i)$:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi' - \theta - \beta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta)} \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi' - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^{-2} \quad (10.28)$$

- si $\theta > (\phi' - i)$:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(i - \beta)}{\cos(\phi' - i) \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \phi' - i)} \quad (10.29)$$

L'expression de P_{ae} donne deux valeurs dépendant du signe de k_v . Pour des considérations de conception, le maximum des deux valeurs doit être pris en compte.

Pour le cas statique ($k_h = k_v = 0$), l'expression du coefficient de poussée statique active, K_a , est obtenue en considérant $\theta = 0$ dans Eqns.(10.28) ou (10.29).

avec:

- P_{wd} : poussée hydrodynamique de l'eau définie dans le Tableau (10.3)
- P_{ws} : poussée statique de l'eau définie dans le Tableau (10.3)
- γ^* : poids volumique du sol de remblai défini dans le Tableau (10.3)

- q : surcharge verticale uniforme du remblai
- H : hauteur de la paroi à l'arrière du soutènement sur laquelle s'exerce P_{ae}
- H_w : hauteur du niveau de la nappe phréatique par rapport à la base du mur
- ϕ' : angle de frottement interne du remblai sans cohésion
- θ : angle défini dans le Tableau (10.3)
- β : inclinaison du soutènement (parement amont) par rapport à l'axe vertical
- δ : angle de frottement remblais/soutènement ($\delta < \frac{2}{3}\phi'$), pour la butée $\delta=0$
- i : angle de la surface du remblai sur l'horizontale
- α : inclinaison du plan de rupture potentiel

Paramètre	Nappe en-dessous du mur	Sous nappe dans les conditions dynamiques	
		Sol très perméable: $k > 0.1m/s$	Sol imperméable: $k < 10^{-4}m/s$
γ^* : poids volumique du sol	γ	γ' égal aussi à $(\gamma_{sat} - \gamma_w)$	
P_{wd} : poussée hydro-dynamique de l'eau	0	$\frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H_w^2$	0
P_{ws} : poussée statique de l'eau	0	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_w^2$	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_w^2$
angle θ	$\tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$	$\tan^{-1}\left(\left(\frac{\gamma_d}{\gamma^*}\right) \cdot \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)\right)$	$\tan^{-1}\left(\left(\frac{\gamma_{sat}^*}{\gamma^*}\right) \cdot \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)\right)$

Table 10.3: Expression des composantes de la poussée active dynamique globale

où:

- γ : poids volumique total (ou humide) du sol,
- γ' : poids volumique effectif de sol (déjaugée)
- γ_{sat} : poids volumique du sol saturé
- γ_w : poids volumique de l'eau
- γ_d : poids volumique du sol sec
- $\gamma_{sat}^* = \gamma_{sat}$ lorsque $H = H_w$
- Si le niveau de la nappe d'eau, H_w , est situé au-dessous de la hauteur du mur de soutènement, H , nous pouvons considérer, d'une manière approchée, le poids volumique du sol équivalent, γ^* , et le poids volumique du sol saturé équivalent, γ_{sat}^* , sont comme suit :

$$\gamma^* = \left(\frac{H_w}{H}\right)^2 \cdot \gamma + \left(1 - \left(\frac{H_w}{H}\right)^2\right) \cdot \gamma$$

$$\gamma_{sat}^* = \left(\frac{H_w}{H}\right)^2 \cdot \gamma_{sat} + \left(1 - \left(\frac{H_w}{H}\right)^2\right) \cdot \gamma$$
- La poussée dynamique active ($P_{ae} \cdot \cos \delta$) est normale au soutènement et agit à la hauteur h_{ae} par rapport à sa base, telle que:

$$\frac{h_{ae}}{H} = \frac{1}{2} - \frac{1}{6} \cdot \frac{\overline{P}_a}{P_{ae}}$$
- $\overline{P}_a$ est la poussée statique active sans surcharge verticale uniforme du remblai, donnée par :

$$\overline{P}_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot H^2 \cdot K_a$$
- La force P_{ws} est normale au soutènement et agit à $\left(\frac{H}{3}\right)$ par rapport à sa base
- La force P_{wd} est normale au soutènement et agit à $\left(\frac{2}{5} \cdot H\right)$ par rapport à sa base.

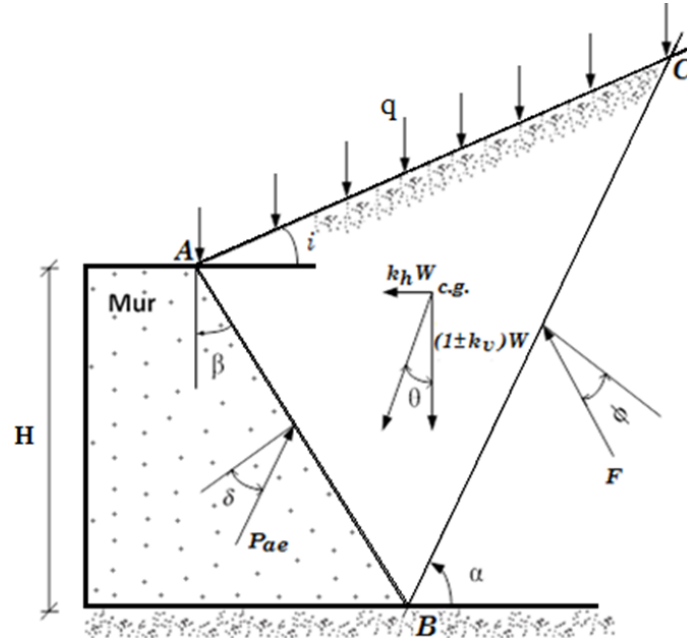


Figure 10.2: Schématisation des angles considérés dans les expressions du coefficient de poussée

4. La **poussée passive dynamique globale**, P_{pd} qui s'exerce à l'aval sur une hauteur, D , correspondant à la profondeur d'ancrage de la semelle du soutènement, est égale à :

$$\vec{P}_{pd} = \vec{P}_{pe} + \vec{P}_{ws} - \vec{P}_{wd} \quad (10.30)$$

$$P_{pe} = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot q \cdot \cos \beta}{\gamma^* \cdot D \cdot \cos(\beta - i)}\right) \cdot D^2 \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_{pe} \quad (10.31)$$

K_{pe} : Coefficient de butée dynamique donné par :

- Si $\theta \leq \phi' + i$:

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi' - \theta + \beta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta - \beta + \theta)} \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi' - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cdot \cos(\beta - i)}}\right]^{-2} \quad (10.32)$$

- $\theta > \phi' + i$:

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(i - \beta)}{\cos(\phi' + i) \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta - \beta + \phi' + i)} \quad (10.33)$$

L'expression de P_{pe} donne deux valeurs dépendant du signe de k_v . Pour des considérations de conception, le minimum des deux valeurs doit être pris en compte.

Pour le cas statique ($k_h = k_v = 0$), l'expression du coefficient de butée statique passive, K_p , est obtenue en considérant $\theta = 0$ dans Eqn. (10.32) ou (10.33).

La butée dynamique passive, $P_{pe} \cdot \cos \delta$, est normale au mur de soutènement et agit à h_{pe} par rapport à sa base tel que :

$$\frac{h_{pe}}{D} = \frac{1}{2} - \frac{1}{6} \cdot \frac{\bar{P}_p}{P_{pe}}$$

$\bar{P}_p$ est la butée statique passive sans surcharge verticale uniforme du remblai, donnée par :
 $\bar{P}_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot D^2 \cdot K_p$

5. Infrastructures rigides

Pour les structures rigides complètement empêchées de se mouvoir par rapport au sol (infrastructures rigides), de telle sorte qu'un état actif ne peut pas se produire dans le sol, et lorsque le mur est vertical et le remblai horizontal, la poussée dynamique totale, dû à la poussée des terres, peut être pris comme étant égal à :

$$P_{ae} = P_q + \Delta P_{ae} \quad (10.34)$$

Avec :

- $P_0 = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot H^2 \cdot K_0$ est la poussée des terres au repos.
- $\Delta P_{ae} = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot k_h \cdot H^2$: est l'incrément de la poussée dynamique.
- $K_0 = 1 - \sin \phi'$: est le coefficient de poussée au repos pour un sol sableux.
- $k_h = A.I.S$
- $\Delta P_{ae} \cdot \cos \delta$: est normale au mur de soutènement et agit à (H/2).
- $P_0 \cdot \cos \delta$: est normale au mur de soutènement et agit à (H/3).

6. Vérification de la stabilité de l'ouvrage de soutènement

La vérification de la stabilité globale (ensemble ouvrage-terrain) s'identifie à celle de la stabilité des pentes (cf. § 10.3). La stabilité au glissement, sous la fondation de l'ouvrage de soutènement, est vérifiée en tenant compte de l'application, à la résistance ultime au glissement, d'un coefficient de sécurité de 1.25.

La stabilité au renversement du mur, autour de l'arête aval de la semelle, sera vérifiée en tenant compte d'un coefficient de sécurité égal à 1.3.

La résistance au renversement résulte du poids de l'ouvrage de soutènement, de sa fondation et du remblai sus-jacent.

La vérification de la capacité ultime de la fondation de l'ouvrage de soutènement s'identifie à celle de la vérification de la capacité portante (cf. § 10.1.4).

7. Vérification des résistances

Les vérifications des résistances des diverses parties de l'ouvrage de soutènement (système d'ancrage, éléments structuraux, etc.) sont effectuées compte tenu des coefficients de sécurité pour les matériaux utilisés.

XI ISOLATION SISMIQUE A LA BASE

11	ISOLATION SISMIQUE A LA BASE	171
11.1	Domaine d'application	
11.2	Exigences fondamentales	
11.3	Critères de conformité	
11.4	Dispositions générales de dimensionnement	
11.5	Règles de calcul	
11.6	Vérification de la sécurité à l'état limite ultime	



11. ISOLATION SISMIQUE A LA BASE

11.1 Domaine d'application

Le présent chapitre donne les principes de base de conception et de vérification des structures neuves isolées à la base. On entend par structure isolée à la base, toute structure équipée d'un dispositif mécanique à même de réduire sa réponse sismique. Cette réduction peut être réalisée en augmentant, sa période fondamentale, avec ou sans amortissement ajouté.

1. Le présent document technique réglementaire traite du dimensionnement des structures sur appuis parasismiques (sismiquement isolées) dans lesquelles le système d'isolation, situé en dessous de la masse principale de la structure, est destiné à réduire la réponse sismique du système de contreventement.
2. La réduction de la réponse sismique du système de contreventement peut être obtenue en augmentant la période fondamentale de la structure sismiquement isolée, en modifiant la forme du mode fondamental et en augmentant l'amortissement, ou à l'aide d'une combinaison de ces effets. Le système d'isolation peut être constitué de ressorts et/ou d'amortisseurs linéaires ou non linéaires.
3. Des règles particulières concernant l'isolation de la base des bâtiments sont indiquées dans le présent DTR.
4. Le DTR ne couvre pas les systèmes de dissipation d'énergie passifs ou les dispositifs type bloqueurs qui sont disposés en superstructure.

11.2 Exigences fondamentales

1. L'action sismique de calcul est définie pour deux niveaux d'aléa sismique, cf. § 1.2.
2. Les niveaux d'aléa sismique peuvent être modifiés par le maître d'ouvrage en surclassant la structure pour une protection accrue, compte tenu de la nature et de la destination de l'ouvrage vis-à-vis des objectifs visés.
3. Une plus grande fiabilité est nécessaire pour les dispositifs d'isolation et leurs ancrages. Celle-ci doit être obtenue en appliquant un coefficient de majoration γ_x .

11.3 Critères de conformité

Pour se conformer aux exigences fondamentales, il conviendrait de définir de manière claire, les critères de performance souhaités pour la structure isolée correspondant aux deux niveaux d'aléa sismique, cf. § 1.2. Pour les ouvrages isolés à la base, les critères suivants doivent être adoptés :

- Etat limite ultime, il faut veiller à ce que :
 - L'infrastructure reste dans le domaine élastique.
 - Les réseaux vitaux doivent être dimensionnés pour résister à un déplacement relatif en prenant en compte un coefficient de majoration, γ_x , fixé à 1.3 pour les bâtiments.
 - Une plus grande fiabilité est nécessaire pour les dispositifs d'isolation et leurs ancrages. Celle-ci doit être obtenue en appliquant un coefficient de majoration γ_x égal à 1.3 sur les déplacements et les réactions transmises par chaque unité d'isolation.
- Etat de limitation des dommages, il faut veiller à ce que :
 - Les réseaux vitaux restent dans le domaine élastique.
 - Les dispositions réglementaires du chapitre 5 vis-à-vis des déplacements inter-étages soient applicables.

11.4 Dispositions générales de dimensionnement

11.4.1 Conception des bâtiments isolés à la base

Le dimensionnement des bâtiments isolés à leur base doit être fondé, essentiellement et autant que faire se peut, sur les principes suivants :

- la simplicité de la structure
- La régularité en plan et en élévation
- la résistance et la rigidité dans les deux directions
- la résistance et la rigidité vis-à-vis de la torsion
- l'action des diaphragmes au niveau des planchers

11.4.2 Dispositions générales concernant les dispositifs d'isolation

Dans la conception des dispositifs d'isolation, il convient de respecter les dispositions générales suivantes :

- Il doit être prévu un espace suffisant entre la superstructure et l'infrastructure, ainsi que toute autre disposition nécessaire, afin de pouvoir inspecter, entretenir et remplacer les dispositifs d'isolation pendant la durée de vie de la structure.
- Si nécessaire, il convient de protéger les dispositifs d'isolation contre des effets potentiellement dangereux, tels que l'incendie, les attaques chimiques ou biologiques.
- Il y a lieu que les matériaux utilisés pour le dimensionnement et la construction des dispositifs d'isolation soient conformes aux normes en vigueur.

11.4.3 Déplacements par rapport au sol et aux constructions environnantes

Il doit être prévu un espace suffisant entre la superstructure isolée et le sol ou les constructions avoisinantes, afin de permettre son déplacement dans toutes les directions.

11.4.4 Surveillance et inspection des structures isolées

- Pour les structures isolées il doit être prévu un programme d'inspection, de surveillance et de maintenance des dispositifs d'isolation.

- Un programme d'instrumentation pour le suivi du comportement de l'ouvrage isolé est recommandé dont la consistance dépend de l'importance de l'ouvrage.

11.5 Règles de calcul

11.5.1 Généralités

Quelle que soit la méthode de calcul adoptée, il est nécessaire d'entreprendre une analyse en utilisant la méthode statique équivalente. Celle-ci fixe, en effet, le niveau minimal de conception en termes de forces et de déplacements. De plus, elle est recommandée dans la conception préliminaire du système d'isolation et de la structure lorsque l'analyse dynamique est requise.

11.5.2 Action sismique

1. L'action sismique de calcul est représentée simultanément par les deux composantes horizontales et la composante verticale (A_v) dans le cas où celle-ci est supérieure à $0.25g$.
2. Chaque composante horizontale de l'action sismique peut être définie, à partir du § 3.3.1, par le spectre élastique en fonction de la zone sismique et des conditions locales du site.
3. Pour la composante verticale, il y a lieu de prendre celle spécifiée par le spectre élastique vertical défini au § 3.3.2.
4. Il convient de dériver des spectres spécifiques au site en prenant en compte les effets proches de la source, pour les bâtiments de groupe d'usage 1A ainsi que pour les bâtiments des autres groupes d'usage se trouvant à une distance inférieure à 15 km de la faille potentiellement active la plus proche, avec une magnitude ($M_s \geq 6.5$). Ces spectres ne doivent pas être inférieurs à ceux définis dans l'alinéa (2) et (3) du présent paragraphe.

Commentaire : Pour s'enquérir de la proximité du bâtiment par rapport à d'éventuelles failles potentiellement actives, il y a lieu de se rapprocher des institutions habilitées.

11.5.3 Coefficient de comportement

La valeur du coefficient de comportement à prendre en considération dans les analyses est $R = 1$.

11.5.4 Propriétés du système d'isolation

1. Les valeurs des propriétés physiques et mécaniques du système d'isolation, devant être utilisées dans l'analyse, doivent être les valeurs les plus défavorables atteintes pendant la durée de vie de la structure. Elles doivent refléter, le cas échéant, l'influence :
 - de la vitesse de chargement
 - de l'amplitude de la charge verticale simultanée
 - de l'amplitude de la charge horizontale dans la direction transversale
 - de la température
 - de l'évolution des propriétés au cours de la durée de service prévue
2. Il convient d'évaluer les accélérations et les forces d'inertie induites par le séisme, en prenant en compte la valeur maximale de la rigidité et la valeur minimale des coefficients d'amortissement et de frottement.
3. Il y a lieu d'évaluer les déplacements en prenant en compte la valeur minimale de la rigidité et des coefficients d'amortissement et de frottement.

Commentaire : Des analyses multiples doivent être conduites pour tenir compte des effets de la variation des propriétés de l'unité d'isolation sur les réponses de la structure. L'analyse du système

d'isolation et de la structure doit être effectuée séparément, en tenant en compte des valeurs limites supérieures et inférieures des propriétés des unités d'isolation.

11.5.5 Modélisation de la structure

1. La réponse dynamique du système structural doit être analysée en termes d'accélération, de forces d'inertie et de déplacements.
2. Dans les bâtiments, les effets de torsion, y compris les effets de l'excentricité accidentelle définie, au § 4.3.8, doivent être pris en compte.
3. La modélisation du bâtiment et de ses isolateurs doit être effectuée en trois dimensions. Outre les réponses de la superstructure en déplacements, en accélérations et en forces, les déformations des isolateurs dans les trois directions ainsi que leurs sollicitations ultimes induites doivent être analysés.

11.5.6 Méthodes d'analyses

Les méthodes d'analyses suivantes sont applicables :

1. La méthode statique linéaire équivalente
2. La méthode statique équivalente dite simplifiée
3. La méthode modale simplifiée
4. La méthode dynamique temporelle par accélérogrammes

Méthode statique linéaire équivalente

1. Sous réserve des conditions de l'alinéa (5) du présent paragraphe, le système d'isolation peut être modélisé par un comportement viscoélastique linéaire équivalent s'il se compose de dispositifs tels que des appuis en élastomère fretté, ou par un comportement hystérétique bilinéaire s'il se compose de dispositifs de type élasto-plastique.
2. Si un modèle linéaire équivalent est utilisé, il convient d'utiliser la rigidité effective de chaque unité d'isolation (c'est-à-dire la valeur sécante de la rigidité au déplacement de calcul total d_{db}), en respectant les dispositions de l'alinéa (1) du § 11.5.4. La rigidité effective, K_{eff} , du système d'isolation est la somme des rigidités effectives des unités d'isolation.
3. Si un modèle linéaire équivalent est utilisé, il convient d'exprimer la dissipation d'énergie du système d'isolation par un amortissement visqueux équivalent, «l'amortissement effectif» (ξ_{eff}). Il y a lieu d'exprimer la dissipation de l'énergie dans les appuis à partir de l'énergie mesurée, dissipée cycliquement à une fréquence comprise dans le domaine des fréquences naturelles des modes considérés. Pour des modes plus élevés, situés en dehors de ce domaine, il convient que le rapport d'amortissement modal de l'ensemble de la structure soit celui d'une superstructure à base fixe.
4. Lorsque la rigidité effective ou l'amortissement effectif de certaines unités d'isolation dépend du déplacement de calcul, d_{dc} , il convient d'appliquer une procédure itérative, jusqu'à ce que la différence entre la valeur supposée et la valeur calculée, d_{dc} , ne dépasse pas 5 % de la valeur supposée.
5. Le comportement du système d'isolation peut être considéré comme linéaire équivalent si toutes les conditions suivantes sont respectées :
 - la rigidité effective du système d'isolation, telle que définie dans l'alinéa (2) du présent paragraphe, est au moins égale à 50 % de la rigidité effective à un déplacement de $0.2d_{dc}$;
 - le pourcentage d'amortissement effectif, tel que défini dans l'alinéa (3) du présent paragraphe, ne dépasse pas 30 % ;

- les caractéristiques force/déplacement du système d'isolation ne varient pas de plus de 10 % en fonction de la vitesse de chargement ou des charges verticales.
6. Le système d'isolation doit être conçu selon ses limites de propriétés supérieures et inférieures ($K_{eff,max}$ et $K_{eff,min}$) de sorte qu'il induise une force de rappel «force de recentrage» correspondant au déplacement, d_{dc} . Cette force doit être supérieure ou égale à 2.5% de la charge gravitaire additionnée à une force de rappel correspondant à 50% du déplacement maximum, au moyen de l'expression suivante :

$$F_R(d = d_{dc}) \geq 0.025W_g + F_R(d = 0.5d_{dc}) \quad (11.1)$$

7. Si le comportement du système d'isolation est considéré comme linéaire équivalent et que l'action sismique est définie au moyen du spectre élastique comme indiqué dans l'alinéa (3) du § 11.5.2, il convient d'effectuer une correction d'amortissement conformément à § 3.3.1, cf. Eqn.(3.9).

Méthode statique équivalente dite simplifiée

1. La méthode d'analyse linéaire simplifiée considère deux translations dynamiques horizontales et superpose les effets statiques de la torsion. Elle suppose que la superstructure est un solide rigide en translation au-dessus du système d'isolation, sous réserve des conditions des alinéas (2) et (3) du présent paragraphe. La période de translation effective est alors :

$$T_{eff}) = 2.\pi.\sqrt{\frac{M}{K_{eff}}} \quad (11.2)$$

avec:

- M : masse de la superstructure ;
 - K_{eff} : rigidité horizontale effective du système d'isolation
2. Le mouvement de torsion autour de l'axe vertical peut être négligé dans l'évaluation de la rigidité horizontale effective et dans l'analyse linéaire simplifiée si, dans chacune des deux directions principales, l'excentricité totale (y compris l'excentricité accidentelle) entre le centre de rigidité du système d'isolation et la projection verticale du centre de gravité de la superstructure, ne dépasse pas 7.5 % de la longueur de la superstructure transversalement à la direction horizontale considérée. Ceci est une condition requise pour l'application de la méthode d'analyse linéaire simplifiée.
3. La méthode simplifiée peut être appliquée à des systèmes d'isolation ayant un comportement linéaire équivalent amorti, s'ils respectent également toutes les conditions suivantes :
- a) la distance entre le site à la faille potentiellement active, la plus proche avec une magnitude $M_w \geq 6.5$, est supérieure à 15 km ;
 - b) la plus grande dimension de la superstructure en plan n'est pas supérieure à 50 m ;
 - c) l'infrastructure est suffisamment rigide pour réduire au minimum les effets des déplacements différentiels du sol ;
 - d) tous les dispositifs sont situés au-dessus des éléments de l'infrastructure qui supportent les charges verticales ;
 - e) la période effective T_{eff} respecte la condition suivante :

$$3.T_f \leq T_{eff} \leq 3s \quad (11.3)$$

où: T_f est la période fondamentale de la superstructure supposée fixée à sa base (estimée au moyen d'une expression simplifiée).

4. Dans les bâtiments, outre l'alinéa (3) du présent paragraphe, il convient de respecter toutes les conditions suivantes pour pouvoir utiliser la méthode simplifiée applicable aux systèmes d'isolation ayant un comportement linéaire équivalent amorti :
- il convient que le système de contreventement de la superstructure soit régulièrement et symétriquement disposé le long des deux axes de la structure en plan ;
 - il convient que la rotation de balancement à la base de l'infrastructure soit négligeable ;
 - il convient que le rapport entre la rigidité verticale et la rigidité horizontale du système d'isolation respecte la condition suivante :

$$\frac{K_v}{K_{eff}} \geq 150 \quad (11.4)$$

- il convient que la période fondamentale dans la direction verticale, T_v , ne soit pas supérieure à 0.1 s, avec :

$$T_v = 2.\pi.\sqrt{\frac{M}{K_v}} \quad (11.5)$$

5. Il convient de calculer le déplacement du centre de rigidité dû à l'action sismique dans chaque direction horizontale au moyen de l'expression suivante :

$$d_{dc} = \frac{M.S_e(T_{eff}, \xi_{eff})}{K_{eff,min}} \quad (11.6)$$

où: $S_e(T_{eff}, \xi_{eff})$ est l'accélération spectrale définie au § 3.3.1, en tenant compte de la valeur appropriée de l'amortissement effectif ξ_{eff} calculé au moyen de l'expression suivante :

$$\xi_{eff} = \frac{1}{4.\pi} \frac{Aire_{hysteresis}}{Aire_{lastique}} \quad (11.7)$$

6. Il convient de calculer les forces horizontales appliquées à chaque niveau de la superstructure dans chaque direction horizontale, au moyen de l'expression suivante :

$$f_j = m_j.S_e(T_{eff}, \xi_{eff}) \quad (11.8)$$

où: m_j est la masse au niveau j .

7. Le système de forces considéré dans l'alinéa (6) induit des effets de torsion dus à la combinaison des excentricités naturelles et accidentelles.
8. Si la condition énoncée dans l'alinéa (2) du présent paragraphe, concernant la non prise en compte du mouvement de torsion autour de l'axe vertical, est respectée, les effets de torsion, dans les unités d'isolation individuelles, peuvent être pris en compte en amplifiant, dans chaque direction, les effets de l'action définis dans les alinéas (5) et (6) du présent paragraphe par un coefficient δ_i donné (pour l'action dans la direction x) par :

$$\delta_{xi} = 1 + \frac{e_{tot,y}}{r_y^2}.y_i \quad (11.9)$$

où:

- y est la direction horizontale transversalement à la direction x considérée ;
- (x_i, y_i) sont les coordonnées de l'unité d'isolation i par rapport au centre de rigidité effectif ;
- $e_{tot,y}$ est l'excentricité totale dans la direction y ;
- r_y est le rayon de torsion du système d'isolation dans la direction y , donné par l'expression suivante :

$$r_y^2 = \frac{\sum (x_i^2 \cdot k_{yi} + y_i^2 \cdot k_{xi})}{\sum K_{xi}} \quad (11.10)$$

où: K_{xi} et K_{yi} sont, respectivement, les rigidités effectives d'une unité i donnée dans les directions x et y .

Méthode modale simplifiée

1. Si le comportement des dispositifs d'isolation peut être considéré comme linéaire équivalent mais que toutes les conditions de § 11.5.6 "*Méthode statique équivalente dite simplifiée*" (2), (3) et, le cas échéant, (4) ne sont pas remplies, une analyse modale peut être effectuée conformément à § 4.3.
2. Si les conditions de § 11.5.6 "*Méthode statique équivalente dite simplifiée*" (3) et, le cas échéant, (4) sont remplies, une analyse modale simplifiée peut être effectuée en prenant en compte les déplacements horizontaux et le mouvement de torsion autour de l'axe vertical et en supposant que les infrastructures et les superstructures ont un comportement rigide. Dans ce cas, il convient de prendre en compte l'excentricité totale (y compris l'excentricité accidentelle selon § 4.3.8) de la masse de la superstructure dans l'analyse. Les déplacements à chaque point de la structure sont ensuite calculés en combinant les déplacements de translation et de rotation. Ceci s'applique, notamment, pour l'évaluation de la rigidité effective de chaque unité d'isolation. Il convient de prendre en compte les forces d'inertie et les moments pour la vérification des unités d'isolation et des infrastructures et superstructures.

Commentaire : Le coefficient d'amplification δ_i des effets de l'action sismique définit dans § 11.5.6 "*Méthode statique équivalente dite simplifiée*" (8) ne sera pas pris en compte.

Méthode dynamique temporelle par accélérogrammes

- La méthode dynamique temporelle par accélérogrammes est par ailleurs la seule appliquée pour les structures isolées avec des dissipateurs visqueux. Cette analyse dynamique pas-à-pas est réalisée en utilisant des accélérogrammes, reflétant les conditions de site d'implantation de l'ouvrage et calés à l'accélération maximale probable pouvant survenir au cours de sa durée de vie.
- Si un modèle linéaire équivalent ne peut pas être utilisé pour les isolateurs, une analyse temporelle non linéaire est nécessaire. Seules les unités d'isolation seront modélisées comme non linéaires.

Commentaire :

- Il est fortement recommandé d'employer une analyse temporelle quand le taux d'amortissement relatif à la dissipation est supérieur à 15%.
- Les modèles de comportement linéaires et non linéaires sont spécifiés dans l'annexe G.

11.6 Vérification de la sécurité à l'état limite ultime

1. L'infrastructure doit être vérifiée sous l'effet des forces d'inertie, auxquelles elle est directement soumise, ainsi qu'aux forces et aux moments qui lui sont transmis par le système

d'isolation.

2. L'état limite ultime de l'infrastructure et de la superstructure doit être vérifié en utilisant les valeurs des coefficients partiels de sécurité définies dans les articles correspondants du présent document technique réglementaire.
3. Dans les bâtiments, les vérifications de sécurité concernant l'équilibre et la résistance dans l'infrastructure et la superstructure doivent être effectuées conformément au Chapitre V.
4. En fonction du type de dispositif considéré, il convient d'évaluer la résistance des unités d'isolation, à l'état limite ultime, en termes de :
 - (a) forces, en prenant en compte les forces verticales et horizontales maximales possibles dans la situation sismique de calcul, y compris les effets de renversement ;
 - (b) déplacement relatif horizontal total entre les faces inférieure et supérieure de l'unité. Il convient que le déplacement horizontal total inclue la distorsion due à l'action sismique de calcul et les effets de retrait, de fluage et de température.



ANNEXES

A	ZONAGE SISMIQUE : WILAYAS & COMMUNES	181
B	RECOMMANDATIONS : ETUDES GEOTECHNIQUES	191
C	FACTEURS D'AMPLIFICATION TOPOGRAPHIQUE	193
D	DISPOSITIONS : VOILES DE GRANDE DIMENSION	195
D.1	Dimensions minimales	
D.2	Chainages minimaux en zone critique	
D.3	Chainages minimaux en zone courante	
E	CONSTRUCTIONS EN PROFILES FORMES A FROID	197
E.1	CONDITIONS ET DOMAINE D'APPLICATION	
F	CONSTRUCTIONS EN BOIS	201
F.1	Conditions et domaine d'application	
F.2	Matériaux	
F.3	Règles générales de conception	
F.4	Coefficient de comportement	
F.5	Coefficient d'amortissement	
F.6	Analyse de la structure	
F.7	Règles de détail pour les assemblages	
F.8	Règles de détail pour les diaphragmes horizontaux	
F.9	Contrôle du dimensionnement et de l'exécution	
G	DISPOSITIFS D'ISOLATION & COMPORTEMENT	207
G.1	Les dispositifs à comportement linéaire	
G.2	Les dispositifs à comportement non-linéaire	
H	LISTE DES SEISMES NOTABLES (depuis 1365 ...)	211
I	ACTIONS SISMIQUES & PERIODES DE RETOUR 217	
I.1	Accélération de zone: valeurs caractéristiques	
I.2	Coefficient d'importance vs. périodes de retour	
J	INTRODUCTION AU CALCUL CAPACITAIRE 221	
J.1	Principes et exigences de la méthode	
J.2	Procédure statique non linéaire (Pushover)	

A. ZONAGE SISMIQUE : WILAYAS & COMMUNES

Cette annexe traite de la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie.

Code	WILAYAS OU COMMUNES	ZONE SIS- MIQUE
1	ADRAR	0
2	CHLEF	
	Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B	VI
	Groupe de communes B Beni Bouattab, Taougrite, El Marsa, Dahra, Ouled Ben Abdelkader, Mous- sadek, Talassa, El Hadjadj, Sidi Abderrahmane	V
3	LAGHOUAT	
	Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B	II
	Groupe de communes B Hassi Delaa	I

Table A.1: CLASSIFICATION SISMIQUE DES WILAYAS ET COMMUNES D'ALGERIE

Code	WILAYAS OU COMMUNES	ZONE SISMIQUE
4	OUM EL BOUAGHI Groupe de communes A Sigus, El Amiria, Ouled Gacem, Ain M'lila, Bir Chouhada, Souk Naamane, Ouled Hamla, Ksar Sbahi, Aïn Babouche, Aïn Diss Groupe de communes B Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes A et C Groupe de communes C Oued Nini, Dhalaa, El Djazia, Meskiana, El Belala	IV III II
5	BATNA Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B Groupe de communes B Abdelkader Azil, M'Doukel, Bitam, Arris, Inoughissen, Ichemoul, Foum Toub, Ouled Fadel	III II
6	BEJAÏA Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B Groupe de communes B Toudja, Adekar, Taourirt Ighil, El Kseur, Fenaia Ilmaten, Thinabdher, Tifra, Akfadou, Chemini, Tibane, Souk Oufella, Ouzellaguen, Boudjellil, Ighil Ali, Beni Ksila	VI V
7	BISKRA Groupe de communes A M'Ziraa, Zeribet El Oued, Khenguet Sidi Nadji, Aïn Zaatout, Branis, Chetma, Djemorah, El Kantara, El Outaya, M'Chouneche Groupe de communes B Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes A	III II
8	BECHAR	I
9	BLIDA	VI
10	BOUIRA Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B Groupe de communes B Taguedit, Mezdoor, Hadjera Zergua, Dirah, Mamora, Ridane, Bordj Oukhris, El Hakimia	V IV

Table A.2: CLASSIFICATION SISMIQUE DES WILAYAS ET COMMUNES D'ALGERIE

Code	WILAYAS OU COMMUNES	ZONE SIS-MIQUE
11	TAMANRASSET	0
12	TEBESSA	
	Groupe de communes A Bir El Ater, Ferkane, Negrine, Stah Guentis, Tlidge, El Meridj, Ouenza, El Aouinet, Boukhadra	III
	Groupe de communes B Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes A	II
13	TLEMCE	
	Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes B et C	IV
	Groupe de communes B Tlemcen, Mansourah, Aïn Fezza, Aïn Ghoraba, Terny Beni Hediel, Sabra, Bouhlou, Beni Mester, Aïn Nahala, Sidi Abdelli, Hennaya, Chetouane, Amieur, Sidi Medjahed, Beni Bahdel, Azails, Beni Boussaid, Beni Snous	III
	Groupe de communes C Aïn Tallout, Beni Semiel, Oued Lakhdar, Sebdou, Sidi Djillali, El Bouihi, El Gor, El Aricha, Ouled Mimoun	II
14	TIARET	
	Groupe de communes A Sebt, Tidda, Sidi Ali Mellal, Rahouia, Meghila	III
	Groupe de communes B Aïn Zarit, Aïn Bouchekif, Aïn El Hadid, Bougara, Dahmouni, Frenda, Hamadia, Mahdia, Mechraa Safa, Medroussa, Mellakou, Sebaïne, Sidi Bakhti, Tagdemt, Takhemaret, Tiaret, Rechaiga, Si Abdelghani, Nadorah, Sidi Hosni, Djillali Ben Amar, Oued Lilli, Guertoufa	II
	Groupe de communes C Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes A et B	I
15	TIZI OUZOU	
	Groupe de communes A Illilten, Iloula Oumalou, Iferhounene, Imsouhal, Bouzguen, Beni Ziki, Idjer, Abi Youcef, Akbil, Yatafene, Iboudraren, Ouacif, Aït Boumahdi, Boghni, Bounouh, Frikat, Draâ El Mizan, Tizi Ghenif, Mkira, Ait Yahia, Ifigha, Souamaâ, Tadmaït, Aïn El ammam, Beni Yenni, Aït Toudert, Agouni Gueghrane, Ouadhia, Aït Bouadou, Tizi N'Tleta, Assi Youcef, Ait Yahia Moussa, Aïn Zaouia, Mechtras	V
	Groupe de communes B Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes A	IV

Table A.3: CLASSIFICATION SISMIQUE DES WILAYAS ET COMMUNES D'ALGERIE

Code	WILAYAS OU COMMUNES	ZONE SISMIQUE
16	ALGER	VI
17	DJELFA	
	Groupe de communes A Birin, Ain Feka	III
	Groupe de communes B Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes A et C	II
	Groupe de communes C Guettara, Oum Laadham, Sed Rahal	I
18	JIJEL	
	Groupe de communes A Erraguene, El Aouana, Ziamma Mansouriah, Selma Ben Ziada, Jijel, Kaous	VI
	Groupe de communes B Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes A et C	V
	Groupe de communes C Djemaa Beni Habibi, El Ancer, El Milia, Kheïri Oued Adjoul, Sidi Abdelaziz	IV
19	SETIF	
	Groupe de communes A Babor, Oued El Bared, Tizi N'Bechar, Tala Ifacene, Aït Tizi, Aït Nawal M'zada, Bousselam, Beni Mouhli, Beni Chebana, Beni Ouartilane, Bouandas	VI
	Groupe de communes B Aïn Sebt, Beni Aziz, Serdj El Ghoul, Aïn Abessa, Aïn El Kebira, Amoucha, Aïn Roua, El Ouricia, Beni Fouda, Maaouia, Ouled Addouane, Dehamcha, Djemila, Maoklane, Aïn Legradj, Guenzet, Harbil, Hammam Guergour, Bougaa, Draa Kebila	V
	Groupe de communes C Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes A et B	IV
20	SAÏDA	
	Groupe de communes A Saïda, Aïn Soltane, Doui Thabet, Ouled Brahim, Ouled Khaled, Youb, Hounet, Sidi Boubekour, Sidi Amar	II
	Groupe de communes B Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes A	I

Table A.4: CLASSIFICATION SISMIQUE DES WILAYAS ET COMMUNES D'ALGERIE

Code	WILAYAS OU COMMUNES	ZONE SIS- MIQUE
21	SKIKDA Groupe de communes A Ain Bouziane, Beni Oulbane, El Ghedir, El Harrouch, Emdjez Edchich, Es Sebt, Ouled Hbaba, Oum Toub, Salah Bouchaour, Sidi Mezghiche, Zerdaza, Aïn Charchar, Bekkouche Lakhdar, Azzaba, Ramdane Djamel Groupe de communes B Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes A	V IV
22	SIDI BEL ABBES Groupe de communes A Aïn Adden, Aïn El Berd, Aïn Thrid, Boudjebaa El Bordj, Makedra, Sehala Thaoura, Sfisef, Sidi Daho De Zairs, Sidi Hamadouche, Tessala Groupe de communes B Sidi Bel Abbès, Aïn Kada, Hassi Zahana, Lamtar, M'Cid, Mostefa Ben Brahim, Sidi Ali Boussidi, Sidi Brahim, Sidi Khaled, Sidi Lahcene, Sidi Yacoub, Tilmouni, Zerouala Groupe de communes C Aïn Tindamine, Benachiba Chelia, Chettouane Belaila, El Haçaiba, Merine, Mezaourou, Moulay Slissen, Sidi Ali Benyoub, Teghalimet, Telagh, Tabia, Belarbi, Boukhanafis, Oued Sefioun, Amarnas, Hassi Dahou, Ténira, Ben Badis, Badredine El Mokrani Groupe de communes D Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes A, B et C	IV III II I
23	ANNABA	IV
24	GUELMA	V
25	CONSTANTINE	V
26	MEDEA Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes B, C et D Groupe de communes B Ouled Hellal, Ouled Antar, Boghar, Moudjbar, Seghouane, Aïn Ouksir, Chelalat El Adhoua, Tafraout, Sidi Ziane, Rebaia, Kef Lakhdar, Tlatet Eddouair, Cheniguel Groupe de communes C Aziz, Derrag, Oum El Djalil, Ksar El Boukhari, Saneg, Mefatha, Aïn Boucif, Sidi Damed, El Aouinet, Ouled Maaref Groupe de communes D Chahbounia, Bouaiche, Boughezoul	V IV III II

Table A.5: CLASSIFICATION SISMIQUE DES WILAYAS ET COMMUNES D'ALGERIE

Code	WILAYAS OU COMMUNES	ZONE SISMIQUE
27	MOSTAGANEM Groupe de communes A Bougirrat, Oued El Kheir, Ouled Maaleh, Safsaf, Sidi Ali, Souafia, Sour Groupe de communes B Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes A	VI V
28	M'SILA Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes B et C Groupe de communes B Aïn Khadra, Benzouh, Berhoum, Chellal, Dehahna, Magra, Ouled Addi Guebala, Ouled Derradj, Ouled Madhi, Souamaa, Belaiba, Khoubana, M'Cif, Maarif, Ouled Sidi Brahim, Sidi Ameur Groupe de communes C Bou Saâda, El Houamed, Tamsa, Slim, Bir Fodda, Sidi M'hamed, Aïn Fares, Mohamed Boudiaf, Aïn El Melh, Ouled Slimane, Zerzour, Ben Srouer, Djebel Messaad, El Hamel, Medjedel, Ouled Atia, Oultem, Aïn Errich	IV III II
29	MASCARA Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes B, C et D Groupe de communes B Sidi Kada, Sidi Boussaid, Sidi Abdeldjebar, Bouhanifia, El Gaada, Zahana, Chorfa, Froha, Matemor, Tizi Groupe de communes C Oued El Abtal, Hachem, Zelmata, Guerdjoum, Aïn Fekan, Ghriss, Aïn Fras, Makdha, Nesmoth Groupe de communes D Aïn Ferah, Gharrous, Aouf, Beniane, Oued Taria	VI V IV III
30	OUARGLA	0
31	ORAN Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B Groupe de communes B Taфраoui	VI V

Table A.6: CLASSIFICATION SISMIQUE DES WILAYAS ET COMMUNES D'ALGERIE

Code	WILAYAS OU COMMUNES	ZONE SIS- MIQUE
32	EL BAYADH Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B Groupe de communes B Bougtob, Cheguig, El Kheiter, Rogassa	II I
33	ILLIZI	0
34	BORDJ BOU ARRERIDJ Groupe de communes A Tafreg, Djaafra, Tassamert, Ouled Sidi Brahim, El Main Groupe de communes B Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes A	V IV
35	BOUMERDES Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes B et C Groupe de communes B Chaabet El Aneur, Leghata, Timezrit, Isser, Bordj Menaiel, Djenet, Naciria, Ouled Aissa Groupe de communes C Sidi Daoud, Ben Choud, Dellys, Afir, Baghlia, Taourga	VI V IV
36	EL TARF Groupe de communes A Asfour, Chihani, Hammam Beni Salah, Drean Groupe de communes B Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes A	V IV
37	TINDOUF	0
38	TISSEMSILT Groupe de communes A Boucaïd, Larbaâ, Lazharia, Melaab Groupe de communes B Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes A et C Groupe de communes C Khemisti, Laayoune, Tissemsilt, Ammari, Maacem	IV III II

Table A.7: CLASSIFICATION SISMIQUE DES WILAYAS ET COMMUNES D'ALGERIE

Code	WILAYAS OU COMMUNES	ZONE SISMIQUE
39	EL OUED Groupe de communes A Guemar, Sidi Aoun, Magrane, Hassi Khelifa, Beni Guecha, Hamraia Groupe de communes B El Oued, Kouinine, Ourmes, Taghzout, Bayadha, Hassani Abdelkrim, Debila, Reguiba, Trifaoui, Taleb Larbi, Nekhla, Mih Ouensa, El Ogla, Robbah, Oued Allenda Groupe de communes C Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes A et B	II I 0
40	KHENCHELA Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B Groupe de communes B M'Sara, Aïn Touila, Baghaï, Bouhmama, Chélia, El Hamma, El Mahmal, Ensigha, Kais, Khenchela, M'Toussa, Ouled Rechache, Tamza, Taouzient, Yabous, Remila	III II
41	SOUK AHRAS Groupe de communes A Hanancha, Mechroha Groupe de communes B Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes A et C Groupe de communes C Bir Bouhouche, Oum El Adhaim, Oued Kebrit, Safel El Ouiden, Terraguelt	V IV III
42	TIPAZA	VI
43	MILA Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B Groupe de communes B Tadjenanet, Ouled Khellouf, M'Chira	V IV

Table A.8: CLASSIFICATION SISMIQUE DES WILAYAS ET COMMUNES D'ALGERIE

Code	WILAYAS OU COMMUNES	ZONE SIS- MIQUE
44	AÏN DEFLA Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes B et C Groupe de communes B Djelida, El Maine, Zeddine, Bourached, Oued Djemaa, Aïn Lachiakh, Djemaa Ouled Cheikh, Birbouche, Oued Chorfa, Bordj Emir Khaled, Aïn Soltane, Bir Ouled Khelifa Groupe de communes C Tarik Ibn Ziad, El Hassania, Bathia, Belaas	VI V IV
45	NAAMA Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B Groupe de communes B El Biod, Kasdir, Makman Ben Ammar	II I
46	AIN TEMOUCHENT Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B Groupe de communes B Aghlal, Aoubellil, Hassasna, Oued Berkeche	V IV
47	GHARDAÏA	I
48	RELIZANE Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes B et C Groupe de communes B Ouled Yaich, Zemmora, Sidi M'Hamed Benaouda, Dar Ben Abdellah, Souk El Had, Ammi Moussa Groupe de communes C Aïn Tarek, El Hassi, Had Echkalla, Mendes, Oued Essalem, Ramka, Sidi Lazreg	VI V IV
49	TIMIMOUN	0
50	BORJ BADJI MOKHTAR	0
51	OULED DJELLAL	II
52	BENI ABBES	0
53	IN SALAH	0
54	IN GUEZZAM	0
55	TOUGGOURT	I
56	DJANET	0
57	EL M'GHAIR	I
58	EL MENIAA	0

Table A.9: CLASSIFICATION SISMIQUE DES WILAYAS ET COMMUNES D'ALGERIE



B. RECOMMANDATIONS : ETUDES GEOTECHNIQUES

Cette annexe traite des recommandations sur les reconnaissances et études géotechniques.

L'étude de sol a pour objectif l'identification, aussi précise que possible, de la stratigraphie des sites et la caractérisation mécanique des sols en place, en vue d'obtenir la valeur des paramètres de calcul. Elle doit, en outre, permettre de classer le site (au sens du § 3.2.1) et de détecter les zones ayant des conditions défavorables ou pénalisantes (au sens du § 2.1).

Le maître d'ouvrage et/ou le bureau d'études, le laboratoire de sol, l'entreprise de réalisation ainsi que l'organisme de contrôle doivent, chacun en ce qui le concerne (cf. D.T.R B.C 2.32), collaborer en vue réunir toutes les conditions d'un bon déroulement de l'étude de sol.

L'étude de sol doit être menée par un chef de projet, géologue ou géotechnicien, ayant une expérience confirmée, qui dirige la réalisation de l'étude, se fait aider par les membres d'une équipe à profils correspondant à la nature des problématiques identifiées lors de l'étude et assure l'exploitation des résultats des investigations in situ et de laboratoire.

On peut distinguer, dans le processus d'acquisition des données de sol, des phases qui se succèdent chronologiquement : reconnaissance préliminaire (enquête préalable), étude complémentaire et, exceptionnellement, une étude spécifique lorsque la nature du sol, la méthode de mise en œuvre, le type de fondation ou l'importance de la construction présentent un caractère exceptionnel (cf. D.T.R B.C 2.32).

Ces études doivent fournir toutes les données nécessaires à l'évaluation des effets que représente chaque spécificité (susceptibilité de liquéfaction, site instable (pente, tassement excessif, gonflement, présence de cavités, etc), topographie accidentée, etc). **L'évaluation de ces effets doit se faire par des équipes spécialisées conformément aux méthodes et prescriptions techniques en vigueur.**

Pour permettre de classer le site, il est recommandé un minimum de deux sondages d'identification et caractérisation de profondeur minimale de 30m. Les moyennes, définies au § 3.3.1, des résultats d'essais effectués sur les 30m ($N_{spt,T30}$, $R_{c,30}$, $E_{p,30}$, $P_{l,30}$), seules, permettront de classer le site. Cette profondeur peut être réduite et s'arrêter à 3m après la rencontre du substratum rigide défini par l'une des valeurs : $V_s \geq 800$ m/s , $R_c \geq 10$ MPa, $E_p \geq 100$ MPa, $P_l \geq 5$ MPa.

Au préalable, le site à étudier est à subdiviser en fonction des ouvrages élémentaires projetés. Le programme global d'investigation à retenir doit tenir compte des particularités des ouvrages

élémentaires constituant le projet. Les espacements entre sondages doivent permettre de détecter toutes les variations géologiques et géotechniques importantes. Il est donc recommandé de se baser, surtout, sur l'étude géologique détaillée des sites. Si les sites présentent une bonne homogénéité géologique, le nombre de sondages pourra être limité ; dans le cas d'une géologie complexe, la campagne générale doit permettre de déterminer l'emplacement des sondages indispensables et de juger de leur représentativité spatiale.

La réalisation de sondages carottés, avec obtention d'échantillons de haute qualité, est impérative pour permettre de réaliser un programme d'essais de laboratoire adapté, en association avec les sondages et essais in situ qui fournissent un enregistrement quasi-continu des caractéristiques des couches constituant le site.

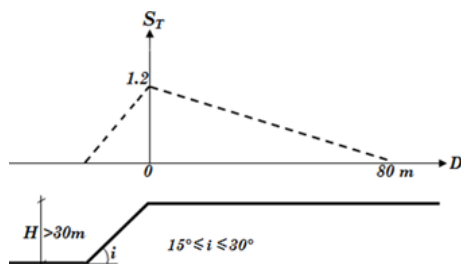
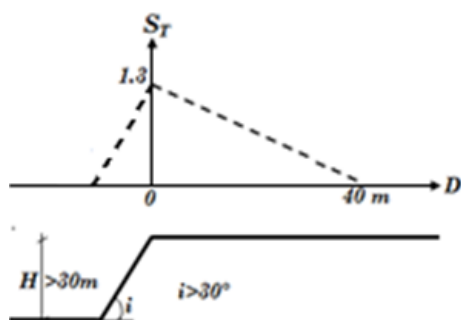
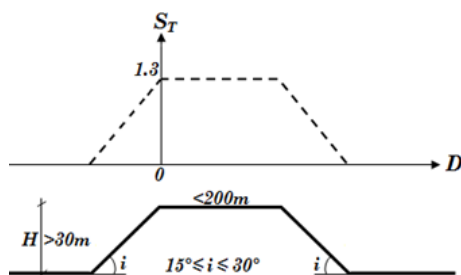
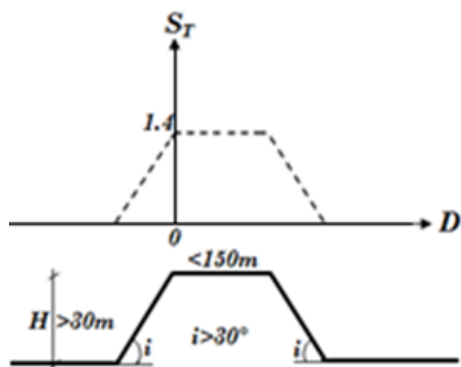


C. FACTEURS D'AMPLIFICATION TOPOGRAPHIQUE

Cette annexe traite des facteurs d'amplification topographique pour des configurations simplifiées de pentes.

En cas de présence de pente (irrégularité topographique) de hauteur supérieure à 30m et d'angle moyen supérieur à 15° , une majoration de l'action sismique de calcul doit être introduite, par le biais d'un facteur d'amplification topographique, S_T . Ce facteur dépend, essentiellement, de l'angle de pente et de la forme topographique tels que :

- Pour des pentes isolées ayant un angle moyen $i < 15^\circ$, $S_T=1$. Pour des pentes isolées ayant un angle moyen $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ (cf. Figure (11.3)), $S_T=1.2$ en crête et diminue linéairement pour atteindre 1.0 entre la crête et un point situé à 80m sur le plateau. Entre la base de la pente et la crête, S_T varie linéairement de 1.0 à 1.2.
- Pour des pentes isolées ayant un angle moyen $i > 30^\circ$ (cf. Figure (11.4)), $S_T=1.3$ en crête et diminue linéairement pour atteindre 1.0 entre la crête et un point situé à 40m sur le plateau. Entre la base de la pente et la crête, S_T varie linéairement de 1.0 à 1.3.
- Pour les pentes à deux faces (cf. Figure (11.5)), de largeur inférieure à la base et ayant des angles moyens $15 \leq i \leq 30^\circ$, $S_T=1.3$ sur tout le plateau et diminue linéairement de 1.3 à 1.0 entre les crêtes et les bases.
- Pour les pentes à deux faces (cf. Figure (11.6)), de largeur inférieure à la base et ayant des angles moyens $i > 30^\circ$, $S_T = 1.4$ sur tout le plateau et diminue linéairement de 1.4 à 1.0 entre les crêtes et les bases.

Figure C.1: Cas d'une pente isolée de hauteur $H > 30m$ et d'angle $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ Figure C.2: Cas d'une pente isolée de hauteur $H > 30m$ et d'angle $i > 30^\circ$ Figure C.3: Cas d'une pente à deux faces de hauteur $H > 30m$ et d'angle $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ Figure C.4: Cas d'une pente à deux faces de hauteur $H > 30m$ et d'angle $i > 30^\circ$ 

D. DISPOSITIONS : VOILES DE GRANDE DIMENSION

Cette annexe traite des dispositions constructives minimales des voiles de grandes dimensions, en béton peu armé.

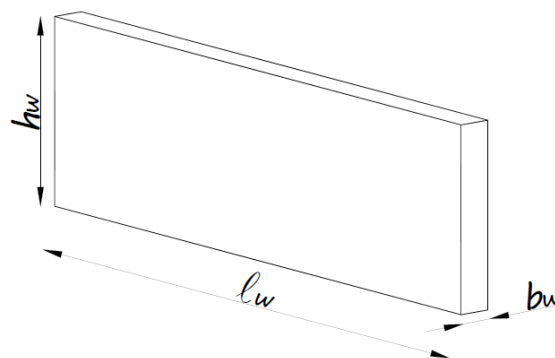
D.1 Dimensions minimales

- Epaisseur de l'âme :

$$b_w \geq \max(15 \text{ cm}, \frac{h_e}{20}) \quad (\text{D.1})$$

- h_e : hauteur libre d'étage (en m)

Figure D.1: Dimensions du voile peu armé



D.2 Chainages minimaux en zone critique

1. Chainages Verticaux :
 - HA 12 continus sur toute la hauteur d'étage

- Cadres HA 6 espacés d'au plus 10 cm
- 2. Chainages des linteaux :
 - 2 HA 10 ancrés de 50ϕ
- 3. Chainages Horizontaux :
 - Chainage périphérique continu d'au moins 3 cm^2 de section
 - Chainage au croisement de chaque élément de contreventement avec le plancher d'au moins 1.5 cm^2

D.3 Chainages minimaux en zone courante

1. Chainages Verticaux :
 - HA 10 continus sur toute la hauteur d'étage
 - Cadres HA 6 espacés d'au plus 10 cm
2. Chainages des linteaux :
 - 2 HA 10 ancrés de 50ϕ
3. Chainages Horizontaux :
 - Chainage périphérique continu d'au moins 3 cm^2 de section
 - Chainage au croisement de chaque élément de contreventement avec le plancher d'au moins 1.5 cm^2



E. CONSTRUCTIONS EN PROFILES FORMES A FROID

Cette annexe traite des constructions en Profilés formés à froid (PAF).

E.1 CONDITIONS ET DOMAINE D'APPLICATION

Les matériaux et les produits formés à froid, employés dans ces constructions, doivent être conformes aux prescriptions techniques y afférentes.

La conception, le dimensionnement ainsi que l'exécution de ces constructions doivent être menés conformément aux règlements techniques en la matière. Il faut noter que la ductilité et la capacité de dissipation d'énergie des éléments en profilés formés à froid (PAF) sont négligeables. En conséquence, les considérations de sécurité, particulièrement sous l'action d'un séisme majeur, doivent en tenir compte.

Les structures résistantes aux forces horizontales, ou contreventements de ces constructions, ne sont pas classiques et ne relèvent donc, en termes de conception parasismique, d'aucune classification.

Ces structures constituent souvent des systèmes intégrés et complexes dont l'unité mécanique élémentaire est fournie, autant par les éléments en PAF que par des panneaux en tôles et par des assemblages spéciaux. Aussi, la résistance sismique de ces systèmes doit être justifiée par voie expérimentale.

Dans ce type de structures, les éléments résistants sont des profilés minces en acier formés à froid. La stabilité latérale est assurée par un système de contreventement, constitué d'un cadre avec plusieurs montants et des traverses sur lequel une plaque en acier, ou en bois, est fixée par des vis ou des rivets, sur une ou les deux faces. Le contreventement peut être aussi assuré par des diagonales.

E.1.1 Principes généraux

La conception et le dimensionnement des éléments de la structure doivent respecter les règles de calcul spécifiques aux profilés laminés à froid ainsi que les dispositions énoncées dans ce paragraphe.

Le calcul de structure, sous l'effet des forces latérales, est effectué sous hypothèse que le plancher est conçu comme un diaphragme rigide ou semi-rigide, apte à transmettre toute la force latérale aux contreventements. On considère, aussi, que ces derniers peuvent transmettre, dans leurs plans, les forces aux fondations et/ou au plancher en dessous, dans de bonnes conditions de résistance.

La valeur de la résistance nominale de cisaillement des panneaux de contreventement utilisée, pour établir la résistance de calcul, doit être conforme aux prescriptions y afférentes. Les éléments d'extrémités et leurs connexions doivent être conçus pour transmettre les efforts développés. Sauf autrement spécifiées et justifiées, les dimensions minimales et les caractéristiques mécaniques sont données ci-après.

E.1.2 Sections transversales

L'épaisseur de la plaque d'acier utilisée, pour former les profilés, est relativement mince; elle est comprise, généralement, entre 0.4 mm et 6.35 mm. Sauf autrement spécifié et justifié, les dimensions minimales des profilés sont comme suit :

- Les montants doivent être au minimum de 40 mm par 80 mm avec raidisseur
- Les traverses doivent être au minimum de 30 mm par 80 mm.
- L'espacement maximum des montants est de 600 mm.

E.1.3 Boulonnerie - visserie

Les vis utilisées, pour l'assemblage des différents éléments, doivent être « auto-perceuse » et de longueur suffisante pour assurer la pénétration dans les montants, par au moins deux filets, avec des diamètres et espacement comme suit:

- $2 \text{ mm} \leq \text{diamètre de vis} \leq 6.35 \text{ mm}$
- La distance minimale de centre au centre des vis: $3d$
- La distance minimale de centre de vis au bord ou la fin de tôle est : $1.5d$

E.1.4 Dispositions des panneaux

- La largeur minimale d'un panneau est de 305 mm.
- Toutes les extrémités du panneau doivent être entièrement bloquées.
- Les entretoises horizontales doivent avoir une largeur minimale de 38 mm et être du même matériau que les montants et les traverses.
- Les montants d'extrémités doivent être au minimum doublés (dos-à-dos).
- Le rapport hauteur/largeur ne doit pas dépasser 2:1.

E.1.5 Dispositions particulières pour les zones sismiques IV, V et VI

En zones sismiques IV, V et VI, en plus des exigences ci-dessus, les contreventements doivent respecter les conditions suivantes:

- Les membres d'extrémités doivent être conçus pour transmettre les efforts axiaux induits.
- Les assemblages des diagonales de contreventement, les joints de membrures et les éléments d'extrémités doivent être conçus pour résister aux efforts maximaux de traction des membrures et éléments.
- Les éléments verticaux et diagonaux doivent être suffisamment ancrés pour éviter le soulèvement de la traverse inférieure qui peut causer le fléchissement de l'âme.
- Les semelles des montants doivent être raidies pour éviter la torsion latérale. Les fils de chainages ne doivent pas être considérés comme raidisseurs.
- Les vis ne doivent pas être utilisées pour résister aux efforts latéraux par une résistance à l'arrachement

- Des dispositions doivent être prises pour assurer une précontrainte dans les diagonales pour qu'elles restent tendues (alignées).
- Les éléments d'extrémités et les ancrages doivent résister aux efforts déterminés par les combinaisons de charges réglementaires.

E.1.6 Types de contreventement

- **Systèmes de contreventement en panneaux:** Il s'agit d'un système de contreventement constitué de panneaux avec plaques en tôles d'acier ou en bois structural capables de reprendre la totalité des forces sismiques. Le coefficient de comportement, pour ce type de contreventement, est fourni au Tableau (3.17) . La hauteur maximale et le nombre de niveaux sont limités selon prescriptions du § 3.5.
- **Système de contreventement en diagonales tendues :** La stabilité et la résistance latérale sont assurées par un système en diagonales travaillant en traction uniquement. Le coefficient de comportement pour ce type de contreventement est $R = 1.5$. La hauteur maximale et le nombre de niveaux sont limités selon prescriptions du § 3.5.



F. CONSTRUCTIONS EN BOIS

Cette annexe traite des constructions en bois.

F.1 Conditions et domaine d'application

Outre les exigences du *DTR C 2.4.6 "Règles de conception et de calcul des structures en bois"*, les constructions en bois, situées en zones sismiques (zones I à VI), doivent obéir aux exigences du présent document technique réglementaire.

Les types de constructions visées sont précisées en § F.3.1.

Les éléments en bois peuvent être combinés à des éléments de construction en maçonnerie, en béton ou en acier dans le cadre de systèmes de contreventements mixtes.

F.2 Matériaux

F.2.1 Le bois

Pour les propriétés, les caractéristiques géométriques, les valeurs caractéristiques des résistances et les modules d'élasticité des différents types de bois, il y a lieu de se reporter au « *DTR C 2.4.6* ».

Les défauts localisés dans les éléments en bois (exemple : les nœuds) affectent sa résistance et sa rigidité. Il est donc nécessaire d'utiliser des pièces, en bois de bonne qualité, pour les éléments les plus sollicités.

F.2.2 L'acier

Les propriétés des pièces en acier, utilisées dans les assemblages pour les constructions en bois, obéissent aux règles de conception et de calcul «*DTR C 2.4.6*».

F.3 Règles générales de conception

En zone sismique, les limitations du nombre de niveaux ou de hauteur maximale autorisés, par le présent document technique réglementaire, sont précisées en § 3.5. Dans la construction en bois, une attention particulière est à donner à la sécurité incendie (court-circuit, feu de cuisine, etc).

F.3.1 Principe de dimensionnement

Les bâtiments en bois, résistant aux séismes, doivent être dimensionnés en suivant l'un des principes suivants :

- a) **comportement de structure faiblement dissipatif** : consoles, poutres, arcs avec deux ou trois assemblages brochés et treillis assemblés par connecteurs (systèmes 18 et 19, cf. § 3.5).
- b) **comportement de structure dissipatif** : voiles en ossature et diaphragmes collés assemblés entre eux par clous et boulons; treillis avec assemblage broché et boulonné, ossatures avec remplissage non porteur ; portique hyperstatique avec assemblages boulonnés et brochés, treillis avec assemblages cloués (systèmes 20 et 21, cf. § 3.5).

Dans le cas d'un comportement dissipatif, on prend en compte la capacité, de parties de la structure (zones dissipatives), à résister aux actions sismiques au-delà de leur domaine élastique. Ces structures doivent satisfaire à des exigences particulières, concernant un ou plusieurs des aspects suivants : type de structure, type et capacité de rotation ductile des assemblages :

- Les zones dissipatives doivent être situées dans les assemblages et les connexions, alors que les éléments en bois doivent être considérés comme ayant un comportement élastique.
- Les propriétés des zones dissipatives sont déterminées par des essais, effectués, soit sur des assemblages isolés, soit sur des structures entières ou des parties de structure, conformément aux documents techniques réglementaires en vigueur.

Dans le cas d'un comportement faiblement dissipatif, les effets des actions sont calculés, sur la base d'une analyse élastique globale, sans tenir compte du comportement non linéaire du matériau. La résistance des éléments et des assemblages est calculée conformément au "DTR C 2.4.6" sans exigence supplémentaire.

F.3.2 Propriétés des zones dissipatives

1. Pour le cas de structure dissipatif, les dispositions suivantes s'appliquent :
 - a) seuls les matériaux et les connecteurs mécaniques assurant un comportement approprié à la fatigue oligo-cyclique peuvent être utilisés dans les assemblages, considérés comme des zones dissipatives. Les zones dissipatives doivent pouvoir subir une déformation plastique, sous au moins trois cycles complets avec inversion de sens accomplis avec un rapport de ductilité statique de 4 (rapport entre la déformation ultime et la déformation à la limite d'élasticité, évaluées par des essais quasi-statiques), sans que la réduction de leur résistance ne dépasse 20 %.
 - b) les assemblages collés (bois sur bois, ou bois sur métal) doivent être considérés comme des zones non dissipatives ;
 - c) les assemblages de charpentier (assemblages traditionnels où les efforts sont transmis par l'intermédiaire de surfaces de contact et sans connecteurs mécaniques : par exemple, embrèvement, tenon, joint à mi-bois, etc.) peuvent être utilisés uniquement s'ils présentent une capacité suffisante de dissipation d'énergie, sans comporter de risque de rupture fragile en cisaillement ou en traction perpendiculaire au fil du bois. Leur utilisation doit être subordonnée à des résultats d'essai appropriés.
2. L'épaisseur des panneaux en bois lamellé-croisé et en bois lamellé- ne doit pas être inférieure à 60 mm.
3. Pour les panneaux de voiles travaillant comme des murs de contreventement ou des diaphragmes, l'alinéa F3.1 (a) est considéré comme satisfait si les conditions suivantes sont respectées :

- a) Les panneaux de particules ont une épaisseur d'au moins 12 mm et doivent avoir une densité caractéristique d'au moins 550 kg/m³
 - b) Les panneaux en contreplaqué ont une épaisseur d'au moins 9 mm, comportant au moins 5 couches et doivent avoir une densité caractéristique d'au moins 450 kg/m³.
 - c) Les panneaux de fibres ont une épaisseur d'au moins 12 mm et doivent avoir une densité caractéristique d'au moins 550 kg/m³.
 - d) Les panneaux de fibres de gypse ont une épaisseur d'au moins 12 mm et doivent avoir une densité caractéristique d'au moins 1 000 kg/m³.
 - e) Les panneaux de bois massif comportant au moins 3 couches et doivent avoir une densité caractéristique d'au moins 400 kg/m³.
4. L'assemblage en acier, dans les treillis et entre le matériau du voile travaillant et l'ossature en bois, pour les structures dissipatives, doit être vérifiée par des essais cycliques sur la combinaison appropriée des parties assemblées et des connecteurs.
5. L'alinéa F 3.2(a) est considéré comme satisfait dans les zones dissipatives de tous les types de structures si les dispositions suivantes sont respectées :
- a) Dans les assemblages bois-bois brochés, boulonnés et cloués et dans les assemblages bois-métal, l'épaisseur minimale des éléments assemblés est de (10.*d*), et le diamètre *d* du connecteur ne dépassant pas 12 mm ;
 - b) Dans les murs de contreventement et les diaphragmes, le matériau de panneau est à base de bois et son épaisseur minimale est de (4.*d*), le diamètre *d* du clou ne dépassant pas 3.1 mm.

F.3.3 Contreventement

- a) **Dans le cas de contreventement vertical**, le nombre de dispositifs de stabilité doit être supérieur ou égal à deux, dans la même direction. Les palées, de deux côtés parallèles, doivent avoir une rigidité identique ou voisine.
- b) **Dans le cas de contreventement horizontal**, les planchers et les toitures doivent former des diaphragmes rigides.
- c) **Les fondations** doivent être en béton armé, suffisamment lourdes et rigides pour lester la construction et limiter les tassements différentiels.

F.4 Coefficient de comportement

Le coefficient de comportement des différentes structures en bois est donné au § 3.5 du présent document technique réglementaire.

Pour les structures ayant des propriétés différentes et indépendantes dans les deux directions horizontales, le coefficient, *R*, à utiliser pour le calcul des effets de l'action sismique, dans chacune de ces directions, doit correspondre aux propriétés de la structure dans la direction considérée. Les coefficients à utiliser dans les deux directions peuvent être différents.

Lorsque le contreventement, dans un même plan, est constitué par des systèmes différents composés de matériaux différents (cf. Figure (F.1)), le coefficient de comportement, *R*, est déterminé par la formule suivante :

$$\frac{1}{R} = \sqrt{\frac{\sum \left(\frac{V_i}{R_i}\right)^2}{\sum V_i^2}} \quad (\text{F.1})$$

Où :

- V_i désigne l'effort tranchant équilibré par un système de contreventement,
- R_i est le coefficient de comportement qui lui correspond.

Lorsque le contreventement entre deux niveaux consécutifs est constitué par des systèmes de matériaux différents (cf. Figure (F.2)), le coefficient de comportement R à considérer pour l'ensemble de la structure est le plus petit des coefficients de comportement.

Figure F.1: Exemple de systèmes contreventements différents (en plan)

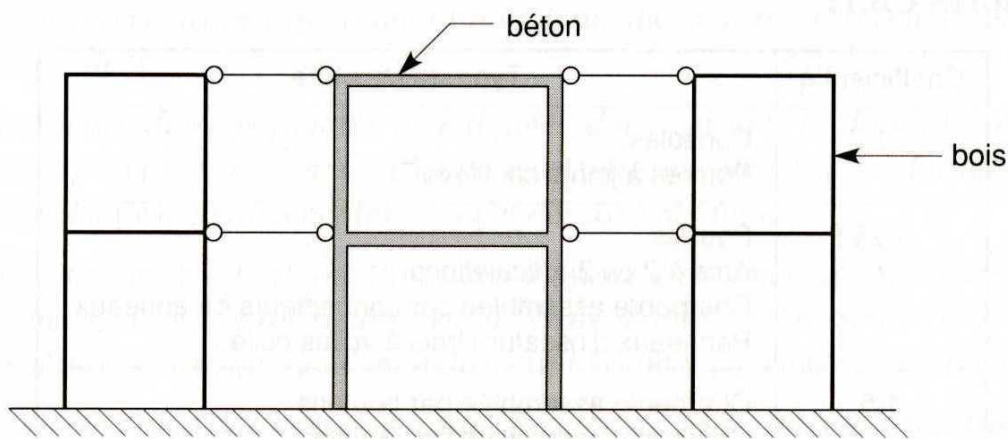
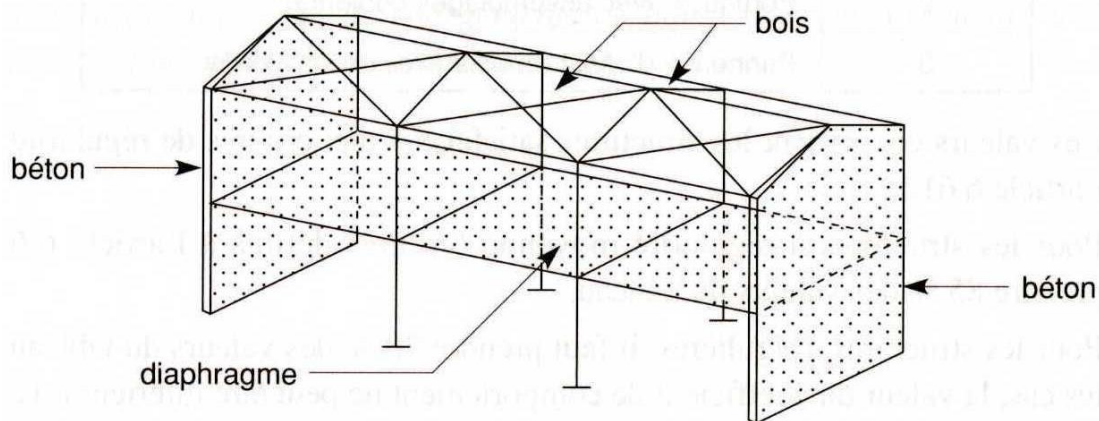


Figure F.2: Exemple contreventements différents (en élévation)



F.5 Coefficient d'amortissement

Les valeurs des coefficients d'amortissement, selon le type de contreventement, sont donnés comme suit :

- 7%-10% pour une structure en bois, avec contreventement équivalent à une ossature
- 15% pour une structure en bois, avec contreventement équivalent à des voiles

F.6 Analyse de la structure

1. Le glissement des assemblages de la structure doit être pris en compte dans l'analyse.
2. La valeur du module, E_0 , sous charges instantanées (supérieure de 10 % à la valeur prise pour le court terme) doit être utilisée.
3. Les planchers diaphragmes et toitures en bois peuvent être considérés comme rigides, dans le modèle de structure, sans autre vérification si les deux conditions suivantes sont vérifiées :
 - a) les règles de détail données en § F.8 pour les diaphragmes horizontaux sont appliquées ;
 - b) leurs ouvertures n'affectent pas sensiblement la rigidité globale dans le plan du plancher :
 - Le rapport entre les dimensions maximales dans les deux directions principales ne dépasse pas 2.0.
 - Ouvertures compactes de moins de 10 % de la surface de plancher qui ne sont pas situées le long du périmètre.
4. Diaphragmes de plancher et de toiture composites bois-béton peuvent être considérés comme rigide dans le plan si les deux conditions a) à b) sont satisfaites :
 - a) Leurs ouvertures n'affectent pas, de manière significative, la rigidité globale dans le plan des planchers :
 - un plancher avec forme compacte et un rapport entre les dimensions maximales dans les deux directions principales ne dépasse pas 2.0.
 - des ouvertures compactes de moins de 20 % de la surface au sol.
 - b) Le revêtement en béton doit avoir une épaisseur d'au moins 50 mm et doit être relié à tous les éléments primaires.

F.7 Règles de détail pour les assemblages

1. Les éléments comprimés et leurs assemblages (par exemple, assemblages de charpentier) qui peuvent subir des ruptures, sous l'effet des déformations dues à l'inversion des efforts, doivent être conçus de telle sorte qu'ils ne puissent pas se séparer et qu'ils restent dans leur position d'origine.
2. Les boulons et les broches doivent être serrés et les trous ajustés. Des boulons ou des broches de diamètres ($d > 16$ mm) ne doivent pas être utilisés pour les assemblages bois-bois et bois-métal, sauf s'ils sont associés à des connecteurs en bois.
3. Les broches, les clous lisses et les crampons ne doivent généralement pas être utilisés sans disposition complémentaire s'opposant à leur arrachement.
4. En cas de traction perpendiculaire au fil du bois, il convient d'adopter des dispositions complémentaires afin d'éviter le fendage (par exemple, plaques métalliques clouées ou plaques de recouvrement clouées).

F.8 Règles de détail pour les diaphragmes horizontaux

1. Pour les diaphragmes horizontaux soumis aux actions sismiques, le "DTR C 2.4.6" s'applique, avec les modifications suivantes :
 - le coefficient de majoration de 1.2 pour la résistance des connecteurs aux bords des plaques ne doit pas être utilisé ;

- lorsque les plaques sont en quinconce, le coefficient de majoration de 1.5, pour l'espacement des clous le long des bords des panneaux discontinus, ne doit pas être utilisé;
 - la répartition des efforts tranchants dans les diaphragmes doit être évaluée en prenant en compte la position en plan des éléments verticaux résistant aux forces latérales.
2. Tous les bords des panneaux de voile travaillant, qui ne sont pas fixés sur des éléments structuraux, doivent être supportés et fixés par des entretoises transversales placées entre les poutres en bois. Des entretoises doivent, également, être prévus dans les diaphragmes horizontaux, au-dessus des éléments verticaux résistant aux forces latérales (par exemple, les murs).
 3. La continuité des poutres, en incluant les chevêtres, doit être assurée dans les zones où les diaphragmes sont perturbés par des trémies.
 4. En l'absence d'entretoises de même hauteur que les poutres, il convient que le rapport hauteur/largeur (h/b) des poutres en bois, soit inférieur à 4.

F.9 Contrôle du dimensionnement et de l'exécution

Les éléments structuraux suivants doivent être identifiés sur les plans de projet et il doit être prévu des spécifications de contrôle particulier d'exécution pour :

- les tiges d'ancrage et tous les assemblages avec les éléments de fondation ;
- les entretoises diagonales tendues en acier utilisées pour le contreventement ;
- les assemblages entre les diaphragmes horizontaux et les éléments verticaux de contreventement ;
- les assemblages entre les panneaux travaillant et l'ossature en bois dans les diaphragmes horizontaux et verticaux.

Le contrôle de l'exécution doit particulièrement porter sur les propriétés des matériaux et sur la précision de l'exécution.

G. DISPOSITIFS D'ISOLATION & COMPORTEMENT

Cette annexe informative traite de la loi de comportement des dispositifs ou unités d'isolation.

Notations

A	Aire de l'unité d'isolation
C	Coefficient d'amortissement de l'unité d'isolation
F_0	Force précontrainte correspondante à la pression du fluide P_0
G	Module de cisaillement du néoprène
h	Hauteur totale de couches frettées
K_a	Rigidité du ressort équivalent à la compressibilité du fluide
K_e	Rigidité élastique de l'unité d'isolation
K_n	Rigidité de l'unité d'isolation en néoprène fretté
K_p	Rigidité plastique d'une unité d'isolation
K_{pe}	Rigidité élastique au cisaillement du noyau en plomb
K_{pp}	Rigidité post-élastique au cisaillement du noyau en plomb
N_{sd}	Effort vertical transmis par l'appui
R_d	Rayon de la Sphère
v	Vitesse de l'action sismique horizontale engendrée sur l'appareil d'appui
μ_d	Coefficient de frottement des deux plans de glissement
α	Exposant de la vitesse

G.1 Les dispositifs à comportement linéaire

Cette catégorie, dans les ouvrages isolés, comporte les dispositifs en néoprène fretté.

- Unité d'isolation en néoprène fretté à faible taux d'amortissement $\xi \leq 6\%$ (considéré négligeable)

La loi de comportement est de type linéaire :

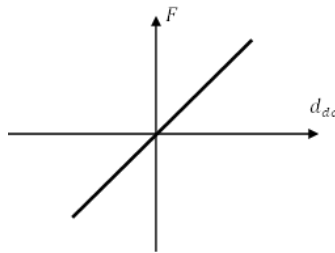
$$F = K_n \cdot d_{ab} \quad (G.1)$$

avec: $K_n = \frac{G \cdot A}{h}$

où:

- G: Module de cisaillement du néoprène
- A: Aire de l'unité d'isolation
- h: Hauteur totale de couches frettées
- K_n : Rigidité de l'unité d'isolation en néoprène fretté

Figure G.1: Loi de comportement d'unité d'isolation en néoprène fretté



- b) Unité d'isolation en néoprène fretté à fort taux d'amortissement $10\% \leq \xi \leq 20\%$
La loi de comportement est de type linéaire :

$$F = K_n \cdot d_{db} + C \cdot v \quad (G.2)$$

avec:

- C: Coefficient d'amortissement de l'unité d'isolation
- v: Vitesse de l'action sismique horizontale engendrée sur l'appareil d'appui K_n : Rigidité horizontale d'une unité d'isolation

G.2 Les dispositifs à comportement non-linéaire

Ces dispositifs sont destinés à dissiper l'énergie sismique induite par des cycles d'hystérésis. Ils comportent :

- a) Le comportement du dispositif est une combinaison d'un comportement linéaire du néoprène avec ses frettes et un comportement élasto-plastique, avec des déformations irréversibles du noyau en plomb. Le comportement d'un tel dispositif peut être schématisé physiquement par deux ressorts parallèles.

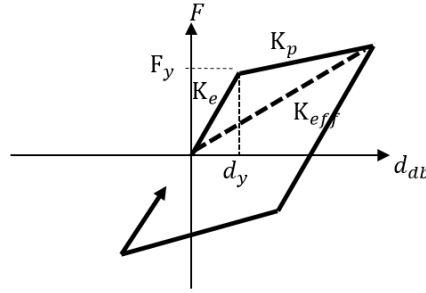
$$F = K_n \cdot d_{db} + K_p \cdot d_{db}, \text{ avec : } K_p = \begin{cases} K_{pe} , & \text{si : } F \leq F_y \\ K_{pp} , & \text{si : } F > F_y \end{cases} \quad (G.3)$$

avec: $K_e = K_n + K_{pe}$

où:

- K_n et K_{pe} représentent, respectivement, les rigidités élastiques au cisaillement des parties en néoprène et en plomb.

Figure G.2: Loi de comportement d'un dispositif en néoprène fretté à noyau en plomb



- $K_p = K_n + K_{pp}$
- K_{pp} représente la rigidité post élastique au cisaillement du noyau en plomb.

b) Dispositif à frictions (système pendulaire glissant)

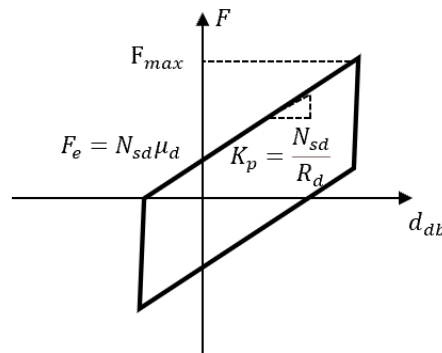
L'appui combine deux mouvements, vertical et horizontal par l'intermédiaire d'un plan de glissement incurvé, autour d'une partie d'une sphère, de rayon R_d . L'effort vertical combiné à l'effort horizontal sur la surface incurvée et grâce aux frottements exercés entre les deux parties, ce mouvement engendre une dissipation d'énergie par frictions. Ce double mouvement assure, aussi, une fonction de recentrage du système sur sa position d'équilibre à la fin du mouvement sismique.

$$F = N_{sd} \cdot \mu_d \cdot \text{signe}(v) + \frac{N_{sd}}{R_d} \cdot d_{db} \quad (\text{G.4})$$

avec:

- N_{sd} : Effort vertical transmis par l'appui
- μ_d : Coefficient de frottement des deux plans de glissement
- R_d : Rayon de la Sphère

Figure G.3: Loi de comportement d'un système pendulaire glissant



Le rayon des surfaces sphériques conditionne la rigidité de l'appui, tandis que l'amortissement est apporté par le frottement des plans de glissement.

Pour une surface de glissement plate, la loi de comportement défini par Eqn. G.4 est formulée comme suit :

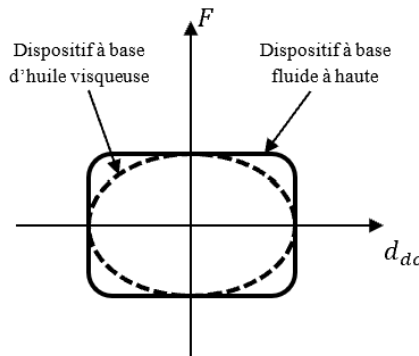
$$F = N_{sd} \cdot \mu_d \cdot \text{signe}(v) \quad (\text{G.5})$$

- c) Dispositifs dissipateurs d'énergie à base de fluide visqueux (Amortisseurs)
Ils comportent les dissipateurs à base de fluide visqueux compressible ou non compressible.
La loi de comportement est de type :

$$F = C.v^\alpha \quad (G.6)$$

où: α , exposant de la vitesse, dépend principalement de la nature et des caractéristiques mécaniques du fluide.

Figure G.4: Loi de comportement des amortisseurs visqueux



- d) Dispositifs dissipateurs d'énergie précontraints (Amortisseurs-Ressort-Précontraint)

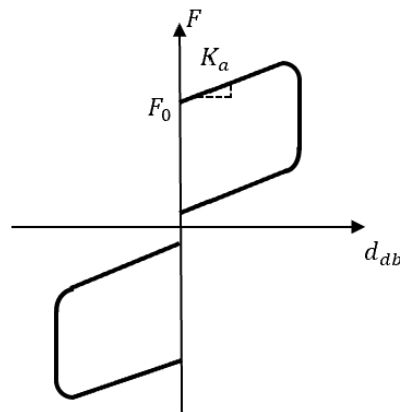
$$F = C.v^\alpha + F_0 + K_a.d_{db} \quad (G.7)$$

avec:

- F_0 : Force précontrainte correspondant à la pression du fluide, P_0 , préalablement créée dans le réservoir
- K_a : Rigidité du ressort équivalent à la compressibilité du fluide.

La précontrainte permet d'immobiliser le mouvement du système pour les actions à faibles actions (vents, séismes faibles à modérés). Cette fonction permet aussi le recentrage du système sur sa position d'équilibre à la fin du mouvement sismique.

Figure G.5: Loi de comportement des dispositifs dissipateurs d'énergie précontraints





H. LISTE DES SEISMES NOTABLES (depuis 1365 ...)

Cette annexe liste les séismes notables, dommageables ou fortement ressentis, depuis 1365 à nos jours.

Année	Mois	Jour	Mag	I_0	Site	Commentaires
1365	1	3		X	Alger	Alger totalement détruite, 100 répliques pendant la nuit, une partie d'Alger fut inondée par un tsunami.
1673	3	10		VIII	Alger	
1716	2	3		IX	Alger	De nombreux dégâts, 20000 victimes
1722	11	29		VII	Alger	
1790	10	9		X	Oran	3000 victimes
1807	11	18		VII	Alger	
1819	3	0		VIII	Mascara	De nombreuses victimes.
1825	3	2		IX	Blida	7000 morts à Blida et dans la région
1839	4	14		VII	Alger	
1842	12	4		VIII	Alger	
1850	2	9		VII	Zemmoura-Guenzet	
1851	11	22		VII	Mascara	
1854	5	15		VII	Blida	
1856	8	22	6.6	IX	Jijel - Béjaia	
1858	3	9	6.5	IX	Kherba (Médéa)	
1860	9	22		VIII	Tipaza	
1860	9	27		VII	Akbou - Tazmalt	
1861	3	29		VII	Blida	
1861	7	26		VII	Oran	
1867	1	2		VIII	Mouzaia	100 morts environ.

Table H.1: CLASSIFICATION SISMIQUE DES WILAYAS ET COMMUNES D'ALGERIE

Année	Mois	Jour	Mag	I_0	Site	Commentaires
1869	11	16		VIII-IX	Biskra	Plus de 30 morts et de nombreux blessés. Plus de 200 maisons détruites.
1872	7	29		VII	Mostaganem	
1874	3	28		VII	Cherchell	
1876	3	23		VII	El Afroun	
1885	1	19		VIII	N'gaous (Batna)	
1885	1	30		VII	M'Sila	
1885	12	3	5.9	IX	M'Sila	
1886	7	1		VII	Takitount (Kherrata)	
1886	9	9		VII	Sour El Ghozlane	15 maisons détruites.
1887	1	8		VIII	Mansourah (B.B.A)	40 demeures populaires furent détruites et plusieurs maisons d'administration furent endommagées.
1887	11	29		IX	Kalaa des Beni Rached (Relizane)	20 morts et 5 blessés, 331 maisons furent détruites.
1888	1	6		VIII	El Afroun-Mouzaïa	Nombreux dégâts
1889	5	21		VII	Oran	Quelques maisons lézardées.
1890	7	30		VI-VII	Relizane	
1891	1	15		IX	Gouraya (Tipaza)	Plus de 38 morts et plus de 75 maisons détruites
1891	10	23		VII	Ain El Hammam (Tizi Ouzou)	
1901	1	13		IX	Sidi Aich (Béjaia)	
1903	9	23	5.5	VII	Moudjebeur (Blida)	
1908	3	11		VII-VIII	Blida	
1908	8	4	5.2	VIII	Constantine	
1910	6	24	6.4	X	Sour El Ghozlane	81 morts
1912	8	6	5.3	VI	Oued Marsa (Béjaïa)	
1921	10	22	4.8	VII	Ouled Nail	
1922	8	25	5.1	VIII	Bordj Abou El Hassen (Chlef)	Destructeur, la localité complètement détruite, 2 morts. Déplacement vertical d'1m observé.
1924	3	16	5.6	VIII	Aïn Touta (Batna)	
1924	7	19	4.6	VII	Tizi N'Bechar (Béjaia)	
1924	11	5	5.2	VIII	Ben Chabane (Boufarik)	
1925	6	10	4.9	VIII	Boughar (Médéa)	
1928	8	24	5.4	VIII	Oued Rhiou	4 morts et plusieurs maisons se sont effondrées.
1929	1	11	4.5	VIII	Sig (Mascara)	
1931	8	15	4.9	§III	Sour El Ghozlane	28 habitats populaires détruits

Table H.2: CLASSIFICATION SISMIQUE DES WILAYAS ET COMMUNES D'ALGERIE

Année	Mois	Jour	Mag	I_0	Site	Commentaires
1934	9	7	5	IX	El Abadia (Ain Defla)	Séisme destructeur, ressenti même à Alger.
1935	9	19	5.1		Chetaïbi	Des dégâts sont enregistrés à Herbillon (Chetaïbi)
1937	2	10	5.4	VIII	Guelma	
1940	9	18	5	VII	Djelfa	
1942	3	2	4.7	VII	Ain Merdja (Chlef)	
1943	4	16	5	VIII-IX	Mansourah	6 morts, plus de 12 blessés, plus de 131 maisons endommagées et plus de 64 détruites.
1946	2	12	6.2	VIII-IX	Berhoum (Le mont du Hodna)	246 morts. 112 blessés et un millier de maisons détruites.
1946	9	9	5.2	VII	El Esnam (Bouira)	
1947	4	28	4.7	V	Tadjena (Chlef)	
1947	8	6	5.3	VIII-IX	Oued Hamimine (Constantine)	Plusieurs victimes et de nombreux dégâts.
1948	3	13	4.9	VIII-IX	Bou Semghoun (El Bayadh)	1 mort, 6 maisons détruites et de nombreuses autres lésardées. A noter que la zone épicerale est peu peuplée.
1949	2	17	4.9	VII-VIII	Kherrata	2 morts, 16 blessés et plus de 50 maisons détruites.
1950	4	20	5.1	VI-VII	El ghicha Aflou	
1953	7	5		VIII	Ain Bessam	
1953	8	22	4.9	VII	Sour El Ghozlane	
1953	8	29	5.2	IX	Ras el Oued (B.B.A)	1 mort.
1953	12	25	4.9	VII	Bir Rabalou	
1954	9	9	6.7	X	El-Asnam (Chlef)	1243 morts, plus de 5000 blessés et plus de 33000 maisons détruites.
1955	5	8	4.7	VII	Boucheral (Tenes)	Plusieurs blessés et de nombreuses maisons détruites.
1955	6	5	5.1	VIII	Beni Rached	
1959	5	24	5.5	VII-VIII	Guenzet-Zemmoura	
1959	11	7	5.5	VIII	Bou Medfa	Plus de 80% du bâti détruit ou fortement endommagé.
1959	12	12	4.6	VII	Gdyel (Oran)	
1960	2	12	5.6	VIII-IX	Béjaia	264 morts, 112 blessés, 1000 Maisons détruites.
1960	2	21	5	VIII	Melouza (M'Sila)	47 morts et 129 blessés, plus de 600 maisons détruites et près de 4900 sans abris.
1961	12	2	5.5	VIII	Annaba	Ressenti en mer.
1963	9	4	5.7	VIII	Bir Hadada (Sétif)	1 mort et 100 blessés.
1965	1	1	5.5	VI	M'sila	5 morts, 24 blessés et 3145 maisons détruites, 25000 sans-abris.
1965	9	7	5.1	VII-VIII	Boussâda	
1967	4	23	4.8	VII	Djendel (Ain Defla)	
1967	7	13	5.1	VII	Sig (Mascara)	10 morts et 15 blessés.
1967	9	11	4.6	VII	Hassen Ben Ali (Médéa)	
1968	2	25	4.8	VIII	Ziama Mansouriah	

Table H.3: CLASSIFICATION SISMIQUE DES WILAYAS ET COMMUNES D'ALGERIE

Année	Mois	Jour	Mag	I_0	Site	Commentaires
1971	2	5	5.9		In Amenas	
1971	2	23	4.9	VII-VIII	Oued Fodda Rouina	
1971	2	25	5.4		Asla (Naama)	
1973	3	11	5.7		Tenes (en mer)	
1973	11	24	5.1	VII-VIII	Mansourah	4 mort.et 50 blessés.
1974	6	28	5	VII	Darguinah	
1974	7	28	5	VII	Sétif	
1974	11	9	4.1	VII-VIII	Kherrata	
1975	7	11	5	VII-VIII	El Ouricia (Setif)	1 mort et 18 blessés.
1975	10	30	5.4	VI-VII	Sour El Ghozlane	
1978	12	11	4.9	VII	Mecheria	
1980	10	10	7.2	X-XI	El Asnam	Plus de 3000 morts, plus 8500 blessés, 343 disparus et 70% des habitations détruites.
1980	12	7	5.7	VIII	Oued Sly (Chlef)	
1980	12	21	4.6	VII	Oued Cheham (Annaba)	
1981	2	14	5	VII	Remka (Relizane)	
1981	4	19	4.8	VII	Arzew (Oran)	
1982	11	15	5	VII	Oued Lilin (Tiaret)	
1984	10	5	4.8	VIII	Ain Fekroun	
1985	10	27	5.7	VIII	Constantine	10 morts et 300 blessés, nombreux bâtiments et construction sont endommagées.
1987	1	26	4.9	VII	Bordj Bounaama (Tissemsilt)	1 mort et plusieurs blessés. Quelques maisons gravement endommagées.
1988	10	31	5.6	VII	Oued Djer Blida)	Nombreux dégâts, 3 morts, 500 familles sinistrées et 5 blessés.
1989	10	29	5.9	VIII	Nador (Tipaza)	35 morts, plus de 700 blessés, 50000 sans-abris et plus de 8000 maisons complètement ou partiellement détruites.
1994	8	18	5.9	IX	Beni Chougrane (Mascara)	171 morts, plus de 300 blessés et 10000 sans-abris et de très importants dégâts aux habitations.
1995	9	22	4.7	VIII	Tebessa	
1999	12	22	5.7	VIII	Ain Temouchent	28 morts et de très importants dégâts.
2000	8	18	4.9	VII	Tixter (Bordj Bou Arreridj)	
2000	11	10	5.8	IX	Béni Ourtilane	2 morts et d'importants dégâts.
2000	11	16	4.8	VII	Béjaia	

Table H.4: CLASSIFICATION SISMIQUE DES WILAYAS ET COMMUNES D'ALGERIE

Année	Mois	Jour	Mag	I_0	Site	Commentaires
2002	4	5	5	VII	Constantine	
2003	1	1	4.8	VII	Berrouaghia (Medea)	
2003	5	21	6.8	X	Zemmouri (Boumerdes)	2778 morts, environ 10261 blessés, 180000 sans-abris, plus de 43500 constructions complètent ou partiellement détruites.
2006	3	20	4.8	VII	Laalam (Béjaia)	3 morts et d'importants dégâts.
2009	1	17	4.8		Tacheta Zegarra (Ain Defla)	
2009	3	3	4.8		M'sara (Khenchela)	
2009	6	11	4.7		Relizane	
2009	12	14	4.9		Asla (Naama)	
2009	12	21	4.8		Chorfa (Mascara)	
2010	5	14	5.2		Beni Ilemane (M'sila)	2 morts, une centaine de blessés et plus de 200 habitations totalement ou partiellement détruites.
2010	7	11	4.8		Bir Haddada (Sétif)	
2010	9	27	4.5		Est Beni Haoua (Chlef)	
2011	11	3	4.8		Filfila (Skikda)	
2012	1	15	4.6		Tamzougha (Ain Timouchent)	
2012	3	21	4.7		Oran	
2012	3	30	4.7		Roknia (Guelma)	
2012	4	5	4.8		Theniet El Anseur (B.B.A)	
2012	4	25	4.6		Brira (Chlef)	
2012	10	10	4.6		Azefoun (Tizi Ouzou)	
2012	11	28	5		Béjaia	Des fissures sont apparues sur les murs des anciennes bâtisses.
2013	3	16	4.8		Merzegled (Batna)	
2013	5	2	4.7		Douar Ouled Djilali (Mostaganem)	
2013	5	19	5.5		Béjaia	Violente secousse sans dégâts notables.
2013	7	17	4.8		Hammam Melouane (Blida)	Dégâts à près d'un millier de constructions endommagées.
2014	8	01	5.6	VII	Bouloghine (Alger)	Six mort (générées par mouvement de panique), 400 sans-abris (maisons précaires).

Table H.5: CLASSIFICATION SISMIQUE DES WILAYAS ET COMMUNES D'ALGERIE

Année	Mois	Jour	Mag I_0	Site	Commentaires
2015	02	01	4.5	Hammam-Melouane (Blida)	
2015	03	15	4.5	Ras-El-Aioun (Batna)	
2015	03	21	4.8	Ras-El-Aioun (Batna)	
2016	02	10	4.7	Hammam-Melouane (Blida)	
2016	04	10	5.0	Mihoub (Médéa)	
2016	05	28	5.3	Mihoub (Médéa)	
2016	11	05	4.7	Béni-Ilmane (M'sila)	
2016	11	18	5.0	M'ziraa (Biskra)	
2016	11	18	4.5	M'ziraa (Biskra)	
2017	03	05	4.6	Ain-Bouziane (Skikda)	
2017	07	11	5.0	Béni-Saf (Ain-Témouchent)	
2017	08	15	4.6	El-Hassi (Batna)	
2018	01	02	5.0	Oued-Djer (Blida)	
2018	04	23	4.5	Kheireddine (Mostaganem)	
2019	04	23	4.5	Kheireddine (Mostaganem)	
2019	07	13	4.7	Jijel (Jijel)	
2019	11	30	4.5	Negrine (Tebessa)	
2020	01	24	4.8	El-Aouana (Jijel)	
2020	07	17	4.5	Sidi-Merouane (Mila)	
2020	08	07	4.9	Grarem-Gouga (Mila)	
2020	08	07	4.5	Grarem-Gouga (Mila)	
2020	11	22	5.2	Ain-Bouziane (Skikda)	
2021	02	24	4.8	Rasfa (Sétif)	
2021	03	17	4.5	Ain-Bouziane (Skikda)	
2021	03	18	5.9	Cap Carbon (Béjaia)	
2021	03	18	5.2	Cap Carbon (Béjaia)	
2021	03	18	4.8	Cap Carbon (Béjaia)	
2021	03	24	4.7	Cap Carbon (Béjaia)	
2021	03	25	4.6	Cap Carbon (Béjaia)	
2021	04	01	4.8	Houari-Boumediène (Guelma)	
2021	07	19	4.6	El-Aouana (Jijel)	
2021	07	31	4.6	Ain-Bouyahia (Ain-Defla)	
2022	03	19	5.5	Cap Carbon (Béjaia)	
2022	06	26	5.1	Arzew (Oran)	
2022	11	12	4.5	El-Omaria (Médéa)	

Table H.6: CLASSIFICATION SISMIQUE DES WILAYAS ET COMMUNES D'ALGERIE

I. ACTIONS SISMIQUES & PERIODES DE RETOUR

Cette annexe, informative servant d'appui scientifique, permet d'éclairer les choix faits concernant les valeurs caractéristiques, ou fractiles, des actions sismiques, leurs dites périodes de retour et le risque accepté de dépassement de ces fractiles pendant la durée de vie des ouvrages.

Explications et démonstrations

Formule T_{ret}

$$T_{ret}(s_0) = \frac{-T_{Ref}}{\ln(1 - Prob(S \geq s_0) | T_{Ref})}$$

ou

$$T_{ret}(s_0) = \frac{-T_L}{\ln(1 - Prob(S \geq s_0) | T_L)}$$

Simplifiée comme

$$T_r(s_0) = \frac{-T_L}{\ln(1 - P_r)}$$

I.1 Accélération de zone: valeurs caractéristiques

Cette partie, en annexe d'appui scientifique, apporte les démonstrations et explications faisant le lien entre la théorie et les choix pour l'ingénierie :

- Période d'observation ou d'enregistrement des fluctuations des charges variables S , T_{Ref} , dite aussi "Période de référence". Elle est aussi notée, T_0 dans l'illustration en Figure I.2.
- Valeur de calcul arbitrairement choisie: s_0
- Fractiles: S_k , usuellement $S_{90\%}$
- Durée de vie: T_L , prise égale à 50 ans pour les bâtiments.
- Probabilité et seuil de dépassement "accepté" pour l'ingénierie, pour la valeur considérée s_0 :
 $P_r = Prob((S \geq s_0) | T_{Ref})$
- Période de retour: $T_{ret} = T_r$

**Objectifs:**

Pour toute action variable sismique ou autre, notée S , considérée comme variable aléatoire, on suppose que l'on dispose des enregistrements dans le temps, menant à la représentation schématique illustrée en Figure (I.2).

Hypothèses simplificatrices

Les actions sismiques, S , étant des processus stochastiques (variation dans l'espace et dans le temps), il convient, pour les besoins de l'ingénierie, d'en faire une transformation simplifiée, permettant de la considérer comme une valeur aléatoire (considérée comme étant indépendante du temps) et en identifier la distribution probabiliste, $f_S(\cdot)$.

A cet effet, on adopte plusieurs hypothèses, en subdivisant la durée d'observation total T_0 :

1. en n intervalles élémentaires $\Delta T_1, \Delta T_2, \dots, \Delta T_i, \dots, \Delta T_n$,
2. en admettant que, dans chacun des intervalles élémentaires, la distribution probabiliste reste la même $\forall \Delta T_i$ avec $i \in [1..n]$
3. d'un intervalle à un autre, en admettant que les valeurs dans chacun des intervalles élémentaires ΔT_i et ΔT_j , $\forall i \neq j$, sont statistiquement indépendantes d'un intervalle à l'autre.

Démonstration:

Soit l'évènement:

$$E = \text{Event}(S \geq s_0 | T_0) \quad (\text{I.1})$$

Cet évènement s'écrit mathématiquement comme:

$$E_i = \bigcup_{i=1}^n [\text{Event}(S \geq s_0 | \Delta T_i)] \quad (\text{I.2})$$

Cela se traduit par:

$$E = \bigcup_{i=1}^n E_i \quad (\text{I.3})$$

Pour en simplifier le dénombrement et du fait de l'hypothèse d'indépendance statistique entre intervalles élémentaires, il est préférable d'en considérer l'évènement complémentaire:

$$\bar{E} = \bigcap_{i=1}^n \bar{E}_i \quad (\text{I.4})$$

Il devient alors possible d'écrire:

$$\text{Prob}(\bar{E}) = \prod_{i=1}^n \text{Prob}(\bar{E}_i) \implies (1 - \text{Prob}(E)) = \prod_{i=1}^n (1 - \text{Prob}(E_i)) \quad (\text{I.5})$$

Soit:

$$1 - \text{Prob}(S \geq s_0 | T_0) = \left(\prod_{i=1}^n (1 - \text{Prob}(S \geq |_{\Delta T_i})) \right) \implies 1 - \text{Prob}(S \geq s_0 | T_0) = (1 - \text{Prob}(S \geq |_{\Delta T}))^n \quad (\text{I.6})$$

Qui peut aussi s'écrire:

$$\frac{n}{1 - \text{Prob}(S \geq s_0 | [T_0 = n \cdot \Delta T])} = \frac{1}{1 - \text{Prob}(S \geq s_0 | [\Delta T = 1 \cdot \Delta T])} \quad (\text{I.7})$$

Soit donc:

$$\frac{n \cdot \Delta T}{1 - \text{Prob}(S \geq s_0 | [T_0 = n \cdot \Delta T])} = \frac{1 \cdot \Delta T}{1 - \text{Prob}(S \geq s_0 | [\Delta T = 1 \cdot \Delta T])} \quad (\text{I.8})$$

Puisque $T_{ref} = n.\Delta T$, on aboutit ainsi à une grandeur constante et indépendante du nombre d'intervalles considérés, (i.e. $\frac{i.\Delta T}{1-Prob(S \geq s_0 | T_0=i.\Delta T)}$, $\forall i$ avec $i=1$ à n). Cette grandeur indépendante du nombre d'années d'observation est appelée, par convention, la période de retour [de même unité que T_{ref}] du niveau S_0 de la charge variable S :

$$T_{Ret}(S_0) = -\frac{T_{ref}}{1 - Prob(S \geq s_0 | T_{ref})} \quad (I.9)$$

A retenir: Formule T_{ret}

$$T_{ret}(s_0) = \frac{-T_{ref}}{\ln(1-Prob(S \geq s_0 | T_{ref}))}$$

Applications numériques: Formule T_{ret}

$T_{ref} = 50$ ans

$s_0 = S_{90\%}$: fractile 90% soit $Prob(S \geq s_{90\%} | T_{ref}) = 0.1$

$$T_{ret}(s_0) = \frac{-T_{ref}}{\ln(1-Prob(S \geq s_0 | T_{ref}))} \Rightarrow T_{ret}(S_{90\%} | T_{ref}) = 475 \text{ ans}$$

Nota: il est important de noter que $P(S \geq S_{90\%} | T_{ret}) = 0.63$ et non pas 1 si le niveau $S_{90\%}$ s'il devait être systématiquement atteint à chaque intervalle T_{ret}

Figure I.1: Demonstration : Discretisation en intervalles élémentaires statistiquement indépendants

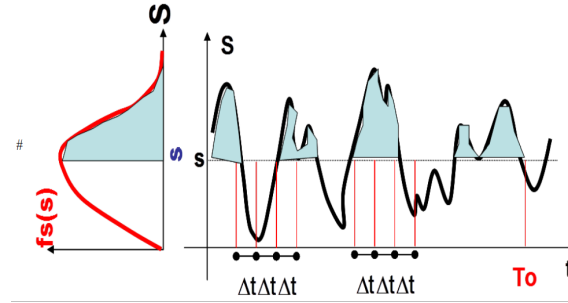


Figure I.2: Exemples : $T_L = 50 \text{ ans}$, $T_{L,LD} = 10 \text{ ans}$, A_k et $A_{k,LD}$

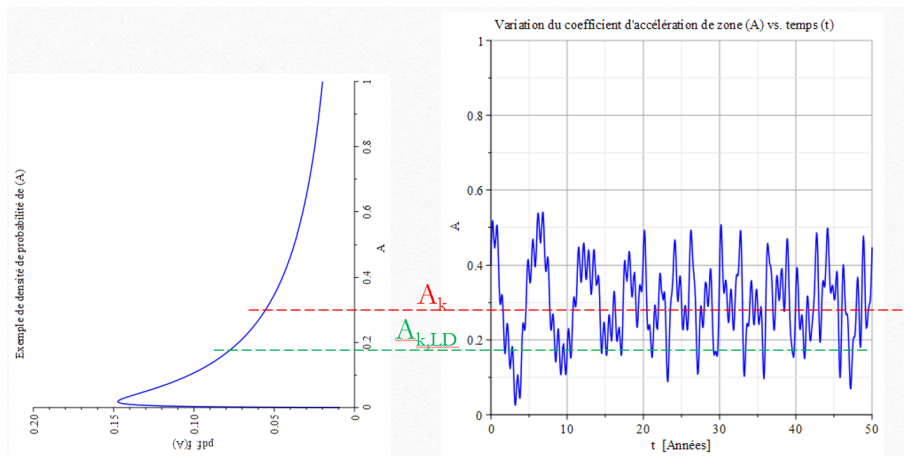
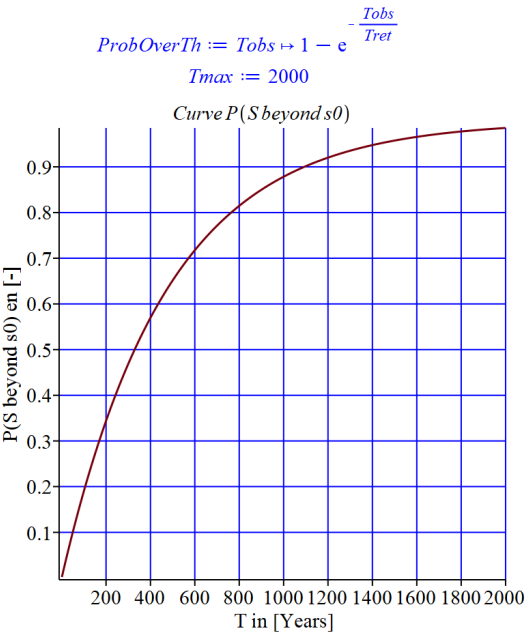


Figure I.3: Demonstration : Evolution de la probabilité d'occurrence du niveau de charge (S_0) vs. temps (t)



I.2 Coefficient d'importance vs. périodes de retour

Avec le paramètre de sismicité locale, $k = 2.7$, et les coefficients d'importance, I, donnés dans le Tableau (3.10), les périodes de retour correspondantes et les valeurs des coefficients réducteurs v_A sont fournis par le Tableau (I.1).

Paramètres	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
Coefficient d'importance, I	1.4	1.2	1	0.8
Période de retour, T_r^* (ans)	1178	777	475	260
Coefficient réducteur, v_A	0.39	0.46	0.55	0.69

Table I.1: Coefficients d'importance et coefficient réducteurs selon les groupes d'importance



J. INTRODUCTION AU CALCUL CAPACITAIRE

*Cette annexe, **informative**, expose les principes de la méthode dite "Pushover" (Poussée Progressive) qui est une procédure statique non linéaire .*

J.1 Principes et exigences de la méthode

Les principes de base et les exigences de la méthode "Pushover" sont multiples, i.e. :

- Il convient de justifier, convenablement, les analyses non linéaires en ce qui concerne la sollicitation sismique d'entrée, le modèle constitutif utilisé, la méthode d'interprétation des résultats de l'analyse et les prescriptions à respecter.
- Le modèle mathématique de la structure, utilisé pour l'analyse élastique, doit tenir compte de la résistance des éléments structuraux et de leur comportement post-élastique.
- Dans une analyse statique non linéaire, la structure est soumise à des charges gravitaires et des forces horizontales progressivement croissantes, avec une distribution invariable sur toute la hauteur, jusqu'à atteindre une valeur cible prédéterminé du déplacement.
- La distribution des forces et le déplacement cible sont fondés sur l'hypothèse de la réponse contrôlée par le mode fondamental, tandis que la forme modale (pour ce mode fondamental) reste invariable dans le domaine inélastique. Il existe des méthodes multimodes, dans lesquelles plusieurs analyses "Pushover" sont effectuées avec différentes distributions de force et plusieurs modèles équivalent à 1DDL sont établis.
- L'analyse statique non linéaire « Pushover » peut être appliquée pour vérifier ou évaluer la performance des structures.
- L'analyse peut être effectuée à l'aide de deux modèles plans, un pour chacune des deux direction horizontale. La précision du modèle est tributaire des critères de régularité (§3.7.1). Les bâtiments qui ne respectent pas ces critères doivent alors être analysés à l'aide d'un modèle spatial. Le mécanisme plastique doit être déterminé pour les deux distributions de charges latérales appliquées. Les mécanismes plastiques doivent être conformes aux mécanismes sur lesquels se fonde le coefficient de comportement R dans le calcul.
- Dans l'analyse statique non linéaire, les déplacements sont ceux obtenus directement par l'analyse, sans modification.

J.2 Procédure statique non linéaire (Pushover)

J.2.1 Charge latérale et courbe de capacité

La force latérale, normalisée dans la direction considérée appliquée au plancher "i" (ou nœud "i") dans la représentation en modèle "brochette", de ce modèle de charge est définie par Eqn. (J.1):

$$\bar{F}_i = m_i \cdot \phi_i \quad (\text{J.1})$$

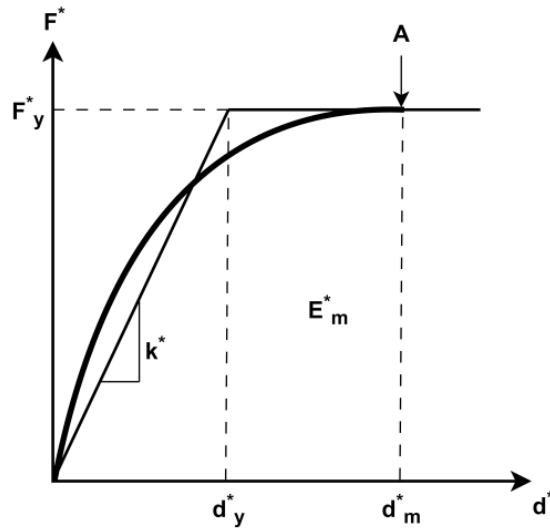
avec:

- m_i : masse du nœud "i".
- ϕ : mode de vibration qui correspond à la plus grande valeur de la masse modale effective pour la direction d'action considérée.
- ϕ_i : valeur du déplacement du mode ϕ au nœud "i" dans la direction considérée de l'action sismique.

Il convient, en outre, de déterminer la relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement de contrôle (la courbe de capacité) par l'analyse en poussée progressive (cf. J.1).

Le déplacement de contrôle peut être pris au centre de gravité de la terrasse du bâtiment. Il convient de ne pas considérer le sommet d'un appentis en terrasse comme point de contrôle.

Figure J.1: Idéalisation de la courbe de capacité



J.2.2 Système équivalent à un seul degré de liberté (1 DDL)

La masse d'un système équivalent à un seul degré de liberté, m^* , est déterminée comme suit :

$$m^* = \sum m_i \cdot \phi_i = \sum \bar{F}_i \quad (\text{J.2})$$

et le coefficient de transformation entre un système à N DDL et le système équivalent à 1 DDL est donné par :

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum (\frac{\bar{F}_i^2}{m_i})} \quad (J.3)$$

La force F^* et le déplacement d^* d'un système équivalent à un seul degré de liberté sont calculés comme suit :

$$F^* = \frac{V_b}{\Gamma} \quad (J.4)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (J.5)$$

où: V_b et d_n sont respectivement l'effort tranchant à la base et le déplacement du noeud de contrôle du système à N DDL.

J.2.3 Comportement idéalisé force-déplacement de la structure

La relation force-déformation F^* et d^* du modèle équivalent à 1 DDL peut être idéalisée comme un modèle élasto-plastique parfait (cf. J.1).

La période T^* du système équivalent à un seul degré de liberté idéalisé est déterminée par :

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad (J.6)$$

où : $k^* = \frac{F_y^*}{d_y^*}$ est la rigidité élastique du système équivalent à 1 DDL.

L'effort plastique F_y^* , qui représente également la résistance ultime du système idéalisé, est égal à l'effort tranchant à la base à la formation du mécanisme plastique.

Sur la base de cette hypothèse, le déplacement à la limite d'élasticité du système équivalent à un seul degré de liberté d_y^* , est donné par :

$$d_y^* = 2(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*}) \quad (J.7)$$

où:

- E_m^* est l'énergie de déformation réelle jusqu'à la formation du mécanisme plastique.
- F_y^* est la force à la limite élastique du système équivalent à 1 DDL.
- d_m^* est le déplacement ultime du système équivalent à 1 DDL.

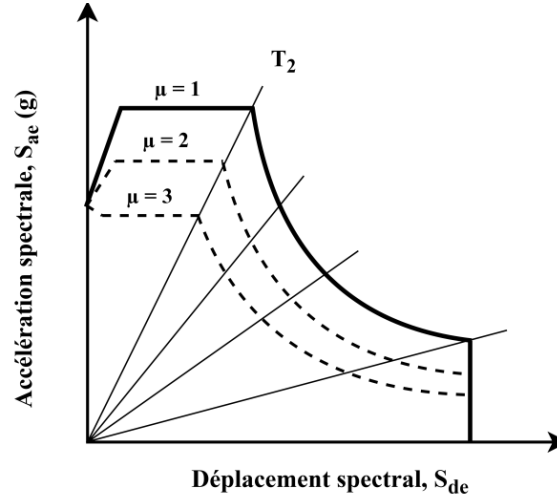
Demande sismique (spectre de réponse inélastique de constante de ductilité)

Le spectre inélastique est déduit à partir du spectre élastique en appliquant les expressions suivantes :

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \text{ et } S_d = \frac{\mu}{R_\mu} \cdot S_{de} \quad (J.8)$$

$$S_a(T, \xi) = \frac{S_{ae}(T, \xi)}{R_\mu} \quad (J.9)$$

Figure J.2: Spectre de réponse inélastique en fonction de la ductilité



$$S_{de}(T, \xi) = \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{ae}(T, \xi) \quad (\text{J.10})$$

où :

- ξ : valeur d'amortissement visqueux fixée à 5%.
- $S_{ae}(T, \xi)$

: accélération dans le spectre élastique, correspondant aux périodes T et $\xi = 5\%$

- $S_{de}(T, \xi)$: déplacement dans le spectre élastique, correspondant aux périodes T et $\xi = 5\%$.

$$S_d(T, \xi) = \frac{\mu}{R_\mu} \cdot S_{de}(T, \xi) = \frac{\mu}{R_\mu} \cdot \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{ae}(T, \xi) = \mu \cdot \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_a(T, \xi) \quad (\text{J.11})$$

avec:

- $S_a(T, \xi)$: Accélération inélastique
- $S_d(T, \xi)$: Déplacement inélastique
- μ : Facteur de ductilité
- R_μ : Facteur de réduction donné par :

$$R_\mu = \begin{cases} (\mu - 1) \cdot \frac{T}{T_2} + 1 & \text{si } T < T_2 \\ \mu & \text{si } T \geq T_2 \end{cases} \quad (\text{J.12})$$

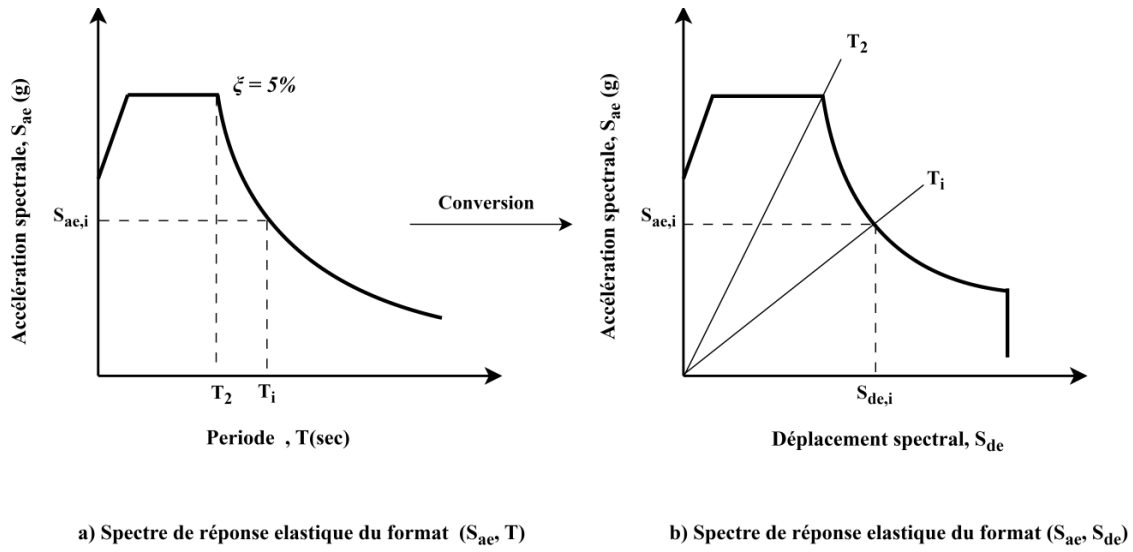
et:

- T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté
- T_2 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante (cf. § 3.3.1)

J.2.4 Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à 1 DDL

Le déplacement cible de la structure avec une période T^* et un comportement élastique illimité, est donné par :

Figure J.3: Spectre inélastique en format ADRS (accélération spectrale – déplacement spectral)



$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (J.13)$$

où: $S_e(T^*)$ est le spectre de réponse en accélération à la période T^* .

Pour la détermination du déplacement cible d_t^* des structures, dans le domaine des périodes courtes et des structures dans les domaines des périodes moyennes et longues, il convient d'utiliser différentes expressions, comme indiqué ci-dessous. La période limite, entre les domaines des périodes courtes et des périodes moyennes, est T_2 (cf. § 3.3.1).

T_2 représente la limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.

- Domaine des périodes courtes: $T^* < T_2$

1. Si $\frac{F_y^*}{m^*} \geq S_e(T^*)$: la réponse est élastique soit donc

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (J.14)$$

2. Si $\frac{F_y^*}{m^*} < S_e(T^*)$: la réponse est non linéaire, et :

$$[d_t^* = \frac{d_{et}^*}{R_\mu} \cdot (1 + (R_\mu - 1) \cdot \frac{T_2}{T^*})] \geq d_{et}^* \quad (J.15)$$

où:

R_μ est le rapport entre l'accélération $S_e(T^*)$ dans la structure ayant un comportement élastique illimité et l'accélération F_y^*/m^* dans la structure avec une résistance limitée, i.e.

$$R_\mu = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} \quad (J.16)$$

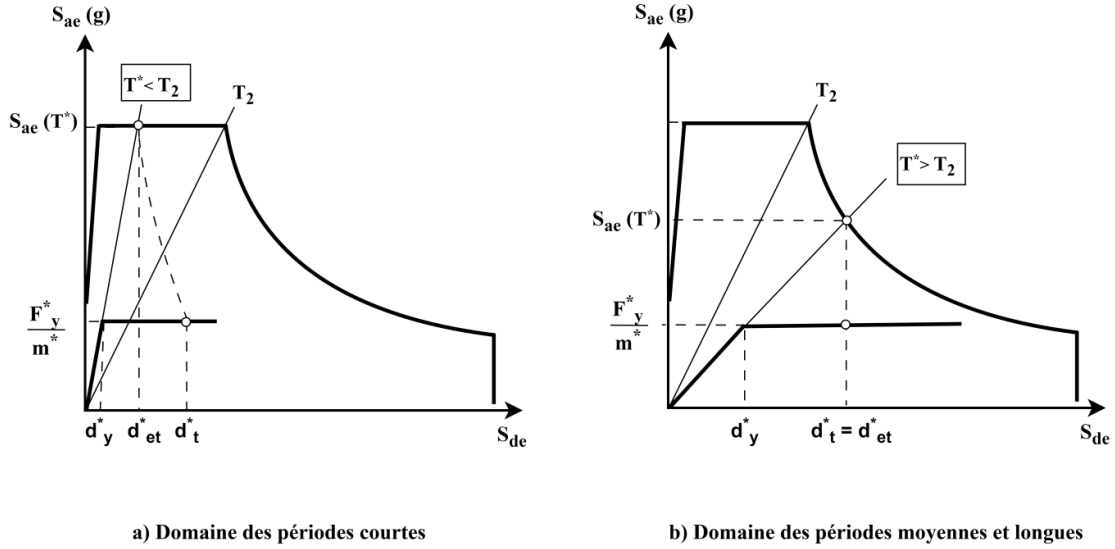
- Domaine des périodes moyennes et longues: $T^* \leq T_2$

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (J.17)$$

Il n'est pas nécessaire que d_t^* dépasse $3.d_{et}^*$.

La relation entre les différentes grandeurs peut être visualisée dans les Figures J.4). Les figures sont présentées dans des axes accélération/déplacement. La période T^* est représentée par la droite radiale partant de l'origine du système de coordonnées jusqu'au point du spectre de réponse élastique défini par les coordonnées $d^* = S_e(T^*). (T^*/2\pi)^2$ et $S_e(T^*)$.

Figure J.4: Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à 1DDL



J.2.5 Détermination du déplacement cible pour le système à N DDL

Le déplacement cible du système à N DDL est donné par :

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^* \quad (J.18)$$

Le déplacement cible correspond au nœud de contrôle.