

**RPA**  
**2024**

**RÈGLES**  
**PARASISMIQUES**  
**ALGÉRIENNES**

Document Technique Réglementaire  
D.T.R - B.C. 2.48





**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](mailto:cgsd@cgs-dz.org) - Web : [www.cgs-dz.org](http://www.cgs-dz.org)



**Arrêté du 18 Dhou El Hidja 1445 correspondant au 24 juin 2024 portant approbation du document technique réglementaire D.T.R-B.C 2.48 relatif aux « règles parasismiques algériennes RPA 2024 ».**

Le ministre de l'habitat, de l'urbanisme et de la ville,

- Vu le décret n° 85-71 du 13 avril 1985, modifié et complété, portant création du centre national de recherche appliquée en génie parasismique (C.G.S.) ;
- Vu le décret n° 86-213 du 19 août 1986 portant création d'une commission technique permanente pour le contrôle technique de la construction ;
- Vu le décret présidentiel n° 23-119 du 23 Chaâbane 1444 correspondant au 16 mars 2023, modifié, portant nomination des membres du Gouvernement ;
- Vu le décret exécutif n° 08-189 du 27 Joumada Ethania 1429 correspondant au 1er juillet 2008, modifié et complété, fixant les attributions du ministre de l'habitat, de l'urbanisme et de la ville ;
- Vu l'arrêté du 18 Dhou El Kaâda 1424 correspondant au 11 janvier 2004 portant approbation du document technique réglementaire relatif aux « règles parasismiques algériennes RPA 99/version 2003 » ;

**Arrête :**

**Article 1<sup>er</sup>.** - Est approuvé le document technique réglementaire D.T.R-B.C 2.48 relatif aux « règles parasismiques algériennes RPA 2024 », annexé à l'original du présent arrêté.

**Article 2.** - Les dispositions du document technique réglementaire visé à l'article 1er ci-dessus, s'appliquent à toute nouvelle étude de projet de construction quatre (4) mois, à compter de la date de publication du présent arrêté au *Journal officiel* de la République algérienne démocratique et populaire.

**Article 3.** - Les maîtres d'ouvrages, les maîtres d'œuvres, les bureaux d'études techniques, les entreprises de réalisation, l'organisme national de contrôle technique de la construction et tout autre intervenant dans l'acte de bâtir, sont tenus d'appliquer les dispositions du document technique réglementaire susvisé.

**Article 4.** - Des décisions, instructions et circulaires ministérielles ou des notes techniques d'interprétation émanant du centre national de recherche appliquée en génie parasismique (C.G.S.) complètent, en tant que de besoin, le présent document technique réglementaire.

**Article 5.** - Le centre national de la recherche appliquée en génie parasismique (C.G.S) est chargé de l'édition et de la diffusion du document technique réglementaire, objet du présent arrêté.

**Article 6.** - Les dispositions de l'arrêté du 18 Dhou El Kaâda 1424 correspondant au 11 janvier 2004 portant approbation du document technique réglementaire relatif aux « règles parasismiques algériennes RPA 99/version 2003 », sont abrogées.

**Article 7.** - Le présent arrêté sera publié au Journal officiel de la République algérienne démocratique et populaire.

Fait à Alger, le 18 Dhou El Hidja 1445 correspondant au 24 juin 2024.

**Mohamed Tarek BELARIBI**

قرار مؤرخ في 18 ذي الحجة عام 1445 الموافق 24 يونيو سنة 2024، يتضمن المصادقة على الوثيقة التقنية التنظيمية DTR-B.C 2.48 المتعلقة بـ "القواعد الجزائرية لمقاومة الزلازل ق.ج.ز. 2024"

إن وزير السكن والعمران و المدينة،

- بمقتضى المرسوم رقم 85-71 المؤرخ في 22 رجب عام 1405 الموافق 13 أبريل سنة 1985 و المتضمن إنشاء المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل، المعدل والمتمم،
- وبمقتضى المرسوم رقم 86-213 المؤرخ في 13 ذي الحجة عام 1406 الموافق 19 غشت سنة 1986 و المتضمن إحداث لجنة تقنية دائمة لرقابة البناء التقنية ،
- وبمقتضى المرسوم الرئاسي رقم 23-119 المؤرخ في 23 شعبان عام 1444 الموافق 16 مارس سنة 2023 و المتضمن تعيين أعضاء الحكومة، المعدل ،
- وبمقتضى المرسوم التنفيذي رقم 08-189 المؤرخ في 27 جمادى الثانية عام 1429 الموافق أول يوليو سنة 2008، الذي يحدد صلاحيات وزير السكن والعمران و المدينة، المعدل والمتمم ،
- وبمقتضى القرار المؤرخ في 18 ذي القعدة عام 1424 الموافق 11 يناير سنة 2004 و المتضمن الموافقة على الوثيقة التقنية التنظيمية المتعلقة بـ "القواعد الجزائرية لمقاومة الزلازل (ق.ج.ز / 99)، طبعة 2003".

### يقرر ما يأتي:

**المادة 1:** يُصادق على الوثيقة التقنية التنظيمية DTR-B.C 2.48 المتعلقة بـ "القواعد الجزائرية لمقاومة الزلازل ق.ج.ز. 2024"، و الملحقة بأصل هذا القرار.

**المادة 2:** تُطبق أحكام الوثيقة التقنية التنظيمية المذكورة في المادة الأولى أعلاه على كل دراسة جديدة لمشروع بناء ، أربعة (4) أشهر ابتداء من تاريخ نشر هذا القرار في الجريدة الرسمية للجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية.

**المادة 3:** يُلزم أصحاب المشاريع والمستشارون الفنيون ، ومكاتب الدراسات التقنية ، ومؤسسات الإنجاز، والهيئة الوطنية للرقابة التقنية للبناء ، وكل متدخل في عملية البناء ، بتطبيق أحكام الوثيقة التقنية التنظيمية المذكورة أعلاه.

**المادة 4:** تُتم الوثيقة التقنية التنظيمية، عند الضرورة، بقرارات وتعليمات ومنشورات وزارية أو مذكرات تفسير تقنية صادرة عن المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

**المادة 5:** يُكلف المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل بطبع وتوزيع الوثيقة التقنية التنظيمية، موضوع هذا القرار.

**المادة 6:** تلغى أحكام القرار المؤرخ في 18 ذي القعدة عام 1424 الموافق 11 يناير سنة 2004، و المتضمن الموافقة على الوثيقة التقنية التنظيمية المتعلقة بـ "القواعد الجزائرية لمقاومة الزلازل (ق.ج.ز/99)، طبعة 2003".

**المادة 7:** يُنشر هذا القرار في الجريدة الرسمية للجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية.

حرر بالجزائر في 18 ذي الحجة عام 1445 الموافق 24 يونيو سنة 2024.

محمد طارق بلعربي

## Groupe de Travail Spécialisé : 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 Abdelhakim (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)
- BENELDJOUI Mohamed (USTHB)
- BOUMECHRA Nadir (U. de Tlemcen)

- BOURAHLA Noureddine (ENP)
- BRAHIMI Ali (CTC)
- CHAKER Amar (Retraité, USA)
- CHIKH Benazouz (ENSTP)
- GHIAT Houssein, (CTC)
- KHEMICI Omar (Retraité, USA)
- KENAI Saïd (U. de Blida)
- MATALLAH 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)
- HAMDY 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. DOUGAREM Reda (CTC), M. GHARBI Sofiane (CRAAG), Mme. HEDDAR Aïcha (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, à titre collectif, 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 s'était fortement engagé pour l'élaboration de l'avant-projet de révision des 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 Février 2023 : il s'était fortement engagé pour l'élaboration de l'avant-projet de révision des RPA, convaincu des exigences d'évolution des cadres réglementaires.
- Prof. DJAFOUR Mustapha (ex. Recteur de U. Tlemcen), décédé en Octobre 2018 : il s'était fortement engagé pour l'élaboration de l'avant-projet de révision des RPA.
- Monsieur RILI Moussa (ex. Enseignant à USTHB), décédé en Juillet 2021 : il s'était fortement engagé pour l'élaboration de l'avant-projet de révision des RPA.

## 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**
  - Définition des objectifs visés en matière de protection parasismique des constructions ;
  - 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 : Structures 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 de 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 à la base**

Introduction d'un nouveau chapitre sur l'isolation sismique, à la base des structures neuves, 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 profilés formés à 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 capacitair**

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

<b>I</b>	<b>GÉNÉRALITÉS</b>	
<b>1</b>	<b>GÉNÉRALITÉS</b>	<b>25</b>
1.1	Objet	25
1.2	Objectifs	25
1.2.1	Objectifs de non-effondrement . . . . .	25
1.2.2	Objectifs de limitation des dommages . . . . .	26
1.3	Domaine d'application	26
1.4	Conditions d'application	27
1.5	Définitions et notations	27
1.5.1	Définitions . . . . .	27
1.5.2	Notations . . . . .	31
<b>II</b>	<b>PRINCIPES ET RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION</b>	
<b>2</b>	<b>Principes et Recommandations de Conception</b>	<b>37</b>
2.1	Choix du site	37
2.2	Reconnaisances et études de sol	37
2.3	Implantation des ouvrages	38
2.4	Infrastructure et fondations	39
2.5	Superstructure	39
2.5.1	Régularité . . . . .	39
2.5.2	Joint s . . . . .	39

2.5.3	Matériaux et techniques de construction	40
2.5.4	Systèmes structurels	40
2.5.5	Ductilité	41
2.5.6	Éléments non-structuraux	41
<b>2.6</b>	<b>Modélisation et méthodes de calcul</b>	<b>41</b>

### III

## CRITÈRES DE CLASSIFICATION

<b>3</b>	<b>CRITÈRES DE CLASSIFICATION</b>	<b>45</b>
<b>3.1</b>	<b>Classification des zones sismiques</b>	<b>45</b>
<b>3.2</b>	<b>Classification des sites</b>	<b>48</b>
3.2.1	Catégories et critères de classification	48
3.2.2	Conditions de site : investigations approfondies et études spécifiques	50
3.2.3	Étapes pour classer un site	50
<b>3.3</b>	<b>Actions sismiques</b>	<b>50</b>
3.3.1	Spectre de réponse élastique horizontal	51
3.3.2	Spectre de réponse élastique vertical	55
3.3.3	Spectre de calcul	57
3.3.4	Représentation temporelle de l'action sismique	58
<b>3.4</b>	<b>Classification des bâtiments selon leur importance</b>	<b>59</b>
<b>3.5</b>	<b>Classification des systèmes de contreventement</b>	<b>61</b>
<b>3.6</b>	<b>Coefficient de comportement global de la structure</b>	<b>68</b>
<b>3.7</b>	<b>Classification des bâtiments selon leur configuration</b>	<b>70</b>
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
<b>3.8</b>	<b>Facteur de qualité</b>	<b>72</b>

### IV

## REGLES DE CALCUL

<b>4</b>	<b>REGLES DE CALCUL</b>	<b>77</b>
<b>4.1</b>	<b>Choix de la méthode de calcul</b>	<b>77</b>
4.1.1	Méthodes utilisables	77
4.1.2	Conditions d'application de la méthode statique équivalente	77
4.1.3	Méthodes dynamiques	78
<b>4.2</b>	<b>Méthode statique équivalente</b>	<b>78</b>
4.2.1	Principe	78
4.2.2	Modélisation	79
4.2.3	Calcul de la force sismique totale	79
4.2.4	Estimation de la période fondamentale de la structure	80
4.2.5	Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	81
4.2.6	Distribution horizontale des forces sismiques	82
4.2.7	Effet de la torsion d'axe vertical	82
4.2.8	Composante verticale de l'action sismique	82

<b>4.3</b>	<b>Méthode d'analyse modale spectrale</b>	<b>82</b>
4.3.1	Principe	82
4.3.2	Modélisation	82
4.3.3	Nombre de modes à considérer	83
4.3.4	Combinaison des réponses modales	83
4.3.5	Résultante des forces sismiques de calcul	84
4.3.6	Effets de la torsion accidentelle	84
<b>4.4</b>	<b>Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes</b>	<b>84</b>
<b>4.5</b>	<b>Prescriptions communes aux méthodes d'analyse</b>	<b>84</b>
4.5.1	Stabilité au renversement	84
4.5.2	Calcul des déplacements	84

## V

## JUSTIFICATION DE LA SECURITE

<b>5</b>	<b>JUSTIFICATION DE LA SECURITE</b>	<b>87</b>
<b>5.1</b>	<b>Généralités</b>	<b>87</b>
<b>5.2</b>	<b>Combinaisons d'actions</b>	<b>87</b>
5.2.1	Composantes horizontales de l'action sismique	87
5.2.2	Composante verticale de l'action sismique	88
<b>5.3</b>	<b>Justification vis-à-vis de la résistance</b>	<b>89</b>
<b>5.4</b>	<b>Justification vis-à-vis de la ductilité</b>	<b>89</b>
<b>5.5</b>	<b>Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble</b>	<b>89</b>
<b>5.6</b>	<b>Justification vis-à-vis de la résistance des planchers</b>	<b>90</b>
<b>5.7</b>	<b>Justification de la stabilité des fondations</b>	<b>90</b>
<b>5.8</b>	<b>Justification de la largeur des joints sismiques</b>	<b>90</b>
<b>5.9</b>	<b>Justification vis-à-vis de l'effet P-<math>\Delta</math></b>	<b>91</b>
<b>5.10</b>	<b>Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages</b>	<b>92</b>
5.10.1	Justification de non-effondrement	92
5.10.2	Justification de limitation des dommages	92

## VI

## ELEMENTS NON-STRUCTURAUX & EQUIPEMENTS

<b>6</b>	<b>ELEMENTS NON-STRUCTURAUX &amp; EQUIPEMENTS</b>	<b>95</b>
<b>6.1</b>	<b>Prescriptions complémentaires</b>	<b>95</b>
6.1.1	Compatibilité des déplacements	95
6.1.2	Diaphragmes	95
<b>6.2</b>	<b>Éléments non-structuraux</b>	<b>96</b>
6.2.1	Définition	96
6.2.2	Exigences de comportement	96
6.2.3	Force horizontale agissant sur les éléments non-structuraux	96
<b>6.3</b>	<b>Équipements</b>	<b>97</b>
6.3.1	Analyse du risque	98
6.3.2	Classification des équipements	98
6.3.3	Mesures préventives propres à chaque classe	98

6.3.4	Ancrages et fixations	99
6.3.5	Systèmes d'ancrage	99
6.3.6	Installations des supports sismiques sur un réseau de tuyauteries	99
6.3.7	Installations des supports sismiques sur les réseaux de distribution électrique, de télécommunications et d'informatique	101
6.3.8	Calcul des fixations	101
<b>6.4</b>	<b>Eléments extérieurs</b>	<b>102</b>

## VII

## STRUCTURES EN BETON ARME

<b>7</b>	<b>STRUCTURES EN BETON ARME</b>	<b>105</b>
<b>7.1</b>	<b>Généralités</b>	<b>105</b>
7.1.1	Objet	105
7.1.2	Eléments principaux - Eléments secondaires	105
7.1.3	Définitions et conventions	106
<b>7.2</b>	<b>Spécifications concernant les matériaux</b>	<b>107</b>
<b>7.3</b>	<b>Conception et vérifications</b>	<b>107</b>
7.3.1	Coefficients de comportement	107
7.3.2	Vérification de sécurité des éléments principaux	107
<b>7.4</b>	<b>Spécifications pour les poteaux</b>	<b>107</b>
7.4.1	Coffrage	107
7.4.2	Ferraillage	108
7.4.3	Vérification spécifiques	111
<b>7.5</b>	<b>Spécifications pour les poutres</b>	<b>113</b>
7.5.1	Coffrage	113
7.5.2	Ferraillage	113
<b>7.6</b>	<b>Spécifications pour les noeuds poteaux-poutres</b>	<b>115</b>
7.6.1	Dispositions constructives	115
7.6.2	Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissants	116
<b>7.7</b>	<b>Voiles de contreventement</b>	<b>117</b>
7.7.1	Coffrages	117
7.7.2	Vérifications spécifiques	118
7.7.3	Ferraillages des linteaux	119
7.7.4	Ferraillages des voiles et des trumeaux	122
7.7.5	Conditions de ductilité locale	127
<b>7.8</b>	<b>Jonction d'armatures</b>	<b>130</b>
<b>7.9</b>	<b>Dispositions propres aux dalles et aux diaphragmes</b>	<b>130</b>

## VIII

## STRUCTURES EN ACIER

<b>8</b>	<b>STRUCTURES EN ACIER</b>	<b>133</b>
<b>8.1</b>	<b>Conditions d'application</b>	<b>133</b>
<b>8.2</b>	<b>Systèmes de contreventement</b>	<b>133</b>
8.2.1	Types de Structures	133

8.2.2	Prescriptions pour le choix des classes de sections en fonction de du coefficient de comportement	133
<b>8.3</b>	<b>Ossatures en portiques</b>	<b>134</b>
8.3.1	Principes généraux	134
8.3.2	Assemblages	134
8.3.3	Règles détaillées de vérification pour les portiques	134
<b>8.4</b>	<b>Palées de contreventement à barres centrées</b>	<b>137</b>
8.4.1	Principes généraux	137
8.4.2	Palées de contreventement à barres centrées	137
8.4.3	Règles de vérification pour les contreventements à diagonales centrées	138

## IX STRUCTURES EN MAÇONNERIE CHAÎNÉE

<b>9</b>	<b>STRUCTURES EN MAÇONNERIE CHAÎNÉE</b>	<b>143</b>
<b>9.1</b>	<b>Objet</b>	<b>143</b>
<b>9.2</b>	<b>Principes</b>	<b>143</b>
<b>9.3</b>	<b>Matériaux</b>	<b>144</b>
9.3.1	Généralités	144
9.3.2	Spécifications concernant les matériaux	144
<b>9.4</b>	<b>Conception</b>	<b>145</b>
9.4.1	Dimensions en plan, hauteur du bâtiment et nombre de niveaux	145
9.4.2	Répartition et densité des murs	145
9.4.3	Chaînages	146
9.4.4	Planchers	149
9.4.5	Baies et ouvertures	149
9.4.6	Harpage à l'interface mur-chaînage vertical	151
9.4.7	Fondations	152
<b>9.5</b>	<b>Calcul et vérification des éléments structuraux principaux</b>	<b>153</b>
9.5.1	Principe de fonctionnement	153
9.5.2	Sollicitation agissantes	153
9.5.3	Sollicitations résistantes	153
9.5.4	Principes de calcul	154

## X SOLS ET FONDATIONS

<b>10</b>	<b>SOLS ET FONDATIONS</b>	<b>157</b>
<b>10.1</b>	<b>Fondations</b>	<b>157</b>
10.1.1	Solidarisation des points d'appui	157
10.1.2	Voile périphérique	158
10.1.3	Dispositions constructives	158
10.1.4	Vérification de la capacité portante	159
10.1.5	Résistance au glissement à la base de la fondation superficielle	159
<b>10.2</b>	<b>Liquéfaction des sols</b>	<b>159</b>
<b>10.3</b>	<b>Stabilité des pentes</b>	<b>164</b>
<b>10.4</b>	<b>Ouvrages de soutènement</b>	<b>165</b>

**XI****ISOLATION SISMIQUE A LA BASE**

<b>11</b>	<b>ISOLATION SISMIQUE A LA BASE</b>	<b>173</b>
11.1	Domaine d'application	173
11.2	Exigences fondamentales	173
11.3	Critères de conformité	174
11.4	Dispositions générales de dimensionnement	174
11.4.1	Conception des bâtiments isolés à la base	174
11.4.2	Dispositions générales concernant les dispositifs d'isolation	174
11.4.3	Déplacements par rapport au sol et aux constructions environnantes	174
11.4.4	Surveillance et inspection des structures isolées	174
11.5	Règles de calcul	175
11.5.1	Généralités	175
11.5.2	Action sismique	175
11.5.3	Coefficient de comportement	175
11.5.4	Propriétés du système d'isolation	175
11.5.5	Modélisation de la structure	176
11.5.6	Méthodes d'analyses	176
11.6	Vérification de la sécurité à l'état limite ultime	180

**XII****ANNEXES**

<b>A</b>	<b>ZONAGE SISMIQUE : WILAYAS &amp; COMMUNES</b>	<b>183</b>
<b>B</b>	<b>RECOMMANDATIONS : ETUDES GEOTECHNIQUES</b>	<b>193</b>
<b>C</b>	<b>FACTEURS D'AMPLIFICATION TOPOGRAPHIQUE</b>	<b>195</b>
<b>D</b>	<b>DISPOSITIONS : VOILES DE GRANDE DIMENSION</b>	<b>197</b>
D.1	Dimensions minimales	197
D.2	Chainages minimaux selon le type de zone: zone critique ou zone courante	198
D.2.1	Chainages minimaux en zone critique	198
D.2.2	Chainages minimaux en zone courante	198
<b>E</b>	<b>CONSTRUCTIONS EN PROFILES FORMES A FROID</b>	<b>199</b>
<b>E.1</b>	<b>CONDITIONS ET DOMAINE D'APPLICATION</b>	<b>199</b>
E.1.1	Principes généraux	199
E.1.2	Sections transversales	200
E.1.3	Boulonnerie - visserie	200
E.1.4	Dispositions des panneaux	200
E.1.5	Dispositions particulières pour les zones sismiques IV, V et VI	200
E.1.6	Types de contreventement	201

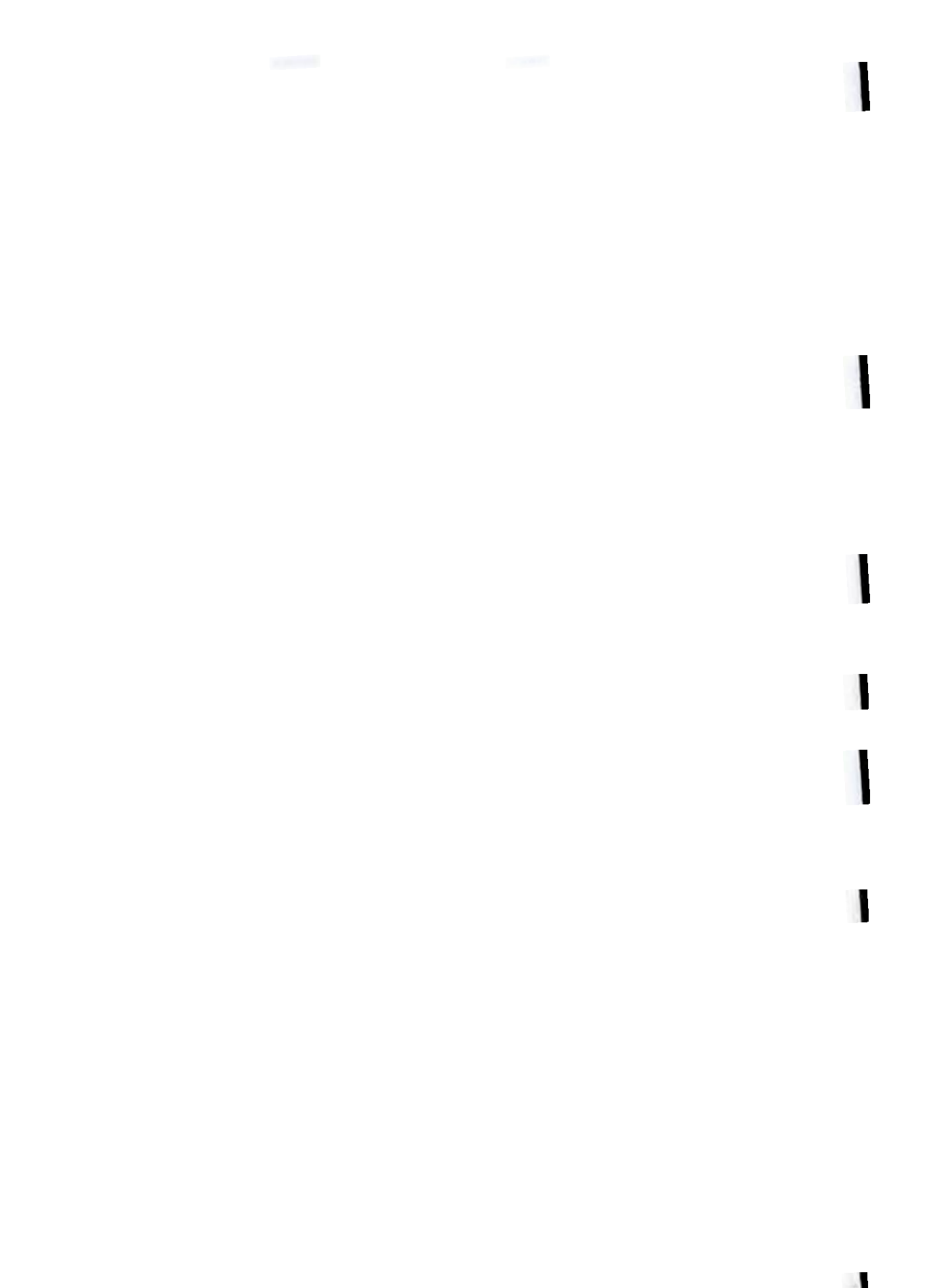
<b>F</b>	<b>CONSTRUCTIONS EN BOIS</b>	<b>203</b>
F.1	Conditions et domaine d'application	203
F.2	Matériaux	203
F.2.1	Le bois	203
F.2.2	L'acier	203
F.3	Règles générales de conception	203
F.3.1	Principe de dimensionnement	204
F.3.2	Propriétés des zones dissipatives	204
F.3.3	Contreventement	205
F.4	Coefficient de comportement	205
F.5	Coefficient d'amortissement	206
F.6	Analyse de la structure	207
F.7	Règles de détail pour les assemblages	207
F.8	Règles de détail pour les diaphragmes horizontaux	207
F.9	Contrôle du dimensionnement et de l'exécution	208
<b>G</b>	<b>DISPOSITIFS D'ISOLATION &amp; COMPORTEMENT</b>	<b>209</b>
G.1	Les dispositifs à comportement linéaire	209
G.2	Les dispositifs à comportement non-linéaire	210
<b>H</b>	<b>LISTE DES SEISMES NOTABLES (depuis 1365 ...)</b>	<b>213</b>
<b>I</b>	<b>ACTIONS SISMIQUES &amp; PERIODES DE RETOUR</b>	<b>219</b>
I.1	Accélération de zone: valeurs caractéristiques	219
I.2	Coefficient d'importance vs. périodes de retour	222
<b>J</b>	<b>INTRODUCTION AU CALCUL CAPACITAIRE</b>	<b>223</b>
J.1	Principes et exigences de la méthode	223
J.2	Procédure statique non linéaire (Pushover)	224
J.2.1	Charge latérale et courbe de capacité	224
J.2.2	Système équivalent à un seul degré de liberté (1 DDL)	224
J.2.3	Comportement idéalisé force-déplacement de la structure	225
J.2.4	Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à 1 DDL	226
J.2.5	Détermination du déplacement cible pour le système à N DDL	228





# GÉNÉRALITÉS

<b>1</b>	<b>GÉNÉRALITÉS .....</b>	<b>25</b>
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 des :

- a) coefficient d'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 (3.3) & (1.1)) ;
- b) coefficient de site,  $S$ , afin de rendre compte de la classe de site qui reçoit le bâtiment (cf. Tableaux (3.7) & (3.8)) ;
- c) 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) :

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

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, il n'est pas applicable aux constructions telles que:

- constructions et installations pour lesquelles les conséquences d'un dommage même léger peuvent être exceptionnellement graves : centrales nucléaires, installations GNL, installations de fabrication et stockage de 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 solidarités 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 (habitations, services, productions, 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, etc.).
15. **Éléments structuraux** :
  - Éléments principaux : éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poutres, poteaux, planchers, voiles, murs, etc.) ;
  - Éléments secondaires : éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement (poteaux, murs, etc.).
16. **Essai SPT** : Essais de pénétration standard (Standard Penetration Test).
17. **Essai CPT** : Essais de pénétration statique (Cone Penetration Test).
18. **Essai PMT** : Essais pressiométrique Ménard.
19. **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.
20. **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.
21. **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, barres de contreventement, âmes de poutre, etc.).

22. **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.
23. **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.
24. **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.
25. **Maçonnerie porteuse ordinaire non chaînée** : Construction dont la structure porteuse et résistante aux efforts horizontaux et verticaux est assurée par des murs en maçonnerie traditionnelle.
26. **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 chaînages horizontaux et verticaux constitués par des armatures en acier enrobées de béton.
27. **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 chaînages verticaux (notamment aux angles de murs perpendiculaires) et parfois horizontaux.
28. **Méthode statique équivalente** : Analyse statique d'une structure sous l'effet d'un système de forces statiques équivalentes à celui de l'action sismique.
29. **Méthode d'analyse modale spectrale** : Analyse d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.
30. **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, pour représenter les mouvements du sol, les accélérogrammes choisis réels, enregistrés, synthétiques ou simulés.
31. **Mur de contreventement** : Élément identique au voile réalisé en maçonnerie chaînée.
32. **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.
33. **Ossature en portique** : Ensemble tridimensionnel de poutres et de poteaux rigidement liés et capable de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.
34. **Ossature spatiale** : Structure en portique dans laquelle la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par la flexion des éléments structuraux.
35. **Palées de stabilité triangulées** : Structures de contreventement en treillis dont les éléments sont soumis à des efforts axiaux.
36. **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.
37. **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.
38. **Rupture ductile** : Rupture précédée de déformations irréversibles à la différence d'une rupture fragile qui est soudaine et quasi-instantanée.
  39. **Rotule plastique** : Zone d'un élément de structure (poutres, poteaux, voiles, 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.
  40. **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.
  41. **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.
  42. **Site** : Terrain d'implantation retenu pour la construction, caractérisé par un ensemble de conditions géologiques, hydrogéologiques, topographiques et géotechniques.
  43. **Spectre de réponse** : Courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.
  44. **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.
  45. **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.*
  46. **Structure dissipative** : Structure capable de dissiper de l'énergie grâce à des déformations post-élastiques lors de sollicitations alternées.
  47. **Système de contreventement** : Ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis à vis des forces horizontales engendrées par le séisme.
  48. **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.
  49. **Superstructure** (du système d'isolation) : Partie de la structure isolée et située au-dessus de l'interface d'isolation.
  50. **Voile de contreventement** : Élément porteur rigide en béton armé destiné à transmettre les charges latérales dans les fondations.
  51. **Zone critique** : Zone d'une structure où sont concentrées principalement les sollicitations d'origine sismique ; elle peut être dissipative ou fragile.
  52. **Zone dissipative** : Zone d'une structure où est localisée sa capacité à dissiper de l'énergie.
  53. **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, 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
$H$	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

---

$i$	Outre 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
$I_x, I_y$	Raideurs de translation suivant les axes "X" et "Y", respectivement
$K_0$	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 $y$
$L$	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
$\overline{P_a}$	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
$POS$	Plan d'Occupation du Sol
$P_{pd}$	Poussée passive dynamique globale (Butée)
$P_q$	Pondération 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
$S$	Coefficient de site
$S_{ad}$	Accélération du spectre de calcul normalisé
$S_{ad} / g$	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
$T_0$	Période fondamentale de la structure
$T_1, T_2, T_3, T_4, T_5$	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

---

$\alpha$	Inclinaison du plan de rupture potentiel
$\beta$	Inclinaison du soutènement (parement amont) par rapport à l'axe vertical
$\gamma$	Poids volumique total (ou humide) du sol
$\gamma_d$	Poids volumique du sol sec
$\gamma'$	Poids volumique effectif de sol (déjaugée)
$\gamma^*$	Poids volumique du sol
$\gamma_{sat}$	Poids volumique du sol saturé
$\gamma_w$	Poids volumique de l'eau
$\gamma_x$	Coefficient de majoration
$\delta$	Angle de frottement sol/soutènement
$\delta_i$	Coefficient d'amplification
$\delta_{ek}$	Déplacement horizontal dû aux forces $F_i$
$\delta_i$	Flèche horizontale due à $f_i$ ; <i>notation utilisée aussi pour</i> Coefficient d'amplification
$\delta_k$	Déplacement horizontal au niveau «k»
$\Delta_k$	Déplacement horizontal relatif au niveau « k » par rapport au niveau «k-1»
$\delta_n$	Déplacement horizontal au sommet de la structure, niveau «n»
$\eta$	Facteur de correction d'amortissement
$\theta$	Facteur d'instabilité
$\nu$	Effort normal réduit
$\nu_A$	Coefficient réducteur, appliqué à l'accélération de zone
$\rho_{ij}$	Rapport des périodes de deux modes «i» et «j»
$\sigma_{i0}$	Contraintes verticales totales dans le sol
$\sigma'_{i0}$	Contraintes verticales totales dans le sol
$\xi, \xi_i, \xi_j$	Pourcentage d'amortissement critique global et ceux relatifs aux modes «i» et «j»
$\xi_{eff}$	Amortissement effectif
$\psi$	Coefficient d'accompagnement
$\phi_l$	Diamètre des barres longitudinales
$\phi'$	Angle de frottement interne du sol

---



# PRINCIPES ET RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION

## **2 Principes et Recommandations de Conception ..... 37**

- 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 Conception

### 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 m<sup>2</sup>), 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 ;
- planter, 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 structurels

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 I).

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 (I) : 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

1. 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 ;
2. Le diaphragme est considéré comme rigide si ses déplacements horizontaux, en tenant compte de sa flexibilité, restent, en tous points, inférieurs de 10% aux déplacements horizontaux résultant de l'hypothèse de diaphragme rigide ;
3. 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.

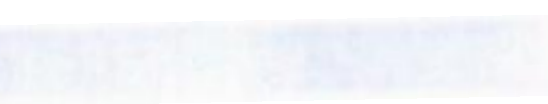
*Commentaire: L'analyse statique non linéaire (Analyse en poussée progressive, « Push-over ») peut également être utilisée (cf. Annexe J).*



# VII

## ELEMENTS NON-STRUCTURAUX & EQUIPEMENTS

<b>6</b>	<b>ELEMENTS NON-STRUCTURAUX &amp; EQUIPEMENTS</b> .....	<b>95</b>
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):

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

Où :

$F_i$  : Effort horizontal revenant au niveau  $i$

$F_i$  : 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  $\psi$

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 : <b>a)</b> Parapets; <b>b)</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 : <b>a)</b> Appentis, cheminées accolées aux bâtiments <b>b)</b> Etagères de rangement <b>c)</b> 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<sup>2</sup>)

(\*\*\*) 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 solidarités 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).

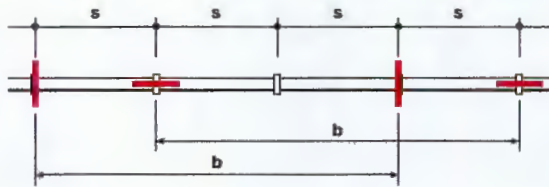


Figure 6.1: Supports sismiques selon axe du tube et axe perpendiculaire au tube avec entraxe «  $b$  »

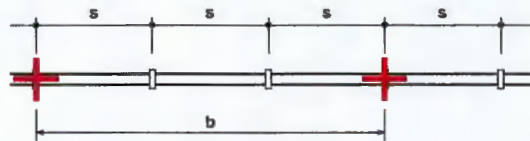


Figure 6.2: Supports 4-directions avec un entraxe «  $b$  »

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.

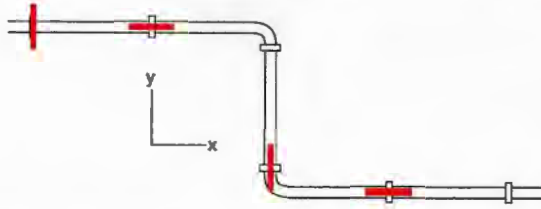


Figure 6.3: Supports sismiques longitudinaux alignés, l'un après l'autre, au niveau du coude pour reprendre les efforts sismiques, dans les deux directions

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 parallèles et transverses à l'axe des tubes, cf. Figures (6.4) & (6.5).

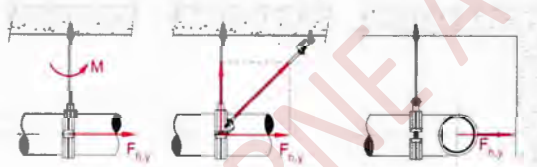


Figure 6.4: Force sismique horizontale,  $F_{h,y}$ , parallèle à l'axe du tube

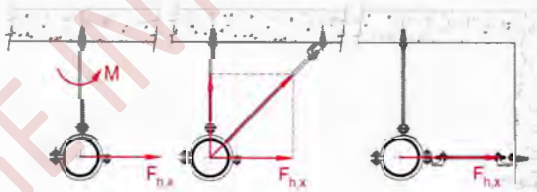


Figure 6.5: Force sismique horizontale,  $F_{h,x}$ , perpendiculaire à l'axe du tube

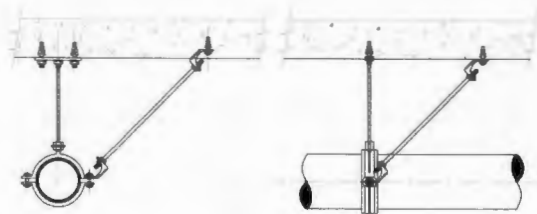


Figure 6.6: Fixation avec platine et cheville - Méthode de renforcement : jambe de force à 45° avec tige et tirant

### 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 (6.7).

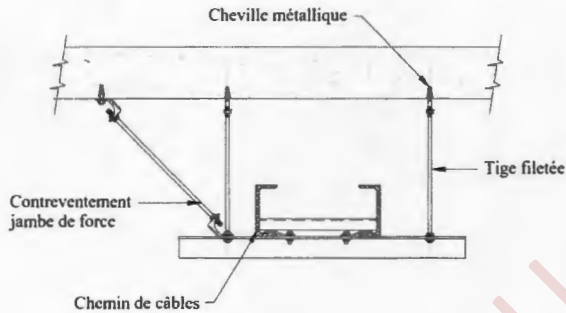


Figure 6.7: Chemin de câbles sur support contreventé

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.

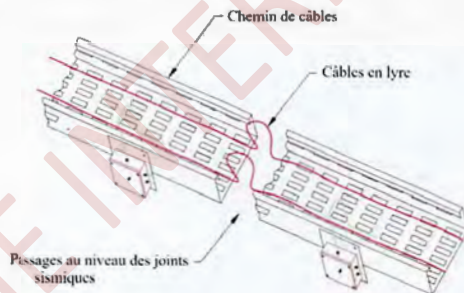


Figure 6.8: Passage des chemins de câbles au droit des joints sismiques

### 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) :

$$F_{sh} = (A_v \cdot I \cdot S) \cdot C_p \cdot \left(1 + \frac{3h_z}{H}\right) \cdot W_p \quad (6.4)$$

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

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  $(A_v \cdot I \cdot g)$  dépasse 0.25g, cf. Tableau 5.1.*

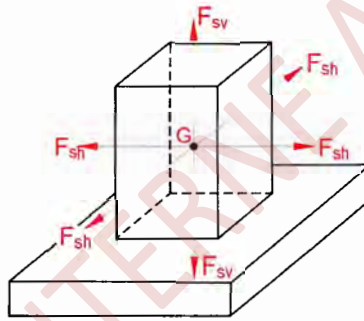


Figure 6.9: Sollicitations sismiques d'un équipement selon trois directions

#### 6.4 Eléments extérieurs

Les habillages extérieurs en maçonnerie des éléments structuraux sont interdits en zones sismiques IV 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. (6.3) 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,  $\Delta_k$  (cf. 4.16), 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.

# VIII STRUCTURES EN BETON ARME

USAGE INTERNE AU CTC

<b>7</b>	<b>STRUCTURES EN BETON ARME</b> .....	<b>105</b>
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	

USAGE INTERNE AU CTC



## 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/cube,  $f_{ck}$ , 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 (1) : 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, être 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 (2) : 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 structural 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 :

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

avec:

- $N_d$ : effort normal de compression de calcul s'exerçant sur une section de béton ;
- $B_c$ : aire (section brute) de cette dernière
- $f_{cj}$ : 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 :

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

avec:

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

La pièce est dite:

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

- "comprimée" lorsque  $v_{max} > 0.1$

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

Les armatures longitudinales et transversales, 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 ( $l_{cl}$ ) 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)):

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

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

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

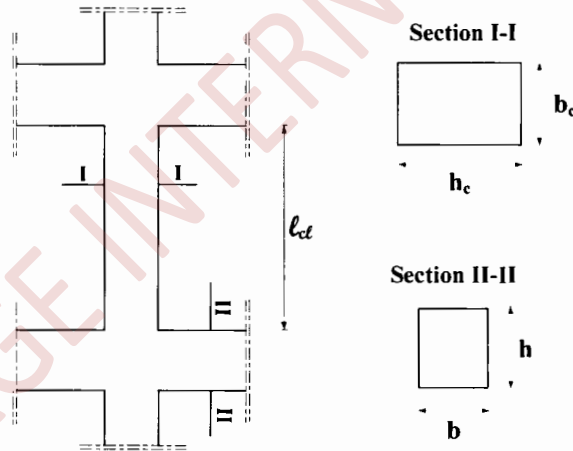


Figure 7.1: Coffrage des poteaux

#### 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 :

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

- $h_c$  (unités: cm): la plus grande dimension de la section transversale du poteau

- $l_{cl}$  (unités: cm): la longueur libre du poteau

Si  $l_{cl}/h_c < 3$ : 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) et (2) (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 du système de contreventement (3) (cf. § 3.5) situé 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 de barres longitudinales, de diamètre  $\phi_l$ , est de:
  - $50 \phi_l$  en zones I, II et III
  - $60 \phi_l$  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

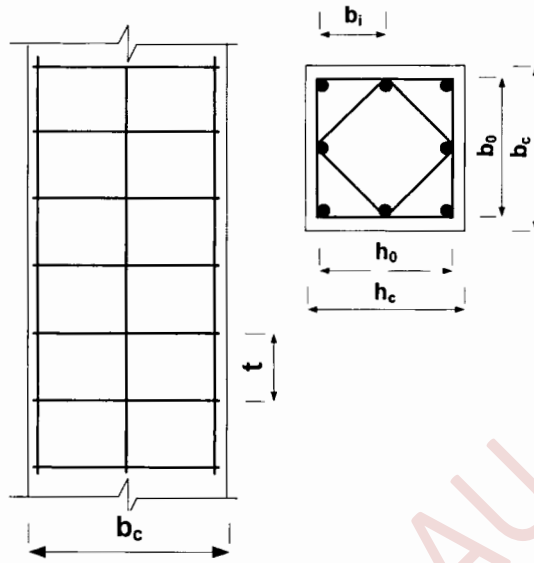
Au moins une armature intermédiaire doit être prévue entre les armatures d'angle le long de chaque face du poteau, pour assurer l'intégrité des nœuds poteau-poutre (cf. Figure (7.2a)).

Dans les zones critiques des poteaux, des armatures, à haute adhérence, 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.

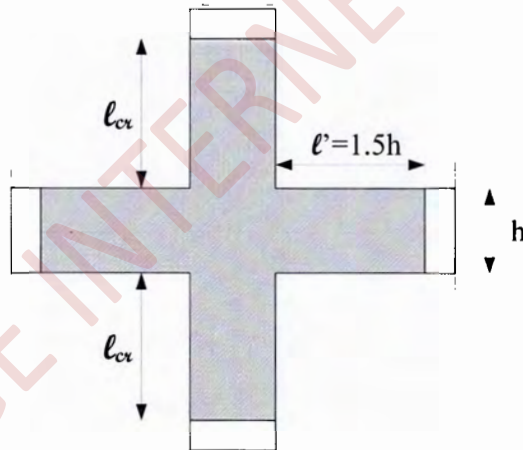
Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

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 (7.2b)). 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 nœuds 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 nœud, vers l'intérieur du nœud, pour prendre en compte l'extension de la zone plastifiée due aux déformations cycliques post-élastiques.



(a) Détails d'armatures longitudinales



(b) Détails de la zone nodale

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

**Armatures transversales**

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

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

avec:

- $A_t$  : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale

- $V_u$  : effort tranchant de calcul
- $h_c$  : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée
- $f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- $\rho_a$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant; il est pris égal à 2.50, si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  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):

$$\begin{cases} t \leq \text{Min}(10\phi_l ; 12.5 \text{ cm}) : \text{en zones I, II et III} \\ t \leq \text{Min}(b_0/3 ; 10 \text{ cm} ; 6\phi_l) : \text{en zones IV, V et VI} \end{cases}$$

avec  $b_0$ : dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)

- dans la zone courante :

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

où:  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale ( $\frac{A_{tr}}{A_c}$ ) 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:  $\lambda_g$  est l'élançement géométrique du poteau:

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

où :

$h_c, b_c$ : 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  $\phi_l$ ) minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\phi$  cheminées > 12cm) 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 :

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

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 tangentés

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton,  $\tau_{bu}$ , 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:  $\rho_d$  est égal à 0.075 si l'élançement 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'élançement géométrique sera celle de l'ouverture.

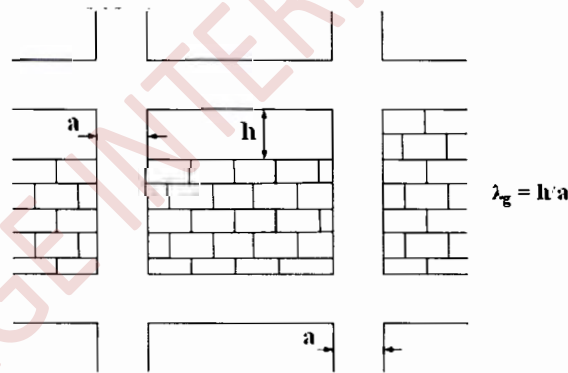


Figure 7.3: Cas de constitution de poteau court, par hauteur insuffisante de la maçonnerie de remplissage

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)):

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

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

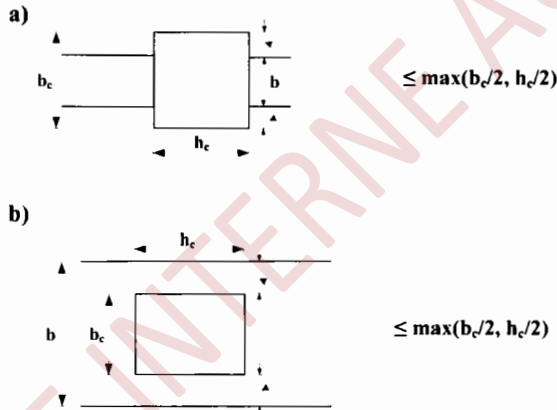


Figure 7.4: Dimension à respecter pour les poutres

### 7.5.2 Ferrailage

#### Exigences de ductilité pour la zone critique

Les zones d'une poutre qui s'étendent sur une distance ( $l' = 1.5h$ ) 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 (cf. Figure (7.2b)).

#### 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 12 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 des barres longitudinales, de diamètre  $\phi_l$ , est de :

- $(50\phi_l)$  en zones I, II et III
- $(60\phi_l)$  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  $90^\circ$ . Cette même figure illustre les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

### Armatures transversales

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures, à haute adhérence, de confinement ne doit pas être inférieur à 6 mm.

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

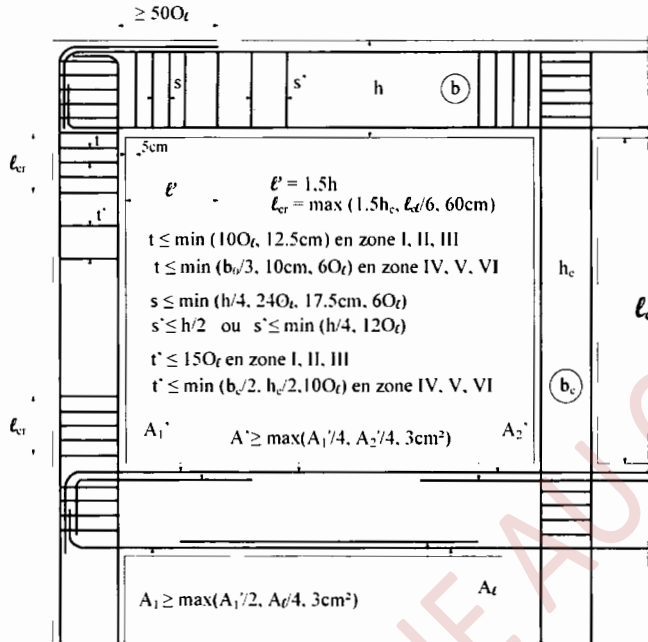
$$A_t = (0.003).s.b \quad (7.7)$$

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
    - $\phi_t$  : diamètre des armatures de confinement
    - $\phi_l$  : 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

$\phi_l$ : 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

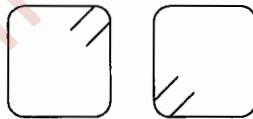
$l_{cr}$ : longueur critique

$h_c$ : 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.

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.

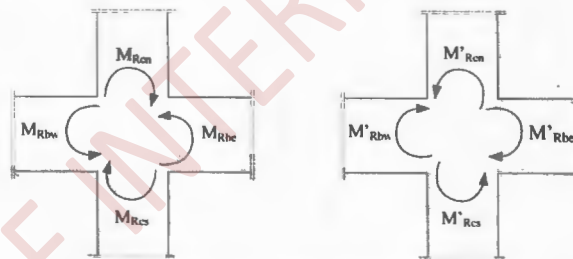
Pour respecter cette exigence dans les bâtiments à ossatures, y compris les systèmes équivalents à des ossatures (systèmes de contreventement (1), (2) et (3)) avec au moins deux niveaux, la somme des moments résistants ultimes, des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud, est au moins égale, 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.

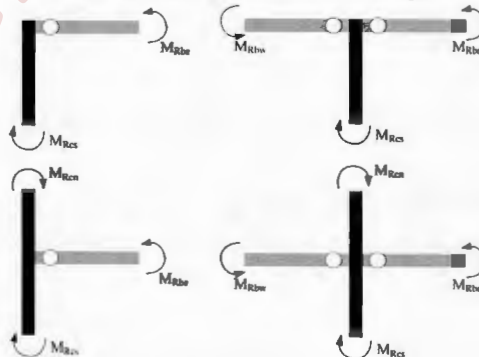
$$\begin{cases} |M_{Rcn}| + |M_{Rcs}| \geq \Omega(|M_{Rbw}| + |M_{Rbe}|) \\ |M'_{Rcn}| + |M'_{Rcs}| \geq \Omega(|M'_{Rbw}| + |M'_{Rbe}|) \end{cases} \quad (7.8)$$

avec:

$$\Omega = \begin{cases} 1.1 : \text{en zones sismiques I, II et III} \\ 1.3 : \text{en zones sismiques IV, V et VI} \end{cases}$$



(a) Nœud poteau-poutres: jonction complète



(b) Nœud poteau-poutres: jonctions particulières

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 :

$$b_w \geq \max\left(15 \text{ cm} ; \frac{h_e}{20}\right) \quad (7.10)$$

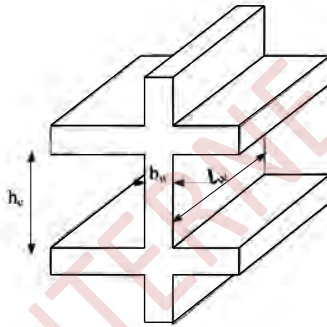


Figure 7.7 : Coupe de voile en élévation

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).

Il convient de considérer des sections de voiles, composées de parties rectangulaires liées entre elles (sections composées 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 membrures raidisseuses, de part et d'autre de chaque âme, s'étendant, à partir de la face de l'âme, sur une largeur égale à  $L_{min}$  (cf. Figure (7.9)) :

$$L_{min} = \min \begin{cases} d_i \\ 0.5d_w \\ 0.25h_w \end{cases}$$

avec:

- $d_i$  : longueur réelle de la membrure ;
- $d_w$  : distance à une âme adjacente du voile ;
- $h_w$  : hauteur totale du voile au-dessus du niveau considéré.

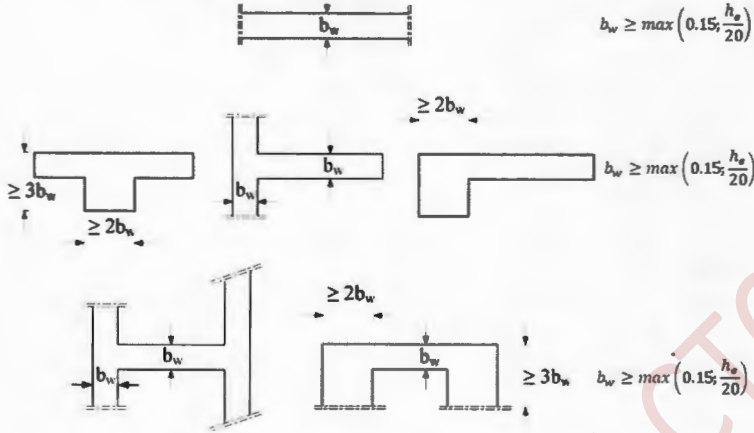


Figure 7.8: Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations

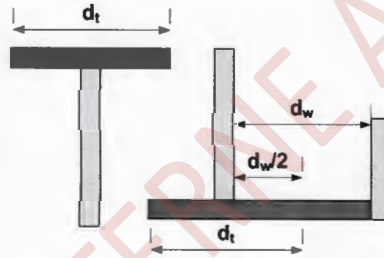


Figure 7.9: Prise en compte des voiles de retour

*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.*

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 Vérifications 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 (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 :

$$\left(v_d = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}}\right) \leq 0.40 \quad (7.11)$$

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. (7.11), 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.*

### 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.(7.12) & (7.13):

$$\tau_b \leq 0.2f_{c28} \quad (7.12)$$

où:

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_w \cdot d} \quad (7.13)$$

avec:

- $\bar{V} = 1.4V_u$
- $b_w$  : 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. (7.14):

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e} \quad (7.14)$$

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  $\bar{V} = 1.4V_u$

#### b) Aciers transversaux :

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

On doit vérifier :

$$s \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{\bar{V}} \quad (7.15)$$

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  $(1.4V_u)$
- $l$  : portée du linteau

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

On doit vérifier :

$$s \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{V + A_t \cdot f_e} \quad (7.16)$$

avec :

$$V_l = \frac{|M_{ci} + M_{cj}|}{l_{ij}} \quad (7.17)$$

où :

- $V_2 = 2 \cdot V_u$
- $V = \min(V_1, V_2)$

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 :

$$M_c = A_t \cdot f_e \cdot z$$

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

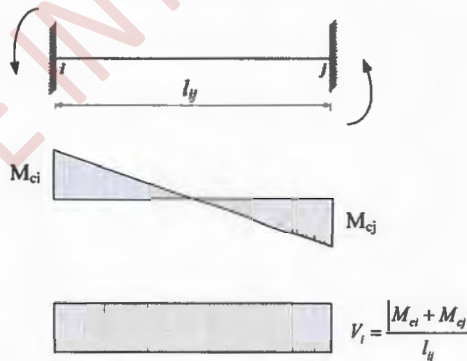


Figure 7.10: Effort tranchant et moment dans le linteau

**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 :

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin(\alpha)} \tag{7.18}$$

avec:

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

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

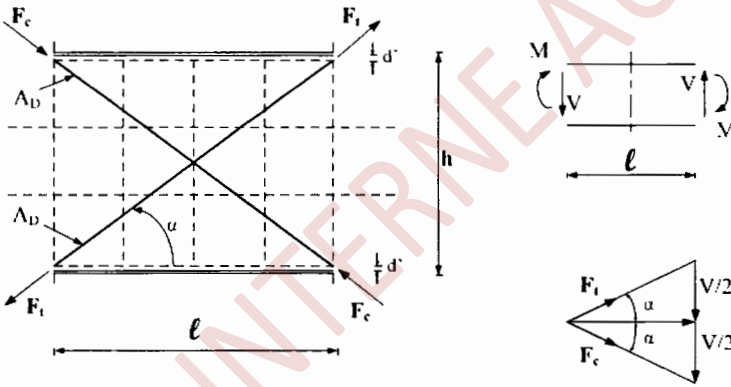


Figure 7.11: Efforts dans les bielles du linteau

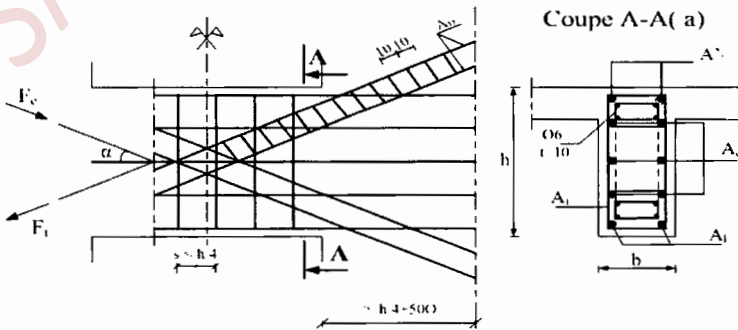


Figure 7.12: Armatures de linteaux

$$\text{Armatures de linteaux} \left\{ \begin{array}{l} A_l, A_l' \geq 0.0015b_w h \\ A_c \geq 0.0020b_w h \\ A_D \left\{ \begin{array}{l} \geq 0.0015b_w h : \text{si } \tau_b > 0.06f_{c28} \\ = 0 : \text{si } \tau_b \leq 0.06f_{c28} \end{array} \right. \\ A_r \left\{ \begin{array}{l} \geq 0.0015b_w s : \text{si } \tau_b \leq 0.025f_{c28} \\ \geq 0.0025b_w s : \text{si } \tau_b > 0.025f_{c28} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

### Ferrailage minimal (cf. figure (7.12))

#### a) Aciers longitudinaux :

$$(A_l, A_l') \geq 0.0025b_w \cdot h \quad (7.19)$$

#### b) Armatures transversales :

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

$$A_r \geq 0.0015b_w \cdot s \quad (7.20)$$

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

$$A_r > 0.0025b_w \cdot s \quad (7.21)$$

- 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

### Dispositions générales

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. (7.11).

Moyennant la satisfaction des conditions de dimensionnement fixées au § 7.7.1, 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; en outre :

- Les voiles élancés correspondent à  $((h_w/l_w) > 2.0)$  : 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)).
- Les voiles courts correspondent à  $((h_w/l_w) \leq 2.0)$ .
- Les voiles de grandes dimensions correspondent à  $((h_w/l_w) \leq 2/3)$  (cf. Annexe D).

*Commentaire (1):* Les voiles courts et les voiles de grandes dimensions, il n'est pas nécessaire de modifier les moments fléchissants, résultant du calcul de structure.

*Commentaire (2):* 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 (7.13b)).

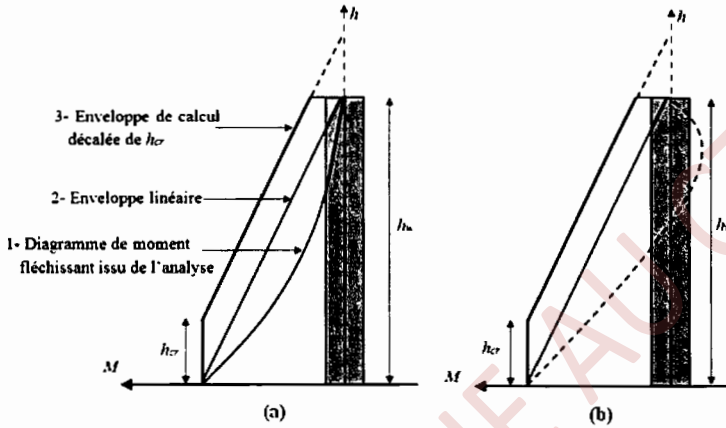


Figure 7.13: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant

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

$$h_{cr} = \max\left(l_w ; \frac{h_w}{6}\right) \quad (7.22)$$

et:

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w \\ h_e : \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2.h_e : \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases} \quad (7.23)$$

où:

- $h_e$  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 ;
- $h_w$  est la hauteur totale du voile (cf. Figure (7.14)).

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).

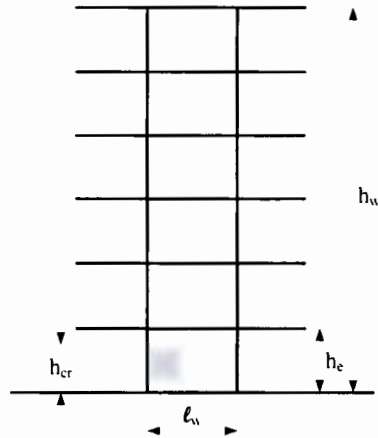


Figure 7.14: Zone critique à la base du voile

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 tenir compte des incertitudes dues aux modes supérieurs.

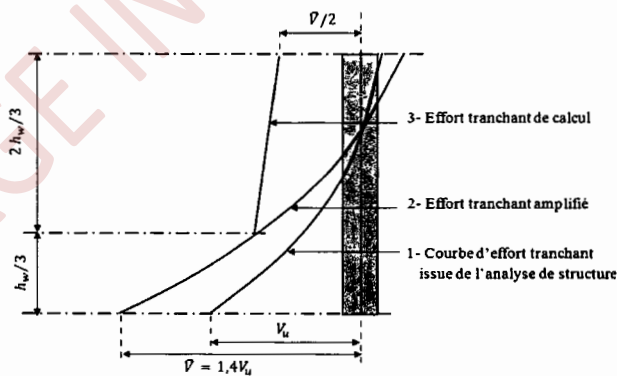


Figure 7.15: Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants dans les voiles élancés des systèmes à contreventement mixte

### Ferrailage des éléments de rive

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  $\epsilon_{cu} = 0,35\%$  (cf. Figure (7.16)).

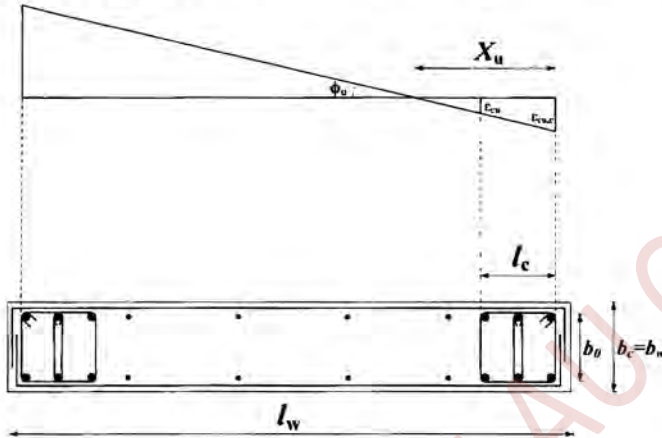


Figure 7.16: Eléments de rives pour les voiles

La longueur,  $l_c$ , de l'élément de rive doit respecter la condition :

$$l_c \geq \max(0.15l_w ; 1.5b_w) \quad (7.24)$$

avec:

- $l_w$  : longueur du voile
- $b_w$  : largeur de l'âme du voile

L'épaisseur,  $b_c$ , des parties confinées de la section du voile (éléments de rive) ne doit pas être inférieure à 200 mm. De plus, si la longueur de la partie confinée ne dépasse pas la valeur maximale  $\max(2b_w ; 0.2l_w)$ , il convient que  $b_c$  ne soit pas inférieure à  $h_e/15$ ,  $h_e$  étant la hauteur d'étage. Si la longueur de la partie confinée excède la valeur maximale  $\max(2b_w ; 0.2l_w)$ , il convient alors que  $b_c$  ne soit pas inférieure à  $h_e/10$  (cf Figure (7.17)).

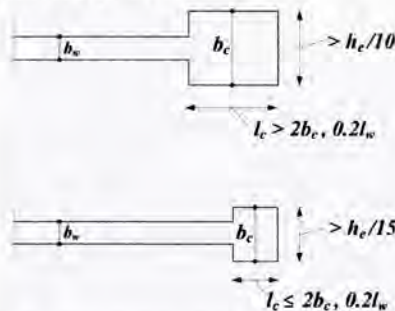


Figure 7.17: Épaisseur minimale des éléments de rive confinés

L'élément de rive peut comprendre des membres orthogonaux aux voiles. Dans ce cas, si le voile est relié à une membre raidisseuse d'une épaisseur ( $b_f \geq h_e/15$ ) et d'une longueur

( $l_f \geq h_c/5$ ) 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  $b_w$ .

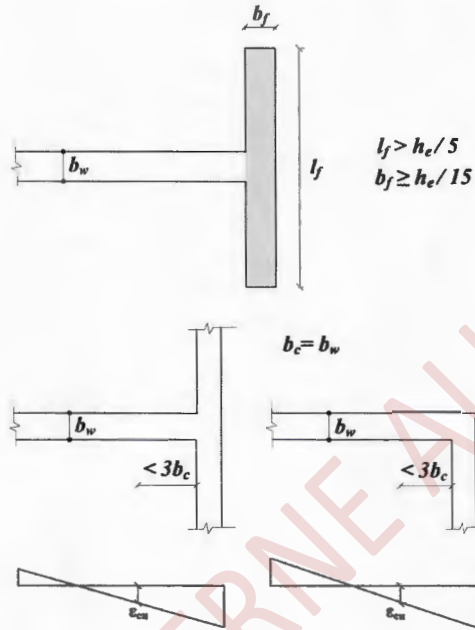


Figure 7.18: Epaisseur minimale des éléments de rive confinés, dans les voiles avec de larges ailes

Le pourcentage des armatures longitudinales, dans les éléments de rive, doit rester au moins égal à 0.5% de la surface de la zone confinée.

Les armatures verticales, des éléments de rive, devraient être confinées avec des cadres et/ou des étriers horizontaux dont l'espacement vertical doit satisfaire la condition suivante :

$$s_t \leq \min(b_0/3 ; 12.5 \text{ cm} ; 6 \cdot \phi_l) \quad (7.25)$$

où :  $\phi_l$  représente le diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive; en outre  $\phi_l \geq 12 \text{ mm}$ .

La distance horizontale entre deux barres verticales **ligaturées** ne doit pas dépasser 20cm.

La section des armatures de confinement dans les éléments de rive, ( $A_r$ ), mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, doit être présente sur la hauteur ( $h_{cr}$ ) et doit satisfaire les conditions :

$$A_r \geq 0.09 s_t \cdot b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} \quad (7.26)$$

$$A_r \geq 0.3 s_t \cdot b_0 \cdot \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} \quad (7.27)$$

où :

- $b_0$  représente la largeur du noyau 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.

### Ferraillage de l'âme

#### • Aciers verticaux

Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des étriers espacés d'environ 500 mm.

Le diamètre maximal,  $\phi_{max}$ , des armatures d'âme doivent respecter la condition :

$$8mm \leq \phi_{max} \leq b_w/8 \quad (7.28)$$

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 ferraillage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire Eqn. (7.29):

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z \cdot f_e} \quad (7.29)$$

avec:

- $\bar{V}$ : effort tranchant de calcul,  $\bar{V} = 1.4V_u$
- $z$ : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

### 7.7.5 Conditions de ductilité locale

Dans les voiles de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requises,  $\omega_{wd}$ , dans les éléments de rive, doit respecter la condition ci-dessous :

$$\alpha \omega_{wd} = 30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \epsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0.035 \quad (7.30)$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en béton}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (7.31)$$

avec :

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_s} \quad (7.32)$$

où :

- $\mu_\phi$  : Valeur requise du coefficient de ductilité en courbure ;
- $\varepsilon_{sy}$  : Valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier, donnée comme suit:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s} \quad (7.33)$$

- $E_s$  : module d'élasticité de l'acier
- $v_d$  : effort normal réduit, cas d'une section rectangulaire
- $\omega_v$  : pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(I_w - 2I_c) \cdot b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (7.34)$$

- $A_{sv}$  : section de ferrailage correspondant à la section de l'âme du voile
- $f_{yd}$  : valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier
- $f_{cd}$  : valeur de calcul de la résistance du béton à la compression
- $\alpha$  : coefficient d'efficacité du confinement, égal à  $(\alpha_n, \alpha_s)$ , avec :

$$\begin{cases} \alpha_n = 1 - \sum_n \left( \frac{b_i^2}{6b_0h_0} \right) \\ \alpha_s = \left( 1 - \frac{t}{2b_0} \right) \left( 1 - \frac{t}{2h_0} \right) \end{cases} \quad (7.35)$$

- $n$  : nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles ;
- $b_i$  : distance entre des barres maintenues consécutives (cf. Figure (7.2a))
- $b_0, h_0, t$  : grandeurs géométriques (cf. Figure (7.2a)).

Il convient de prévoir une valeur minimale de  $\omega_{vd}$  égale à 0.12 dans la zone critique à la base du voile.

Le coefficient de ductilité en courbure ( $\mu_\phi$ ) peut être déterminé selon Eqn. (7.36), en fonction de la période fondamentale ( $T_0$ ), de la valeur ( $T_2$ ) du spectre de calcul, du coefficient de comportement ( $R/Q_F$ ) et du rapport ( $M_{ED}/M_{RD}$ ).

$$\mu_\phi = \begin{cases} 2 \cdot \left( \frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 & , \text{ si } T_0 \geq T_2 \\ 1 + 2 \cdot \left[ \left( \frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 \right] \cdot \frac{T_2}{T_0} & , \text{ si } T_0 < T_2 \end{cases} \quad (7.36)$$

$M_{ED}$  est le moment fléchissant issu de l'analyse (enveloppe de calcul décalée de  $h_{cr}$ ) à la base du mur (cf Figure (7.13));  $M_{RD}$  est la résistance à la flexion de calcul.

La position de l'axe neutre,  $x_u$ , correspondant à la courbure ultime après éclatement du béton situé hors du noyau confiné des éléments de rive peut être estimée comme suit :

$$x_u = (v_d + \omega_v) \cdot \frac{I_w \cdot h_c}{b_0} \quad (7.37)$$

Les paramètres de l'Eqn. 7.37 sont définis dans les sections précédentes (cf. Eqns. (7.11) & (7.34), Figures (7.16)).

Pour calculer la longueur comprimée des parties de rive,  $l_{c,calcul}$ , il est nécessaire de calculer le raccourcissement limite à la rupture,  $\epsilon_{cu,c}$ , du béton comprimé:

$$\epsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1\alpha\omega_{wd} \quad (7.38)$$

soit donc :

$$l_{c,calcul} = x_{iu} \cdot \left(1 - \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu,c}}\right) \quad (7.39)$$

avec:  $\epsilon_{cu} = 0.0035$

Cette longueur  $l_{c,calcul}$  doit être supérieure à  $\max(0.15l_w ; 1.5b_w)$ .

### Ferrailage de la zone supérieure

La zone supérieure des voiles élancés peut être considérée comme une zone élastique devant résister aux sollicitations ; son dimensionnement peut être conduit selon les règles classiques de béton armé. Pour éviter toute plastification de cette zone, les sollicitations de calcul sont constituées par l'enveloppe des moments et/ou de l'effort tranchant amplifié. Les dispositions ci-dessous doivent être respectées :

- les barres verticales principales d'extrémité doivent être stabilisées contre le phénomène de flambement ;
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à leurs extrémités.

### Voiles courts

Il s'agit du calcul classique de béton armé défini par la réglementation technique en vigueur. Pour ce type d'éléments, la rupture prédominante est due à l'effort tranchant; en effet, leurs ruptures, par l'effort tranchant, ne sont pas ductiles.

### Règles communes

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 :

$$A_{vj} = 1.1 \left(\frac{\bar{V}}{f_e}\right) \quad (7.40)$$

avec:  $\bar{V} = 1.4V_u$

Seul est rajouté l'écart entre la section obtenue par Eqn. (7.40) 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 :

- $l_0$  : longueur minimale de recouvrement
- $a$  : distance entre barres
- $\phi$  : diamètre de la barre tendue

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 rabotage mécanique des barres.

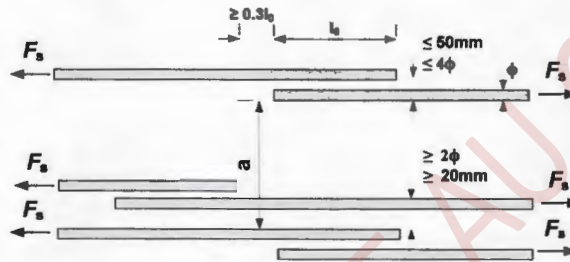


Figure 7.19: Recouvrements voisins

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  $3\text{cm}^2$  de section d'acier et un chaînage, au croisement de chaque élément de contreventement avec le plancher, de section minimale, égale  $1.5\text{cm}^2$ , 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.

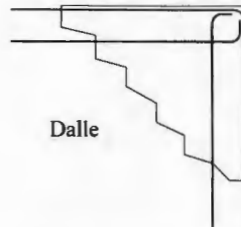


Figure 7.20: Chainages des dalles et des diaphragmes

# VIII STRUCTURES EN ACIER

USAGE INTERNE AU CTC

<b>8</b>	<b>STRUCTURES EN ACIER .....</b>	<b>133</b>
8.1	Conditions d'application	
8.2	Systèmes de contreventement	
8.3	Ossatures en portiques	
8.4	Palées de contreventement à barres centrées	

USAGE INTERNE AU CTC



## 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
- $\gamma_{ov}$  : 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.
- $\Omega$  : 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

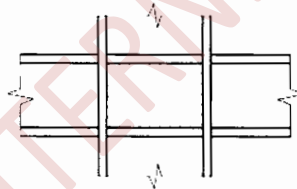


Figure 8.1: Panneau d'âme bordé par des semelles et des raidisseurs

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.

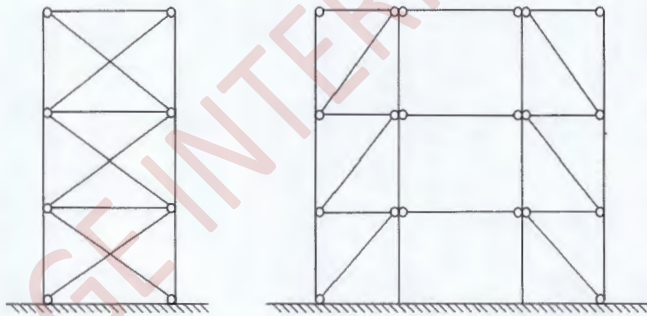


Figure 8.2: Palées de contreventement à barres centrées en X

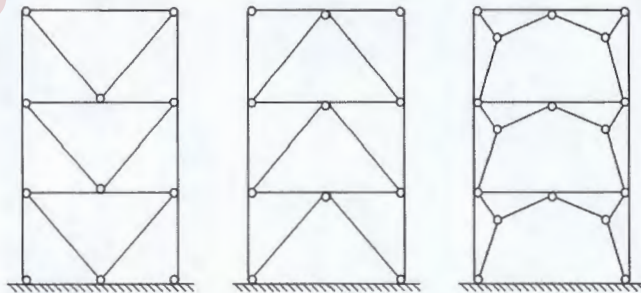


Figure 8.3: Palées de contreventement à barres centrées en V

### 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)).

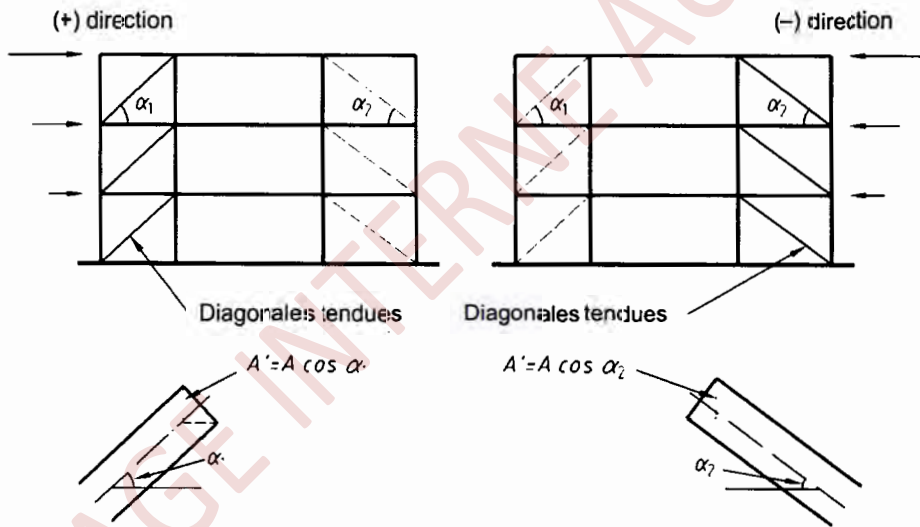


Figure 8.4: Exemple d'application de l'expression (8.10)

#### Diagonales

Pour les diagonales des palées en X, il convient de limiter l'élançement 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'élançement 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'élançement 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 :

$$R_d \geq 1.20N_{pl.Rd} \quad (8.11)$$

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.
- $\Omega$  : 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.

USAGE INTERNE AU CTC

# IX STRUCTURES EN MAÇONNERIE CHAÎNÉE

USAGE INTERNE AU CTC

- 9**    **STRUCTURES EN MAÇONNERIE CHAÎNÉE 143**
- 9.1    Objet
- 9.2    Principes
- 9.3    Matériaux
- 9.4    Conception
- 9.5    Calcul et vérification des éléments structuraux principaux

USAGE INTERNE AU CTC



## 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 autorisée en aucune zone sismique ; elle n'est pas autorisée même en zone sismique 0.

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.

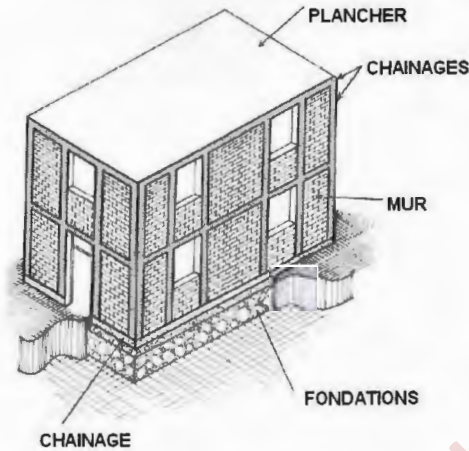


Figure 9.1: Construction en maçonnerie chaînée avec plancher en béton armé

### 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 l'indice,  $d$ , égal à (cf. Figure (9.2), Tableau (9.3)) :

$$d = \frac{A_w}{A_p}$$

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

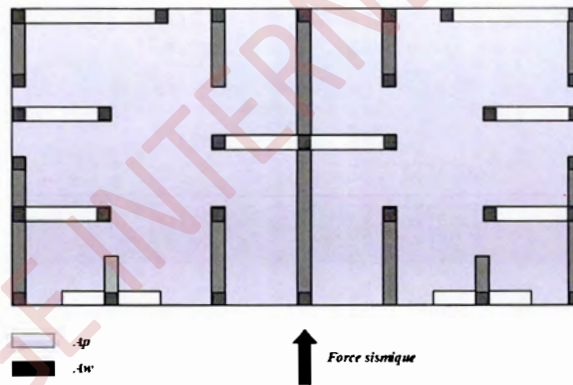


Figure 9.2: Indice de densité de murs

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 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.

Nombre de niveaux	Zones Sismiques et Sites						
	I et II	III		IV et V		VI	
	Tout site	$S_1$ et $S_2$	$S_3$ et $S_4$	$S_1$ et $S_2$	$S_3$ et $S_4$	$S_1$ et $S_2$	$S_3$ et $S_4$
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*

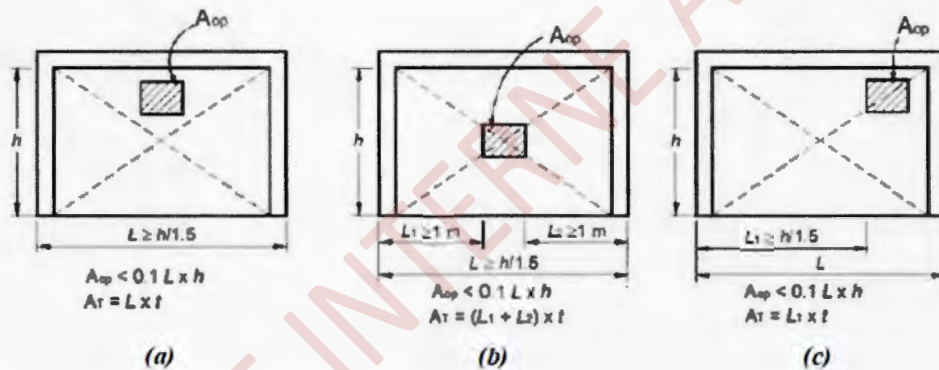
Table 9.3: Indice de densité minimale des murs,  $d$  (%), pour chaque direction du bâtiment

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

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 12. 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:

- $(50\phi_l)$  en zones I, II et III
- $(60\phi_l)$  en zones IV, V et VI.

#### 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

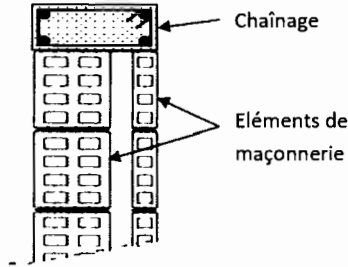


Figure 9.4: Chaînages sur toute la largeur du mur

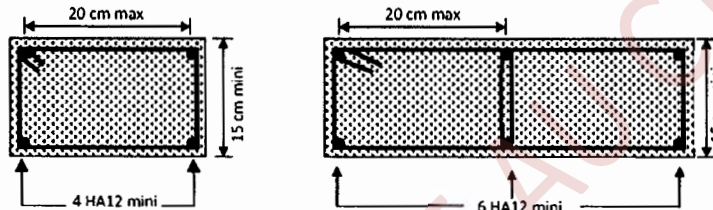


Figure 9.5: Chainage des éléments structuraux

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 HA8 au minimum, espacés de 15 cm au maximum.

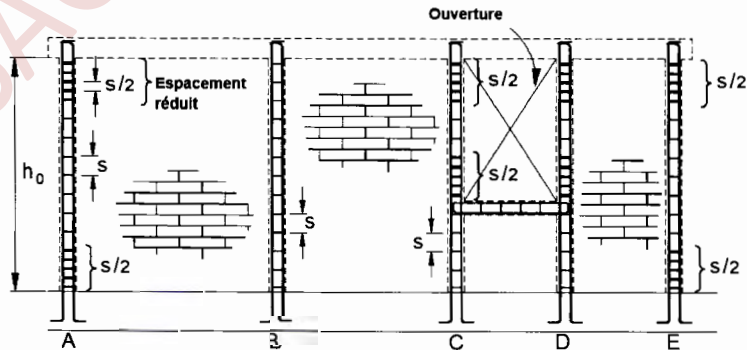


Figure 9.6: Espacement des aciers transversaux

### 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)).

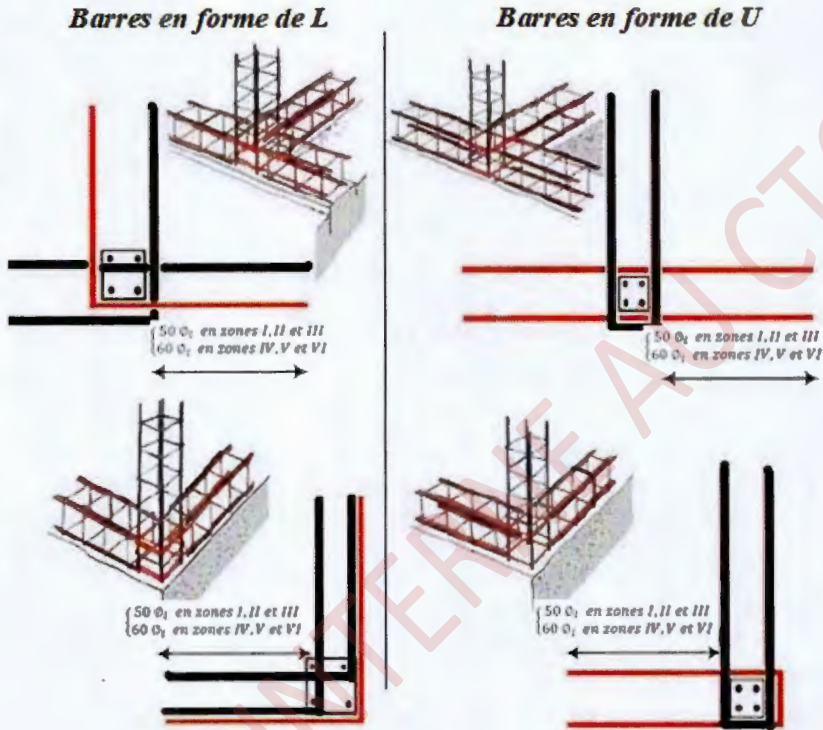


Figure 9.7: Jonction des armatures au croisement des chaînages

#### 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.

#### 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)).

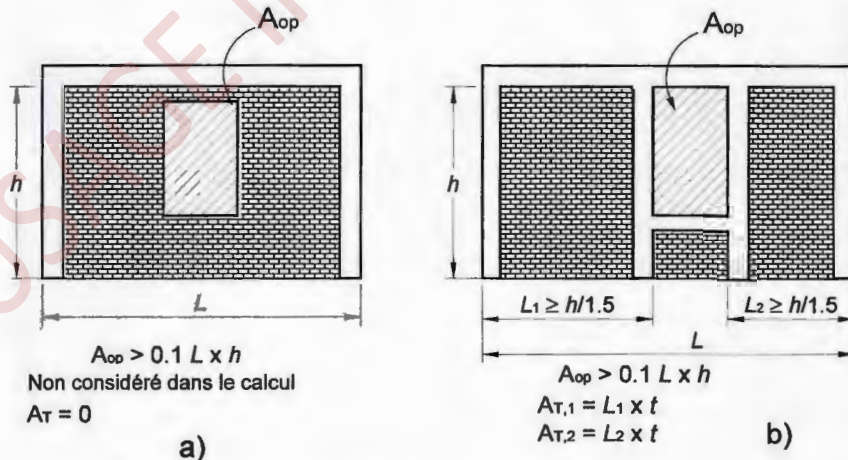


Figure 9.8: Mur en maçonnerie avec grande ouverture: a) panneau non confiné – doit être négligé dans le calcul de la densité de murs ; b) chaînage sur le contour de l'ouverture et les deux panneaux peuvent être considérés dans le calcul de la densité de murs

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** :

$$\text{Pour les zones IV, V et VI : } \{ a_2, a_3 \geq 1.0m$$

$$\text{Pour les zones I, II et III : } \begin{cases} a_2 \geq \frac{b_1+b_2}{3} \\ a_3 \geq \frac{b_2+b_3}{3} \end{cases}$$

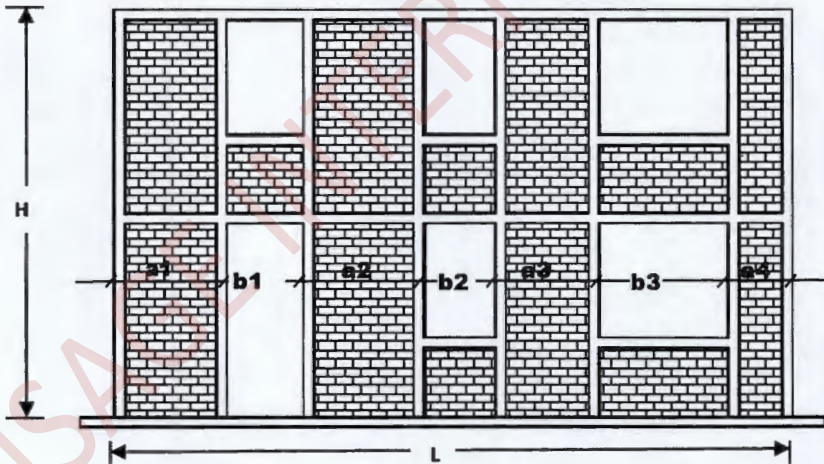


Figure 9.9: Emplacement et dimensions des ouvertures

#### 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 de connexion horizontales ancrées dans le chaînage vertical comme le montre la Figure (9.10b).

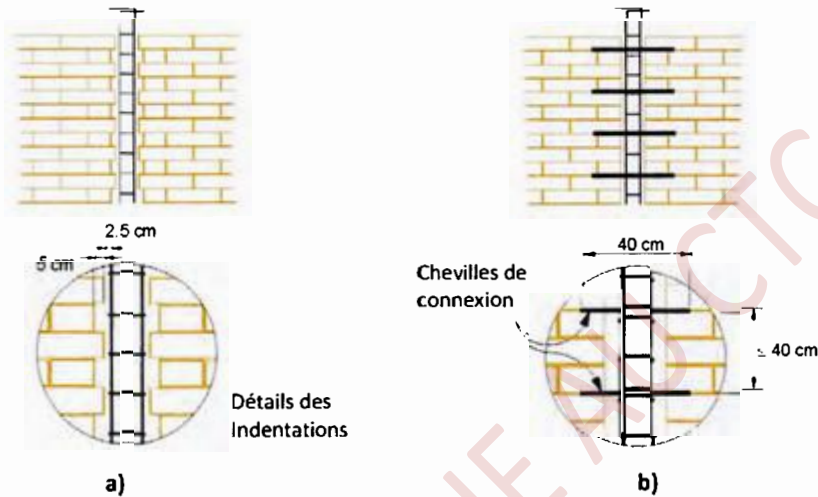


Figure 9.10: Détails des indentations dans les murs en maçonnerie chaînée

#### 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)).

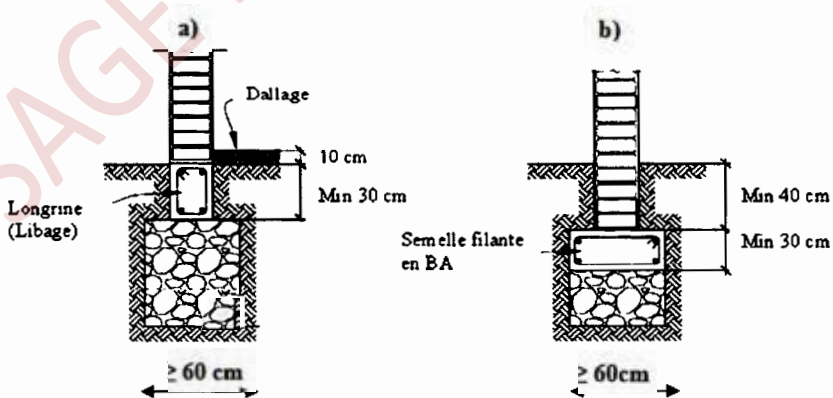


Figure 9.11: Fondations: a) Fondation en maçonnerie de pierres et longrine en BA; b) Semelle filante en BA

## 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 liaonnement interne des éléments de maçonnerie.

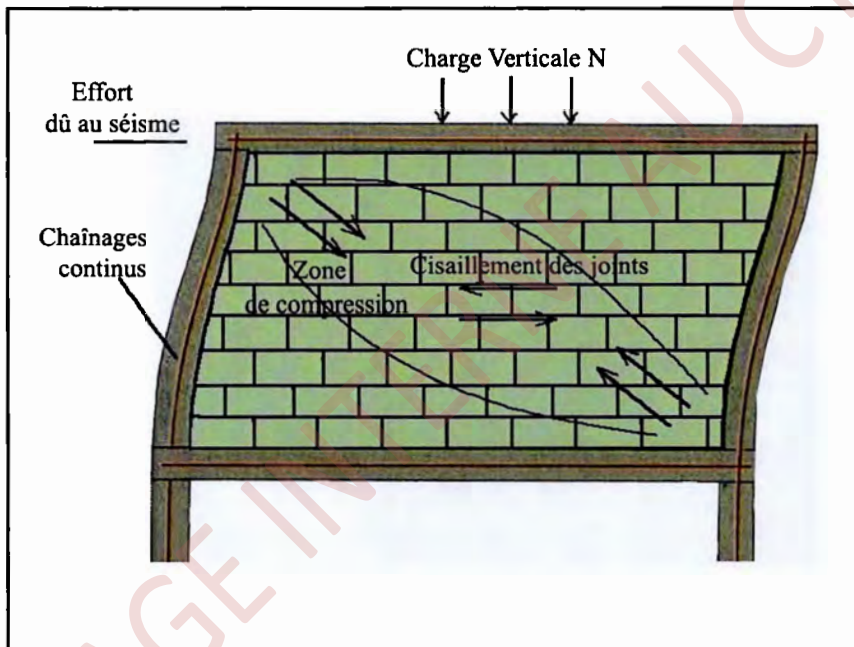


Figure 9.12: Principe de fonctionnement d'un panneau de maçonnerie chaînée

### 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,  $\sigma_c$ , dans la maçonnerie doit être inférieure à sa résistance caractéristique,  $R_m$ , divisée par  $\gamma_m$  :  $\sigma_c \leq \frac{R_m}{\gamma_m}$   
où:
  - $\gamma_m$ : 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 $\gamma_m$	
	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 silico-calcaires	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

*Nota: (\*) les valeurs de ce tableau sont valables pour des élancements géométriques de murs dans le sens vertical inférieurs à 15.*

Table 9.4: Coefficient partiel de sécurité,  $\gamma_m^{(*)}$ , sur le matériau maçonnerie de pierre ou de petits éléments manufacturés

*Commentaire : Le coefficient partiel de sécurité,  $\gamma_m$ , de la maçonnerie, en situation sismique, est pris égal au (2/3) de la valeur prise, en situation courante, par ce coefficient partiel de sécurité.*



# SOLS ET FONDATIONS

USAGE INTERNE AU CTC

<b>10</b>	<b>SOLS ET FONDATIONS .....</b>	<b>157</b>
10.1	Fondations	
10.2	Liquéfaction des sols	
10.3	Stabilité des pentes	
10.4	Ouvrages de soutènement	

USAGE INTERNE AU CTC



## 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 :

$$(F = \pm \alpha \cdot (A.I.S) \cdot N) \geq 20kN \quad (10.1)$$

avec:

- $N$  : valeur moyenne des charges verticales apportées par les points d'appui solidarisés en situation sismique.
- $\alpha$  : 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))

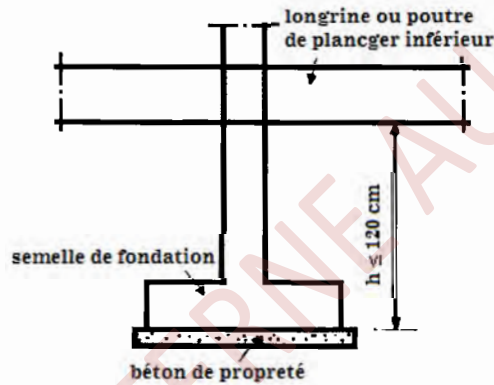


Figure 10.1: Position des longrines par rapport aux semelles de fondations

### 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  $\geq 15$  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  $Q_I$  (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,  $\gamma_R$ , sur la résistance limite,  $Q_I$ , qui dépendent du mode de fonctionnement du pieu et de la méthode de détermination de  $Q_I$  (cf. Tableau (10.1)), (cf. DTR BC 2.33) :

$$Q_I = Q_{pl} + Q'_{sl}$$

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,  $\gamma_R$

#### 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:

- $\sigma_{v0}$  et  $\sigma'_{v0}$  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 régnautes 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  $\sigma'_{v0}$ , 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:  $\alpha$  et  $\beta$  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 $\alpha$	Coefficient $\beta$
$FC \leq 5\%$	$\alpha = 0$	$\beta = 1.0$
$5\% < FC < 35\%$	$\alpha = \exp(1.76 - \frac{190}{FC^2})$	$\beta = 0.99 + \frac{FC^{1.5}}{1000}$
$FC \geq 35\%$	$\alpha = 5$	$\beta = 1.2$

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
- $\sigma_{v0}$  [unité: kPa]: est la contrainte totale verticale des terres au niveau de la mesure
- $\sigma'_{v0}$  [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 :

$$CRR_{7.5} = \begin{cases} 0.833 \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} + 0.05 & \text{pour } (q_{c1N})_{cs} < 50 \\ 93 \left( \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right)^3 + 0.08 & \text{pour } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160 \end{cases} \quad (10.15)$$

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:

- $\sigma'_{v0}$  [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 :

$$V_{S1}^* \text{ [unité: m/s]} = \begin{cases} 215 & \text{pour } FC \leq 5\% \\ \left( 215 - \frac{FC-5}{2} \right) & \text{pour } 5\% < FC < 35\% \\ 200 & \text{pour } FC \geq 35\% \end{cases} \quad (10.17)$$

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 IA, 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) :

$$PLI = \int_0^{20} (10 - 0.5 \cdot z) \cdot F_L \cdot dz \quad (10.20)$$

$PLI$  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 remédiations 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 utilisés.
  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  $l$  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.*

- 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).
- 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)
- $\gamma^*$  : 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
- $\phi'$  : angle de frottement interne du remblai sans cohésion
- $\theta$  : angle défini dans le Tableau (10.3)
- $\beta$  : inclinaison du soutènement (parement amont) par rapport à l'axe vertical
- $\delta$  : 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
- $\alpha$  : 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: $k < 10^{-4}m/s$
$\gamma^*$ : poids volumique du sol	$\gamma$	$\gamma'$ 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 $\theta$	$\tan^{-1}(\frac{k_h}{1 \pm k_v})$	$\tan^{-1}((\frac{\gamma_d}{\gamma^*}) \cdot (\frac{k_h}{1 \pm k_v}))$	$\tan^{-1}((\frac{\gamma_{sat}}{\gamma^*}) \cdot (\frac{k_h}{1 \pm k_v}))$

Table 10.3: Expression des composantes de la poussée active dynamique globale

où:

- $\gamma$ : poids volumique total (ou humide) du sol,
- $\gamma'$ : poids volumique effectif de sol (déjaugée)
- $\gamma_{sat}$ : poids volumique du sol saturé
- $\gamma_w$ : poids volumique de l'eau
- $\gamma_d$ : 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,  $\gamma^*$ , et le poids volumique du sol saturé équivalent,  $\gamma_{sat}^*$ , sont comme suit :
 
$$\gamma^* = (\frac{H_w}{H})^2 \cdot \gamma + (1 - (\frac{H_w}{H})^2) \cdot \gamma_d$$

$$\gamma_{sat}^* = (\frac{H_w}{H})^2 \cdot \gamma_{sat} + (1 - (\frac{H_w}{H})^2) \cdot \gamma$$
- 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:
 
$$\frac{h_{ae}}{H} = \frac{1}{2} - \frac{1}{6} \cdot \frac{\bar{P}_a}{P_{ae}}$$
- $\bar{P}_a$  es: la poussée statique active sans surcharge verticale uniforme du remblai, donnée par :
 
$$\bar{P}_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot H^2 \cdot K_a$$
- La force  $P_{ws}$  est normale au soutènement et agit à  $(\frac{H}{3})$  par rapport à sa base
- La force  $P_{wd}$  est normale au soutènement et agit à  $(\frac{2}{3} \cdot H)$  par rapport à sa base.



$\bar{P}_p$  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, due à la poussée des terres, peut être prise comme étant égale à :

$$P_{ae} = P_0 + \Delta P_{ae} \quad (10.34)$$

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.
- $k_h = A \cdot I \cdot S$
- $\Delta P_{ae} \cdot \cos\delta$ : 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.

USAGE INTERNE AU CTC

# XI

## ISOLATION SISMIQUE A LA BASE

USAGE INTERNE AU CTC

### **11 ISOLATION SISMIQUE A LA BASE . . . . . 173**

- 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

USAGE INTERNE AU CTC



## 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  $\gamma_x$ .

### 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,  $\gamma_x$ , 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  $\gamma_x$  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 ( $A_v, I, g$ ) 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 IA 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 ( $M_w \geq 6.5$ ). 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 § 4.3.6, 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
4. La méthode modale simplifiée
5. 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» ( $\xi_{eff}$ ). 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 :

$$T_v = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M}{K_v}} \quad (11.5)$$

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 :

$$d_{dc} = \frac{M \cdot S_e(T_{eff}, \xi_{eff})}{K_{eff, min}} \quad (11.6)$$

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  $\xi_{eff}$  calculé au moyen de l'expression suivante :

$$\xi_{eff} = \frac{1}{4 \cdot \pi} \frac{Aire_{hysteresis}}{Aire_{lastique}} \quad (11.7)$$

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 :

$$f_j = m_j \cdot S_e(T_{eff}, \xi_{eff}) \quad (11.8)$$

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  $\delta_i$  donné (pour l'action dans la direction  $x$ ) par :

$$\delta_{xi} = 1 + \frac{e_{tot, y}}{r_y^2} \cdot y_i \quad (11.9)$$

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

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.

### Méthode modale simplifiée

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 § 4.3.6) 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  $\delta_i$  des effets de l'action sismique, défini dans § 11.5.6 "Méthode statique équivalente dite simplifiée", 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

<b>A</b>	<b>ZONAGE SISMIQUE : WILAYAS &amp; COMMUNES</b> .....	183
<b>B</b>	<b>RECOMMANDATIONS : ETUDES GEOTECHNIQUES</b> .....	193
<b>C</b>	<b>FACTEURS D'AMPLIFICATION TOPOGRAPHIQUE</b> .....	195
<b>D</b>	<b>DISPOSITIONS : VOILES DE GRANDE DIMENSION</b> .....	197
D.1	Dimensions minimales	
D.2	Chainages minimaux selon le type de zone: zone critique ou zone courante	
<b>E</b>	<b>CONSTRUCTIONS EN PROFILES FORMES A FROID</b> .....	199
E.1	CONDITIONS ET DOMAINE D'APPLICATION	
<b>F</b>	<b>CONSTRUCTIONS EN BOIS</b> .....	203
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	
<b>G</b>	<b>DISPOSITIFS D'ISOLATION &amp; COMPORTEMENT</b> .....	209
G.1	Les dispositifs à comportement linéaire	
G.2	Les dispositifs à comportement non-linéaire	
<b>H</b>	<b>LISTE DES SEISMES NOTABLES (depuis 1365 ...)</b> .....	213
<b>I</b>	<b>ACTIONS SISMIQUES &amp; PERIODES DE RETOUR</b> <b>219</b>	
I.1	Accélération de zone: valeurs caractéristiques	
I.2	Coefficient d'importance vs. périodes de retour	
<b>J</b>	<b>INTRODUCTION AU CALCUL CAPACITAIRE</b> <b>223</b>	
J.1	Principes et exigences de la méthode	
J.2	Procédure statique non linéaire (Pushover)	

USAGE INTERNE AU CTC



## A. ZONAGE SISMIQUE : WILAYAS & COMMUNES

Cette annexe traite de la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie.

Code	WILAYAS OU COMMUNES	ZONE SISMIQUE
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	IV
	Groupe de communes B Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes A et C	III
	Groupe de communes C Oued Nini, Dhalaa, El Djazia, Meskiana, El Belala	II
5	BATNA	
	Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B	III
	Groupe de communes B Abdelkader Azil, M'Doukel, Bitam, Arris, Inoughissen, Ichemoul, Fom Toub, Ouled Fadel	II
6	BEJAÏA	
	Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B	VI
	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	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	III
	Groupe de communes B Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes A	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	V
	Groupe de communes B Taguedit, Mezdour, Hadjera Zergua, Dirah, Mamora, Ridane, Bordj Oukhris, El Hakimia	IV

Table A.2: CLASSIFICATION SISMIQUE DES WILAYAS ET COMMUNES D'ALGERIE

Code	WILAYAS OU COMMUNES	ZONE SISMIQUE
11	TAMANRASSET	0
12	TEBESSA  Groupe de communes A Bir El Ater, Ferkane, Negrine, Stah Guentis, Tlidjene, El Meridj, Ouenza, El Aouinet, Boukhadra  Groupe de communes B Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes A	III  II
13	TLEMCEN  Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes B et C  Groupe de communes B Tlemcen, Mansourah, Aïn Fezza, Aïn Ghoraba, Terny Beni Hediél, Sabra, Bouhlou, Beni Mester, Aïn Nahala, Sidi Abdelli, Hennaya, Chetouane, Amieur, Sidi Medjahed, Beni Bahdel, Azails, Beni Boussaid, Beni Snous  Groupe de communes C Aïn Tallout, Beni Semiel, Oued Lakhdar, Sebdou, Sidi Djillali, El Bouihi, El Gor, El Aricha, Ouled Mimoun	IV  III  II
14	TIARET  Groupe de communes A Sebt, Tidda, Sidi Ali Mellal, Rahouia, Meghila  Groupe de communes B Aïn Zarit, Aïn Boucekif, Aïn El Hadid, Bougara, Dahmouni, Frenda, Hamadia, Mahdia, Mechraa Safa, Medroussa, Mellakou, Sebaine, Sidi Bakhti, Tagdemt, Takhemaret, Tiaret, Rechaiga, Si Abdelghani, Nadorah, Sidi Hosni, Djillali Ben Amar, Oued Lilli, Guertoufa  Groupe de communes C Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes A et B	III  II  I
15	TIZI OUZOU  Groupe de communes A Illiltén, 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, Tadmait, Aïn El ammam, Beni Yenni, Aït Toudert, Agouni Gueghrane, Ouadhia, Aït Bouadou, Tizi N'Tleta, Assi Youcef, Ait Yahia Moussa, Aïn Zaouia, Mechtras  Groupe de communes B Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes A	V  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, Ziama 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, Kheiri 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, Bouselam, 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 Boubekeur, 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 SISMIQUE
21	<p><b>SKIKDA</b></p> <p>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</p> <p>Groupe de communes B Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes A</p>	<p>V</p> <p>IV</p>
22	<p><b>SIDI BEL ABBES</b></p> <p>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</p> <p>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</p> <p>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</p> <p>Groupe de communes D Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes A, B et C</p>	<p>IV</p> <p>III</p> <p>II</p> <p>I</p>
23	<b>ANNABA</b>	IV
24	<b>GUELMA</b>	V
25	<b>CONSTANTINE</b>	V
26	<p><b>MEDEA</b></p> <p>Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes B, C et D</p> <p>Groupe de communes B Ouled Hellal, Ouled Antar, Boghar, Moudjbar, Seghouane, Aïn Ouksir, Chelalat El Adhoura, Tafraout, Sidi Ziane, Rebaia, Kef Lakhdar, Tlatet Eddouair, Cheniguel</p> <p>Groupe de communes C Aziz, Derrag, Oum El Djilil, Ksar El Boukhari, Saneg, Mefatha, Aïn Boucif, Sidi Damed, El Aouinet, Ouled Maaref</p> <p>Groupe de communes D Chahbounia, Bouaiche, Boughezoul</p>	<p>V</p> <p>IV</p> <p>III</p> <p>II</p>

Table A.5: CLASSIFICATION SISMIQUE DES WILAYAS ET COMMUNES D'ALGERIE

Code	WILAYAS OU COMMUNES	ZONE SISMIQUE
27	<p><b>MOSTAGANEM</b></p> <p>Groupe de communes A Bouguirat, Oued El Kheir, Ouled Maaleh, Safsaf, Sidi Ali, Souafia, Sour</p> <p>Groupe de communes B Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes A</p>	<p>VI</p> <p>V</p>
28	<p><b>M'SILA</b></p> <p>Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes B et C</p> <p>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</p> <p>Groupe de communes C Bou Saâda, El Houamed, Tamsa, Slim, Bir Fodda, Sidi M'hamed, Aïn Fares, Mohamed Boudiaf, Aïn El Melh, Ouled Slimane, Zerkour, Ben Srour, Djebel Messaad, El Hamel, Medjedel, Ouled Atia, Oultem, Aïn Errich</p>	<p>IV</p> <p>III</p> <p>II</p>
29	<p><b>MASCARA</b></p> <p>Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes B, C et D</p> <p>Groupe de communes B Sidi Kada, Sidi Boussaid, Sidi Abdeldjebar, Bouhanifia, El Gaada, Zahana, Chorfa, Froha, Matemor, Tizi</p> <p>Groupe de communes C Oued El Abtal, Hachem, Zelmata, Guerdjourn, Ain Fekan, Ghriss, Aïn Fras, Makdha, Nesmoth</p> <p>Groupe de communes D Ain Ferah, Gharrou, Aouf, Beniane, Oued Taria</p>	<p>VI</p> <p>V</p> <p>IV</p> <p>III</p>
30	<b>OUARGLA</b>	0
31	<p><b>ORAN</b></p> <p>Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B</p> <p>Groupe de communes B Tafraoui</p>	<p>VI</p> <p>V</p>

Table A.6: CLASSIFICATION SISMIQUE DES WILAYAS ET COMMUNES D'ALGERIE

Code	WILAYAS OU COMMUNES	ZONE SISMIQUE
32	EL BAYADH  Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B  Groupe de communes B Bougtoab, 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	II
	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	I
	Groupe de communes C Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes A et B	0
40	KHENCHELA	
	Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B	III
	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	II
41	SOUK AHRAS	
	Groupe de communes A Hanancha, Mechroha	V
	Groupe de communes B Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes A et C	IV
	Groupe de communes C Bir Bouhouche, Oum El Adhaim, Oued Kebrit, Safel El Ouiden, Terraguelt	III
42	TIPAZA	VI
43	MILA	
	Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B	V
	Groupe de communes B Tadjenanet, Ouled Khellouf, M'Chira	IV

Table A.8: CLASSIFICATION SISMIQUE DES WILAYAS ET COMMUNES D'ALGERIE

Code	WILAYAS OU COMMUNES	ZONE SISMIQUE
44	<p><b>AÏN DEFLA</b></p> <p>Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes B et C</p> <p>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</p> <p>Groupe de communes C Tarik Ibn Ziad, El Hassania, Bathia, Belaas</p>	<p>VI</p> <p>V</p> <p>IV</p>
45	<p><b>NAAMA</b></p> <p>Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B</p> <p>Groupe de communes B El Biod, Kasdir, Makman Ben Ammar</p>	<p>II</p> <p>I</p>
46	<p><b>AIN TEMOUCHENT</b></p> <p>Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B</p> <p>Groupe de communes B Aghlal, Aoubellil, Hassasna, Oued Berkeche</p>	<p>V</p> <p>IV</p>
47	<b>GHARDAÏA</b>	I
48	<p><b>RELIZANE</b></p> <p>Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes B et C</p> <p>Groupe de communes B Ouled Yaich, Zemmora, Sidi M'Hamed Benaouda, Dar Ben Abdellah, Souk El Had, Ammi Moussa</p> <p>Groupe de communes C Aïn Tarek, El Hassi, Had Echkalla, Mendes, Oued Essalem, Ramka, Sidi Lazreg</p>	<p>VI</p> <p>V</p> <p>IV</p>
49	<b>TIMIMOUN</b>	0
50	<b>BORJ BADJI MOKHTAR</b>	0
51	<b>OULED DJELLAL</b>	II
52	<b>BENI ABBES</b>	0
53	<b>IN SALAH</b>	0
54	<b>IN GUEZZAM</b>	0
55	<b>TOUGGOURT</b>	I
56	<b>DJANET</b>	0
57	<b>EL M'GHAIR</b>	I
58	<b>EL MENIAA</b>	0

Table A.9: CLASSIFICATION SISMIQUE DES WILAYAS ET COMMUNES D'ALGERIE

USAGE INTERNE AU CTC



## 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 ( $N_{spr,T30}$ ,  $R_{c,30}$ ,  $E_{p,30}$ ,  $P_{l,30}$ ), 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.

USAGE INTERNE AU CTC

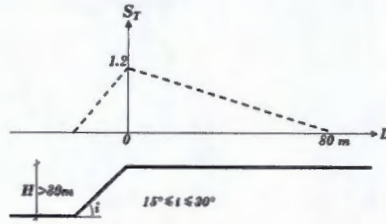
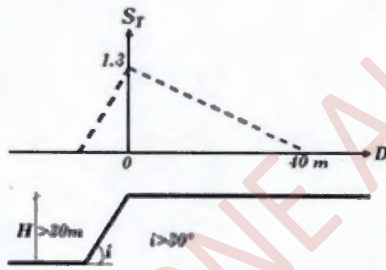
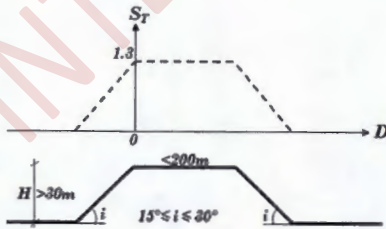
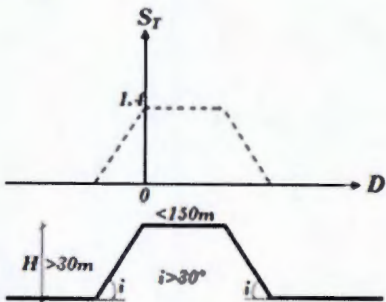


## C. FACTEURS D'AMPLIFICATION TOPOGRAPHIQUE

**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  $15^\circ$ , une majoration de l'action sismique, horizontale et/ou verticale, doit être introduite, par le biais d'un facteur d'amplification topographique,  $S_T$ . Ce facteur dépend, essentiellement, de l'angle de la 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.

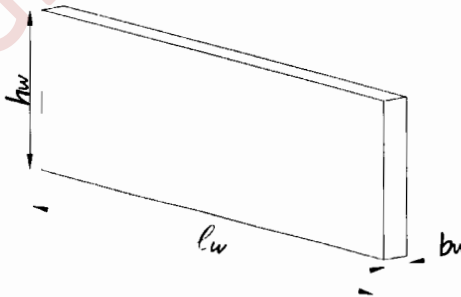
### D.1 Dimensions minimales

- Epaisseur de l'âme :

$$b_w \geq \max\left(15 \text{ cm}, \frac{h_e}{20}\right) \quad (\text{D.1})$$

- $h_e$  : hauteur libre d'étage (en m)

Figure D.1: Dimensions du voile peu armé

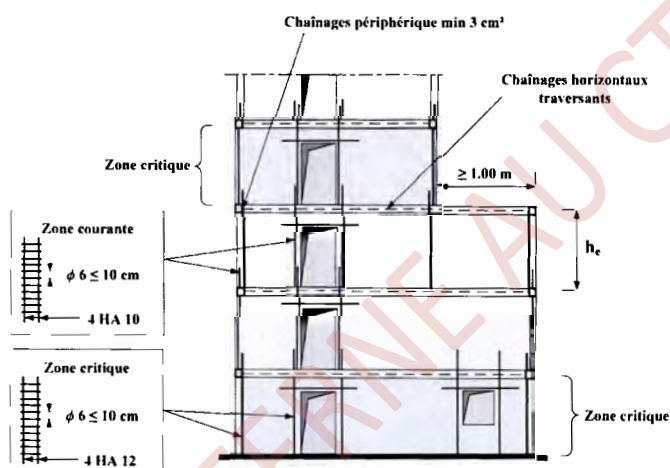


## D.2 Chainages minimaux selon le type de zone: zone critique ou zone courante

Les chaines minimaux diffèrent selon le type de zone. Chaque étage correspond à une zone qui est (cf. Figure (D.2)):

- soit une zone critique : c'est la zone qui correspond à toute la hauteur de l'étage le plus bas. C'est aussi la zone qui correspond à toute la hauteur de l'étage qui commence avec un retrait du voile de plus de 1 m par rapport au voile de l'étage sous-jacent.
- soit une zone courante : c'est toute autre zone que les zones critiques. Sa hauteur est égale à celle de tout l'étage.

Figure D.2: Chainages minimaux en zones critiques et en zones courantes



### D.2.1 Chainages minimaux en zone critique

1. Chainages Verticaux :
  - 4 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  $50 \phi_l$
3. Chainages Horizontaux :
  - Chainage périphérique continu d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  de section
  - Chainage au croisement de chaque élément de contreventement avec le plancher d'au moins  $1.5 \text{ cm}^2$

### D.2.2 Chainages minimaux en zone courante

1. Chainages Verticaux :
  - 4 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  $50 \phi_l$
3. Chainages Horizontaux :
  - Chainage périphérique continu d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  de section
  - Chainage au croisement de chaque élément de contreventement avec le plancher d'au moins  $1.5 \text{ cm}^2$



## E. CONSTRUCTIONS EN PROFILS FORMES A FROID

Cette annexe traite des constructions en Profils 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 (3.18) . 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.

USAGE INTERNE AU C.C.C.

USAGE INTERNE AU CTC



## 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 au document technique 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/m<sup>3</sup>
  - 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/m<sup>3</sup>.
  - c) Les panneaux de fibres ont une épaisseur d'au moins 12 mm et doivent avoir une densité caractéristique d'au moins 550 kg/m<sup>3</sup>.
  - 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/m<sup>3</sup>.
  - e) Les panneaux de bois massif comportant au moins 3 couches et doivent avoir une densité caractéristique d'au moins 400 kg/m<sup>3</sup>.
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 :

$$\frac{1}{R} = \sqrt{\frac{\sum (\frac{V_i}{R_i})^2}{\sum V_i^2}} \quad (F.1)$$

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)

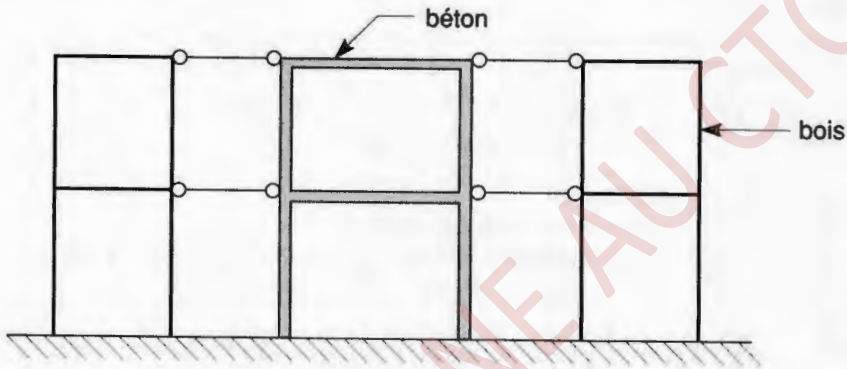
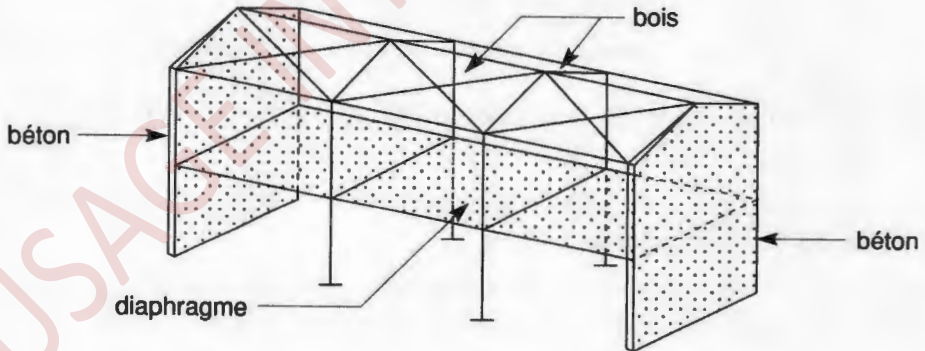


Figure F.2: Exemple contreventements différents (en élévation)



### 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
$\mu_d$	Coefficient de frottement des deux plans de glissement
$\alpha$	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 :

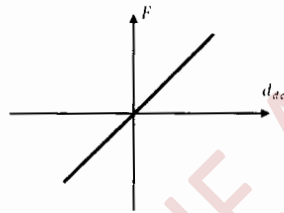
$$F = K_n \cdot d_{db} \quad (\text{G.1})$$

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 :

$$F = K_n \cdot d_{db} + C \cdot v \quad (\text{G.2})$$

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.

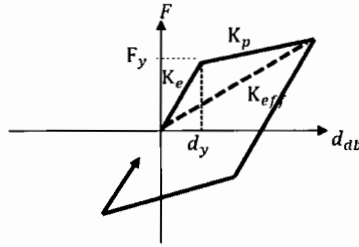
$$F = K_n \cdot d_{db} + K_p \cdot d_{db}, \text{ avec : } K_p = \begin{cases} K_{pe} , \text{ si } : F \leq F_y \\ K_{pp} , \text{ si } : F > F_y \end{cases} \quad (\text{G.3})$$

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)

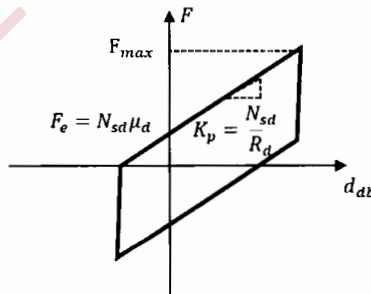
L'appui combine deux mouvements, vertical et horizontal par l'intermédiaire d'un plan de glissement incurvé, autour d'une partie d'une sphère, de rayon  $R_d$ . L'effort vertical combiné à l'effort horizontal sur la surface incurvée et grâce aux frottements exercés entre les deux parties, ce mouvement 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.

$$F = N_{sd} \cdot \mu_d \cdot \text{signe}(v) + \frac{N_{sd}}{R_d} \cdot d_{db} \tag{G.4}$$

avec:

- $N_{sd}$ : Effort vertical transmis par l'appuis
- $\mu_d$ : 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 :

$$F = N_{sd} \cdot \mu_d \cdot \text{signe}(v) \tag{G.5}$$

c) Dispositifs dissipateurs d'énergie à base de fluide visqueux (Amortisseurs)

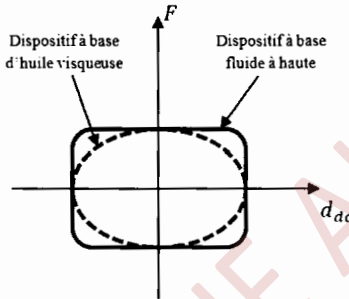
Ils comportent les dissipateurs à base de fluide visqueux compressible ou non compressible.

La loi de comportement est de type :

$$F = C.v^\alpha \quad (G.6)$$

où:  $\alpha$ , 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)

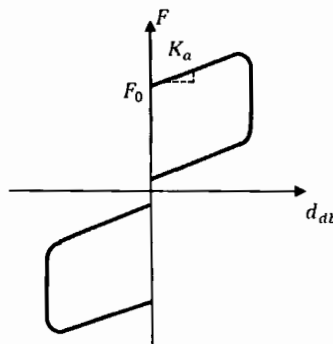
$$F = C.v^\alpha + F_0 + K_a.d_{ab} \quad (G.7)$$

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- Biskra IX	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- Relizane VII	
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 (Béjaïa)	
1903	9	23	5.5	VII Moudjebour (Blida)	
1908	3	11		VII- Blida VIII	
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 (Béjaïa)	
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 lézardées. 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		Aménas	
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 endommagés.
1987	1	26	4.9	VII	Bordj Bounaama (Tissensilt)	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 complètement 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:  $T_{ret} = T_r$

**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  $\Delta T_i$  et  $\Delta T_j, \forall i \neq j$ , sont statistiquement indépendantes d'un intervalle à l'autre.

**Démonstration:**

Soit l'évènement:

$$E = \text{Event}(S \geq s_0 | T_0) \quad (I.1)$$

Cet évènement s'écrit mathématiquement comme:

$$E_i = \bigcup_{i=1}^n [\text{Event}(S \geq s_0 | \Delta T_i)] \quad (I.2)$$

Cela se traduit par:

$$E = \bigcup_{i=1}^n E_i \quad (I.3)$$

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:

$$\bar{E} = \bigcap_{i=1}^n \bar{E}_i \quad (I.4)$$

Il devient alors possible d'écrire:

$$\text{Prob}(\bar{E}) = \prod_{i=1}^n \text{Prob}(\bar{E}_i) \implies (1 - \text{Prob}(E)) = \prod_{i=1}^n (1 - \text{Prob}(E_i)) \quad (I.5)$$

Soit:

$$1 - \text{Prob}(S \geq s_0 | T_0) = \left( \prod_{i=1}^n (1 - \text{Prob}(S \geq s_0 | \Delta T_i)) \right) \implies 1 - \text{Prob}(S \geq s_0 | T_0) = (1 - \text{Prob}(S \geq s_0 | \Delta T))^n \quad (I.6)$$

Qui peut aussi s'écrire:

$$\frac{n}{1 - \text{Prob}(S \geq s_0 | T_0 = n \cdot \Delta T)} = \frac{1}{1 - \text{Prob}(S \geq s_0 | \Delta T = 1 \cdot \Delta T)} \quad (I.7)$$

Soit donc:

$$\frac{n \cdot \Delta T}{1 - \text{Prob}(S \geq s_0 | T_0 = n \cdot \Delta T)} = \frac{1 \cdot \Delta T}{1 - \text{Prob}(S \geq s_0 | \Delta T = 1 \cdot \Delta T)} \quad (I.8)$$

Puisque  $T_{ref} = n \cdot \Delta T$ , on aboutit ainsi à une grandeur constante et indépendante du nombre d'intervalles considérés, (i.e.  $\frac{1}{1 - Prob(S \geq s_0 | T_0 = 1 \Delta T)}$ ,  $\forall i$  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  $S$ :

$$T_{Ret}(S_0) = - \frac{T_{ref}}{1 - Prob(S \geq s_0 | T_{ref})} \tag{I.9}$$

**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  $Prob(S \geq s_{90\%} | T_{ref}) = 0.1$

$$T_{ret}(s_0) = \frac{-T_{ref}}{\ln(1 - Prob(S \geq s_0 | T_{ref}))} \implies T_{ret}(S_{90\%} | T_{ref}) = 475 \text{ans}$$

Nota: il convient de noter que  $P(S \geq S_{90\%} | T_{ref}) = 0.63$  et non pas 1 si le niveau  $S_{90\%}$  devait être systématiquement atteint à chaque intervalle  $T_{ref}$ .

Figure I.1: Demonstration : Discrétisation en intervalles élémentaires statistiquement indépendants

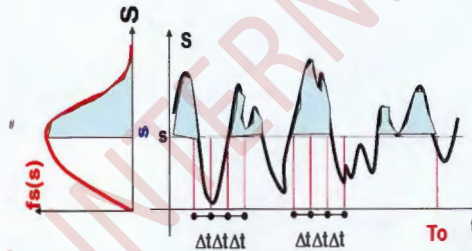


Figure I.2: Exemples :  $T_L = 50$ ans,  $T_{L,LD} = 10$ ans,  $A_k$  et  $A_{k,LD}$

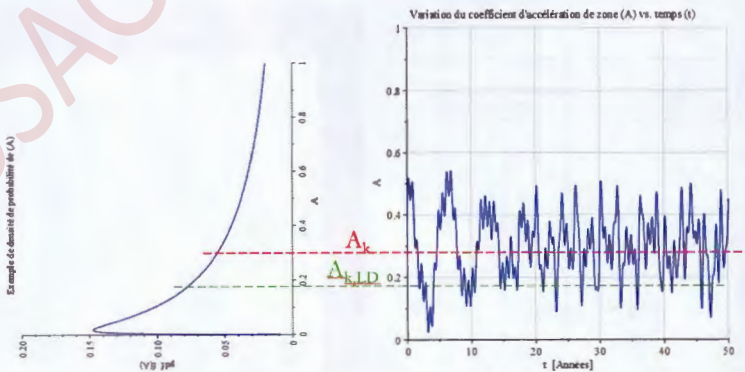
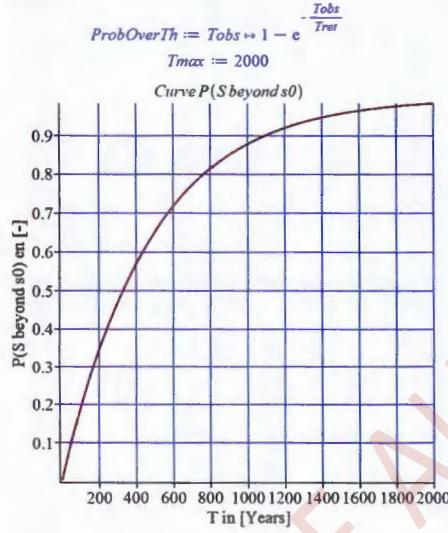


Figure I.3: Demonstration : Evolution de la probabilité d'occurrence du niveau de charge ( $S_0$ ) vs. temps (t)



## 1.2 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 (3.11), 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 noeud "i" dans la représentation en modèle "brochette"), de ce modèle de charge est définie par Eqn. (J.1):

$$\bar{F}_i = m_i \cdot \phi_i \quad (J.1)$$

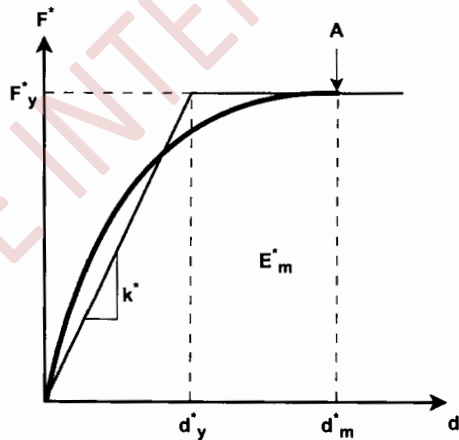
avec:

- $m_i$ : masse du noeud "i".
- $\phi$  : mode de vibration qui correspond à la plus grande valeur de la masse modale effective pour la direction d'action considérée.
- $\phi_i$ : valeur du déplacement du mode  $\phi$  au noeud "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 :

$$m^* = \sum m_i \cdot \phi_i = \sum \bar{F}_i \quad (J.2)$$

et le coefficient de transformation entre un système à N DDL et le système équivalent à 1 DDL est donné par :

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left( \frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)} \quad (\text{J.3})$$

La force  $F^*$  et le déplacement  $d^*$  d'un système équivalent à un seul degré de liberté sont calculés comme suit :

$$F^* = \frac{V_b}{\Gamma} \quad (\text{J.4})$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (\text{J.5})$$

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 :

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad (\text{J.6})$$

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 :

$$d_y^* = 2 \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (\text{J.7})$$

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.

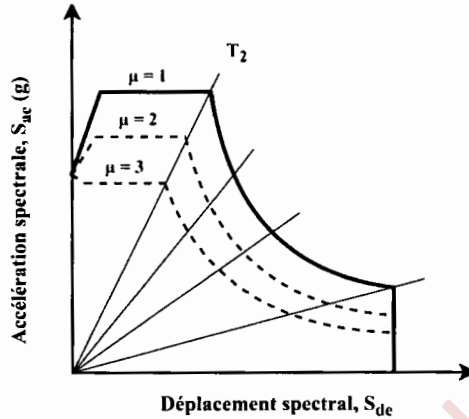
#### Demande sismique (spectre de réponse inélastique de constante de ductilité)

Le spectre inélastique est déduit à partir du spectre élastique en appliquant les expressions suivantes :

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \text{ et } S_d = \frac{\mu}{R_\mu} \cdot S_{de} \quad (\text{J.8})$$

$$S_a(T, \xi) = \frac{S_{ae}(T, \xi)}{R_\mu} \quad (\text{J.9})$$

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 :

- $\xi$  : 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
- $\mu$  : Facteur de ductilité
- $R_\mu$  : 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:

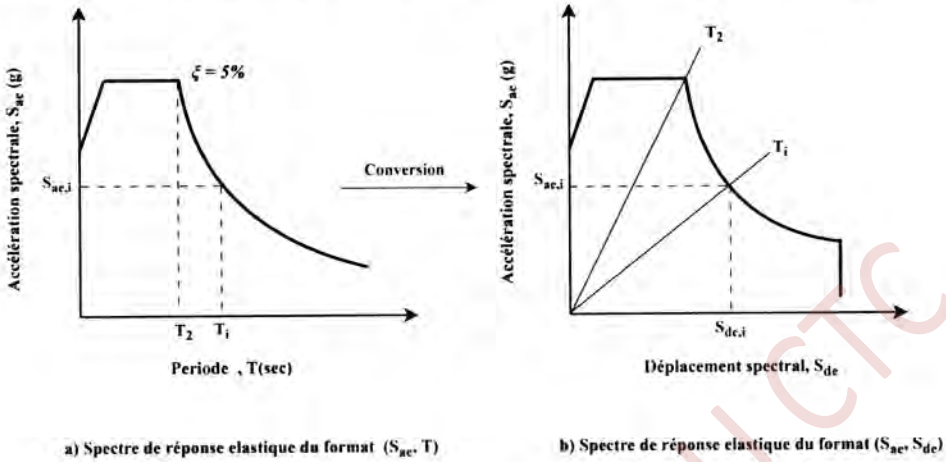
- $T$  : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté
- $T_2$  : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante (cf. § 3.3.1)

#### 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)



$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[ \frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \tag{J.13}$$

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

$$d_t^* = d_{et}^* \tag{J.14}$$

2. Si  $\frac{F_y^*}{m^*} < S_e(T^*)$ : la réponse est non linéaire, et :

$$\left[ d_t^* = \frac{d_{et}^*}{R_\mu} \cdot \left( 1 + (R_\mu - 1) \cdot \frac{T_2}{T^*} \right) \right] \geq d_{et}^* \tag{J.15}$$

où:

$R_\mu$  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.

$$R_\mu = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} \tag{J.16}$$

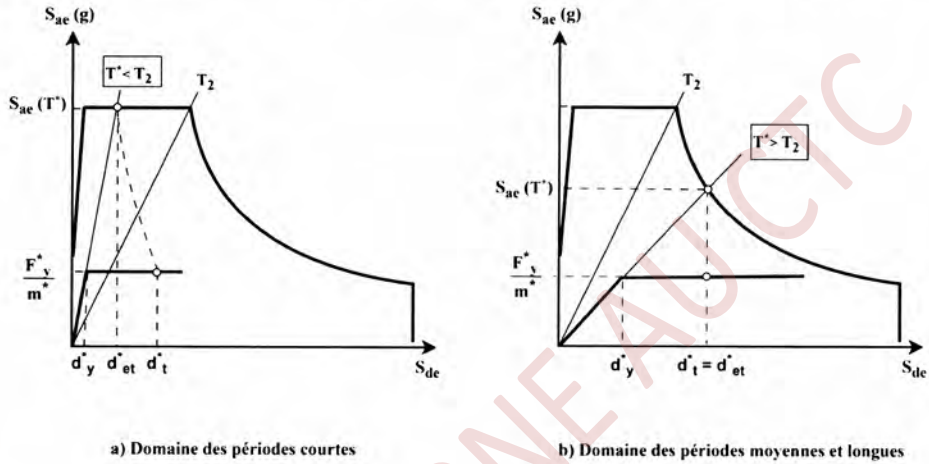
- Domaine des périodes moyennes et longues:  $T^* \leq T_2$

$$d_t^* = d_{et}^* \tag{J.17}$$

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 IDDL



### J.2.5 Détermination du déplacement cible pour le système à N DDL

Le déplacement cible du système à N DDL est donné par :

$$d_t = \Gamma . d_t^* \quad (J.18)$$

Le déplacement cible correspond au nœud de contrôle.

USAGE INTERNE AU CTC

USAGE INTERNE AU CTC

ISBN : 978-9961-923-71-9



9 789961 923719

Prix Public T.T.C : 2000 DA